



**8<sup>e</sup>** Conférence canadienne sur la  
géotechnique et les risques naturels  
Des géosciences innovantes pour demain

**8<sup>th</sup>** Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards  
Innovative geoscience for tomorrow

12-15 juin **2022** June 12-15

Édité par/ Edited by :  
Catherine Cloutier  
Dominique Turmel  
Pooneh Maghoul  
Ariane Locat





**8<sup>e</sup> Conférence canadienne sur la géotechnique et les risques naturels :  
des géosciences innovantes pour demain**

***8<sup>th</sup> Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards:  
Innovative geoscience for tomorrow***

12 au 15 juin 2022 / *June 12<sup>th</sup> – 15<sup>th</sup> 2022*

Musée de la civilisation de Québec, Québec

Édité par / *Edited by*

Catherine Cloutier<sup>1</sup>, Dominique Turmel<sup>2</sup>, Pooneh Maghoul<sup>3</sup> et Ariane Locat<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Ministère des Transports du Québec, Direction de la géotechnique et de la géologie

<sup>2</sup> Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques, Direction  
générale des barrages

<sup>3</sup>Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal

<sup>4</sup>Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN), Université Laval, Québec

Parrainée par / *Sponsored by*

Comité sur les géorisques,  
Société canadienne de géotechnique  
*Geohazards Committee,  
Canadian Geotechnical Society*

Juin 2022 / *June 2022*

**Citation :**

Cloutier, C., Turmel, D., Maghoul, P., et Locat, A., 2022. Comptes rendus de la 8<sup>e</sup> Conférence canadienne sur la géotechnique et les risques naturels: des géosciences innovantes pour demain., Québec. ISBN 978-2-9821051-0-2.

*Cloutier, C., Turmel, D., Maghoul, P., and Locat, A., 2022. Proceedings of the 8<sup>th</sup> Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards: Innovative geoscience for tomorrow., Québec. ISBN 978-2-9821051-0-2.*

**Couverture & quatrième de couverture**

Julie Therrien et Mélissa Raymond. Les images de la page couverture ont été créées à partir de levés LiDAR et de photographies prises par drone fournis par le Gouvernement du Québec.

**Cover page & fourth cover**

*Julie Therrien and Mélissa Raymond. Images from the cover were created from LiDAR surveys and photographs taken by drone supplied by the Quebec Government.*

## **Droit d'auteur et avis de non-responsabilité**

Tous les auteurs ont accordé et assigné le droit de publier leur(s) article(s) dans les actes électroniques à la 8<sup>e</sup> conférence canadienne sur la géotechnique et les risques naturels – Géorisques 8. En assignant ces droits et cette permission à la Conférence, les auteurs conservent les droits d'auteur du manuscrit. Le Comité d'organisation de Géorisques 8 autorise la reproduction des éléments inclus dans les comptes rendus pour des usages personnels et à des fins éducatives et de recherche. Il est toutefois interdit de reproduire le présent document électronique et son contenu sous forme imprimée ou électronique pour les faire circuler auprès d'autres personnes sans la permission des auteurs.

Même si une vérification a été faite pour s'assurer de l'exactitude du contenu, il demeure possible que des erreurs s'y soient glissées lors du traitement et de l'assemblage. Nous ne garantissons pas l'exactitude de ces actes et nous ne pouvons être tenus responsables de tout inconvénient que ces erreurs peuvent occasionner. De plus, nous n'endossons pas le contenu technique des articles ni les opinions exprimées par les auteurs. En aucun cas la Société Canadienne de Géotechnique ou leurs fournisseurs ne seront tenus responsables des dommages consécutifs ou accessoires à votre matériel ou à un logiciel suivant l'installation et/ou l'utilisation de ce produit.

© 2022 Section régionale de l'est du Québec de la Société canadienne de géotechnique – Tous droits réservés

### ***Copyright and disclaimer***

*All authors have granted and assigned the right to publish their paper(s) in the electronic proceedings of the 8th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards – Geohazards 8. By assigning such rights and permission to the Conference, the authors retain the manuscript copyright. The 8th Geohazards Conference Organizing Committee grants permission to reproduce material included in the proceedings for personal use and for educational and research purposes. However, it is prohibited to reproduce this product and its contents in printed or electronic form for circulation to others without the permission of the authors.*

*Even though a verification was made to ensure the accuracy of the content, it remains possible that errors may have crept in during processing and assembly. We do not guarantee the accuracy of these acts and cannot be held responsible for any inconvenience these errors may cause. Furthermore, we do not endorse the technical content of these papers, or the opinions expressed by the authors. In no event shall the Canadian Geotechnical Society or their suppliers be liable for consequential or incidental damages to your hardware or software resulting from the installation and/or use of this product.*

© 2022 Section régionale de l'est du Québec of the Canadian Geotechnical Society – All rights reserved

## **Politique d'évaluation des articles**

Chacun des articles des comptes rendus de Géorisques 8 a été révisé par deux évaluateurs sélectionnés par le Comité Technique. Le nom des évaluateurs est indiqué dans la section 'Remerciements'. Le contenu des articles demeure uniquement de la responsabilité des auteurs.

### ***Peer review Policy***

*Each paper in the Proceedings of the Geohazards 8 has been evaluated by two reviewers selected by the Technical Committee. Each reviewer has filled an evaluation report for each paper reviewed. The name of each reviewer is mentioned in the "Acknowledgement" section. Authors are solely responsible for the content of their papers.*

ISBN 978-2-9821051-0-2

Dépôt légal, Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2022.

*Legal deposit, Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2022.*

## **Préface**

La 8<sup>e</sup> Conférence canadienne sur la géotechnique et les risques naturels, tenue dans la ville de Québec, suit celle ayant eu lieu en 2018 à Canmore. Cette série de conférences est une initiative de la Division de la géologie de l'ingénieur et du comité sur les géorisques de la Société Canadienne de géotechnique. Le but principal de la conférence est de faire le point sur l'état de nos connaissances en matière d'évaluation et de gestion des risques naturels, notamment ceux d'origine géologique, et d'identifier les problèmes émergents. Ce recueil inclut 5 articles rédigés par des conférenciers invités ainsi que 67 articles techniques regroupés sous sept thématiques. Les comptes rendus traitent des problèmes et enjeux associés à différents risques naturels de nature géotechnique (avalanche de neige, glissement de terrain, coulée, érosion des berges). Plusieurs thèmes sont abordés dont les nouvelles technologies utilisées dans le domaine, les effets des changements climatiques, la communication et la mitigation du risque, en plus de la caractérisation, la modélisation et la prévision des phénomènes potentiellement dommageables.

## **Foreword**

*The 8<sup>th</sup> Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, held in Quebec City, follows the one held in 2018 in Canmore. This series of conferences is an initiative of the Engineering Geology Division and Geohazards Committee of the Canadian Geotechnical Society. The main purpose of the conference is to present the state of our knowledge in the assessment and management of natural risks, particularly those of geological origin, and to identify emerging problems. The proceedings include 5 keynote papers and 67 technical papers organized under seven themes. The papers deal with problems and issues associated with various natural hazards of geotechnical nature (snow avalanches, landslides, flows, bank erosion, etc.). Many relevant topics are covered including new technologies used in the field, the effects of climate change, risk communication and mitigation, as well as the characterization, modelling and prevision of potentially damaging phenomena.*

## **Comité organisateur**

Ariane Locat (Université Laval) – Présidente  
Julie Therrien (MTQ) – Logistique  
Catherine Cloutier (MTQ) – Comité technique  
Dominique Turmel (MELCC) – Comité technique  
Pooneh Maghoul (Polytechnique Montréal) – Comité technique  
Thomas Fournier (MTQ) – Trésorier  
Sandra Veillette (MTQ) – Communications  
Janelle Potvin (MTQ) – Visite technique  
Valérie Fréchette (Hydro-Québec) – Conseillère  
Kevin Hébert (Université Laval) – Édition du compte rendu

## **Remerciements**

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué au succès de la conférence Géorisques 8. Cette conférence est un lieu d'échange technique de haute qualité qui est rendue possible grâce à l'implication de plusieurs bénévoles passionnés. Merci à tous!

## ***Acknowledgements***

*A big thanks to all those who contributed to the success of Geohazards8. This conference is a place of high-quality technical exchange made possible by the involvement of several passionate volunteers. Thank you!*



**Réviseurs (par ordre alphabétique)**

***Reviewers (in alphabetical order)***

Riley Bedoe

Gregory Bièvre

Andrée Blais-Steven

François Bossé

Sarah Bouchard

Judith Bouchard

Marc-André Brideau

Denis Demers

Marten Geertsema

Daniel Germain

Bernard Hetu

Olivier Hurley

Michel Jaboyedoff

Serge Leroueil

Philip Lesueur

Jean-Sébastien L'Heureux

Li Li

Jacques Locat

Renato Macciotta

Scott McDougall

Valérie Michaud

Andrew Mitchell

François Noël

Ty Ortiz

Harpeet Panesear

Didier Perret

Patrice Rivard

Jorge Rodriguez

Cameron Ross

Mahya Roustaei

Kshama Roy

Christie Row

Juliana Ruiz Suescun

Mylène Sansoucy

Shorab Sharifi

Alex Strouth

Kristen Tappenden

Doug VanDine

Page des commanditaires

*Commanditaires Platine*



**Klohn Crippen Berger**



**TRUMER**  
Schutzbauten



**THURBER** ENGINEERING LTD.

**Commanditaires Or**



**Commanditaires Argent**

Tokyo Rope

**Commanditaires Bronze**

Département de génie civil et de génie des eaux de l'Université Laval

GKM Consultants

Funded by the  
Government  
of Canada

Financé par le  
gouvernement  
du Canada



Soirée de bienvenue / *Icebreaker*



Soirée à saveur locale / *Colour Night*



Exposants / *Exhibitors*



## **Table des matières / Table of contents**

### **Partie 1 / Part 1 Articles des conférenciers invités / Keynote Lectures**

<b>INNOVATING FOR TOMORROW: BUILDING ON 125 YEARS OF EARTHQUAKE MONITORING IN CANADA .....</b>	<b>3</b>
DAVID McCORMACK, MICHAL KOLAJ, JOHN ADAMS & HENRY SEYWERD	
<b>ROCK SLOPE MONITORING –THE BENEFITS AND CHALLENGES OF REMOTELY SENSED DATA .....</b>	<b>13</b>
D. JEAN HUTCHINSON, DAVID BONNEAU & KAITLYN D. DIEDERICHS	
<b>REDUCING LANDSLIDE RISK - EMERGING CHALLENGES AND NOVEL TECHNOLOGIES .....</b>	<b>25</b>
SUZANNE LACASSE, JEAN-SÉBASTIEN L'HEUREUX & ZHONGQIANG LIU	
<b>GEOHAZARD MANAGEMENT IN PERMAFROST REGIONS .....</b>	<b>47</b>
LUKAS U. ARENSEN	
<b>COULÉES DANS LES ARGILES SENSIBLES DE L'EST DU CANADA .....</b>	<b>57</b>
PASCAL LOCAT	

### **Partie 2 / Part 2 Articles / Papers**

#### **Apprendre du passé / Learn from the past**

<b>INVENTAIRE DES ÉVÉNEMENTS HISTORIQUES LIÉS À DIFFÉRENTS ALÉAS NATURELS SURVENUS SUR LE TERRITOIRE QUÉBÉCOIS .....</b>	<b>81</b>
ÉRIC DAVID, JEAN-FRANÇOIS LEBLANC, MARIE-LISE GAUTHIER, JANELLE POTVIN & DENIS DEMERS	
<b>ANALYSE DU GLISSEMENT ROCHEUX DU 17 MAI 1841 LE LONG DE LA RUE CHAMPLAIN, QUÉBEC, CANADA .....</b>	<b>89</b>
JACQUES LOCAT, CATHERINE CLOUTIER, JEAN-FRANÇOIS LEBLANC & ÉRIC DAVID	
<b>PORTRAIT STATISTIQUE DE LA DISTRIBUTION TEMPORELLE ET SPATIALE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN AU QUÉBEC .....</b>	<b>101</b>
LAURENCE POULIN LEBOEUF, DENIS DEMERS & MICHEL ALLARD	
<b>APERÇU DES GLISSEMENTS DE TERRAIN FORTEMENT RÉTROGRESSIFS DANS LES ARGILES GLACIO-LACUSTRES AU TÉMISCAMINGUE, QUÉBEC .....</b>	<b>113</b>
JULIE THERRIEN, KARINE BÉLANGER, THOMAS FOURNIER, DENIS DEMERS & CATHERINE THIBAUT	

**CHARACTERISTICS, KINEMATICS AND CONTRIBUTING FACTORS OF COMPOUND AND TRANSLATIONAL LANDSLIDES IN THE INTERIOR PLAINS OF CANADA, WITH EMPHASIS ON THE CHIN COULEE LANDSLIDE, ALBERTA ..... 123**

LUIZ BIAGINI, RENATO MACCIOTTA, CHRIS GRÄPEL, ROGER SKIRROW & KRISTEN TAPPENDEN

**CASE HISTORY: THE BENEFITS OF LIDAR DATA REVIEWS AS PART OF ROUTINE GEOTECHNICAL SLOPE EVALUATIONS AT THREE SITES IN EASTERN ONTARIO AND WESTERN QUEBEC ..... 131**

RAYMOND HACHÉ, MANUEL VERPAELST, OLIVIER PIRAUX & GWANGHA ROH

**Apprendre de l'expérience de nos confrères et consoeurs / *Learn from the experience of our peers***

**A REVIEW OF EXISTING RESERVOIR SHORELINE EROSION PREDICTION AND MONITORING METHODS ..... 141**

BEATRICE COLLIER-PANDYA, SCOTT MCDUGALL, ANDREW MITCHELL, MEGAN VAN VEEN, MICHAEL PORTER, RYAN MULLIGAN & WIM VAN GASSEN

**FAILURE PATHS FOR LEVEES - AN INTERNATIONAL FRAMEWORK ..... 149**

MEINDERT VAN, ESTHER ROSENBRAND, LIGAYA WOPEREIS, COR ZWANENBURG, RÉMY TOURMENT & PHILIP SMITH

**LESSONS FROM RECENT EARTHQUAKE-INDUCED LANDSLIDES IN CHILE AND SOME CONSIDERATIONS APPLICABLE TO BRITISH COLUMBIA ..... 155**

SERGIO A. SEPÚLVEDA & ALEJANDRA SEREY

**BACK ANALYSIS OF THE SEPTEMBER 5<sup>TH</sup>, 2021 ROCKFALL NEAR LOVER'S ARCH AT HOPEWELL ROCKS PROVINCIAL PARK, NEW BRUNSWICK ..... 163**

WILLIAM R. HOYLE, JENNIFER J. DAY, AMANDA HYSLOP & KEVIN SNAIR

**LA COULÉE ARGILEUSE DE LA GRANDE RIVIÈRE DE LA BALEINE DU 22 AVRIL 2021 ..... 169**

THOMAS FOURNIER, PASCAL LOCAT, JULIE THERRIEN, LAURENCE POULIN LEBOEUF, STÉPHANE PARADIS & DENIS DEMERS

**DEBRIS FLOW SURGES IN A NUMERICAL MODEL – MOUNT CURRIE CASE STUDY ..... 179**

ANDREW MITCHELL, SOPHIA ZUBRYCKY, SCOTT MCDUGALL, JORDAN AARON, CHRISTOPH GRAF, MYLÈNE JACQUEMART, JOHANNES HÜBL & ROLAND KAITNA

**BACK-ANALYZING THE TRIGGERING OF A RETROGRESSIVE LOESS FLOWSLIDE ..... 187**

LONGDE JIN, LIMING ZHENG, ANDREW FUGGLE & FANGZHOU LIU

**PROGRAMME DE RECHERCHE SUR LES GÉORISQUES À L'UNIVERSITÉ LAVAL DEPUIS 2015 ET PERSPECTIVES FUTURES ..... 195**

ARIANE LOCAT, JEAN-MICHEL LEMIEUX, RICHARD FORTIER, DOMINIQUE TURMEL, DENIS DEMERS, PASCAL LOCAT, JONATHAN AREL, JOSÉE DESGAGNÉ & JEAN CÔTÉ

**UTILISATION DES DRONES POUR LA GESTION DES RISQUES DE MOUVEMENTS DE TERRAIN AU QUÉBEC ..... 205**

ALEXIS FORTIN, JONATHAN FORTIN, FRANÇOIS BOSSÉ, MARTIN D'ANJOU, SANDRA VEILLETTE, ALEXANDRE LAVOIE & DANIEL OUELLET

## **Décrypter les géorisques / Decrypting geohazards**

<b>MODELLING THE IMPACT OF DEEP FRACTURES ON GROUNDWATER FLOW IN POST-GLACIAL MARINE CLAY HILLSLOPES: IMPLICATIONS FOR SLOPE STABILITY .....</b>	<b>215</b>
JULIÁN OSPINA-LLANO, NATHAN LEE YOUNG, JEAN-MICHEL LEMIEUX & JOHN MOLSON	
<b>EFFECT OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH PROFILE ON RETROGRESSIVE LANDSLIDES IN SENSITIVE CLAYS .....</b>	<b>223</b>
PIASH SAHA, RIPON KARMAKER & BIPUL HAWLADER	
<b>ASSESSMENT OF POST-PEAK STRAIN SOFTENING BEHAVIOUR OF EASTERN CANADIAN SENSITIVE CLAYS .....</b>	<b>231</b>
SARAH JACOB, RAMA VARA PRASAD CHAVALI, ALI SAEIDI & ABOUZAR SADREKARIMI	
<b>PREDICTION OF REMODELED SHEAR STRAIN FOR EASTERN CANADIAN SENSITIVE CLAYS .....</b>	<b>239</b>
ZINAN ARA URMI, RAMA VARA PRASAD CHAVALI, ALI SAEIDI & ALBA YERRO	
<b>PRELIMINARY STUDY OF 3D LARGE DEFORMATION MODELING OF THE GJERDRUM 2020 SENSITIVE CLAY LANDSLIDE .....</b>	<b>247</b>
QUOC-ANH TRAN, AGNETE ROGSTAD, GUSTAV GRIMSTAD, STEINAR NORDAL & GEBRAY HABTU ALENE	
<b>MODELLING THE MATERIAL BEHAVIOUR OF GLACIAL SEDIMENTS AT THE RIPLEY LANDSLIDE NEAR ASHCROFT, BRITISH COLUMBIA .....</b>	<b>255</b>
KELVIN SATTLER, DAVID ELWOOD & MICHAEL T. HENDRY	
<b>DÉPÔTS QUATÉNAIRES ET GLISSEMENTS DE TERRAIN, HAUTE-CÔTE-NORD DE L'ESTUAIRE DU SAINT-LAURENT, QUÉBEC, CANADA .....</b>	<b>263</b>
RÉMI MOMPIN, SERGE OCCHIETTI, PASCAL LOCAT, DENIS DEMERS & DENIS ROBITAILLE	
<b>PROGRESSIVE FAILURE MECHANISM FOR EXPLAINING LARGE SUBMARINE LANDSLIDES .....</b>	<b>275</b>
ARIANE LOCAT, JACQUES LOCAT, SERGE LEROUÉIL, DOMINIQUE TURMEL & JULIE THERRIEN	
<b>2D PROBABILISTIC SLOPE STABILITY ANALYSIS OF A LEVEE WITH RELIEF WELLS USING RLEM.....</b>	<b>285</b>
SINA JAVANKHOSHDEL, BRIGID CAMI, TERENCE MA, ALIREZA AZAMI, THAMER YACOUB & PARISA SAMADI	
<b>SLOPE FAILURE PREDICTION COMBINING LIMIT EQUILIBRIUM, CASE HISTORIES, AND BAYESIAN MARKOV CHAIN MONTE CARLO METHOD .....</b>	<b>291</b>
YUDERKA TRINIDAD GONZÁLEZ, KEVIN BRIGGS & VERNON R. SCHAEFER	
<b>RELIABILITY ANALYSIS OF SLOPE STABILITY UNDER RAPID DRAWDOWN CONSIDERING TRANSIENT SEEPAGE ANALYSIS AND PROBABILISTIC VARIATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF SOIL.....</b>	<b>299</b>
MOSLEM REZVANI, MAHTAB FATEHI, MAHDI SHADAB FAR, REZA JAMSHIDI CHENARI & SINA JAVANKHOSHDEL	
<b>CONCEPTUAL LANDSLIDE VELOCITY TRANSITION MODELS FOR A RANGE OF LANDSLIDE BEHAVIOUR TYPES .....</b>	<b>307</b>
MICHAEL PORTER, PETE QUINN & PETE BARLOW	
<b>MPM SIMULATIONS OF DEBRIS FLOW ENTRAINMENT, MODELLING BOULDERS EXPLICITLY .....</b>	<b>317</b>
HERVÉ VICARI, QUOC-ANH TRAN, STEINAR NORDAL & VIKAS THAKUR	

<b>A COMPARISON OF TWO RUNOUT PROGRAMS FOR DEBRIS FLOW ASSESSMENT AT THE SOLALEX-ANZEINDAZ REGION OF SWITZERLAND.....</b>	<b>325</b>
ARIJIT BISWAS ARGHYA, BIPUL HAWLADER & RICHARD H. GUTHRIE	
<b>LESSONS LEARNED FROM THE LOCAL CALIBRATION OF A DEBRIS FLOW MODEL AND IMPORTANCE TO A GEOHAZARD ASSESSMENT.....</b>	<b>333</b>
THAD WASKLEWICZ, RICHARD H. GUTHRIE, PAUL EICKENBERG, BENJAMIN KRAMKA	
<b>MODELLING POST-FAILURE RUNOUTS OF TAILINGS AND SOFT CLAY USING THIXOTROPIC RHEOLOGY .....</b>	<b>339</b>
XUEXIN XIA, ARAZOOBEN PATEL, & PAUL SIMMS	
<b>A MONTE-CARLO BASED VS30 MICROZONATION MAP FOR SAGUENAY, QC.....</b>	<b>345</b>
VAHID HOSSEINPOUR, ALI SAEIDI, MIROSLAV NASTEV & MARIE-JOSÉ NOLLET	
<b>DETERMINING RELEVANT JOINT ORIENTATION PARAMETERS FOR EVALUATING ROCK MASS EROSION HAZARD IN UNLINED SPILLWAYS.....</b>	<b>353</b>
MARIE-HÉLÈNE WISSE, ALI SAEIDI & MARCO QUIRION	
<b>INFLUENCES OF TECTONIC AND GEOMORPHIC PROCESSES ON FAULT SCARP HEIGHT ALONG THE TETON FAULT, WYOMING, USA.....</b>	<b>361</b>
KYLIA GRASSO & GLENN D. THACKRAY	
<b>UN TRAITÉ FRANCOPHONE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN À PARAÎTRE.....</b>	<b>369</b>
MICHEL JABOYEDOFF, CLÉMENT MICHOUÉ & JACQUES LOCAT	
<b>DYNAMIQUE DES PAROIS DE FLYSCH (PARTIE 1) : DÉVELOPPEMENT DES INSTABILITÉS ET MODES DE RUPTURE....</b>	<b>373</b>
FRANCIS GAUTHIER, TOM BIRIEN & FRANCIS MELOCHE	

***L'effet du climat sur les géorisques / The effect of climate on geohazards***

<b>DYNAMIQUE DES PAROIS DE ROCHE SÉDIMENTAIRE (FLYSCH) DU NORD DE LA GASPÉSIE (PARTIE 2) : CONDITIONS MÉTÉOROLOGIQUES PROPICES AUX CHUTES DE PIERRE.....</b>	<b>385</b>
TOM BIRIEN & FRANCIS GAUTHIER	
<b>DYNAMIQUE DES PAROIS DE FLYSCH (PARTIE 3) : PRÉVISION DES CHUTES DE PIERRE .....</b>	<b>395</b>
JACOB LALIBERTÉ, FRANCIS GAUTHIER & TOM BIRIEN	
<b>SEUILS DE PRÉCIPITATION, VARIABILITÉ SPATIOTEMPORELLE ET TENDANCES CLIMATIQUES DANS LES PLUIES TORRENTIELLES EN HAUTE-GASPÉSIE, QUÉBEC.....</b>	<b>405</b>
YAN BOULET, THOMAS BUFFIN-BÉLANGER, FRANCIS GAUTHIER & BERNARD HÉTU	
<b>CONSIDÉRATIONS SUR L'IMPACT DES CHANGEMENTS CLIMATIQUES SUR LES MOUVEMENTS DE MASSE AU QUÉBEC.....</b>	<b>415</b>
JACQUES LOCAT, JEAN-MICHEL LEMIEUX, ARIANE LOCAT, FRANCIS GAUTHIER, CATHERINE CLOUTIER & DENIS DEMERS	



<b>HYDRO-GEOMORPHIC EFFECTS OF THE NOVEMBER 2021 ATMOSPHERIC RIVERS ON INFRASTRUCTURE IN SOUTHWESTERN BRITISH COLUMBIA.....</b>	<b>429</b>
CARIE-ANN LAU, MATTHIAS JAKOB, ALEX BAUMGARD, ANDY RIOS, DREW BRAYSHAW, MELINDA M. BRUGMAN, TOM MILLARD & LIAM GIBLIN	
<b>POST-WILDFIRE DEBRIS FLOODS AND FLOWS NEAR NICOMEN, B.C. ....</b>	<b>439</b>
KAUSHAL R. GNYAWALI & DWAYNE D. TANNANT	
<b>ANTECEDENT WEATHER SIGNATURES FOR VARIOUS LANDSLIDE FAILURE MODES AT A 60-M-HIGH ROCK SLOPE NEAR DRUMHELLER, AB .....</b>	<b>447</b>
NIMA MIRHADI, RENATO MACCIOTTA, CHRIS GRÄPEL, ROGER SKIRROW & KRISTEN TAPPENDEN	
<b>INVESTIGATION OF RAINFALL-INDUCED SLOPE FAILURES FROM AN INTEGRATED PERSPECTIVE .....</b>	<b>457</b>
LEVINNA NATALIA & JUN YANG	

### ***Vivre avec les glissements / Living with landslides***

<b>PRACTICAL CONSIDERATIONS FOR MONITORING LANDSLIDES ON CRITICAL SLOPES.....</b>	<b>467</b>
MEGAN VAN VEEN, MATT LATO, ANDREW MITCHELL, COREY FROESE & MICHAEL PORTER	
<b>COMBINED PASSIVE SEISMIC AND LOW-COST TILTMETERS MEASUREMENT TO MONITOR AN URBAN SLOW-MOVING LANDSLIDE .....</b>	<b>477</b>
SYLVAIN FIOLEAU & SEBASTIAN UHLEMANN	
<b>WORKING TOWARDS ENHANCING SLOPE-SCALE LANDSLIDE EARLY-WARNING SYSTEMS WITH GEOPHYSICAL CHARACTERISATION AND MONITORING.....</b>	<b>485</b>
JIM WHITELEY, BEN DASHWOOD, EDWARD BRUCE, JIMMY BOYD, ARNAUD WATLET, PHIL MELDRUM, PAUL WILKINSON, RUSSELL SWIFT, OLIVER KURAS, JONATHAN CHAMBERS, SHANE DONOHUE, LORIS WACQUIER, SEBASTIAN UHLEMANN & JOHN MCHAEEL KENDALL	
<b>INSAR TIME-SERIES DISPLACEMENT ANALYSIS ON THE OLDMAN RIVER DAM, SOUTHERN ALBERTA .....</b>	<b>495</b>
SOHRAB SHARIFI, MICHAEL HENDRY & RENATO MACCIOTTA	
<b>DEVELOPMENT OF LANDSLIDE EARLY WARNING THRESHOLDS FOR NORMALLY SLOW-MOVING LANDSLIDE IN THE WESTERN CANADA SEDIMENTARY BASIN .....</b>	<b>503</b>
COREY FROESE, JEANINE ENGELBRECHT, ZACHARY GOUSSEAU, KAITLYN DIEDERICHS & ARON ZAHRADKA	
<b>CHARACTERIZING SEISMIC ACTIVITY FROM A ROCK CLIFF WITH UNSUPERVISED LEARNING, THE CASE OF GROS-MORNE, HAUTE-GASPÉSIE .....</b>	<b>511</b>
ALEXI MORIN, BERNARD GIROUX & FRANCIS GAUTHIER	
<b>GEOHAZARDS AFFECTING THE ROAD NETWORK IN BHUTAN AND THE SCOPE FOR AN ENHANCED GEOTECHNICAL ASSET MANAGEMENT SYSTEM .....</b>	<b>519</b>
SONAM CHODEN, RENATO MACCIOTTA, CHRIS GRÄPEL, KRISTEN TAPPENDEN & ALAKAZOU BOB	

<b>USE OF ROCK SLOPE RATING SYSTEMS WITH REMOTE SENSING FOR GEOTECHNICAL ASSET MANAGEMENT AND PRELIMINARY APPLICATION AT A ROCK SLOPE IN SOUTHERN AB .....</b>	<b>527</b>
--	------------

TAYLOR WOLLENBERG-BARRON, RENATO MACCIOTTA, CHRIS GRÄPEL, KRISTEN TAPPENDEN & ROGER SKIRROW

<b>STUDY OF ACTIVE FRACTURES TRIGGERING LARGE ROCK SLOPE FAILURES AT DIFFERENT SPATIAL AND TEMPORAL SCALE .....</b>	<b>539</b>
---	------------

CHARLOTTE WOLFF, VALÉRIE BAUMANN-TRAINE, TIGGI CHOANJI, MARC-HENRI DERRON, LI FEI, MICHEL JABOYEDOFF, ANDREA PEDRAZZINI & CARLO RIVOLTA

## **Se protéger des géorisques / Protection against geohazards**

<b>LONG-TERM RELATIONSHIPS WITH ROCKFALL CATCHMENT FENCES .....</b>	<b>549</b>
---	------------

AHREN BICHLER & GERNOT STELZER

<b>EXPERIENCES WITH TESTING PROCEDURES FOR ROCKFALL ATTENUATORS .....</b>	<b>557</b>
---	------------

AHREN BICHLER, GERNOT STELZER & MAIK HAMBERGER

<b>DETERMINATION OF ROCKFALL BLOCK ENERGY DURING INTERACTION WITH A ROCKFALL ATTENUATOR .....</b>	<b>565</b>
---	------------

MORITZ GAMPERL, JOHN SINGER, ROLAND SCHMIDT & KUROSCH THURO

<b>BOW VALLEY DEBRIS FLOOD MITIGATION: RECENT PROGRESS AND LESSONS LEARNED .....</b>	<b>573</b>
--	------------

FÉLIX CAMIRÉ & ALEX STROUTH

<b>DESIGN OF A LARGE STOPPING BERM FOR A GLIDE AVALANCHE ON THE TRANS-CANADA HIGHWAY .....</b>	<b>583</b>
--	------------

CHRIS ARGUE, ALAN JONES, BRUCE JAMIESON & NAGINDER JABBAL

<b>MITIGATION MEASURES FOLLOWING LANDSLIDES IN SENSITIVE CLAYS – EXAMPLES FROM NORWAY .....</b>	<b>591</b>
---	------------

JEAN-SÉBASTIEN L'HEUREUX, BJØRN KRISTIAN BACHE, SØLVE HOV & SUZANNE LACASSE

<b>COASTAL SLOPE STABILITY ASSESSMENT USING A MODIFIED FAHRBÖSCHUNG ANGLE AND STOCHASTIC AGE DISTRIBUTION MODEL .....</b>	<b>597</b>
---	------------

HAWLEY BEAUGRAND, RICHARD H. GUTHRIE, ROBIN MCKILLOP, JEFF MOORE & KATE MILLER

<b>INFORMING ZONING ORDINANCE DECISION-MAKING WITH THE AID OF PROBABILISTIC DEBRIS FLOW MODELING .....</b>	<b>605</b>
--	------------

KYLA GRASSO, THAD WASKLEWICZ & MISUN HUR

<b>USING ROCKYFOR3D TO MAP THE ZONES EXPOSED TO ROCKFALL HAZARD IN SAINT-FABIEN-SUR-MER.....</b>	<b>613</b>
--	------------

MATTEO ARNALDI & FRANCIS GAUTHIER

<b>SUSCEPTIBILITY MAPPING FOR LANDSLIDES IN MARINE CLAYS.....</b>	<b>621</b>
---	------------

RICHARD H. GUTHRIE, OLIVIER PIRAUX, KYLA GRASSO & RAJIB DEY

**Réflexion sur la gestion du risque et la communication du risque / *Reflection on Risk Management and Risk Communication***

<b>CONSIDERATIONS FOR THE DEVELOPMENT OF FLOC MODELS FOR THE ASSESSMENT OF GEOHAZARDS FOR ONSHORE PIPELINES .....</b>	<b>631</b>
DAMIAN McCLARTY, TREMPRESS MOORE & RODNEY S. READ	
<b>ALARP AND OTHER CONDITIONS FOR TOLERATING GEOHAZARD RISKS .....</b>	<b>639</b>
ALEX STROUTH, PHILIP LESUEUR & SCOTT MCDUGALL	
<b>BEYOND THE CLASSICAL SOCIOECONOMIC IMPACT OF LANDSLIDES.....</b>	<b>647</b>
MICHEL JABOYEDOFF, MARC-HENRI DERRON, CLÉMENT MICHLOUD & JACQUES LOCAT	
<b>COMMUNICATING LIKELIHOOD AND PROBABILITY OF SNOW AVALANCHES .....</b>	<b>661</b>
SCOTT THUMLERT, GRANT STATHAM & BRUCE JAMIESON	
<b>INDEX DES AUTEURS / <i>AUTHORS INDEX</i>.....</b>	<b>667</b>

**Partie 1 / Part 1**  
**Articles des conférenciers invités / *Keynote Lectures***



# Innovating for tomorrow: building on 125 years of earthquake monitoring in Canada

David McCormack, Michal Kolaj, John Adams & Henry Seywerd  
Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, Canada



## ABSTRACT

Systematic earthquake monitoring in Canada has allowed us to determine statistical rates of earthquakes, their locations, and resulting ground shaking. This knowledge has led to a succession of seismic hazard models for Canada, most recently for the 2020 National Building Code of Canada. These seismic hazard models provide the expected shaking levels during a building's lifespan and, in conjunction with enforcement of building codes, define the appropriate level of protective earthquake engineering needed to reduce future disasters. While the prediction of future earthquakes' date, location, size remains beyond our abilities, the advent of new technologies and improved robustness of seismic monitoring networks permits the construction of Earthquake Early Warning (EEW) systems, so triggering automatic protective actions for infrastructure and allowing individuals to take personal protective measures. Looking ahead, we foresee technological improvements permitting us to operate sensors in more remote and hostile environments, advances in signal detection and processing, and integration of ground and space-based sensor systems. These improvements open up the possibility of extending our coverage into the remotest Arctic, and being able to monitor not just tectonic earthquakes but other phenomena such as large landslides anywhere in Canada.

## RÉSUMÉ

La surveillance systématique des tremblements de terre au Canada nous a permis de déterminer les statistiques des tremblements de terre, leurs emplacements et les secousses du sol qui en résultent. Ces connaissances ont mené à une succession de modèles d'aléas sismiques pour le Canada, plus récemment pour le Code national du bâtiment du Canada 2020. Ces modèles d'aléas sismiques fournissent les niveaux de secousses attendus au cours de la durée de vie d'un bâtiment et, conjointement avec l'application des codes du bâtiment, définissent le niveau approprié de protection parasismique nécessaire pour réduire les catastrophes futures. Alors que la prédiction de la date, de l'emplacement et de la taille des séismes futurs reste au-delà de nos capacités, l'avènement de nouvelles technologies et l'amélioration de la robustesse des réseaux de surveillance sismique permettent la construction de systèmes d'alerte sismique précoce (ASP) déclenchant des actions de protection automatiques pour les infrastructures et permettant aux individus de prendre mesures de protection individuelle. Pour l'avenir, nous prévoyons des améliorations technologiques nous permettant d'utiliser des capteurs dans des environnements plus éloignés et hostiles, des progrès dans la détection et le traitement des signaux et l'intégration de systèmes de capteurs terrestres et spatiaux. Ces améliorations ouvrent la possibilité d'étendre notre couverture jusqu'à l'Arctique le plus reculé et de pouvoir surveiller non seulement les tremblements de terre tectoniques, mais aussi d'autres phénomènes tels que les chutes de pierres et les grands glissements de terrain à l'échelle continentale.

## 1 EARTHQUAKE OBSERVATION IN CANADA

Almost exactly 125 years ago, in September 1897, John Milne, the great pioneer of global seismology, supervised the installation of the first permanent observatory seismograph in Canada at Toronto (Hodgson, 1926). Other installations followed in Victoria, Ottawa, Halifax, Saskatoon and Ste. Anne de la Pocatiere, forming an important component of the first *de facto* global seismic monitoring network. Since that time, seismic data collected, analyzed and archived in Canada, by the Dominion Observatory (Hodgson, 1989), and its successor agencies the Department of Earth, Mines and Resources (Basham & Newitt, 1993), and Natural Resources Canada (NRCAN), have provided an unbroken record of earthquake activity. This allows us to determine locations and magnitudes of individual events, the statistical rates of earthquakes, and to start to understand the shaking they produce.

(Note: Since this paper ranges over several hundred years, references to NRCAN should be understood to include all predecessor organizations. Additionally, limitations of space do not permit a comprehensive review of all activities conducted in Canada related to seismic

observation, so the focus is unashamedly on formally organized nationwide federal government operations. As a result, much interesting material on work carried out by academia, private organizations and regional networks has been omitted.)

Figure 1 is a representation of Canada's relatively short earthquake catalogue, derived from the Canadian National Earthquake Database. The catalogue is a compendium of instrumentally recorded earthquakes that is constantly updated, currently with roughly 6000 new events per year, supplemented by information on other earthquakes derived from analysis of historical written records (see Gouin, 1994 for a classic example). An active area of research at NRCAN and elsewhere is the attempt to understand better how to use unwritten indigenous knowledge to extend and complement other information sources (Ludwin et al, 2007).

The catalogue includes significant events from both the pre-instrumental and instrumental eras. We note the 1700 M9 earthquake off Vancouver Island (Atwater, 1987, Satake et al. 1996), M8 earthquakes off Haida Gwaii, (Bostwick, 1989, Bird & Lamontagne, 2015), M7 earthquakes off the Atlantic-Baffin coast (Bent, 1995 &

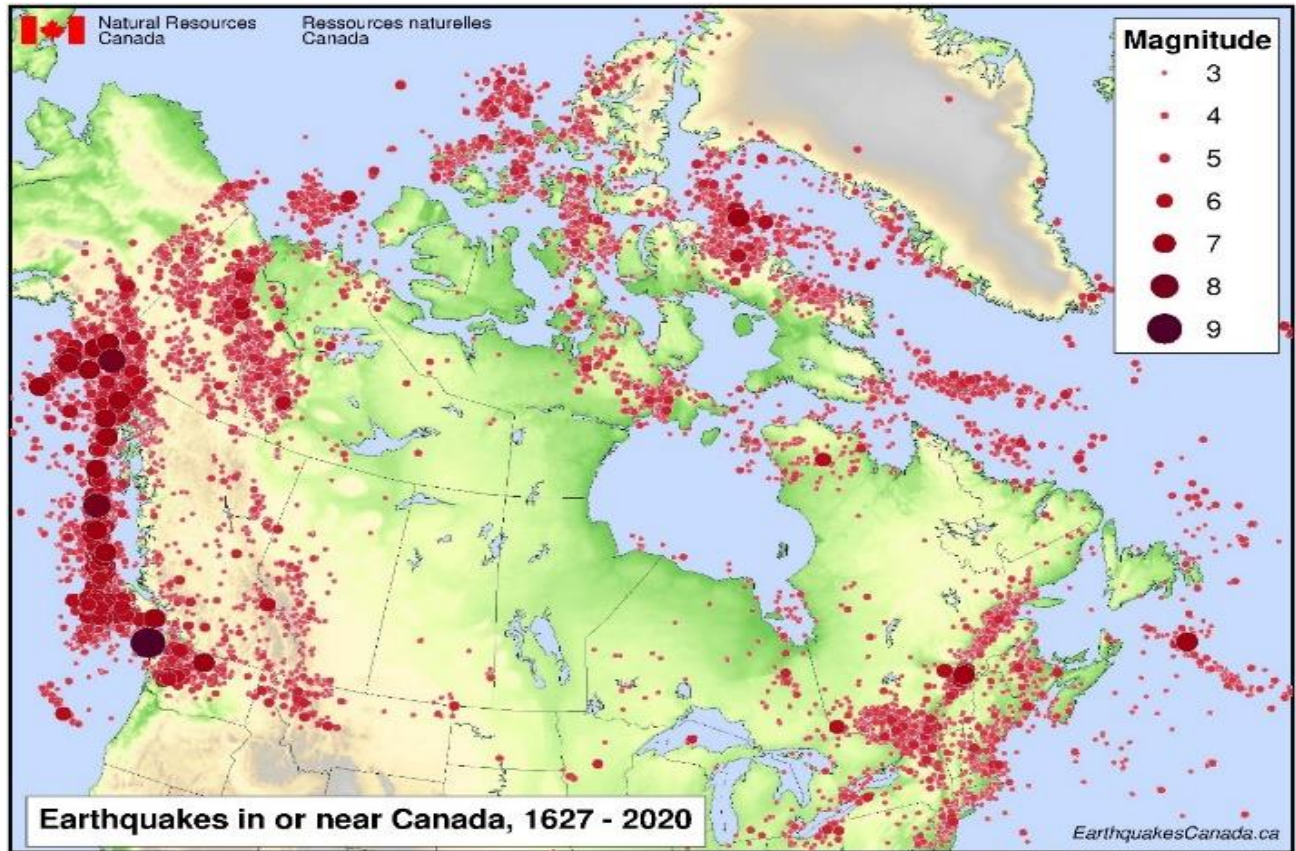


Figure 1: Earthquake Catalogue for Canada Derived from the National Earthquake Database (NEDB) at <https://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/stndon/NEDB-BNDS/bulletin-en.php> (Natural Resources Canada)

2002) and in the St. Lawrence valley (Mazzotti et al., 2004), all potentially damaging events should they recur. In addition, the occurrence of earthquakes smaller than magnitude 6 in the Arctic and southeastern Canada provides some insight into the potential for larger damaging earthquakes in those regions.

Such a catalogue is inevitably incomplete as a representation of potential seismic activity, in several ways. Firstly, a sample of activity over a few hundred years is only an approximate representation of the full range of seismicity that can occur on timescales relevant for tectonic processes. This is most clearly seen in areas of low seismic activity, where the catalogue may be empty, although the seismicity rate is not zero. Secondly, temporal patterns of seismicity may vary significantly, due, for example, to responses to external factors such as post-glacial rebound (see, for example, Adams, 1989). This is not reflected in models that essentially assume stationarity of seismicity with time. Products that use the catalogue must consider ways to compensate for this incompleteness, as we shall see in the section on seismic hazard.

An additional, and confounding issue to consider is the impact on seismic catalogues of human-induced seismicity. There is consensus that seismic events produced from mining explosions should, in most cases, be excluded from the catalogue used to produce seismic

hazard models. It is less clear, and a topic of active debate, how to handle other types of induced seismicity such as that related to fluid injection (Kao et al, 2018), or resulting from the loading and unloading of dam reservoirs (Lamontagne et al. 2006).

## 2 SEISMOGRAPHS, SEISMIC NETWORKS AND THE COMMUNICATION OF DATA

Following the initial burst of activity to install seismometers in Canada under the auspices of the British Association for the Advancement of Science, which lasted from 1897 to the First World War, the network in Canada evolved in fits and starts as funds became available, and opportunities arose. Since each instrument was operated essentially independently, and technology was continually evolving, there was little impetus towards commonality of instrumentation. Determination of reliable time sources, critical for processing of seismic data into global earthquake locations, was also a matter of making local *ad hoc* arrangements. This system essentially continued until the early 1960s. Then came the advent of the development of a global standard network of seismic stations for the purpose of nuclear weapons test detection, the World Wide

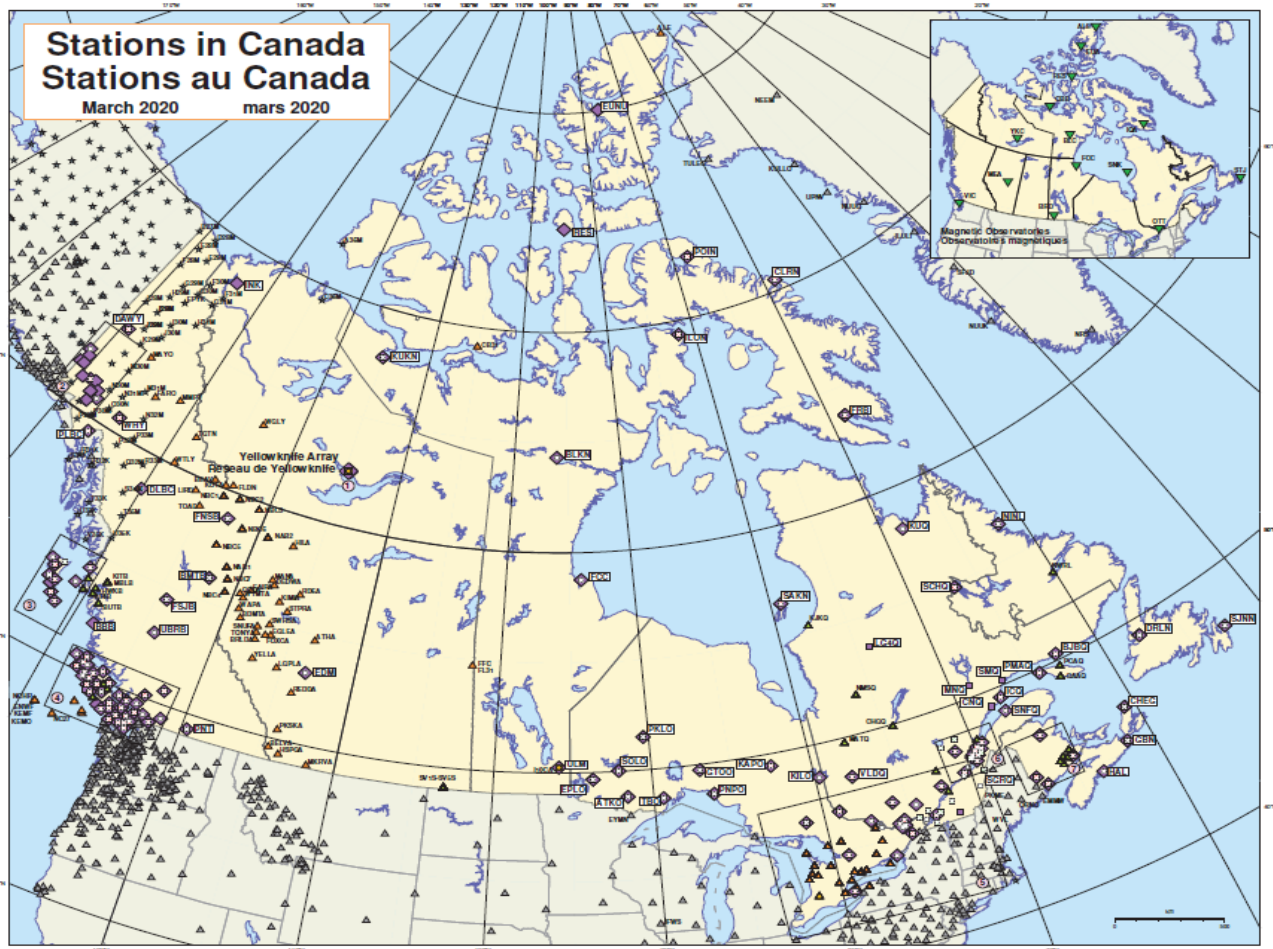


Figure 2: Permanent Seismic Stations of the Canadian National Seismograph Network in 2020

Standard Seismograph Network (WWSSN - Kerr, 1985). Although Canada chose not to host WWSSN stations, it did commit to installing its own stations to meet the same standards. This transformed seismology not just in Canada, but globally, and set it on the track to becoming a modern quantitative science. This would not be the only time that civilian earthquake studies in Canada would be profoundly affected by the funding, and the direction, of nuclear test monitoring programs. Aside from a flood of personnel who contributed to both programs, it also drove the adoption of analogue and then digital computers for data processing, first for the Yellowknife seismic array, and then for other purposes, and the development of digital recording equipment for seismic signals. This history of test-ban seismology in Canada is another story that merits its own treatment, beyond the description of the early years in Hodgson (1994).

Turning to recent decades, the seismic network became connected to data centers in real-time, initially through the pioneering work of the regional telemetered networks in eastern and western Canada – the ECTN and WCTN respectively, and by the late 1980s the first broadband digital systems, developed in-house, were deployed. After decades of sterling service, these home-brewed systems were finally replaced by commercial units

in the most recent upgrade of the Canadian National Seismograph Network (CNSN) from 2015 (Bent, 2019).

Today, data from essentially the entire national network (Fig. 2) is sent by a heterogeneous suite of communications technologies to two redundant data centres, chosen to be physically separated enough to be unaffected by the same disaster. Challenges remain – in particular, the network coverage in the high Arctic is very poor, which results in high detection thresholds and poor location resolution. Simple logistics for Arctic operations are compounded by a lack of communications options at latitudes beyond the footprints of commercial geostationary satellites. For a recent summary of the state of operations in Canada, see McCormack et al. (2020).

### 3 ANALYSIS OF SEISMIC DATA

In many ways, seismic analysis is perhaps the aspect of operating an earthquake network that has changed least in the last 125 years. A 19<sup>th</sup> century seismologist, once they were familiar with the basic operations of a computer mouse, would feel quite comfortable with using modern seismic analysis software, representing as it does to a large degree simply a translation of formerly manual tasks



of timing arrivals and measuring phase amplitudes to the computer screen.

The analysis task can be, with a little over-simplification, divided into three subtasks. Firstly, there is phase detection, which determines that there is a signal from an event of interest, and attempts to extract information about arrival time and phase type, while ignoring noise, glitches and signals from other sources. Then there is association, linking detections of the same event from discrete seismic stations together, while rejecting signals that occur within the same time window, but are from other events. Finally, there is a whole suite of procedures to characterize fully the nature of the event for discrimination between earthquakes and explosions, to assess magnitude, and to derive other information about the source. In reality, the entire process is iterative, with an interplay between assessment of detections and associations that is performed by skilled and experienced seismic analysts but has proved challenging to replicate automatically. Once an event is reliably detected and associated, much of the third subtask can now be reliably performed by machine. Of the first two, detection is the most studied, and depending on the application, automated detections either suffice or can be used as a basis for refinement by a human analyst. The most challenging subtask has turned out to be the association problem, particularly for relatively sparse networks covering very large regions. This is the case for large parts of Canada, and is also the situation for the global problem of event detection for nuclear test detection. Here, progress has recently been made through the application of machine-learning techniques (Le Bras et al., 2020), and these techniques are now approaching the performance of well-trained analysts.

#### 4 EARTHQUAKE ALERTING



Figure 3: An early example of a website for Canadian earthquake information from 1996. Recovered from web.archive.org

Public interest in earthquakes in Canada, driven by a number of significant events in the 1920s and 1940s, created a demand from the media for an authoritative source of earthquake information. This role has expanded in the modern era into a 24/7 operation to feed the media and public appetite for increasingly timely information on

earthquakes. Responding to this demand, NRCan has continually sought to evolve its information distribution systems as technology has changed, from press releases, to faxes, to an early adoption of the world wide web (Figure 3, earthquakescanada.gc.ca is its current descendent), to social media (Twitter @canadaquakes) and so on.

In parallel with the efforts to provide public information, NRCan has long cooperated with critical infrastructure operators to enable them to respond rapidly and effectively to potentially damaging events. Typically, this involves predetermination of thresholds for damage based on information provided by engineers, which are then incorporated into tailored NRCan alerts sent directly to operations centres. This provides immediately actionable information in the form of 'take action X at facility Y', and avoids delays that would otherwise occur if operators were forced to make such determinations post-event.

Both the public and critical infrastructure alerting functions continue to evolve to meet demand, with the latest incarnation of the system being the imminent launch of an earthquake early warning system.

#### 5 EARTHQUAKE EARLY WARNING

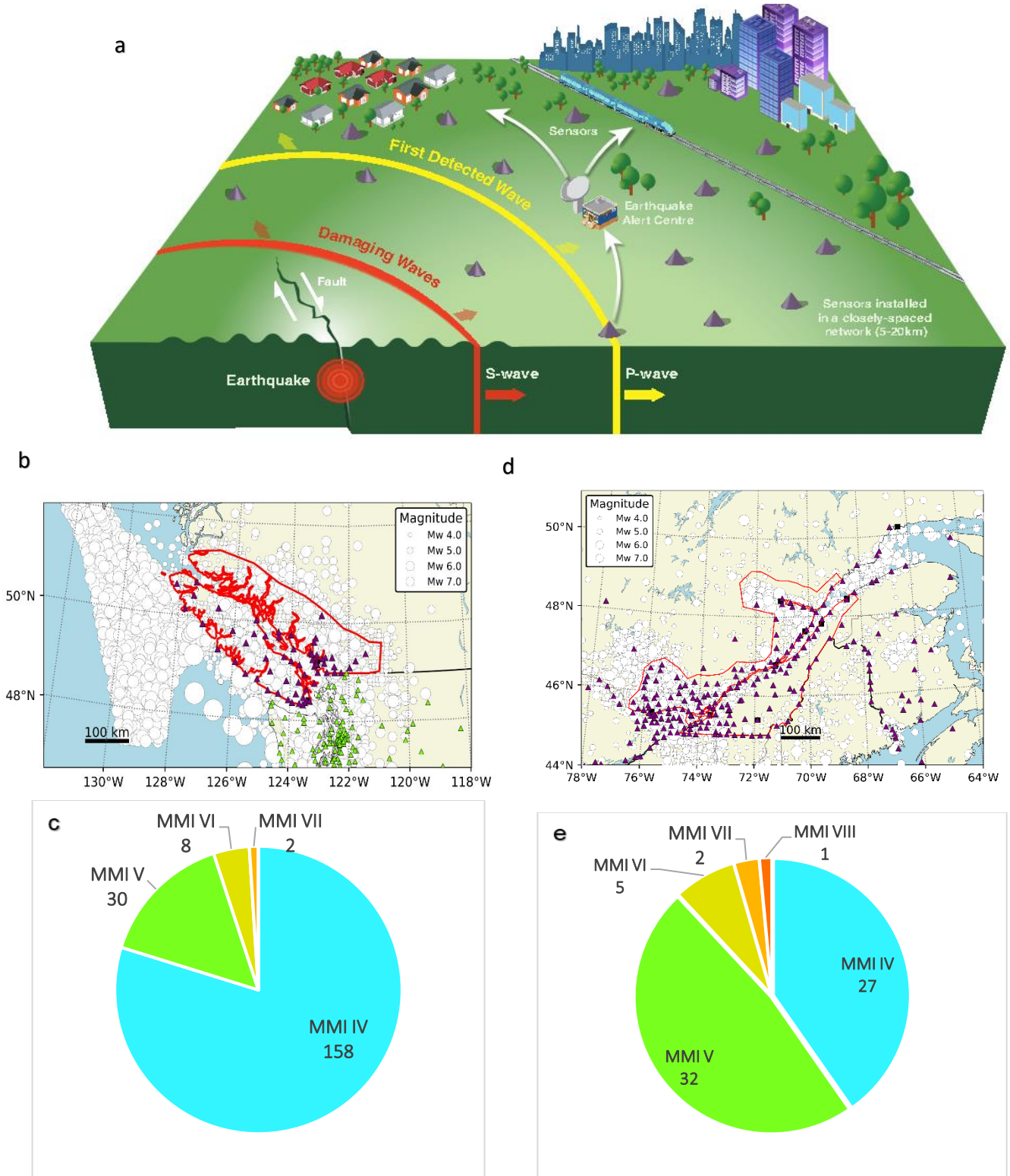
While the prediction of future earthquakes (i.e., date, location, size) is beyond our abilities, the advent of new technologies and the improved robustness of seismic monitoring networks permits the construction of Earthquake Early Warning (EEW) systems, providing a few to tens of seconds of warning prior to the arrival of strong shaking (Allen 2019). Natural Resources Canada is currently installing EEW systems in western and southeastern Canada that will provide warning before strong earthquake shaking starts, allowing for mitigative actions such as shutting of gas valves and personal protective measures (drop, cover and hold-on).

The system comprises many hundreds of sensors, spaced 10-20 km apart, and connected by low-latency links to redundant data centres which process the data, declare alerts and issue those via a variety of dissemination systems to the public and to critical infrastructure in real-time. Clearly, the key to the system is speed and accuracy.

##### 5.1 Expected EEW Performance Examples

The system is scheduled to go live in 2024. Alerts will be issued to areas where the predicted shaking exceeds some defined threshold. For the purpose of planning, we currently use Modified Mercalli Intensity IV+ as the threshold. Based on modelling using synthetic catalogues our anticipated system performance would be as shown in Figure 4 for two key areas of highest seismic risk.

Figure 4: a) Schematic illustration of how an Earthquake Early Warning system works. b) and d) western and eastern alert zones indicated in red, with 10,000 years of synthetic seismicity c) and e) show the number and relative occurrence of MMI IV-VIII in the alert zones (note the expected rate of MMI VI+ triggers is about equal for east and west).



## 6 SEISMIC HAZARD

Since 1953, the earthquake catalogue has fed into successive seismic hazard maps for Canada, with the most recent model underpinning the 2020 National Building Code of Canada (NBCC). Recognizing the issues of incompleteness discussed earlier, the models incorporate both observed seismicity but also contributions from tectonic and geological models. For example, seismic hazard is recognized as extending beyond specific locations where historical earthquakes have occurred into broader bands of similar tectonics. The balance between observation and model is one of the ways in which the seismic hazard map varies from generation to generation as both inputs evolve. One regional example of the current state of affairs is detailed in Kolaj et al. (2020a). Seismic hazard models provide the expected shaking levels during a building's lifespan and, in conjunction with enforcement of building codes, can define the appropriate level of protective earthquake engineering needed to avert, or at least significantly reduce, disasters.

A national seismic hazard model is a necessary element of a risk reduction strategy to minimize economic losses and human casualties from future earthquakes. Natural Resources Canada and its predecessors have been estimating seismic hazard in Canada for over 65 years and have developed a long-standing process of collaboration with the NBCC and Canada's engineering community. The latest hazard assessment, the 6<sup>th</sup> Generation Seismic Hazard Model of Canada (CanadaSHM6; Kolaj et al., 2020b) forms the basis for seismic design values for the 2020 edition of the NBCC, released in March 2022.

The current parameters used to prescribe seismic hazard are the mean values of spectral acceleration, together with peak ground acceleration and velocity, that would be exceeded 2% of the time in an arbitrary 50-year period (annual probability = 0.000404). For NBCC 2020, several additional "low-damage" performance checks using a probability of 5 and 10% in 50 years are also now required for a subset of important buildings. Figure 5 maps

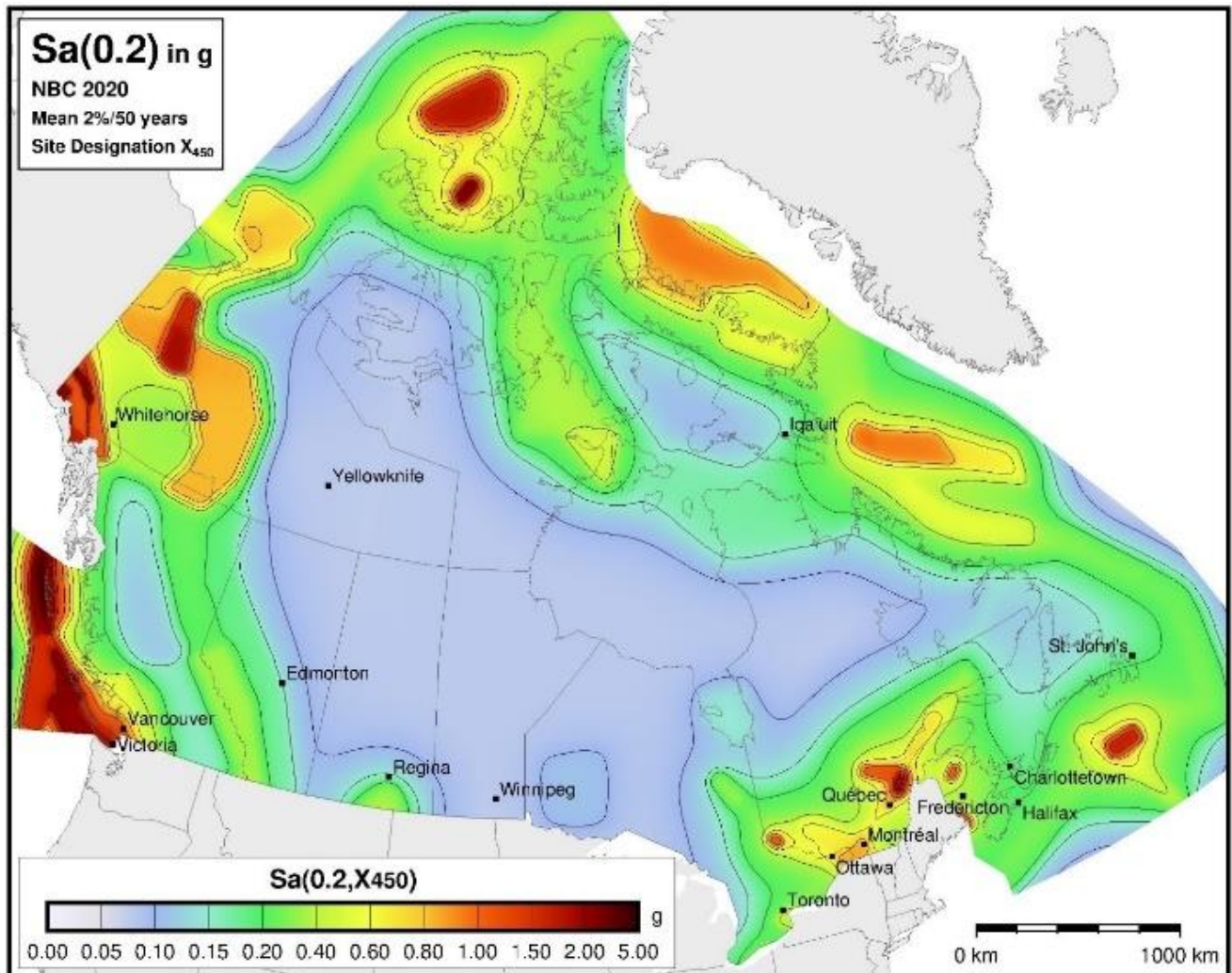


Figure 5: One representation ( $Sa(0.2, X_{450})$ ) of CanadaSHM6 hazard values, as used for NBCC 2020.

the 2% in 50 year 0.2 s period on a firm ground site condition.

strength of shaking. The Canadian  $F_a$  and  $F_v$  factors were relative to Site Class C (dense soil or soft rock) and ranged

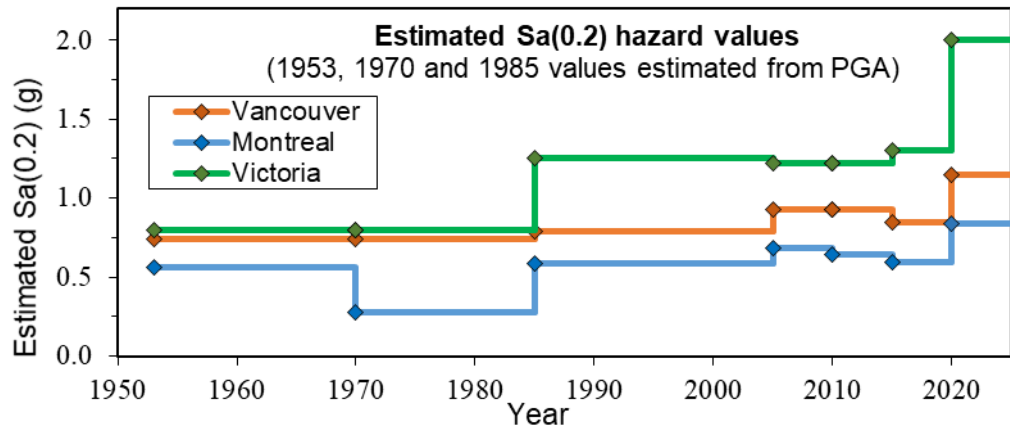


Figure 6: Trends in hazard for 3 major cities over the evolution of the Canadian Seismic Hazard Models (Kolaj et al., 2020b).

The hazard estimates have changed with time as sophistication in the understanding of seismic hazard, of the model used, and of its uncertainty have improved. Overall, there has been a slow increase in the estimates for many places, driven largely by the incorporation of previously neglected sources of hazard. Examples of the evolution for three cities are given in Figure 6 where the values represent short-period response on a firm-ground condition.

While engineers might prefer stable hazard values, the changes in estimated hazard reflect the evolving nature of the field. The continued updating of the seismic hazard models in conjunction with enforcement of building codes protects against the expected shaking levels during a new building's lifespan and so avert, or at least significantly reduce, disasters. A remaining issue is the mitigation of damage to existing buildings built under previous codes, (or pre-code), that might not resist currently estimated shaking levels. Mitigation of their risk can still happen through seismic retrofit, or through the natural, economic replacement of old buildings with new ones.

### 6.1 Site amplification

Foundation factors ( $F$ ) to scale reference ("rock or firm ground") hazard depending on soil conditions were first introduced into the NBCC in 1965 and had a value of 1.5 for high compressible soils and a value of 1.0 for all other ground conditions. In NBCC 1975, an intermediate category ( $F=1.3$ ) was introduced to account for compact coarse-grained or stiff fine grained-soils with a depth greater than 15 m. In 1990, a higher category ( $F=2.0$ ) was introduced for very soft and fine-grained soils (with a depth greater than 15 m) to recognize the large amplification above deep soil basins, as was recorded during the 1985 earthquake in Mexico City. NEHRP Site Classes, the frequency dependence of amplification, and the recognition of non-linear effects were incorporated into the 2005 edition, which separated short ( $F_a$ ) from long ( $F_v$ ) period amplification and added dependence on the

from 0.5 to 2.1. The 2015 edition of the NBCC further refined the factors by making them specific to each of the peak ground and spectral acceleration periods scaled non-linearly by the amplitude of PGA at the reference condition, and further increased the range of values ( $0.57 < F < 2.93$ ).

CanadaSHM6 attempts to address several issues identified with the approaches used in previous models. Firstly, it is problematic to use probabilistic estimates of PGA to estimate the degree of non-linearity as they tend to overestimate the deamplifying effects, and are inappropriate in regions where the dominant source type changes depending on the intensity measure (e.g. where PGA arises from local crustal earthquakes, but long-period hazard comes from great subduction earthquakes). Also, a single set of values for all of Canada does not allow for the consideration of how site amplification may vary regionally (related to regional differences in near-surface geology) and does not capture the epistemic uncertainty in site amplification models. In order to address both of these points, there is a major shift in NBCC 2020 in how site amplification is considered. Rather than using tables that scale reference hazard, site amplification functions embedded within each ground motion model (GMM) are used to calculate hazard directly for a range of site conditions. The specifics of the site amplification functions used in CanadaSHM6 are described in Kolaj et al (2019).

A second problem arises in that the five adopted Site Classes tended to produce large step changes in design hazard values. This is addressed by providing hazard directly for a continuous range of  $V_{s30}$  values in addition to the NEHRP Site Classes.  $V_{s30}$  is the time-averaged shear wave velocity in the upper 30 m of the site, and is the most commonly used parameter in GMMs to account for site amplification. An example of the variation in hazard with  $V_{s30}$  and Site Classes in Vancouver and Montreal is shown in Fig 7. Note that the hazard is a continuous function of  $V_{s30}$  (as are the underlying GMMs) and that discretizing it using NEHRP Site Classes A-E produces large steps in hazard.

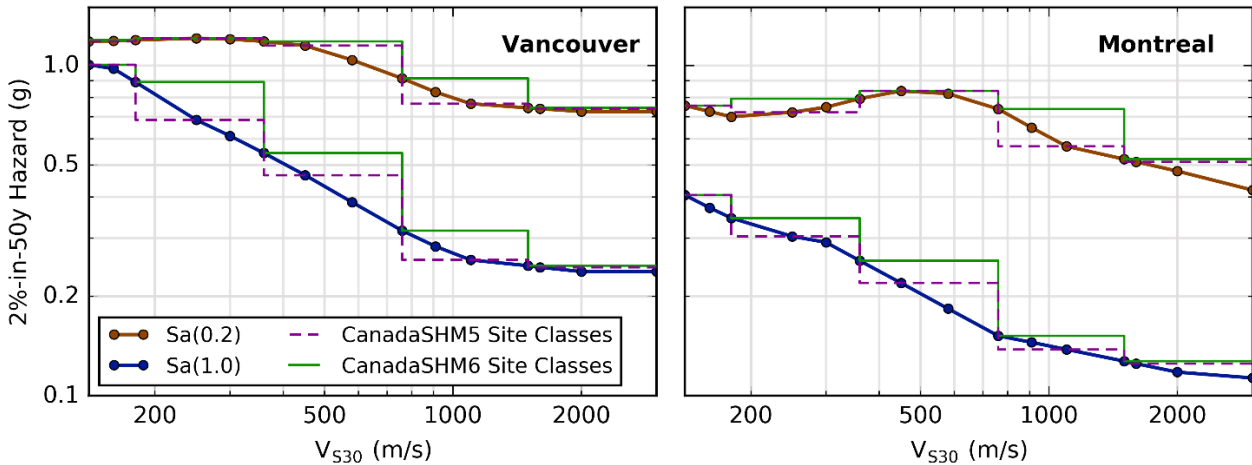


Figure 7: Comparison of seismic hazard values for Vancouver and Montreal as a function of  $V_{s30}$  versus that inferred from Site Class (Kolaj et al., 2020b).

The problem is exacerbated in places where the local conditions straddle a Site Class boundary. For example, in certain regions in downtown Vancouver  $V_{s30}$  is ~760 m/s and an increase in  $V_{s30}$  from 770 m/s (Site Class B) to 750 m/s (Site Class C) would result in roughly 50% increase in  $S_a(0.2)$  using the NBCC 2015 approach to Site Classes. It is our opinion that since the engineering community routinely determines  $V_{s30}$  to assess site conditions and that most new GMMs are developed as (roughly) continuous functions of  $V_{s30}$ , it is preferred to simply provide hazard directly to the practitioner for the value of  $V_{s30}$  rather than to discretize it into coarse Site Classes. As such, for NBCC 2020 hazard is provided directly for a continuous range of  $V_{s30}$  values (provided that it is calculated from in-situ measurements of  $V_s$ ) between 140 and 3000 m/s. As it is currently not practical to calculate hazard “on-the-fly”, the hazard values are instead pre-calculated for fifteen values of  $V_{s30}$  as shown in Figure 7 (circle markers). The NBCC 2020 seismic hazard webtool (<https://doi.org/10.23687/b1bd3cf0-0672-47f4-8bfa-290ae75fde9b>) interpolates the hazard for the desired value of  $V_{s30}$ .

NBCC 2020 will also continue to provide Site Class hazard, but their definition has changed from the approach used in NBCC2015. Instead of using representative  $V_{s30}$  values for each Site Class, hazard within each Site Class will instead be equal to the maximum hazard value within the  $V_{s30}$  bounds of the Site Class. While Site Classes are still permitted in NBCC 2020 under certain cases, the new approach will encourage practitioners to assess their site condition by measuring  $V_{s30}$ , as it will almost always result in reduced hazard values.

## 7 FUTURE DISASTER MITIGATION THROUGH ENHANCED MONITORING AND RAPID NOTIFICATIONS

It is difficult to make predictions, especially about the future.

Looking ahead, we foresee technological improvements permitting us to operate sensors in more and more remote and hostile environments, advances in signal detection and processing, and integration of ground and space-based sensor systems. These improvements open up the possibility of extending our monitoring coverage into the remotest Arctic, filling a significant current monitoring gap, and being able to detect not just earthquakes but associated phenomena such as rockfalls and large landslides across Canada.

Some future developments are relatively certain, in that the planning, life cycling and logistics of operating a large continental-scale seismic network mean the next 3-5 years of activities are already ‘baked-in’. For example, it is clear that there will be a shift from satellite communications using geostationary satellites to those using increasingly ubiquitous networks of low-earth orbit satellites. In addition, the dramatic improvements in the efficiency of solar panels will further unshackle the location of seismic stations from reliance on the electrical grid.

As cloud computing becomes more pervasive, moves are afoot to transfer data processing away from dedicated government-owned data centres to cloud services. Although there are advantages to this approach, there are potential drawbacks in terms of creation of hidden vulnerabilities to single points of failure, as well as challenges marrying physical infrastructure such as satellite earth stations with cloud infrastructure. In the medium term, a hybrid solution seems preferable.

Beyond these easy predictions, the impact of the massive proliferation of connected devices with sensors relevant to seismology, such as MEMS accelerometers, has prompted speculation that earthquake monitoring and alerting may become embedded in the ‘Internet of Things’ (Dashti et al., 2014). While the availability of such data may be useful in urban areas, the large, very sparsely populated regions of Canada will likely require dedicated observatory-grade monitoring into the future.

Natural Resources Canada has recently started a development project to create tools to bring together seismic and acoustic data from regional networks with

remote sensing products from the Radarsat Constellation Mission to improve detection of potential activity at Canada's volcanoes. If this can be successfully operationalized, it will provide a prototype by which data from space-based and ground-based sensor systems can be integrated for monitoring and alerting of other hazards such as large landslides Ekstrom (2006) (Figure8).

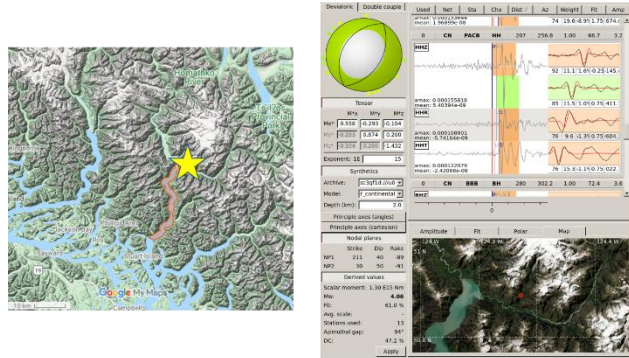


Figure 8: Proof-of-concept in-house tool for landslide detection and analysis applied to Elliott Lake, BC landslide of 28 November 2020 (Natural Resources Canada)

## 8 CONCLUSION

In this whirlwind tour we have reviewed the history of systematic earthquake observation in Canada, the development of the seismic network over time, the national earthquake catalogue and the growing importance of the alerting role, which is driving the development of an early warning system. We have discussed in some detail the current status of seismic hazard models, in the expectation this will be of most direct interest to the geotechnical community.

## 9 ACKNOWLEDGEMENTS

We stand on the shoulders of giants, and we have only just begun to understand earthquakes in Canada. We thank the staff of the Canadian Hazards Information Service and predecessor organizations over the past 125 years who for generations have tirelessly run the Canadian seismic network, and analyzed the data it produced. Their contribution to enhancing the safety of Canadians should not be overlooked. A review by C Rowe contributed greatly to making the paper clearer.

## REFERENCES

Adams, J. 1989. Postglacial faulting in eastern Canada: nature, origin and seismic hazard implications. *Tectonophysics*. 163,323-331.  
[https://doi.org/10.1016/0040-1951\(89\)90267-9](https://doi.org/10.1016/0040-1951(89)90267-9)

Allen, R.M., D. Melgar, 2019 Earthquake Early Warning: Advances, Scientific Challenges, and Societal Needs. *Annual Review of Earth and Planetary Sciences*, 47:361–88.

Atwater, B. F. 1987. Evidence for great Holocene earthquakes along the outer coast of Washington state *Science* 236, 942–944

Basham, P., and Newitt, L.R. 1993. A historical summary of Geological Survey of Canada studies of earthquake seismology and geomagnetism: *Canadian Journal of Earth Sciences*, 30, 372-390.

Bent, A. 1995. A Complex Double-Couple Source Mechanism for the MS 7.2 1929 Grand Banks Earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.* 85, 1003-1020

Bent, A.L. 2002. The 1933 Ms= 7.3 Baffin Bay earthquake: strike-slip faulting along the northeastern Canadian passive margin, *Geophysical Journal International*, 150,724–736.  
<https://doi.org/10.1046/j.1365-246X.2002.01722.x>

Bent A.L., Côté, T.J., Seywerd, H.C.J., McCormack, D.A. & Coyle, K.A. 2019. The Canadian National Seismograph Network: Upgrade and Status. *Seismological Research Letters* 91: 585–592.  
<https://doi.org/10.1785/0220190202>

Bird, A. & Lamontagne, M. 2015. Impacts of the October 2012 Magnitude 7.8 Earthquake near Haida Gwaii, Canada. *Bull. Seism. Soc. Am.* 105.  
<https://doi.org/10.1785/0120140167>

Bostwick, T. K. 1984. A re-examination of the August 22, 1949 Queen Charlotte earthquake. MSc Thesis. University of British Columbia. Retrieved from <https://open.library.ubc.ca/collections/ubctheses/831/items/1.0052501>

Dashti S, Bray JD, Reilly J, Glaser S, Bayen A, Mari E. 2014. Evaluating the Reliability of Phones as Seismic Monitoring Instruments. *Earthquake Spectra*. 30(2):721-742.  
<https://doi.org/10.1193/091711EQS229M>

Ekström, G. 2006. Global detection and location of seismic sources by using surface waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 96(4A), 1201-1212.

Gouin, P. 1994. About the first earthquake reported in Canadian History. *Bull. Seism. Soc. Am.* 54, 2: 478-483.

Hodgson, E. A. 1926. Seismology in Canada, *Journal of the Royal Astronomical Society of Canada* 20: 158-167

Hodgson, J.H. 1989. The Heavens Above and the Earth Beneath: a History of the Dominion Observatories Part 1: to 1946, *Geological Survey of Canada Open File 1945*, Ottawa

Hodgson, J.H. 1994. The Heavens Above and the Earth Beneath: a History of the Dominion Observatories Part 2: 1946 - 1970, *Geological Survey of Canada Open File 1945*, Ottawa

Kao, H., Hyndman, R., Jiang, Y., Visser, R., Smith, B., Babaie Mahani, A., et al. 2018. Induced seismicity in western Canada linked to tectonic strain rate: Implications for regional seismic hazard. *Geophysical Research Letters*, 45.  
<https://doi.org/10.1029/2018GL079288>

Kerr, A. (1985). *The VELA Program – a Twenty-Five Year Review of Basic Research*. DARPA. Pub Dianne L Carson.

- Kolaj M, Allen T, Mayfield R, Adams J, Halchuk S (2019): Ground-motion models for the 6th Generation Seismic Hazard Model of Canada. *12th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Quebec City, Canada.
- Kolaj M, Adams J, Halchuk S (2020a): Seismic hazard in southeastern Canada: uncertainty and controls on seismic hazard in a region of low-to-moderate seismicity. *17th World Conference on Earthquake Engineering*, Sendai, Japan.
- Kolaj M, Adams J, Halchuk S (2020b): The 6<sup>th</sup> generation seismic hazard model of Canada. *17th World Conference on Earthquake Engineering*, Sendai, Japan.
- Lamontagne M., Hammamji, Y., Tournier, J-P & Woodgold, C. (2006) Reservoir-induced earthquakes at Sainte-Marguerite-3, Quebec, Canada. *Canadian Journal of Earth Sciences*. 43(2): 135-146. <https://doi.org/10.1139/e05-108>
- Le Bras, R., Arora N.S., Kushida, N., Mialle, P., Bondar, I., Tomuta, E., Alamneh, F.K., Feitio, P., Villarroel, M., Vera, B., Sudakov, A., Laban, S., Nippres, S.E.J., Bowers, D. Russell, S. & Taylor, T. (2020) NET-VISA from Cradle to Adulthood. A Machine-Learning Tool for Seismo-Acoustic Automatic Association. *Pure and Applied Geophysics*. 2020: 1-22. <https://doi.org/10.1007/s00024-020-02508-x>
- Ludwin, R.S., Smits, G.J., Carver D., James K., Jonientz-Trisler C., McMillan A.D., Losey R., Dennis R., Rasmussen J., De Los Angeles A., Buerge D., Thrush C.P., Clague, J., Bowe chop J. and Wray J 2007. Folklore and earthquakes: Native American oral traditions from Cascadia compared with written traditions from Japan, Geological Society, London, Special Publications, 273, 67-94. <https://doi.org/10.1144/GSL.SP.2007.273.01.07>
- Mazzotti, S.; Henton, J.; Adams, J. (2004). "Crustal strain rates and seismic hazard from seismicity and GPS measurements along the St Lawrence Valley, Quebec". *AGU Spring Meeting Abstracts*. S14A-02. Bibcode: 2004AGUSM.S14A..02M.
- McCormack, D.A., Bent, A.L. Van Brabant, R. & McKee, L (2020); A Critical Assessment of Canadian Earthquake Monitoring and Alerting Practice versus the Initial Challenges of the 2020 COVID-19 Experience. *Seismological Research Letters* 92: 60-66. <https://doi.org/10.1785/0220200281>
- Satake, K., Shimazaki, K., Tsuji, Y. et al. (1996) Time and size of a giant earthquake in Cascadia inferred from Japanese tsunami records of January 1700. *Nature* 379, 246-249. <https://doi.org/10.1038/379246a0>

# Rock Slope Monitoring –The Benefits and Challenges of Remotely Sensed Data

D. Jean Hutchinson<sup>1</sup>, David Bonneau<sup>1</sup> & Kaitlyn D. Diederichs<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Department of Geological Sciences and Geological Engineering,  
Queen's University, Kingston, Ontario, Canada*

<sup>2</sup> *BGC Engineering Inc, Calgary, Alberta, Canada*



## ABSTRACT

Remotely sensed data, collected using a variety of data capture methods, deployed using different survey vantage points, is increasingly being applied to the assessment of slope stability for natural and excavated rock slopes. The data quality, quantity and rate of acquisition continues to increase, as manufacturers develop new tools, and R&D results in enhanced ways to collect, clean, align, process, and interpret data. As the value of remotely sensed data is demonstrated and understood, there is a tendency to focus on single data sources and to move away from other types of instrumentation and monitoring approaches. However, there is a tremendous value in combining different data sets, as the story of slope instability is often complex, and understanding the mechanisms and processes requires multiple lines of evidence. Survey design considerations will be discussed from the perspective of the definition of the technical objective of the remote sensing data collection and interpretation.

## RÉSUMÉ

Les données de télédétection, recueillies à l'aide de diverses méthodes de saisie des données, déployées à l'aide de différents points d'observation, sont de plus en plus appliquées à l'évaluation de la stabilité des pentes rocheuses naturelles et excavées. La qualité, la quantité et le taux d'acquisition des données continuent d'augmenter, à mesure que les fabricants développent de nouveaux outils, et que la R&D aboutit à des moyens améliorés de collecter, nettoyer, aligner, traiter et interpréter les données. Au fur et à mesure que la valeur des données de télédétection est démontrée et comprise, on a tendance à s'éloigner des autres types d'approches d'instrumentation et de surveillance. Cependant, il est extrêmement utile de combiner différents ensembles de données, car l'histoire des instabilités de pente est souvent complexe et la compréhension des mécanismes et des processus nécessite plusieurs sources d'observations. Les considérations relatives à la conception du levé seront abordées du point de vue de l'objectif technique de la collecte et de l'interprétation des données de télédétection.

## 1 INTRODUCTION

Remotely sensed data, collected using a variety of data capture methods, and deployed using different survey vantage points, is increasingly being applied to the assessment of slope stability for natural and excavated rock slopes. The data quality, quantity, and rate of acquisition continues to increase, as manufacturers develop new tools, and R&D results in enhanced ways to collect, clean, align, process, and interpret data.

Several recent publications provide comprehensive reviews of the applications of remote sensing techniques to assessing rock slope behaviour at a variety of scales of instability, including the comprehensive review by Lato (2020). The interested reader is referred to Shan and Toth (2008) for a comprehensive discussion about LiDAR scanning principles and survey design.

Numerous authors have compared the results of traditional slope face mapping work to the data that can be collected using remote sensing techniques (Slob et al. 2002, Fisher et al. 2017, Gomes et al. 2016, Bordehore et al. 2017) finding that the ability to map very large numbers of joints from the remotely sensed slope surface geometry, as compared to the results of scanline mapping, results in the identification of additional structures that may have a significant effect on the slope stability (Stead et al. 2019). The interested reader is directed to the discussion by Lim et al. (2009) and Abellán et al (2014) regarding survey

design, as well as the workflow developed by Stead et al. (2019), for rock slope analysis using traditional field and remote sensing techniques. These authors note that traditional field methods are still required to determine key rockmass characteristics, including intact rock strength, discontinuity infill information, and joint conditions, although some success with mapping this information from digital models of rockmasses has been achieved through statistical analysis and numerical simulation (Sturzenegger et al. 2011; Francioni et al. 2018).

The widespread deployment of photogrammetric, LiDAR and InSAR methods (Lim et al. 2005; Abellán et al. 2014; Hutchinson et al. 2015; Lato et al. 2015b; Bonneau et al. 2019b; Moretto et al. 2021) to assess slopes can be attributed to several advantages of these techniques, including the increasing ease of collecting and interpreting the data, the relatively large and continuous areal extent of the data collected permitting a broader view of the geological setting and structural measurements, and the ability to collect this data from safe vantage points located at a distance from the slope. These methods also produce a representation of the slope geometry each time the data is acquired, providing the equivalent of an 'as-built' model.

Other remote sensing techniques are being developed, which will enhance our understanding of slope processes. Fixed position photogrammetric arrays provide near real-time 3-D models, permitting automated sequential change detection (Kromer et al. 2019). Infrared thermography can



be used to map the slope cover and rockmass condition (Mineo et al. 2015) and to map rock bridges (Guerin et al. 2019). Although at a relatively early stage of development for geomechanics, thermal cameras are showing a lot of promise for detecting the detachment and passage of rocks down slope (Anon 2020). Hyperspectral imagery is being used to detect the seepage from and the mineralogy of rock slopes (currently at fairly low resolution at long ranges, Stead et al. 2019), utilizing techniques developed by the mineral exploration industry (Kurz et al. 2012).

Another group of instruments, that rely on contact with the ground surface, and provide a stream of real-time data, are under development to provide low-cost systems. One example is the British Geological Survey's work on arrays of in-place electrical resistivity probes: the PRIME system which is currently at the field trial stage. The system uses tomography to track small-scale changes in the water content of the slope material by imaging the sub-surface, while also detecting surface deformation within the probe array, using telemetry with very good results (Holmes et al. 2020). Another promising example is the use of passive radio frequency identification ranging (RFID): low-cost sensors, deployed in a dense array. The results of field trials, reported by LeBreton et al. (2019), demonstrated that the RFID tags can provide deformation data that is comparable to LiDAR or extensometer data, especially in the summer months. However, with currently available technology, the range of the continuous radio-frequency wave emitted by the base station is limited to 100 m. In addition, adverse weather conditions and snow cover do affect the data collected.

The integration of multiple remote sensing techniques into assessment and monitoring programs is encouraged by many authors (Sturzenegger et al. 2007; Brideau et al. 2011b; Lato et al. 2015; Macchiotta and Hendry 2021), to take advantage of the resulting enhanced interpretation, to provide some redundancy in case of data stream loss, and to verify detected changes. The results of combining data collection systems can be seen in the high-resolution photographs and LiDAR scanner deployed using a helicopter to map the geology, structure and morphology of the Randa slide scarp (Gischig et al. 2010) in support of interpretation of ongoing deformation monitoring using GB InSAR and geodetic measurements to assess the potential for progressive failure, of this large potential rock slide in Switzerland.

The increasingly available stream of remotely sensed data provides an exceptional opportunity to better understand the progression and evolution of slope deformation and failure behaviour. The USGS provides detailed guidance on planning aerial LiDAR surveys and working with the resultant data (Heidemman 2018). However, there are no standards for point cloud data collection and processing from terrestrial vantage points (Lato 2020), data quality and interpretation, with the result that some surveys produce results of limited utility, particularly when the data density or quality is not sufficient to support the required analysis. Excellent guidance is provided by Lim et al. (2009) related to the key considerations and protocol for LiDAR scanning of slopes, at the planning, field data collection and data processing stages of the work, and Kemeny (2015) discusses LiDAR

data collection and processing results for a large variety of roadside rock slopes. The massive amounts of data produced are unprecedented and can be overwhelming. As a result, there is significant effort being expended to automate data processing (Kromer et al. 2015a & 2015b; Williams et al. 2018) and interpretation (DiFrancesco et al. 2020 & 2021; Farmakis et al. 2021). Attention must be paid to the models derived from remotely sensed data, using both manual and automated processes, because poor data quality can result in an inaccurate representation of the object's geometry and changes. Critical assessment of the information provided is required, with comparison to measurements made manually or with other instruments when possible, particularly when working with complex natural settings (Abellán et al. 2009).

## 2 DEFINING THE MONITORING SCOPE FOR NATURAL SLOPES

The definition of the objectives and scope is an essential early-stage component of planning a remote sensing monitoring project. Individual data acquisitions do not, by default, constitute a monitoring program, until a baseline set of data has been collected, and is sufficiently dense temporally and spatially to support understanding of the slope behaviour. Substantial work has been done to develop remote sensing tools and analysis techniques, in the past two decades, with more ongoing. Some methods such as LiDAR and Structure from Motion Photogrammetry have become increasingly adopted into regular practice, producing point clouds representative of the geometry of the surface of the object being monitored. An excellent review and discussion of photogrammetry methods is provided by Eltner et al. (2016).

The objectives of point cloud analysis can be broadly classified as: i) to record the detailed slope geometry from a single data acquisition, to be used for visual inspection and communication; ii) to map the slope, including discontinuity characteristics, launch points, location of debris on the slope etc., also from a single point cloud, or iii) to monitor changes when data is collected during a series of time-sequential acquisitions or epochs. Numerous authors discuss the application of remote sensing techniques to characterizing and monitoring rock slope behaviour as discussed in the introduction (e.g. van Veen et al. 2018), focussing extensively on survey design considerations. Understanding the optimal conditions of site access and equipment deployment is certainly an important component of developing a monitoring program, in particular as this relates to the point cloud density and the temporal frequency with which the data is collected. While the visual quality of the images produced may look impressive, the data does not always convey the accuracy or quality of data required for the analysis. The objective of the monitoring program should be addressed first in order to guide the design: to assess the point cloud density and data accuracy required, as well as the frequency of data collection projects.

## 2.1 Data density

One of the major considerations is the density of the data produced – is there sufficient coverage with enough accuracy to support the analysis and interpretation that will be undertaken? There must be a sufficient number of points on each significant surface to permit detection, mapping and orientation evaluation (Figure 1). The most commonly used methods are based on evaluating the coplanarity of adjacent surface normal vectors (Hoppe et al. 1992; Kim and Kemeny 2009; Riquelme et al. 2014).

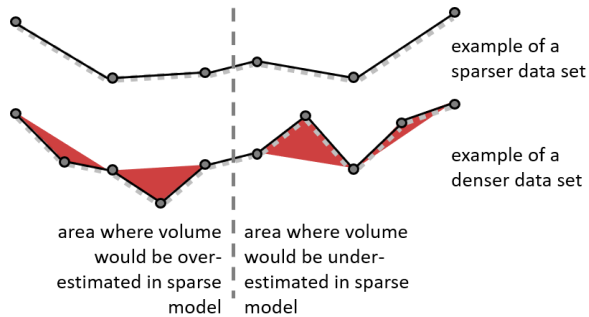


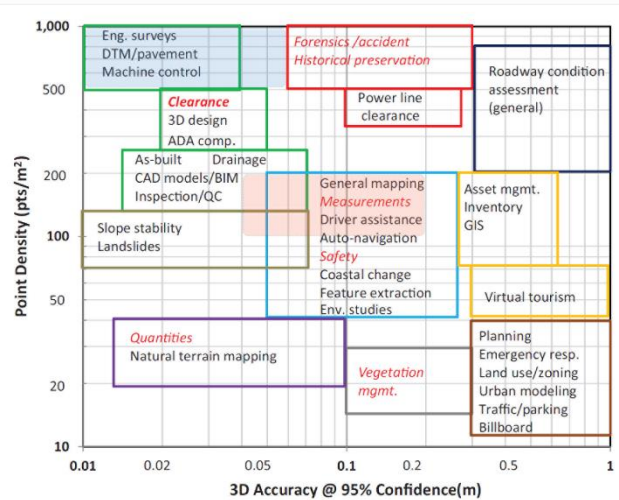
Figure 1. Accurate representation of complex slopes depends on a number of factors, including most importantly the density of the point cloud. If the scanning objective is to provide a model of the general slope geometry, a sparser data set (upper image) is acceptable. However, for slope structure mapping and time-sequential change detection, a more dense point cloud is required to fill in the detailed slope information (shown in red in the lower image).

Where joint surfaces are oriented parallel to the slope, there is a significantly greater potential to map even small exposures of joint surfaces. However, as the orientation becomes increasingly oblique to the slope orientation, the visible surface area is reduced and the accuracy of the point cloud is degraded by the increasingly elliptical shape of the scan spot.

Joints perpendicular to the slope surface are virtually impossible to detect in remotely sensed data, unless exposed by the slope surface geometry, and scanned from an oblique vantage point. Some work has been done to detect joint traces, when a surface is not exposed on the slope, but to date, these methods largely rely on manual mapping of photographic evidence to provide an accurate result (Tuckey and Stead 2016).

As noted in the introduction, many authors recommend ground truth measurements of key features on the rock exposure for comparison to the remotely sensed point cloud model of the slope, to validate the results and to detect the smaller exposures of surface area. These considerations will help to guide the optimal point spacing, which in turn will affect the selection of remote sensing method selection, as per Figure 2, developed by Olsen et al. (2013) for mobile LiDAR systems at distances of 75 to 100 m from the object of interest. At this relatively close range, recommended data density for rock slope assessment would be approximately 500 to 1000 pts/m<sup>2</sup> (blue shaded rectangle) to achieve similar accuracy as is

plotted for soil slopes and landslides (personal communication, M. Olsen 2022). At larger distances with natural slopes, dense point clouds collected from terrestrial vantage points are likely in the range of 100 to 200 pts/m<sup>2</sup> (orange shaded rectangle), and due to the complexity of the geometry and LiDAR beam divergence, will be less accurate.



Note the use of log scale on both axes.

*Network accuracies may be relaxed for applications identified in red italics.*

Figure 2: Recommended point cloud density for use of mobile LiDAR systems for a variety of applications, where the distance is 75 to 100 m from the object of interest (modified from Olsen et al. 2013). Point density objectives for rock slopes are superimposed on this diagram: blue shading represents the close-range objective for mobile rock slope scanning (Olsen, pers. Comm, 2022), and orange shading represents the achievable conditions in the authors' experience for long-range static terrestrial scanning.

## 2.2 Temporal coverage

In the first stages of work with LiDAR and photogrammetric data, data was generally collected intermittently, due to the cost of the equipment, difficulty with access to some sites, and the time and scarcity of tools needed to manually process the data. Notable early examples of the results attained from more permanent installation sites have been published by Williams et al. (2018) for coastal rock cliffs on the Jurassic coast of England and by Kromer et al. (2017) for the Séchilienne landslide in France. In these cases, very frequent data acquisitions from permanent installation sites provide data to support unprecedented levels of detailed data about the changes occurring on the slopes, permitting the identification of precursor rockfall activity prior to larger scale failures, and deformation rates related to precipitation and temperature, respectively. Kromer et al. (2017) found that precipitation had a significant effect on the accuracy of the data acquired. Williams et al. (2018) have demonstrated the effect of temporal censoring on data sets, whereby smaller volume failures are only

detected when the time between scans is short, due to the coalescence of failure volumes from the same portion of the slope over time. They found that decreasing the data collection frequency from once per hour to once per month, results in a substantial decrease in the volume of small rockfalls (from 98% to 67% of the total number of events), and a three-fold decrease in rockfalls over 10 months.

Remote sensing for change detection should be designed considering the anticipated slope deformation pattern and rate, and the eventual use of the data. Williams et al. (2018) discuss the trade-off between the accumulation of error when analyzing multiple epochs sequentially during a long-term data sequence. Shorter duration epochs permit detection of smaller volume events. On the other hand, evaluating data sets collected at longer time intervals reduces the error that can be accumulated by stringing together change detection results across a series of smaller epochs for the same overall time period. They noted that longer elapsed duration between scans is more appropriate for measurements of longer-term cliff erosion, for example.

As discussed by Rowe et al. (2018), the characteristics of the rockfall event will vary depending on the structural control on the failure and the anticipated failure mode(s). For example, in an overhanging portion of the slope, where a sub vertical fracture forms the back scarp, limited strain will occur prior to rapid, brittle failure. In this case, closer range data collection, to increase the point density and the precision of the data, and more frequent data acquisition will be required to detect pre-cursor deformation as much in advance of the failure as possible. Depending on the rockmass structure and quality, smaller volume block failures from the deforming rockfall object may give some forewarning, if they are identified as precursor events – progressive failures as detected by Janeras et al. (2017). In contrast to these scenarios, which require frequent, high point density data acquisitions, a toppling failure will often provide substantial time to detect the accelerating deformation rates (Kromer et al. 2015a). In this case, high point density may be required to discern the movement of individual portions of the rockmass as toppling progresses. As the time to failure is approached, generally the deformation rates increase (Carla et al. 2017; Loew et al. 2017; Intrieri et al. 2019). Increasing frequency of data acquisitions during the accelerating phase will improve the forward extrapolation to the anticipated time to failure. Segalini et al. (2018) evaluated several methods to assess time to failure from deformation data and recommended the inverse velocity method as a simple and robust method.

### 2.3 Spatial coverage

The spatial extent of the slope to be assessed is usually easily defined. However, the data collection campaign design must consider the potential for occlusion of data. Occlusion of visible structures may result from limited line of sight of the slope created by a sparse array of accessible and safe scan locations or by complex slope geometry creating shadow zones, in both horizontal and vertical directions (Lato et al. 2010). Increasing obliquity between the line of sight and the object of interest will also reduce the accuracy.

Sub-horizontal benches on the slope may create launch features for rockfalls or lead to the accumulation of talus mid-slope for later release. If these features are not visible from terrestrial vantage points, airborne data acquisition is recommended. The integration of the two data sets may result in different accuracies, as well as point spacing and uniformity of the point cloud, which can be handled in the data cleaning process. For example, the patterns of points within the cloud are generally more regularly spaced when working with static survey locations, while airborne data may be quite irregularly spaced, depending on the survey details and aircraft used. When determining whether to acquire data from terrestrial and/or aerial vantage points, it is important to consider the slope morphology and the velocity and direction of movement of the landslide (Figure 3). For example, change detection from sub-horizontal terrestrial scans is unlikely to detect steep downward movement at the source zone.

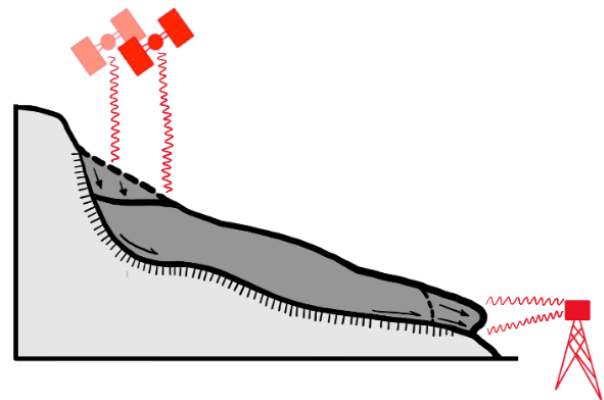


Figure 3. Detection of slope instability from terrestrial and aerial vantage points. The magnitude of change, direction and rate of deformation and surface morphology change will be different at the head and toe of the unstable zone.

### 2.4 Monitoring outcomes: Rockfall database

To assess change over time, time-sequential data sets are compared both to the original baseline data set and to the previous scan in the series, to understand total change and the change that occurred during the last epoch. The point cloud based rockfall assessment workflow developed by DiFrancesco (2021) is shown in Figure 4, demonstrating the numerous steps required to register and clean the point cloud, to identify and segment the changes detected, to extract the rockfall information, and to assess the lithology, shape and volume of the rockfall. The results of this process, applied to an intermittently collected data set from the Barrier, in British Columbia is shown in Figure 5.

To prepare point clouds for change detection analyses, an iterative closest point (ICP) matching algorithm is used to align the point clouds. Areas of substantial change are masked to improve the outcome of the ICP alignment. In long term data sets on active slopes, the proportion of the data set that is masked may become large enough to lead to reduced accuracy in the data alignment process. In this

case, a more recent baseline date should be established, against which to compare ongoing change.

The results of rockfall analysis should be added to a database for subsequent analysis. Most rockfall databases focus on evaluating the source zone of the rockfalls, and include information about the location, timing, volume, and shape of each event, along with mapping to the lithology (Kromer et al. 2018). However, there is no universally accepted procedure defining the workflow to extract rockfalls and their volumes, or to establish best practices for database content definition and construction. Therefore, the details of the workflow and analysis methods used by various authors must be considered for any analysis of more universal rock slope behaviour, to ensure that the data is consistent. For example, Bonneau et al. (2019a & 2019c) have shown that the method used to reconstruct the three-dimensional volume of a rockfall object from the point cloud and the approach used to calculate the volume can have a significant effect on the information that is added to the database.

The application of this process to the Barrier (Bonneau et al. 2022b), generated by a series of ice-marginal lava flows in Garibaldi Park, British Columbia, demonstrates the value of change detection data, even when the time between scans is infrequent. In Figure 5, block deformation and relative displacements between the top and bottom of the block indicate toppling behaviour, but also potentially mid-block buckling.

As higher density and accuracy point cloud data becomes increasingly available, it becomes possible to detect the orientation and surface roughness of release structures after the event. With higher frequency monitoring, it becomes possible to detect the passage of the rockfall down slope, details of block fragmentation if they occur, and the distribution, volume and shape of block(s) in the deposition zone. The value of this information has been demonstrated in field trials (Gili et al, 2022), utilizing data collection methods developed in a quarry (Prades-Valls et al, 2022).

The information about past rockfall events collected into the database supports evidence-based decision making about potential mitigation solutions. These can be broadly grouped as mitigation of the source zone of the rock slope failure (Figure 6 - upper) or management of the down slope deposition zone (Figure 6- lower).

Development of an understanding of the processes active at the source zone has been a key component of selection and design of mitigation solutions for many years: analysis of the rockmass structure and discontinuity properties, supplemented where available by regular inspections of the slope infrastructure or recollections of infrastructure supervisors. An excellent example of engineering rockmass analysis utilizing LiDAR data (Jaboyedoff et al. 2009) and numerical modelling is provided by Brideau et al. (2011a), for work on South Peak in Alberta. Mitigation can be selected and designed based on these types of analyses, and the expected failure mechanisms and volumes: either to remove the blocks, or to retain them on the slope by the installation of mesh or shotcrete, bolts or buttresses, (Figure 6 - upper). Remotely sensed data provide the advantage of mapping the structure at a safe distance from the slope and generating

a permanent record of the slope geometry at the time of the scan for subsequent back analysis of future failure locations. Change detection can provide early warning, by identifying the locations of deforming blocks, so that source zone mitigation can be implemented proactively.

Rockfall databases permit analysis of the frequency and magnitude of rockfall events from specific locations, after several seasons of observations, providing data to determine priority areas, focus design on suitable solutions and define the potential impact zones, as well as the expected required retention capacity for high impact barriers or ditches (Figure 6 - lower). This data can also be used to determine whether more substantial mitigation in the form of a rock shed is required.

As more continuous data collection becomes available, the inclusion of data from the deposition zones into the database becomes increasingly possible. This includes analysis of the rockfall path, impact positions, block fragmentation (Figure 7) and distribution in the deposition zone, as well as loss of retention capacity in barriers and ditches over time. This information is required to provide validation case histories for rockfall modelling.

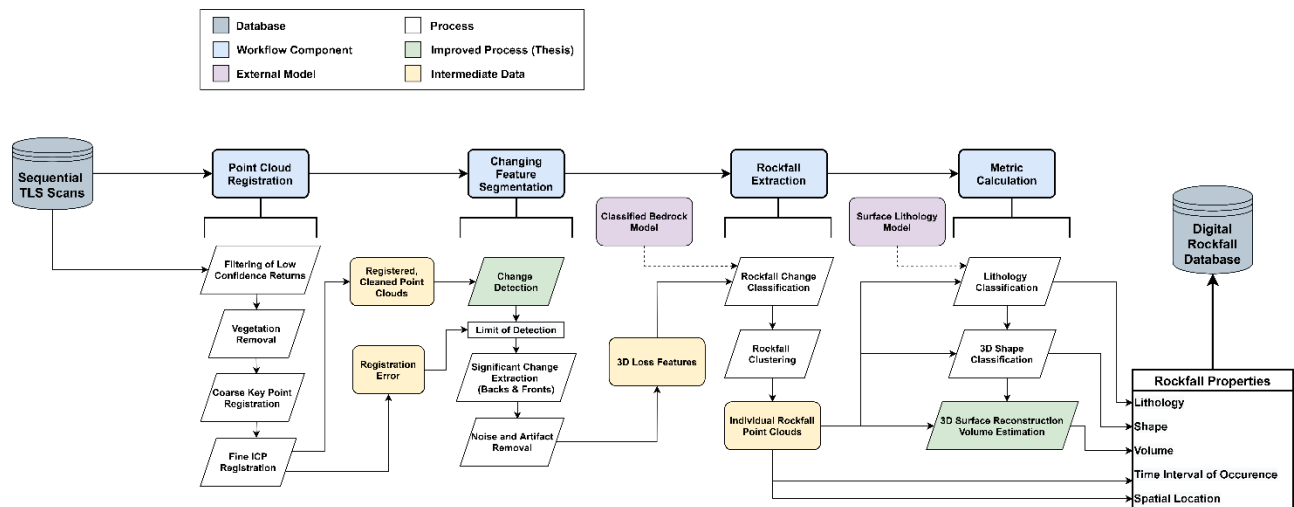


Figure 4. Work flow chart to identify, measure and classify rockfall events. Each step in the process of working with the point cloud represents a distinct component of the analysis, which may introduce error and reduce accuracy, if not well executed. External models are introduced to link events in the database to the bedrock and lithology models. (From DiFrancesco 2021).

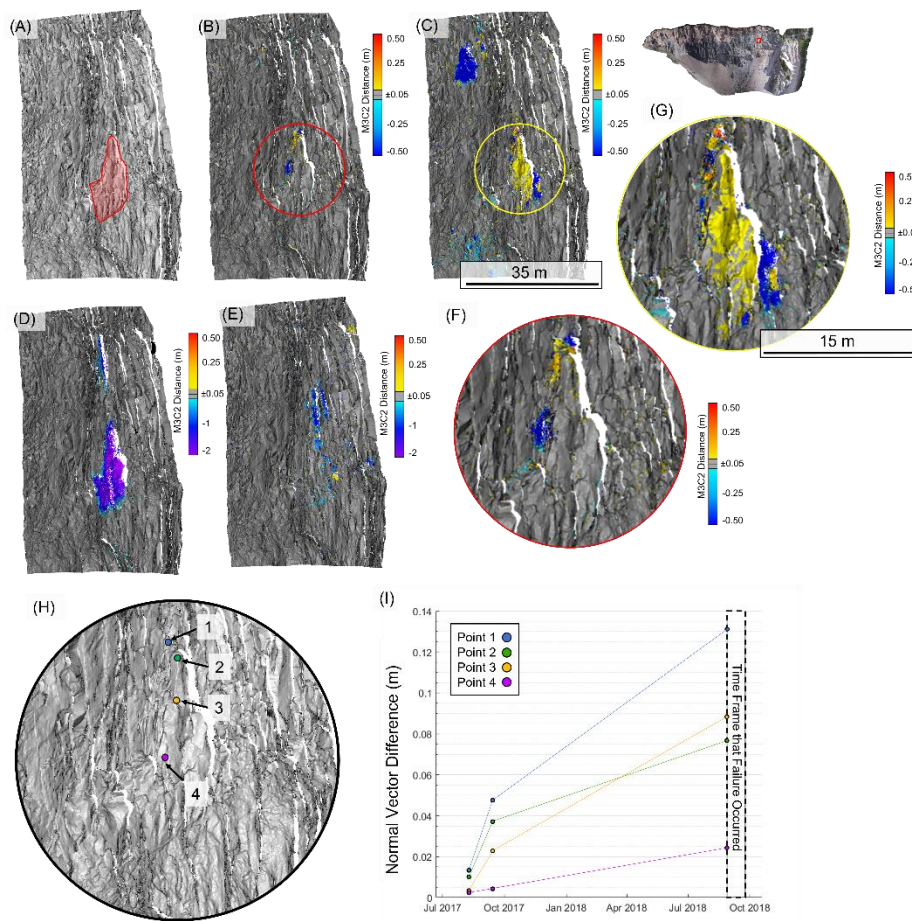


Figure 5: Monitoring results for the Barrier, Garibaldi Park, British Columbia (from Bonneau et al. 2022b). (A) The deforming block is outlined in red. Change detection results for: (B) August 9<sup>th</sup> to September 13<sup>th</sup>, 2017; (C) September 13<sup>th</sup>, 2017 to August 28<sup>th</sup>, 2018; and (D) August 28<sup>th</sup>, 2018 to September 24<sup>th</sup>, 2018. (E) A series of smaller volume rockfalls were sourced from the back scarp of the failure, as detected from change between October 18<sup>th</sup>, 2018 and June 19<sup>th</sup>, 2019. Inset images show details: (F) for early-stage results plotted in (B), and (G) for intermediate-stage results plotted in (C). Tracking the deformation of specific points (H) provides the results shown (I). Although the scanning frequency is fairly low, the general data trends can be examined.

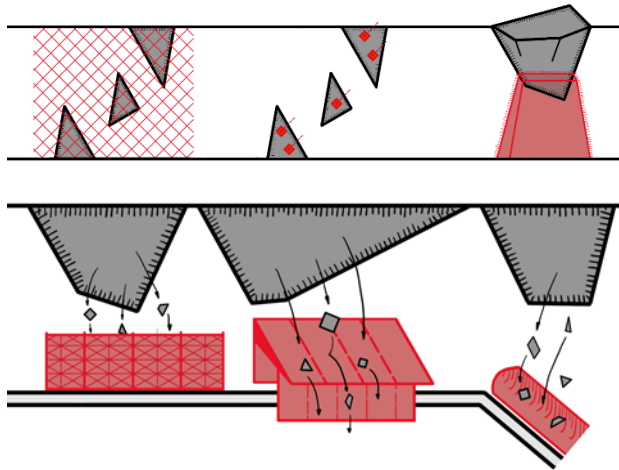


Figure 6. Mitigation of rock slope instability hazards in: the source zone (upper) by: left – installation of surface retention systems using mesh / shotcrete; middle – spot bolting of unstable blocks; and right – concrete buttress; or in the deposition zone (lower) by: left – installation of a high energy barrier; middle – construction of a rock shed; and right – construction and maintenance of ditch retention capacity.

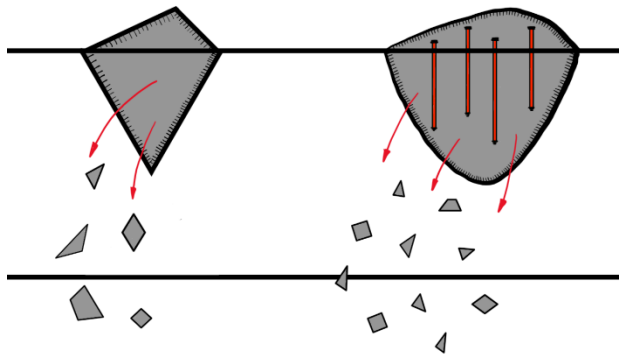


Figure 7. Rockfalls, driven by natural processes (left) or by drilling and blasting (right), have the potential to fragment during the failure. In the case of natural events, the fragmentation depends on the rockmass structure and strength, the effect of weathering and time dependent damage and deterioration. For infrastructure management, the range of sizes, and location of deposition, are important considerations for design of removal strategies and construction controls in the deposition zone.

### 3 REMOTE SENSING DATA INTERPRETATION

Remotely sensed point cloud data, as noted previously, can be used to assess the geometry and rockmass conditions at the time of each data collection. For rock slopes, special attention should be paid to overhangs from which blocks can fall with limited advance warning, or which form launch points for rockfalls, and which are often occluded from terrestrial data sets. Time-sequential data sets can be mutually aligned to examine locations where

the geometry has changed, by deformation, loss or gain of material.

The interested reader is directed to the following papers for more detail about specific data processing techniques for working with point cloud data:

- Survey design for complex geometry: Lague et al. 2013; Lato et al. 2009 & 2010.
- Detection of rockmass structures and orientations: Slob et al. 2002; Jaboyedoff et al. 2007; Lato & Voge, 2012; Voge et al. 2013; Riquelme et al. 2014.
- Analysis of joint persistence, joint spacing, block shape, supporting kinematic analysis: Buyer et al. (2020), Donati et al. (2021); fusing point clouds with photographs, Assali et al. (2016).
- Detection of change to identify precursors to failure: Rosser et al. 2007; Jaboyedoff et al. (2007, 2008); Kromer et al. (2015b).
- Analysis of rockfall characteristics, including:
  - source zone characteristics,
  - block shape and volume: Bonneau et al. (2019a, 2019c), DiFrancesco et al. (2021), and Macciotta et al. (2020).
  - deposition zone characteristics: Bonneau et al. (2022a), .

The ultimate goal for many slope assessments is to extend the data collected to forecast when a failure event may occur to provide warning in sufficient time (Figure 8) to implement mitigation measures or to exclude vehicles and people from the impact zone. As discussed in Section 2.2, the inverse velocity method can be effective to predict time to failure considering remotely sensed deformation data, in situations when the data is collected with sufficient frequency and the slope is moving at detectable rates for sufficient time to be detected and analysed.

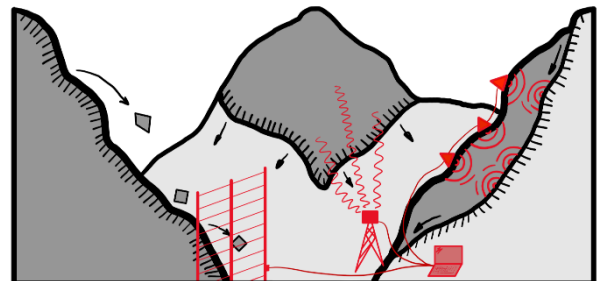


Figure 8. The ultimate goal of many slope monitoring programs is to provide early warning. This can be achieved by real-time detection of the passage and deposition of detached material, for example slide detector fences in use along railway lines (left side of image), providing warning for infrastructure operations managers. Ideally, monitoring and interpreting pre-failure deformation and processes, can be used to forecast the expected next stages of the event (middle). However, the lack of knowledge related to sub-surface conditions and the depth of failure in the slope creates uncertainty in the slope forecasting process, which is improved by the installation of in-ground instruments (right side).

#### 4 FINAL COMMENTS

The authors have attempted to illustrate the tremendous advantages of the burgeoning usage of point clouds generated using remote sensing techniques, as well as to caution users as to some of the limitations related to survey design, data processing, and most importantly understanding what cannot be detected using these methods. Specific details about survey design and analysis approaches can be found in the papers referenced in this document, and the interested reader is encouraged to follow up on the wealth of detail provided by so many authors.

The remotely sensed data discussed in this paper is based on detection of surface geometry and evidence of slope instability. The potential depth of failure for individual blocks may be reasonably estimated from analysis of rockmass structure, however, for deeper seated instabilities, the depth of failure cannot be estimated from surface data. In these cases, inground instrumentation to understand the depth of failure, and the rate and magnitude of deformation, is essential to assess instability and mitigation efforts.

Analysis of point cloud data and surficial remote sensing should be critically evaluated at every step of the process, considering knowledge of the geological setting and potential failure modes. Wherever possible, ground truth data should be included into the workflow, for example visual observation of slope morphology changes or direct measurements of structural orientations.

#### 5 REFERENCES

- Abellán, A. Jaboyedoff, M Oppikofer, T Vilaplana, J-M. 2009. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. *Natural Hazards and Earth System Science*. 9: 365–372.
- Abellán, A. Oppikofer, T. Jaboyedoff, M. Rosser, N.J. Lim, M. and Lato, M.J. 2014. Terrestrial laser scanning of rock slope instabilities. *Earth Surf. Process. Landforms*. 39: 80–97.
- Anon. 2020. Catching rocks before they fall. Lowell Institute for Mineral Resources: posted at: <https://minerals.arizona.edu/innovation/geotechnical-center-excellence/thermalcameras>
- Assali, P. Grussenmeyeraa, P. Villemain, T. Pollet, N. and Viguier, F. 2016. Solid images for geostructural mapping and key block modeling of rock discontinuities. *Computers & Geosciences*. 89: 21–31.
- Bonneau, D.A. Hutchinson, D.J., McDougall, S., DiFrancesco, P-M. and Evans, T. 2022a. Debris-flow Channel Headwater Dynamics: Examining Channel Recharge Cycles with Terrestrial Laser Scanning. Submitted to *Frontiers in Earth Science: Geohazards and Georisks*, # 883259.
- Bonneau, D.A. McDougall, S. Hutchinson, D.J. Russell, K. and Stewart, T. 2022b. Ice-lava interaction: Geological implications of rockfall activity at the Barrier, Garibaldi, British Columbia, Canada. Submitted to *Engineering Geology*.
- Bonneau, D. DiFrancesco, P-M. and Hutchinson, D. J. 2019a. Surface reconstruction for three-dimensional rockfall volume analysis. *International Journal of Geo-Information*, 8(12), #548.
- Bonneau. D.A. and Hutchinson, D.J. 2019b. The Use of Terrestrial Laser Scanning for the Characterization of a Cliff-Talus System in the Thompson River Valley, British Columbia, Canada. *Geomorphology*, 327: 598–609.
- Bonneau, D. Hutchinson, D.J. DiFrancesco, P-M. Coombs, M. and Sala, Z. 2019c. 3-Dimensional Rockfall Shape Back-Analysis: Methods and Implications. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 19: 2745–2765.
- Bordehore, L.J. Riquelme, A. Cano, M. and Tomás, R. 2017. Comparing manual and remote sensing field discontinuity collection used in kinematic stability assessment of failed rock slopes. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. 97: 24–32.
- Brideau, M-A. Pedrazzini, A. Stead, D. Froese, C. Jaboyedoff, M. and van Zeyl, D. 2011a. Three-dimensional slope stability analysis of South Peak, Crowsnest Pass, Alberta, Canada. *Landslides*. 8: 139–158.
- Brideau, M-A. Sturzenegger, M. Stead, D. Jaboyedoff, M. Lawrence, M. Roberts, N. Ward, B. Millard, T. Clague, J. 2011b. Stability analysis of the 2007 Chehalis lake landslide based on long-range terrestrial photogrammetry and airborne LiDAR data. *Landslides*. 9: 75–91.
- Buyer, A. Aichinger, S. and Schubert, W. 2020. Applying photogrammetry and semi-automated joint mapping for rock mass characterization. *Engineering Geology*, 264, 105332.
- DiFrancesco, P-M. 2021. *Digital Rockfall Databases: Developing Best Practices for Semi-Automatic Extraction of Rockfall from LiDAR*. Masters Thesis, Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada. <http://hdl.handle.net/1974/28748>
- DiFrancesco, P-M. Bonneau, D. and Hutchinson, D.J. 2021. Computational geometry-based surface reconstruction for volume estimation: A case study on magnitude-frequency relations for a LiDAR-derived rockfall inventory. *International Journal of Geo-Information*. 10 (3), 157, 27 pages.
- DiFrancesco, P-M. Bonneau, D. and Hutchinson, D.J. 2020. The implications of M3C2 projection diameter on 3-D semi-automated rockfall extraction from sequential terrestrial laser scanning point clouds. *Remote Sensing*, 12(11), 1885, 28 pages.
- Donati, D. Stead, D. Brideau, M-A. and Ghirotti, M. 2021. Using pre-failure and post-failure remote sensing data to constrain the three-dimensional numerical model of a large rock slope failure. *Landslides*. 18:827–847.

- Eltner, A. Kaiser, A. Castillo, C. Rock, G. Neugirg, F. and Abellán, A. 2016. Image-based surface reconstruction in geomorphometry – merits, limits and developments. *Earth Surface Dynamics*. 4 : 359-389.
- Farmakis, I. Bonneau, D. Hutchinson, D.J. Vlachopoulos, N. 2021. Targeted rock slope assessment using voxels and object-oriented classification. *Remote Sensing*, 13(7), 1354, 22 pages.
- Fisher, J.E. Shakoor, A. and Watts, C.F. 2017. Comparing discontinuity orientation data collected by terrestrial LiDAR and transit compass methods. *Engineering Geology*. 181, 78–92.
- Francioni, M. Salvini, R. Stead, D. and Coggan, J. 2018. Improvements in the integration of remote sensing and rock slope modelling. *Nat Hazards*. 90:975–1004.
- Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Matas, G., Moya, J., Prades, A., Corominas, J., Lantada, N., Núñez-Andrés, M.A., Buill, F., Puig, C., Martínez-Bofill, J., Saló, Ll. & Mavrouli, O. 2022. Rockfalls: analysis of the block fragmentation through field experiments. *Landslides*, 19, 1009–1029.
- Gischig, V. Amann, F. Moore, J.R. Loew, S. Eisenbeiss, H. and Stempfhuber, W. 2010. Composite rock slope kinematics at the current Randa instability, Switzerland, based on remote sensing and numerical modeling. *Engineering Geology*, 118: 37-53.
- Gomes, R.K. de Oliveira, L.P.L. Gonzaga Jr, L. Tognoli, F.M.W. Veronez, M.R. and de Souza, M.K. 2016. An algorithm for automatic detection and orientation estimation of planar structures in LiDAR-scanned outcrops. *Computers & Geosciences*, 90: 170–178.
- Guerin, A. Jaboyedoff, M. Collins, B.D. Derron, M-H. Stock, G.M., Matasci, B. Boesiger, M. Lefeuvre, C. Podladchikov, Y.Y. 2019. Detection of rock bridges by infrared thermal imaging and modeling. *Sci Rep*. 9:1–19.
- Heidemann, H. K. 2018. *Lidar base specification (ver. 1.3, February 2018): U.S. Geological Survey Techniques and Methods*, Book 11, Chap. B4, 101 p.
- Holmes, J. Chambers, J. Meldrum, P. Wilkinson, P. Boyd, J. Williamson, P. Huntley, D. Sattler, K. Elwood, D. Sivakumar, V. Reeves, H. and Donohue, S. 2020. Four-dimensional electrical resistivity tomography for continuous, near-real-time monitoring of a landslide affecting transport infrastructure in British Columbia, Canada. *Near Surface Geophysics*, 18: 337–351.
- Hoppe, H., DeRose, T., Duchamp, T., McDonald, J., Stuetzle, W., 1992. Surface reconstruction from unorganized points, in: *Proceedings of the 19th Annual Conference on Computer Graphics and Interactive Techniques - SIGGRAPH '92*. ACM Press, New York, New York, USA, pp. 71–78.
- Hutchinson, D.J. Lato, M. Gauthier, D. Kromer, R. Ondercin, M. van Veen, M. and Harrap, R. 2015. Applications of remote sensing techniques to managing rock slope instability risk. *GeoQuebec 2015*, paper 824.
- Intrieri, E. Carlà, T. Gigli, G. 2019. Forecasting the time of failure of landslides at slope-scale: A literature review. *Earth-Science Reviews*. 193: 333–349.
- Jaboyedoff, M. Metzger, R. Oppikofer, T. Couture, R. Derron, M-H. Locat, J. and Turmel, D. 2007. New Insight Techniques to Analyze Rock-slope Relief Using DEM And 3Dimaging Cloud Points: COLTOP-3D Software. In Eberhardt, E. Stead, D and Morrison T. (Eds.): *Rock mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands* (Vol. 1), Taylor & Francis. 61-68.
- Jaboyedoff, M. Oppikofer, R. Minoia, R. Locat, J. and Turmel, D. 2008. Terrestrial LiDAR investigation of the rockslide along Petit Champlain Street, Quebec City (Quebec, Canada). *Proc of the 4th Canadian Conf on Geohazards: From Causes to Management*. (eds) Locat, J. Perret, D. Turmel, D. Demers, D. and Leroueil, S. Presse de l'Université Laval, 594 p.
- Jaboyedoff, M. Couture, R. and Locat, P. 2009. Structural analysis of Turtle Mountain (Alberta) using digital elevation model: Toward a progressive failure. *Geomorphology*. 103: 5–16.
- Janeras, M. Jara, J.-A. Royán, M.J. Vilaplana, J-M. Aguasca, A. Fàbregas, X. Gili, J.A. Buxó, P. 2017. Multi-technique approach to rockfall monitoring in the Montserrat massif (Catalonia, NE Spain). *Engineering Geology*, 219: 4–20.
- Kemeny, J. 2015. *Application of Three-Dimensional Laser Scanning for the Identification, Evaluation, and Management of Unstable Highway Slopes*. Pooled Fund Study, Final Report TPF-5(166).
- Kim, C. and Kemeny, J. 2009. Automatic Extraction of Fractures and Their Characteristics in Rock Masses by LIDAR System and the Split-FX Software. *Tunnel & Underground Space*, 19(1): 1-10.
- Kromer, R. Hutchinson, D.J. Lato, M. Gauthier, D. and Edwards, T. 2015a. Identifying rock slope failure precursors using LiDAR for transportation corridor hazard management. *Engineering Geol*, 195, 93-103.
- Kromer, R.A. Abellán, A. Hutchinson, D.J. Lato, M. Edwards, T. and Jaboyedoff, M. 2015b. A 4D filtering and calibration technique for small-scale point cloud change detection with a Terrestrial Laser Scanner. *Remote Sensing*, 7(10), 13029-13052. Erratum published, *Remote Sensing*, 2015, 7(12): 16915-16916.
- Kromer, R.A. Abellán, A. Hutchinson, D.J. Lato, M. Chanut, M.A. Dubois, L. Jaboyedoff, M. 2017. Automated terrestrial laser scanning with near-real-time change detection—Monitoring of the Séchilienne landslide. *Earth Surf. Dyn.* 5, 293–310.
- Kromer, R. Rowe, E. Hutchinson, D.J. Lato, M. and Abellán, A. 2018. Rockfall Risk Management using a Pre-failure Deformation Database. *Landslides*. 15 (5): 847-858.
- Kromer, R. Walton, G. Gray, B. Lato, M. and Group, R. 2019. Development and Optimization of an Automated Fixed-Location Time Lapse Photogrammetric Rock Slope Monitoring System. *Remote Sens*. 11, 1890.
- Kurz, T.H. Buckley, S.J. and Howell, J.A. 2012. Close range hyperspectral imaging integrated with terrestrial lidar scanning applied to rock characterisation at centimetre scale. *ISPRS Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci.* XXXIX-B5, 417–422.



- Lague, D., Brodu, N., and Leroux, J. 2013. Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 82: 10–26.
- Lato, M. 2020. Canadian Geotechnical Colloquium: three-dimensional remote sensing, four-dimensional analysis and visualization in geotechnical engineering — state of the art and outlook. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(8): 1065-1076.
- Lato, M., Diederichs, M.S., Hutchinson, D.J., and Harrap, R. 2009. Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 46 (1): 194-199.
- Lato, M., Diederichs, M. and Hutchinson, D.J. 2010. Bias correction for Lidar scanning of rock outcrops for structural characterization. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43 (5): 615-628.
- Lato, M., Gauthier, D. and Hutchinson, D.J. 2015a. Selecting the optimal 3D remote sensing technology for the mapping, monitoring and management of steep rock slopes along transportation corridors. *Transportation Research Record*, January, 2510, 7–14.
- Lato, M., Hutchinson, D.J., Gauthier, D., Edwards, T., Oudercin, M. 2015b. Comparison of ALS, TLS and terrestrial photogrammetry for mapping differential slope change in mountainous terrain. *Canadian Geotechnical Journal*, 52 (2): 129-140.
- Lato, M. and Voge, M. 2012. Automated mapping of rock discontinuities in 3D lidar and photogrammetry models. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. 54: 150–158.
- Le Breton, M., Baillet, L., Larose, E., Rey, E., Benech, P., Jongmans, D., Guyoton, F. and Jaboyedoff, M. 2019. Passive radio-frequency identification ranging, a dense and weather-robust technique for landslide displacement monitoring. *Engineering Geology*, 250: 1 – 10.
- Lim, M., Petley, D.N., Rosser, N.J., Allison, R.J., Long, A.J., Pybus, D. 2005. Combined digital photogrammetry and time-of-flight laser scanning for monitoring cliff evolution. *Photogrammetric Record*, 20(1): 109–129.
- Lim, M., Mills, J., Rosser, N. 2009. Laser scanning surveying of linear features: considerations and applications in laser scanning for the environmental sciences. In *Laser Scanning for the Environmental Sciences*. John Wiley and Sons: London. 245–261.
- Loew, S., Gschwind, S., Gischi, V., Keller-Signer, A., Valenti, G. 2017. Monitoring and early warning of the 2012 Preonzo catastrophic rock slope failure. *Landslides*. 14: 141–154.
- Macciotta, R., Gräpel, C. and Skirrow, R. 2020. Fragmented rockfall volume distribution from photogrammetry-based structural mapping and discrete fracture networks. *Appl. Sci.* 10, 6977.
- Macciotta, R. and Hendry, M.T. 2021. Remote sensing applications for landslide monitoring and investigation in Western Canada. *Remote Sensing*, 13, 366.
- Mineo, S., Pappalardo, G., Rapisarda, F., Cubito, A. and Di Maria, G. 2015. Integrated geostructural, seismic and infrared thermographic surveys for the study of an unstable rock slope in the Peloritani Chain (NE Sicily). *Engineering Geology*. 195: 225-235.
- Moretto, S., Bozzano, F. and Mazzanti, P. 2021. The Role of Satellite InSAR for Landslide Forecasting: Limitations and Openings. *Remote Sens.* 13, 3735.
- Olsen, M.J., Roe, G. V., Glennie, C., Persi, F., Reedy, M., Hurwitz, D., Williams, K., Tuss, H., Squellati, A. and Knodler, M. 2013. *NCHRP Report 748: Guidelines for the Use of Mobile LIDAR in Transportation Applications*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., Figure 10, p. 44. Copyright, National Academy of Sciences. Reproduced with permission of the Transportation Research Board.
- Prades-Valls, A., Corominas, J., Lantada, N., Matas, G., & Núñez-Andrés, M. A. 2022. Capturing rockfall kinematic and fragmentation parameters using high-speed camera system. *Engineering Geology*. 302, #106629.
- Riquelme, A.J., Abellán, A., Tomás, R. and Jaboyedoff, M. 2014. A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences*. 68: 38–52.
- Rosser, N.J., Lim, N., Petley, D.N., Dunning, S., Allison, R.J. 2007. Patterns of precursory rockfall prior to slope failure. *Journal of Geophysical Research*. 112: F4.
- Rowe, E., Hutchinson, D.J. and Kromer, R. 2018. An Analysis of Failure Mechanism Constraints on Pre-Failure Rock Block Deformation using TLS and Roto-Translation Methods. *Landslides*, 15 (3): 409–421.
- Segalini, A., Valletta, A., Carri, A. 2018. Landslide time-of-failure forecast and alert threshold assessment: A generalized criterion. *Engineering Geology*. 245: 72–80.
- Shan, J. and Toth, K. 2008. *Topographic Laser Ranging and Scanning: Principles and Processing*. CRC Press, Taylor & Francis Group: LLC UK. ISBN: 978-1-4200-5142-1
- Slob, S., Hack, R. and Turner, A.K. 2002. An Approach To Automate Discontinuity Measurements Of Rock Faces Using Laser Scanning Techniques. *EUROCK 2002*, Madeira, Portugal.
- Stead, D., Donati, D., Wolter, A. and Sturzenegger, M. 2019. Application of remote sensing to the investigation of rock slopes: Experience gained and lessons learned. *ISPRS Int. J. Geo-Inf.* 8(296), 24 p.
- Sturzenegger, M., Stead, D., Froese, C., Moreno, F. and Jaboyedoff, M. 2007. Ground-based And Airborne LiDAR For Structural Mapping of the Frank Slide. *1st Canada - U.S. Rock Mech Symp*, Vancouver, Canada.
- Sturzenegger, M., Stead, D. and Elmo, D. 2011. Terrestrial remote sensing-based estimation of mean trace length, trace intensity and block size/shape. *Engineering Geology*, 119: 96–111.
- Tuckey, Z. and Stead, D. 2016. Improvements to field and remote sensing methods for mapping discontinuity persistence and intact rock bridges in rock slopes. *Engineering Geology*, 208: 136–153.

- van Veen, M. Hutchinson, D.J. Bonneau, D.A. Sala, Z. Ondercin, M. and Lato, M. 2018. Combining temporal 3-D remote sensing data with spatial rockfall simulations for improved understanding of hazardous slopes within rail corridors. *Nat. Hazards Earth Syst Sci.* 8; 2295-2308.
- Voge, M. Lato, M.J. and Diederichs, M.S. 2013. Automated rockmass discontinuity mapping from 3-dimensional surface data. *Engineering Geology*, 164: 155–162.
- Williams, J.G. Rosser, N.J. Hardy, R.J. Brain, M.J. and Afana, A.A. 2018. Optimising 4-D surface change detection: an approach for capturing rockfall magnitude–frequency. *Earth Surf. Dynam.*, 6: 101–119.

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

This discussion of remote sensing techniques is based on a number of research projects conducted by students in the Queen's Geohazards Group. Funding from the following sources is gratefully acknowledged: D.J. Hutchinson's NSERC Discovery grant, and the Railway Ground Hazard Research Program Alliance grant, funded by NSERC in partnership with CN Rail and Canadian Pacific, and in collaboration with colleagues at the University of Alberta.

The excellent work completed by the following people has resulted in significant advances in our understanding of remote sensing for rock slopes and widespread adoption of these techniques in Canadian railway geotechnical practice, and beyond: P.-M. DiFrancesco, I. Farmakis, D. Gauthier, R. Kromer, M. Lato, and M. Ondercin, E. Rowe, Z. Sala, and M. van Veen.



# Reducing landslide risk - Emerging challenges and novel technologies

Suzanne Lacasse, Jean-Sébastien L'Heureux & Zhongqiang Liu  
Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway



## ABSTRACT

The paper discusses landslide risk reduction with the help of recent technological advances. Society and construction standards require "risk-informed" decisions and the development of sustainable and holistic solutions. New challenges reside in integrating the emerging technologies, for example new models, new testing, remote sensing and artificial intelligence solutions, into practical risk assessment, management and risk reduction tools. The emerging technologies will help identify and quantify natural or man-made geohazards and interconnectivity allow rapid update of hazard, vulnerability and risk maps. Examples are presented, including two recent quick clay landslides in Norway and the use of machine learning to predict the spatial occurrence of rainfall-induced landslides. The paper proposes a framework for enhanced landslide risk management, with focus on risk as it changes with time and demography, requiring increased follow-up, good communication and the use of "lessons learnt" from earlier events. The geotechnical profession not only serves society, its role is also to save lives in landslide-prone regions.

## RÉSUMÉ

L'article traite de la réduction des risques associés aux glissements de terrain. La société et les normes de construction exigent des décisions "informées" quant aux risques et le développement de solutions durables et holistiques. De nouveaux défis résident dans l'intégration des technologies émergentes, par exemple de nouveaux modèles, nouveaux essais, l'interconnectivité, les solutions de télédétection et d'intelligence artificielle, de nouveaux outils pratiques d'évaluation, gestion et réduction du risque et permettant de mettre à jour rapidement les cartes de dangers, vulnérabilité et risques. Deux cas récents de glissements en Norvège sont analysés, et des exemples de prédiction de la répartition spatiale et des déplacements temporels des glissements par apprentissage d'intelligence artificielle sont présentés. Un encadrement basé sur ces cas réels est proposé pour la gestion des risques dû aux glissements de terrain, avec un accent particulier sur le risque évoluant dans le temps. La profession géotechnique n'est pas seulement au service de la société, elle doit aussi sauver des vies dans les régions sujettes aux glissements de terrain.

## 1 INTRODUCTION

The paper proposes a framework for landslide risk assessment and management and discusses the benefits new technology can provide to reduce landslide risk. Society and construction standards require more and more "risk-informed" decisions and sustainable and holistic solutions. New challenges reside in integrating emerging technologies, e.g., new models, remote sensing and artificial intelligence models, into practical risk assessment and management tools. Emerging technologies include remote sensing identifying and quantifying natural or man-made hazards, digital twinning to model landslides and response, and ubiquitous interconnectivity allowing to rapidly update hazard, vulnerability and risk maps.

Examples of two quick clay landslides in Norway and machine learning predictions of the spatial and temporal occurrence of rainfall-induced landslides are discussed. A new framework is proposed for improved landslide risk management, with focus on risk as it changes with time.

## 2 LANDSLIDE HAZARD AND RISK

Risk is a measure of the probability and severity of an adverse effect to life, health, property and/or the environment. From an engineer's standpoint, risk ( $R$ ) is the product of hazard ( $H$ ) and consequence ( $C$ ), where  $H$  is the likelihood or probability of an event occurring over a period of time, and  $C$  includes all elements at risk, their exposure, vulnerability and utility (or value of associated loss). ISO

31000:2018 defined risk as the "effect (positive or negative) of uncertainties on the objectives", emphasizing the importance of the uncertainties on risk.

A hazard assessment is usually conducted by answering the following questions:

- Which conditions can lead to an undesirable situation?
- Can geology, layering, soil properties, analysis method, construction or external actions cause an unsatisfactory or unexpected behaviour?
- Which investigations (laboratory, field, numerical etc) can document or reduce the uncertainty in the state and properties of the material and foundation?
- Given this information, which triggers and failure modes are plausible and how often could they happen?

Risk assessment and risk management have been formalised into a framework by ISO 31000:2018 (Fig. 1), with integrated risk assessment and risk treatment (or risk mitigation) involving communication and consultation (left-hand side in figure) and monitoring and review (right-hand side). In 2018, ISO added a "recording and reporting" requirement, and the entire process was assimilated to a revolving circle. ISO 2394:2015 contains an appendix on reliability assessment for geotechnical structures.

### 2.1 Safety factor, uncertainties and failure probability

The objective of a safety assessment is to demonstrate that the risk associated with a facility is acceptable. The conventional way is to use a safety factor, FS. A safety

factor of 1.5 is often used to account for the combination of uncertainties in the ground, in the analysis parameters and in the calculation method.

There is a general perception that a design with a  $FS \geq 1.5$  must be "safe". In reality, a FS of 1.5 represents a spectrum of failure probabilities that depend on the uncertainties in the parameters in the analysis.

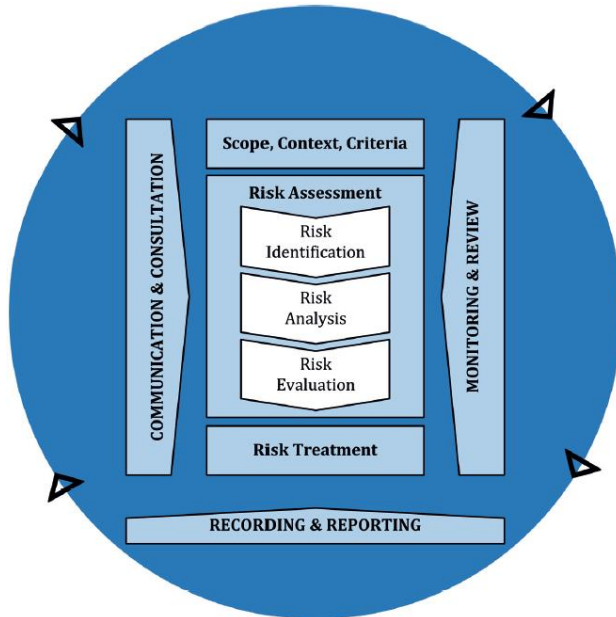


Figure 1. ISO framework for risk assessment and management (ISO 31000:2018)

The safety margin  $M$  is the difference between "Resistance" and "Load". When the Resistance is greater than the Load ( $M > 0$ ), the construction is safe; when  $M \leq 0$ , the construction is unsafe.  $M$  has an uncertainty due to the uncertainties in Load and Resistance. Figure 2 illustrates the concept of uncertainty in load and resistance and the overlap of the uncertainties that can lead to a safety margin less than 1. Because the uncertainties in a design are never zero, the failure probability,  $P_f = P[M \leq 0]$ , is not zero.

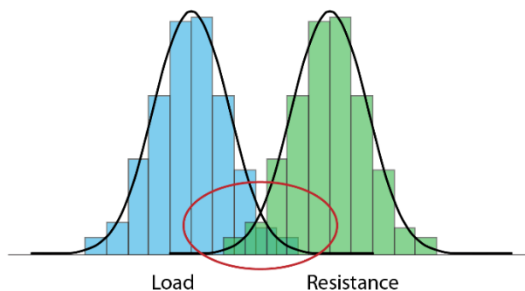


Figure 2. Uncertainty in load and resistance and overlap that lead to failure

A design with a high FS can have a higher failure probability ( $P_f$ ) than another with a lower FS because the FS is affected by the uncertainties in the analysis (Lacasse and Nadim, 1996). Figure 3 illustrates this: the slope with an FS of 1.8 had a higher failure probability than the slope with an FS of 1.4. The failure probability is the area under the curve where the FS is less than 1. A higher FS, therefore, does not imply a lower risk than a low FS, because the actual safety is affected by the uncertainties in the analysis, and the uncertainties differed for the two cases in Figure 3. The uncertainty is given by the width of the probability density function.

Through regulation or tradition, today's prescriptive design in codes and standards require the same value of safety factor for cases with differing levels of uncertainty. This is not logical. The safety factor is thus not a sufficient indicator of safety because it does not account for the uncertainties in the analysis. Believing that a deterministic FS provides a high degree of certainty is erroneous.

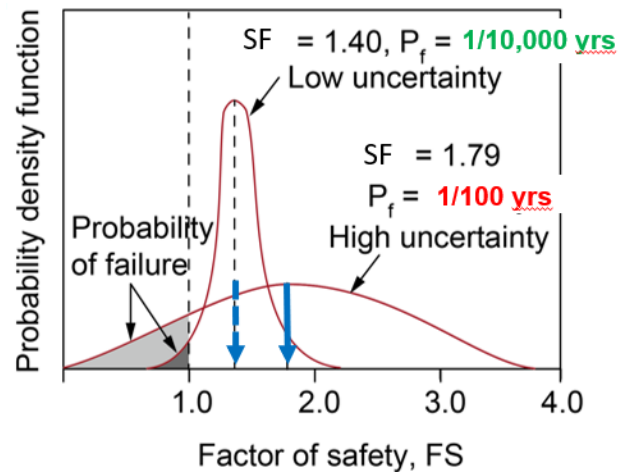


Figure 3. Safety factor and failure probability for a slope

Most designers recognize the impact of uncertainty in, e.g., the geology of a foundation, the limited number of punctual measurements, the type of clay and its properties, etc. Some geotechnical problems are governed by average properties; others are dominated by local seams or discontinuities, some by strain-weakening characteristics. Experienced designers can tell of surprises (e.g., Peck, 1998). There are also uncertainties in the triggers of a landslide, e.g. hydrometeorological or seismic events.

## 2.2 Risk-informed decision-making

There are two approaches to assessing the safety of a slope: (1) the conventional, standard-based approach; and (2) the risk-informed decision-making (RIDM) approach. The latter encourages a proactive mindset in identifying potential problem areas, requiring justified reasoning for the choices in the analysis.

The objective of RIDM is always to minimize the risk of losses. RIDM also recognizes that human judgment plays an important role in decisions, and that technical

information cannot be the only basis for decision-making. Gaps in knowledge and data are unavoidable, and decision-making is an inherently subjective, value-based task, integrating technical and non-technical elements. RIDM focuses on, just like risk assessment, sequences of possible events, characterizing both the likelihood and the potential consequences of each scenario.

### 3 RISK ANALYSIS

A typical risk analysis usually includes the following steps:

- 1) Site visit and familiarisation with geology, topography, soil types and boundary/external conditions.
- 2) Review of observations and earlier events if any.
- 3) Brainstorming on triggers and failure modes, and screening of the most critical scenarios.
- 4) Discussion and agreement on scales, terms and categories to describe probability estimates.
- 5) Construction of a diagram or use of an analytical tool (e.g. risk matrix, event tree, bowtie diagram, FOSM, FORM etc., Section 3.1), estimating likelihood and consequences for each scenario.
- 6) Calculation/estimation of probabilities for each scenario leading to a failure and the ensuing consequences.
- 7) Evaluation of results (comparison with guidelines or statistics or other similar cases).

The risk assessment is best carried out by a team, often in a workshop format, regrouping persons with diverse relevant expertise.

The result of a qualitative risk assessment is a risk matrix, with hazards and consequences into different cells in a matrix. The cells are usually colour-coded and divided into a low, medium and high-risk zone. Risk matrices, usually 3x3 or 5x5, can use different risk zones for different situations, e.g., High/Unacceptable risk (in red), requiring risk reduction measures; Medium risk (in orange), requiring considerations of the necessity of implementing risk reduction measures; and Low/ or acceptable risk (green), where no measures required.

The result of a quantitative risk analysis is a set of temporal occurrence probability-consequences on a so-called F-N diagram with horizontal axis the consequence, and the vertical axis the probability (likelihood) of occurrence, on log-log scale. The consequence metric can be expressed as different types losses (Fig. 4): fatalities, economical loss, time to repair damage, contamination etc.

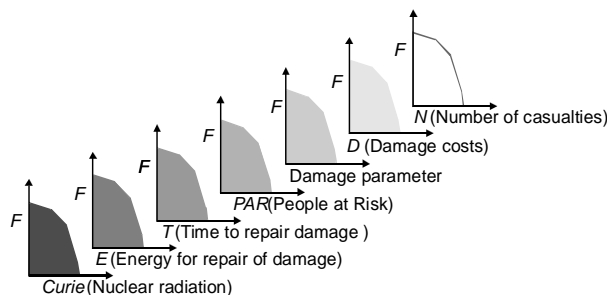


Figure 4. Example of consequences in a risk diagram, where  $F$  is the likelihood of an undesirable event

### 3.1 Probabilistic analysis methods

There exists a number of probabilistic analysis methods, including qualitative and quantitative methods. Table 1 lists the most used probabilistic methods in geotechnical engineering, together with a succinct estimate of the complexity and suitability of each method. This list can be considered as a toolbox from which the engineer, engineering geologist, geologist or manager can choose.

Table 1. Common risk assessment methods, level of difficulty and suitability

Method (complexity)*	Short description and suitability
QUALITATIVE AND SEMI-QUANTITATIVE METHODS	
Risk matrix (1)	Assess hazard and consequence classes. <i>Suitable for:</i> Doing preliminary estimates; get an idea of the level of risk to expect; decide if a more detailed risk assessment is needed.
LCI (Life Cycle) analysis (1) and Risk register (1)	Identifies hazards and consequences over the entire lifetime of a structure. <i>Suitable for:</i> Show potential threats; used to estimate financial/environmental losses.
Bowtie analysis (2)	Identifies threats and the barriers to reduce threats and consequences. <i>Suitable for:</i> Risk management; decide if a more detailed assessment is needed.
OM (Observational Method) (1)	Analyse worse thinkable conditions; prepare in advance mitigation measures. <i>Suitable for:</i> All situations.
FMEA, FMECA, PFMA (Failure mode analysis) (2)	Identify 'all' failure modes and if there is a need for more advanced analyses. <i>Suitable for:</i> All safety problems.
QUANTITATIVE METHODS	
ETA - Event tree analysis (2)	'What if' analysis: initiation-Progression-failure, quantifies mainly hazards. <i>Suitable for:</i> All types of safety problems, gives failure probability.
FTA - Fault tree analysis (2)	
FOSM - First-Order Second-Moment (3)	Simple calculation of the effects of uncertainty on result. <i>Suitable for:</i> Stability analyses; need explicit expression; has limitations.
MC - Monte Carlo simulation (3)	Repetition of analysis with random values for each uncertain parameter. <i>Suitable for:</i> All situations; needs many simulations if failure probability is low.
BN - Bayesian Network (3-4)	Equivalent/alternative to ETA, with graphical representation. <i>Suitable for:</i> All types of safety problems.
RSM - Response Surface Method (4)	Models response obtained from a complex calculation with polynomial. <i>Suitable for:</i> Calculating probabilities for a complex system: uses, e.g., FORM.
FORM/SORM/COMREL - 1 <sup>st</sup> & 2 <sup>nd</sup> Order Reliability Method (4)	Taylor series expansion of a limit state; advanced MC type of analysis. <i>Suitable for:</i> Problems with an explicit formulation; more efficient than MC.
Stress testing (5)	Tool for global analysis of extreme events. <i>Suitable for:</i> Complete analysis of a system; events with very low probability and very high consequences.

\* Complexity: 1 = simple; 5 = complex

The application of even the simplest qualitative method is useful because it brings up a discussion of the uncertainties and always leads to an improved understanding of what is important for design, safety and monitoring.

### 3.1.1 Event tree analysis

One of the most frequently used quantitative method for risk assessment is the event tree analysis (ETA). Great strides have been made, as the event tree analysis and similar methods are used more frequently and results are calibrated against historical records (Davidson, 2015).

The objective of an event tree analysis (ETA) is to evaluate the failure probability from an initiating event. The event tree describes in a visual manner, and similar to the branches of a tree, the sequences of events that can lead to a failure. The analysis is usually run in a workshop format with experienced individuals of different backgrounds.

The analysis starts with a triggering event or a mechanism with known return period that influences the slope stability. The analysis then maps the possible sequence of events until a failure occurs. Each event of the analysis answers to a question of the type: "What happens if the previous events on the branch of the tree have occurred?" The event trees are constructed gradually with nodes and branches. After the initiating event, the next event is the next logical development after the first event has occurred. Probabilities assigned at each node, need to be mutually exclusive and collectively exhaustive, such that the probabilities in one node sum up to unity. The workshop participants select the sequence of events. There is no unique way to construct an event tree.

The selection of the probability values at each node of the tree shall be documented, with a chain of reasoning, usually in an explanation table.

The probabilities at the nodes of the event tree are given as either single values or a range of values<sup>1</sup>, the range of values reflecting the uncertainty in the probability estimates. The range of probabilities gives then a lower and upper estimate. The range can be used to establish the distribution of the failure probabilities with e.g., Monte Carlo simulations.

### 3.1.2 Assessing probabilities

The probabilities estimated for an event are based on:

- Statistics from observations, model tests, laboratory or in situ tests, analysis of data etc.
- Calculations of physical mechanisms, e.g., stability, seepage, deformation or earthquake response analyses.
- Earlier experience with similar constructions, processes (like internal erosion) etc.
- Discussion at the workshop and consensus reached.
- Engineering judgment and expert opinion.

The assigned probabilities need to be justified with a demonstrable chain of reasoning and should not be based on speculation. Consensus is reached through discussion, using standard descriptors for probabilities. The

<sup>1</sup> IPCC (2012) recommended that a range of values be used instead of a single probability value to include an uncertainty in the

descriptors, agreed to by consensus, reflect orders of magnitude and are used throughout the discussion to make specific and consistent estimates of probability. Vick (2002) suggested that "the collective judgment of experts, structured within a process of debate, can yield as good an assessment of probabilities as mathematical analyses".

### 3.1.3 Calculation of failure probability

The failure probability for one scenario is calculated with the product of the probabilities at each node along one branch of a tree. One event tree can have several scenarios leading to a failure. The failure probability for one failure mode is the sum of the probabilities on all the branches leading to a failure in the event tree. The total failure probability is the sum of the failure probability for all plausible failure modes. It is important that the probabilities in the event trees are comparable and addable, e.g., expressed as an annual failure probability.

Figure 5 has an example of an event tree for the analysis of the failure probability of a slope susceptible to landslides due to intense rainfall, e.g. a slope in residual soils. The figure includes a simplified explanatory table for the probability values. The boxes above the event tree show the sequence of events in the analysis.

Interestingly, the most critical case in this example is not the most extreme rainfall conditions [return period, RP  $\geq 10$  years] but the intermediate rainfall conditions [10 years < RP < 100 years], because the latter has a higher probability of occurrence than the extreme conditions. This is often the case in analyses under extreme conditions.

## 3.2 Expert opinion and engineering judgment

One of the more contentious issues is how to make subjective estimates of events that have little to no statistical basis. Building an event tree by expert elicitation is a significant part of the quantitative risk assessment.

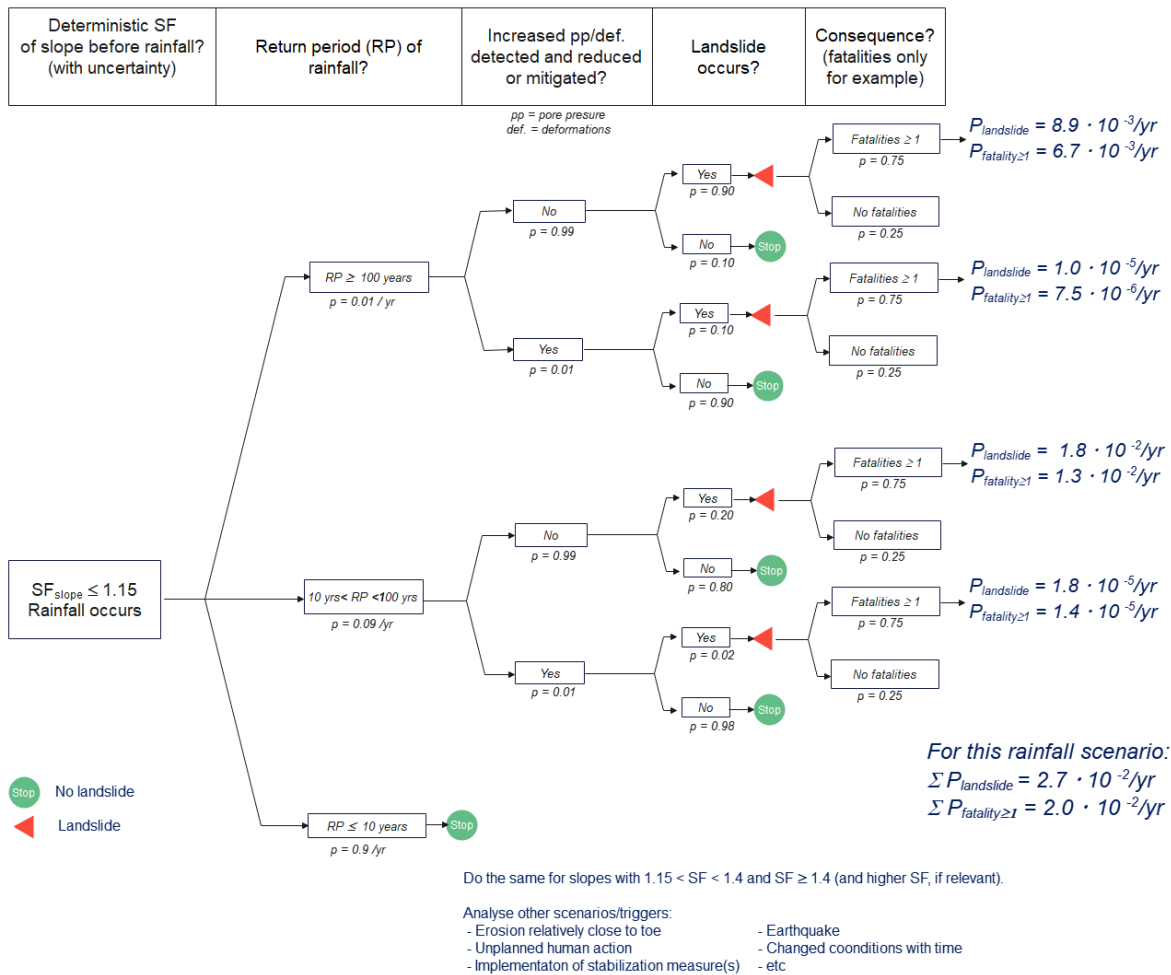
The experts must rely on their experience of similar events to make those judgments. Engineering judgment requires thinking through the logical conditions that must exist or take place for a dam to fail, including design features, operator interventions and time delays that can prevent failure.

The risk assessment and management process, just like a deterministic design, relies on engineering judgment. Humans use judgment in all aspects of life.

Engineers collect and evaluate the relevant data and do analyses. There are, however, never enough information, and engineers use judgment to fill the gaps and develop recommendations. The engineer's professional judgment is the exercise of clear, logical and justified thinking, weighing assumptions, known facts and contradictory information and bridging the gaps where information is missing.

Engineering judgment inherently includes a subconscious "risk calculator" that weighs uncertainty and assesses potential consequences of outcomes or decisions and recommendations. Judgment and risk are therefore closely related.

estimated probabilities. The range of values usually has a beta or lognormal distribution.



**Explanatory table for Event tree**

Deterministic FS and rainfall event	ETA is for the stability of the slope under extreme rainfall. An event tree is to be done for the slope with already calculated deterministic FS of 1.15 or less (with a number of known uncertainties in the parameters, soil layering, landslide susceptibility under rainfall and rainfall intensity).
Return period of rainfall?	Participants in the workshop agreed that a lower bound of a 10-year rainfall would not endanger the slope stability. After discussion, rainfall with a return period of 100 years or more could pose a serious threat, even if it depends on the rainfall intensity and time the rain will be sustained. The annual probability of occurrence of rainfall with $RP \geq 100$ is 0.01, that for rainfall with $RP \leq 10$ is 0.9. The annual probability for rainfall with return period between 10 and 100 years is $(1-0.9-0.01) = 0.09$ .
Increased pp and def. detected and mitigated?	There was unanimity among the participants that it was very unlikely that the pore pressures or deformations would be detected in time and that any mitigation measure could be successful. The initiation of the landslide could be anywhere in the area. Although partly instrumented, the slope may have increased pore pressures that are not detected. Based on the probability descriptors agreed to at the beginning of the workshop, 'very unlikely' corresponds to a probability of 0.01. The probabilities are the same for all rainfalls. If there is an early warning system (none assumed here), the probability of detection and remediation is higher.
Landslide occurs?	For the case of the most intense storm, a slope failure was considered as 'likely' ( $p = 0.9$ ) with no mitigation and 'unlikely' ( $p = 0.1$ ) if the mitigation was successful. For rainfalls with a more frequent return period, the probability of occurrence of a landslide decreased.
Consequence?	Only the consequence of one or more fatalities was considered. In the area, there are few permanent residents (less than 10), but those who are there are probably there 24/7, so full time. Not all will be in the path of the landslide(s) The landslides will probably occur rapidly, and there will be no time to escape. After discussion, the probability of at least one fatality with the expected runoff for this type of slope was between 0.3 and 0.9, and a consensus was reached at $p=0.75$ . The conditions for escape do not change appreciably under the less severe rainstorms, and the same probabilities were used. One could prevent access to the area in the case of a warned extreme rainstorm, but this was not included in this analysis.

Figure 5. Example of ETA analysis for a landslide under extreme rainfall and accompanying explanatory table



#### 4 IMPACT OF CLIMATE CHANGE IN NORWAY

About 5,000 km<sup>2</sup> of Norway are covered by soft marine deposits, whereof 20% consist of highly sensitive or quick clay. These areas attract human settlement because they provide gently inclined and fertile land in otherwise rough mountainous terrain. The landslide database shows that over 85% of the quick clay landslides since year 2000 were triggered by human activity, most often in combination with natural erosion and/or unfavourable groundwater conditions (i.e., snowmelt and/or intense precipitation), both of which are aggravated by climate change.

The stability of slopes in quick clay depends on the material properties of the clay, imposed shear stresses and external factors, and changes to any of these elements will impact the stability and thereby the risk. Figure 6 shows the frequency of recent large quick clay landslides (volume (V) > 50,000 m<sup>3</sup>) since 1970.

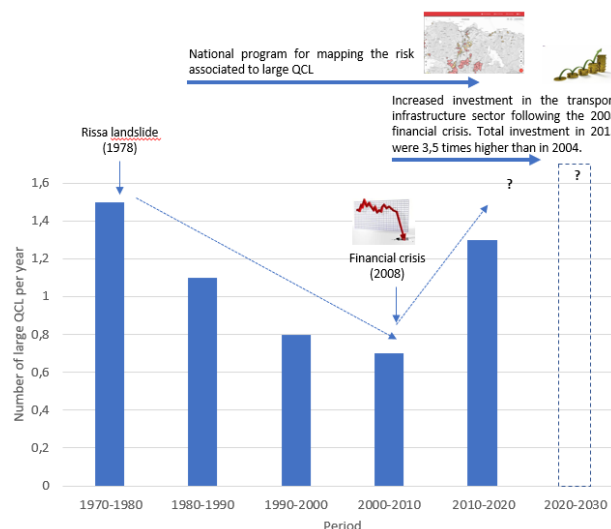


Figure 6. Annual frequency of recent large quick clay landslides (QCL) in Norway (after L'Heureux et al., 2018)

Even though quick clays are well-known to the stakeholders in the building, construction and transportation sectors in Norway, the frequency of quick clay landslides with volumes greater than 50,000 m<sup>3</sup> has nearly doubled (from 0.7 to 1.3 events per year) over the last two decades in Norway (L'Heureux et al., 2014; 2018). The reasons for this increase are: i) an increase in infrastructure development, ii) worsening slope stability over time due to natural processes such as erosion, rainfall and floods, and iii) possibly a misunderstanding of the hazard and risk maps drawn up for quick clay areas in the 1980s.

The Auditor General in Norway (Riksrevisjonen, 2021) concluded that more and heavier rainfall periods (and floods) will lead to increased erosion, which can trigger more frequent quick clay landslides than today. The expected deterioration in Norway by year 2100 due to climate change is summarized in Table 2.

Table 2. Summary of aggravating factors and expected deterioration in Norway by year 2100 due to climate change (Hansen et al., 2017)

Aggravating factor	Expected change by year 2100
Temperature	Increase of 4.5°C in mean temperature (range: 3.3 to 6.4°C)
Rainfall	Increase in winter rainfall, less summer precipitation; 18% increase in precipitation over the entire country
Torrential rain episodes	Increase in both the number and the intensity of torrential rain events.
Floods	The intensity and frequency of rain floods will increase.
Sea rise	15 to 55 cm sea-level rise depending on the location in Norway.

#### 5 EMERGING TECHNOLOGY

##### 5.1 LIDAR

Terrestrial Laser Scanning (TLS) and Airborne Laser Scanning (ALS) are remote measurement techniques utilizing Light Detection and Ranging (LIDAR) technology. Each calculates the distance to an object by measuring the time delay between an emitted laser beam and the reflected signal. Over the past decade, TLS has been useful for geotechnical monitoring of tunnels (during and post-construction), rock cuts, rockfall along linear infrastructure, landslides, dams and deformation of buildings. ALS has found applications for, e.g., monitoring of unstable slopes and of settlement in urban areas.

Two types of system exist today to capture airborne LIDAR data: a classical manned airborne and lightweight UAV. Such surveys are usually less accurate but can cover up to 1000 km<sup>2</sup> in one flight. The accuracy depends on the flight height and the type of sensors. On the other hand, lightweight drone LIDAR systems will cover as much as the drone allows per flight and the systems can be more accurate than those carried out by aircrafts. LIDAR is an extremely fast, accurate, non-destructive measurement with diverse processing options today. However, as with all fast-emerging technology, users must be aware of their options and the limitations of each systems.

It is essential that the data be collected properly and processed to preserve accuracy. Both TLS and ALS can be viewed as costly and therefore used only once site conditions have deteriorated. The best monitoring scheme would be one where the data are gathered before a problem arises! Today's TLS and ALS practice represents a challenge for achieving optimal monitoring because a baseline cannot be established if data are available for only after a site deteriorates (Lato, 2012).

##### 5.2 INSAR

InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) is a technique for mapping ground deformation using radar images of the Earth's surface that are collected from orbiting satellites. It is a micro-wave remote sensing technique used to determine surface deformations in the line-of-sight (LOS) direction of a sensor, by pairing SAR

images of the same scene acquired at different times. The method relies on identifying coherent scatterers, i.e., objects that remain recognizable in the radar signal throughout the temporal analysis window even though they might slowly deform or move. In most areas, objects are quite stable over time, and it is possible to find natural scatter points (e.g., buildings, large boulders etc). The result is a high-resolution estimate of deformation at those points, with a precision higher than 1 mm/yr along the sensor-target LOS.

Satellite radar interferometry (SAR) images are powerful tools for measuring displacements of the Earth's surface (Fig. 7). In the past, SAR imaging mostly focused on post analysis and monitoring of slope deformation, but the technique is now extending to early warning applications (Schlögl et al. 2022). Recent development in InSAR data processing have shown that the L-band data (ALOS PALSAR, NISAR) are much less influenced by vegetation cover (Jebur et al. 2014; Nishiguchi et al. 2017). In 2022, the launch of NISAR, an American-Indian L- and S-band SAR satellite is expected. NISAR will observe the earth's land areas globally with a 12-day repetition interval and a spatial resolution between 3 and 10 m, depending on the mode. Within 2024, the ESA satellite Rose-L (Sentinel-12) will begin delivering L-band data across the globe, with a planned global coverage every 6 days and a spatial resolution of 5x10 m. Such technology will enable new and unique possibilities for real time monitoring of changes in potential aggravating factors (e.g. erosion, urbanisation) for a slope in, e.g., quick clay areas. However, there is a need to develop algorithms, methodologies and training of scientists in the use and interpretation of L-band SAR data.

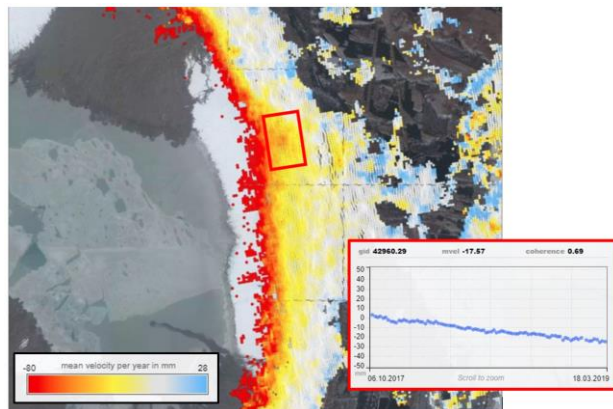


Figure 7. Example of InSAR analysis of lateral deformations for a tailings dam - inset shows time series within the red rectangle on the main image (NGI files)

### 5.3 Distributed fibre optic sensing (DTS)

Fully distributed fibre optic sensing cables have been successfully used to measure ground deformation across long onshore lines and on onshore construction projects (slopes, embankments, bridges, dams, railways, pipelines, etc.). By means of scattered light of certain wavelengths along the fibre optic cable, changes in temperature and strain can be determined along very long distances with high spatial resolution utilizing an interrogator hooked up to

the cable. The sensitivity of fibre optic cables is high enough to detect strain and terrain deformation provided that the cable is well embedded into the ground. The resolution in the measurements also depends on the length of the fibre optic strain cable and the spatial resolution of the measuring points.

Presently, the most common solution for distributed sensing of ground deformation is based on the Brillouin Optical Time-Domain Reflectometry or Analysis (BOTDR/BOTDA), which provides distributed measurements of strain along tens of kilometers of conventional optical fibres. If the bending direction or elongation of the cable is known (such as for settlement or subsidence), it is enough to record and integrate strain (or fibre elongation) along one fibre in the cable. Temperature is also monitored to compensate the measurements. Commercially, the technology is offered as a DITEST cable (Distributed TEMperature & STRain) (Fig. 8). The end of the DITEST cable is hooked to a laser-based fibre optic interrogator analysing the backscatter signals from the source and processing the strain and temperature data along the cable. Several companies offer complete solutions for DITEST measurements.

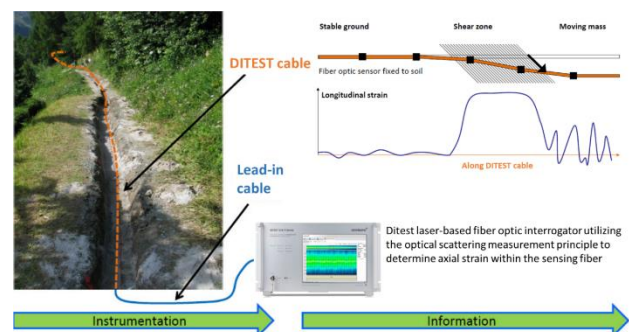


Figure 8. DITEST cable used for monitoring ground deformations (here, creep across a slope (Marmota, 2012))

### 5.4 Machine learning

In recent years, Machine Learning (ML) methods have been applied to landslides. Machine Learning is particularly helpful for geotechnical engineering, where data are often sparse, the variability in the characteristics of soil and rock can often be high, and the measurements are influenced by both measurement technique and data transformation uncertainties (Jaksa and Liu, 2021).

With the increasing availability of observational data, landslide studies adopting ML algorithms have appeared in the literature, mainly on landslide detection and mapping (e.g., Stumpf and Kerle, 2011; Keyport et al. 2018), landslide susceptibility mapping (e.g., Pourghasemi and Rahmati, 2018; Mergadi et al., 2020) and temporal forecasting of landslides (e.g., Yoon et al., 2011; Huang and Xiang, 2018; Stanley et al. 2020). Section 9 presents recent applications of ML to site characterisation, spatial prediction and temporal forecasting for landslides. Annex A gives more detail on the basic concepts on ML.

Research is looking into digital twins for integrated sensing, simulating and visualising landslide hazards and for coordinating societal responses to landslide risk under

different threats. One can imagine a digital twin including the slope system, underground geological features, urban infrastructures, evolution of threats and even societal responses (L.M. Zhang, personal communication, Hong Kong University of Science and Technology 2022). New developments could lead to rapid (real-time) landslide risk assessment and emergency management.

Present and forthcoming interconnectivity will enable using the position, movement and use of mobile phones to help managing disaster response. Today, the position information for mobile phones can help assess the quantity of traffic on roadways. Trending information on social media and advanced processing using big data and/or ML can help predict exposure by identifying where people are likely to be at any given time. However, as data quantity increases, data quality probably decreases, requiring application of ML and advanced statistical techniques.

The abundance of data available leads to increased use of statistical methods and ML techniques and less use of the "pure science" approach. In 2020, an unfathomable quantity of digital activity occurred on the internet at any given moment (accentuated by the worldwide pandemic).

## 6 THE ALTA 2020 LANDSLIDE

### 6.1 Description of the landslide

On June 3<sup>rd</sup>, 2020, a massive quick clay landslide swept eight buildings into the sea and caused substantial damage at Alta in northern Norway (Fig. 9). Fortunately, the landslide did not cause any loss of life. A truly remarkable footage of the landslide was captured on video by one of the inhabitants. He started shooting the video when he heard a noise outside his house. From his veranda, he saw a tension crack opening. He then ran from the house, climbed the hill, and 13 minutes later continued filming. The landmasses then slowly started moving as a large flake. The landslide continued to retrogress in the northern and southern directions. A total of 900,000 m<sup>3</sup> of soil moved into the sea. The landslide scar after the movements had ceased was 956 m long and nearly 20 m high.

Residents had observed tension cracks in the terrain the day before the landslide.

It was not the first time that a large landslide occurred in this region. Notorious past events in the area include the 1959 Sokkelvik landslide (L'Heureux et al. 2017), the 1975 Store Lleresfjord landslide (NGI 1975) and the 2015 landslide at Sørkjosen (Nordal et al., 2016).

A significant difference between the three past events and the 2020 Alta landslide lies in the triggering factors. Past events had been clearly triggered by human activity during periods of intense rainfall and snowmelt. At the site, no immediate human activity was recorded prior to the 2020 landslide.

To shed light on the causes of the Alta landslide, an Expert Panel was commissioned by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE). The Panel also looked into the need for new mapping technology for assessing risk and preventing landslides in the future. A multidisciplinary approach, with detailed assessments of the geological, hydrogeological, meteorological and geomechanical conditions was prioritised (NVE, 2020).



Figure 9. The 2020 Alta landslide (Photo courtesy of NVE, top and R.S. Eilertsen, NGU, below)

### 6.2 Soil conditions

Soil investigations after the landslide and outside the slide crater revealed up to 24 m thick deposit of clay with interbedded layers of silt and sand (NVE, 2020). The natural water content of the clay was between 30 and 40% and the remoulded shear strength as low as 0.2 kPa 12 m below terrain. Although no information was available on the soil prior to the landslide, the clay was expected to be over-consolidated. The slide occurred partly within an ancient landslide scar that was clearly visible on Lidar (Fig. 10).

### 6.3 Pre-conditioning and triggering of the landslide

No precipitation was registered the days before the landslide, but snow melting was at its peak. Meteorological data from the region show that the winter 2019-2020 was snow-rich, but not extreme. Similar winters were recorded in the past 70 years. Hence snowmelt alone cannot explain the landslide. No seismic activity nor any signs of active erosion were recorded prior to the landslide.

An analysis of LIDAR data revealed an increase in terrain elevation of up to 2 m in 2015, in an area of about 600 m<sup>2</sup>. This change in terrain elevation was later linked to groundwork for the construction of a new house in 2015. Stability analyses showed that the small fill (volume of 1200 m<sup>3</sup>) added additional driving forces to a slope with an initially low factor of safety (SF). Initially, the whole area at

Alta had low stability, which was further reduced by 7% with the placement of the fill in 2015. The layered stratigraphy also made the slope sensitive to groundwater flow from higher grounds. The intense snowmelt in June 2020 most likely led to the highest experienced porewater pressure in the "new" slope, due to the placement of the fill in 2015. This combined effect caused the failure. The Plaxis analysis in Figure 11 shows a flake type sliding mechanism like that observed in the video of the landslide.

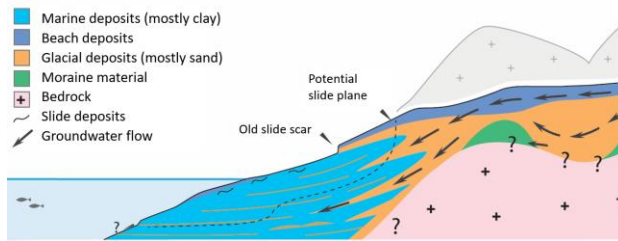


Figure 10. Idealised geological and soil model prior to the 2020 Alta landslide (after NGU, 2020)

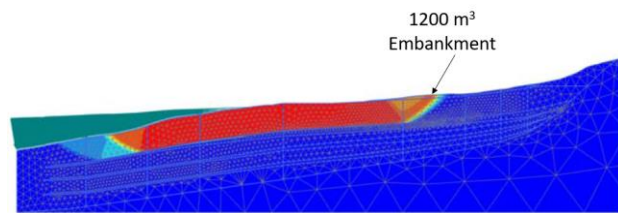


Figure 11. 2D Plaxis analysis showing the most likely failure surface, 2020 Alta landslide (Gylland et al., 2021)

#### 6.4 Hazard and risk considerations

The impact of the fill placement on the landslide risk at Alta is illustrated on the 3 x 3 matrix in Figure 12. The potential for a landslide at Alta was always present due to (1) the presence of quick clays, (2) the high slope and (3) a stratigraphy that made the slope sensitive to changes in groundwater porewater pressures. The fill placed in 2015 increased the likelihood of a landslide. Furthermore, the new house constructed in 2015 increased the number of people living in the area and therefore the potential impact of a landslide. The risk changed from medium to high.

		Likelihood		
		Very likely	Likely	Unlikely
Impact	High	High	Medium	Low
	Medium	High	Medium	Low
	Low	Medium	Low	Low

Figure 12. 3x3 risk matrix showing qualitatively the change in risk with time due to the fill placed in 2015 at Alta (high risk in red, medium risk in yellow and low risk in green)

#### 6.5 Lessons learned

Useful lessons can be learned from the Alta landslide:

- Quick clay landslides can occur in "ancient" landslide scar, which differs from what geotechnical engineers often believe.
- The observation of large cracks one day before the main landslide (Fig. 13) indicates that the progressive nature of the landslide could be monitored and even predicted with an early warning system. This should be considered further in the future.
- The Alta landslide showed once again that even small changes in slope configuration or loads can have disastrous consequences in quick clay areas.
- Maps of hazards and risks linked to quick clays exist in Norway, but it is important to zoom in on the details of the mapping. There is a general misconception that areas outside mapped quick clay zones are "free" of risk. An incomplete understanding of the maps can lead to misunderstanding the inherent risk in an area.



Figure 13. Large crack on access road to one of the houses one day before the landslide: location at failure surface upper edge on Fig. 11 (Photo courtesy Jan Egil Bakkeby)

### 7 THE 2020 GJERDRUM LANDSLIDE

#### 7.1 Description of the landslide

Quick clay landslides, with retrogression and extreme mobility, pose significant risk to life, infrastructure, property and surrounding environment. Sadly, this was exemplified again on Dec. 30<sup>th</sup> 2020 with the catastrophic landslide in Gjerdrum that led to 11 fatalities, destruction of 31 houses, the evacuation of over 1600 residents, and chaos on the roads, services (like sewers), the infrastructure, and the ecosystem downstream of the landslide.

Figure 14 presents an airborne photograph of the Gjerdrum landslide. The volume of the landslide was estimated at 1.2 million m<sup>3</sup> (Penna and Solberg, 2021), the distance of retrogression about 630 m and the length of the final scar about 1250 m (Expert Panel, 2021). Downstream, the landslide debris flowed nearly 2 km in the ravine system.

As for the Alta landslide, an expert committee was assembled by the Norwegian government following the Gjerdrum landslide to assess its causes and to look at whether there is a need to change management practices to prevent such catastrophic events in the future.

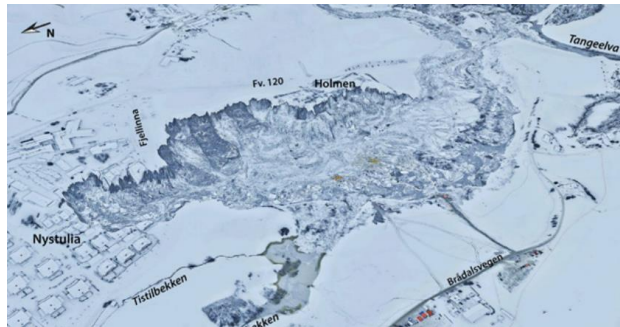


Figure 14. Combined airborne photograph and digital elevation model of the Gjerdrum landslide on January 8<sup>th</sup>, 2021 (after Expert Panel 2021)

### 7.2 Soil conditions

The soil at Gjerdrum consists of thick deposits of marine clay. The clay content usually ranges from 30 to 40% and many soundings show the presence of very sensitive clay and quick clay (i.e., remoulded strength  $\leq 0.5$  kPa) from depths of 10 m below the ground surface.

### 7.3 Pre-conditioning and triggering of the landslide

Witness observations combined with physical evidence and slope stability analyses confirmed that the initial landslide must have taken place on the slope outside Holmen, as illustrated on Figure 15 (Expert Panel, 2021). Calculations showed that the safety factor of the slope outside Holmen was very low. There were thick deposits of quick clay combined with 25 m high slopes. However, this was not sufficient to explain why the landslide occurred in December 2020, since the slope has been in this condition already for a long time.

Hydrological calculations carried out by the Expert Panel showed that erosion has been exacerbated by changes in land use in the catchment area. Urbanization and removal of vegetation led to increase runoff. In connection with agricultural planning in the 1980s, parts of the creek were laid in pipes.

Photographs, witness observations, aerial photos and analyses of terrain models document that the creek had subsequently broken out of the pipes, and that this probably started already in the late 1990s. The fact that the stream broke out of the pipes may have led to more turbulent flow and thereby increased erosion. Since the erosion that had been documented was unusually strong, the condition of the creek closure appears to be as a probable contributing cause of erosion.

Based on these observations and reports, the Expert Panel concluded that several different types of human influences had unfortunately acted in the same direction

and contributed to increased erosion at the foot of the slope and caused the start of the landslide.

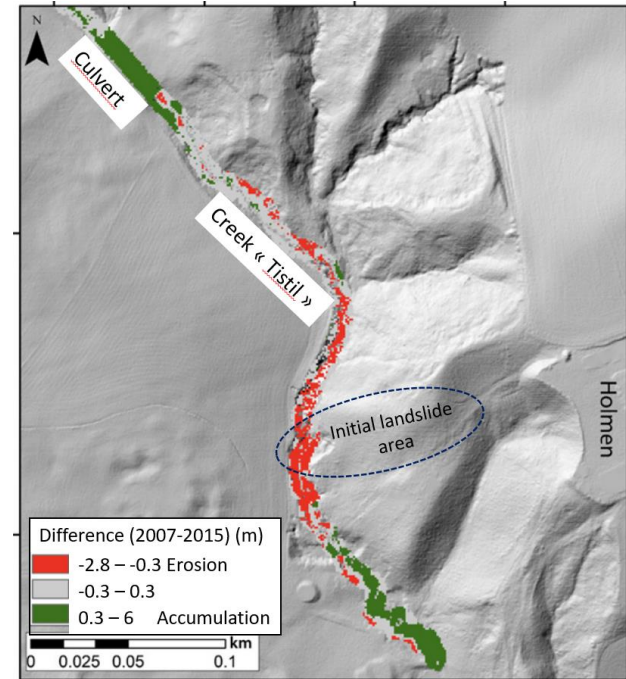


Figure 15. Comparison of terrain model in the period 2007-2015 showing significant erosion downstream of the culvert in the Tistil Creek (after Penna & Solberg 2021)

### 7.4 Hazard and risk considerations

The entire area around Holmen and Nystulia was mainly farmland until the late 1990s. Even though it was "likely" that a landslide could occur (Fig. 16), the risk was low as the landslide would have impacted only farmland. Urbanization in the early 2000s increased the impact, and thus the risk, of a landslide from low to medium. This is illustrated with Position "1" and the vertical arrow on Figure 16. Urbanization then increased the likelihood of a landslide because of its impact on the runoff and subsequent erosion in the Tistil Creek after 2007. Dwellings were constructed and a large contingent of people moved into the area. Stabilization was done as part of the new construction, but those measures were not influential to prevent the initial landslide at Holmen. Consequently, the risk increased significantly in the area of the Gjerdrum landslide (Position "2" in Fig. 16).

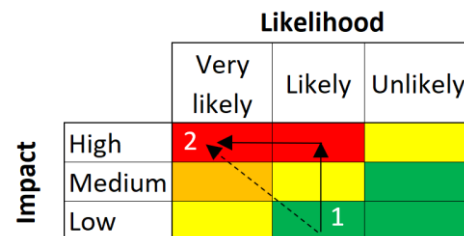


Figure 16. 3x3 risk matrix showing qualitatively the change in risk with time in the Gjerdrum landslide surroundings

(high risk in red, medium to high risk in orange, medium risk in yellow and low risk in green)

## 7.5 Lessons learned

When such a tragic event occurs, the question is always: "Could this catastrophe have been prevented?" Useful lessons can be learned from the Gjerdrum landslide:

- The risk assessment methodology for quick clay areas in Norway today is still qualitative and static, describing a snapshot of the risk at one point in time. A design today does not consider future changes in erosion over time, climatic variation impacts, land-use changes or changes due to urbanisation and demography.
- The stability of slopes in quick clay depends on a combination of material properties, shear stresses and external factors. Changes to any of these elements will impact the slope stability and thereby the risk.
- There is an urgent need to include in Norway's quick clay risk management scheme both innovative and state-of-the-art remote sensing technologies and to prepare guidelines on their use and interpretation.
- Examples of quick clay landslides like those at Alta and Gjerdrum show that such events occur following a long history of erosion and/or human activity over months or years, sometimes many years ago. New remote sensing techniques, such as LiDAR, InSAR, and drone-based photogrammetry, allow to create Digital Elevation Models with cm-scale accuracy to monitor slope stability aggravating factors. Such models should be used to a greater extent to assess changes in risk with time at a site.
- Furthermore, it is still unclear, even in a country like Norway with a long history of quick clay landslides, who has the responsibility to follow up problems such as erosion in areas adjacent to quick clay zones and on private land.

## 8 RECOMMENDATIONS FROM INVESTIGATION COMMISSION AFTER GJERDRUM LANDSLIDE

In their recommendation report (NoU, 2022), the Expert Panel explained the risk as illustrated in Figure 17. (This illustration is an adaptation of the illustration used by the Geotechnical Engineering Office (GEO) in Hong Kong to illustrate the risk associated with slopes under rainfall events in Hong Kong.

NoU (2022) makes the following recommendations for quick clay areas over the entire country:

- Focused and strict new requirements for construction activities (planning, engineering and control);
- Monitoring of erosion and other terrain changes;
- Improving procedures in municipalities for following up alerts and citizen reports;
- Developing a clear division of responsibilities for developer, landowner, municipality, state etc;
- Renewed and improved mapping of quick clay areas;
- Enhanced hazard mitigation of existing dwellings and buildings in quick clay areas;

- Measures for enhancing competence and education on quick clays, the danger they represent and simple mitigation measures.

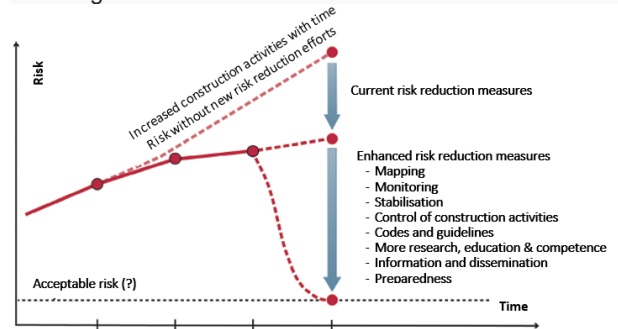


Figure 17. How new preventive mitigation can reduce risk due to landslides (after NoU, 2022)

## 9 MACHINE LEARNING APPLIED TO SITE CHARACTERISATION AND LANDSLIDES

### 9.1 Site characterization

Because of the geological processes leading to deposition and subsequent changes of geomaterials, each stratum exhibits variation from point to point within a volume (Liu et al., 2015). The identification of subsurface stratification and the characterization of spatially varying soil and rock properties are indispensable for the analysis of landslides. An improved definition of soil characteristics, with reduction of the uncertainty in the parameters and more reliable mean values will lead to safer and more economic designs. machine Learning (ML) algorithms can help with this.

#### 9.1.1 Stratification and soil classification

The widely used cone penetration test (CPT) does cost-effective and rapid in situ measurements in soils and classify soils. e.g., the soil behaviour type (SBT) chart by Robertson (1990) (Fig. 18). The SBT chart correlates the normalized corrected cone resistance  $Q_{tn}$  with the normalized cone friction ratio  $F_r$ .

Several machine learning algorithms have been applied for the interpretation of CPTU data in terms of soil type, e.g., Reale et al. (2018); Liu et al. (2021a). Rauter and Tschuchnigg (2021) compared three different algorithms to determine soil behaviour type. They applied the algorithms to a database of 1339 CPTs and concluded that the Artificial Neural Network (ANN) and Random Forest (RF) models yielded very accurate results.

In geotechnical practice, the datasets nearly always show an imbalanced distribution among the nine soil type categories (abbreviated here with ST) in the Robertson 1990 SBT chart. In such case, it is necessary to find a way of balancing the dataset (Erharder et al. 2021).

Liu et al. (2021) compiled 357 CPT tests sampled at each 0.5 m, so a total of 12,921 CPT data points, each placed in an ST category. To balance the dataset, the over-sampling technique SMOTE (Synthetic Minority Over-sampling Technique) (Chawla et al., 2002) was used. The accuracy of the predicted SBT for the test set (80% of the entire dataset) before and after over-sampling is presented

in Table 1. The results indicate that the prediction accuracy for the two minority classes (ST 1 and ST 2) are significantly improved after over-sampling. The accuracy for the majority classes ST 8 and ST 9 remained unchanged. Accounting for data imbalance is important for some designs where the potential failure could happen in specific soil types or layers, e.g. weaker layers.

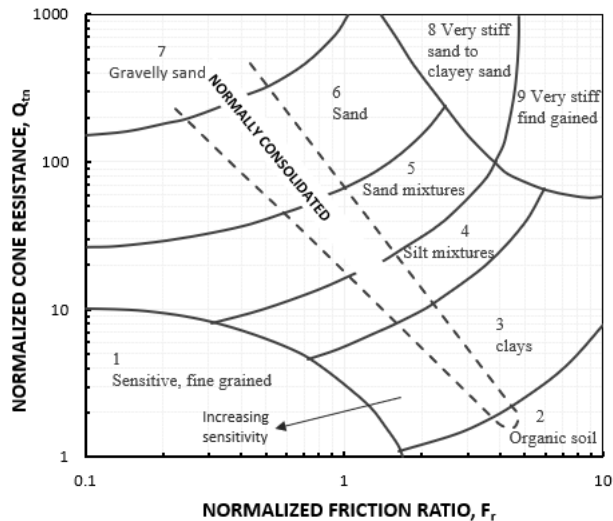


Figure 18. Normalized SBT chart with Soil type categories (ST) 1 to 9 (Robertson, 1990)

Table 2. Accuracy for the 9 soil type categories (ST) before and after oversampling (Liu and Lacasse, 2022)

ST category	Prediction accuracy before oversampling (%)	Prediction accuracy after oversampling (%)
ST 1	83.3	100
ST 2	89.7	94.3
ST 3	99.0	95.2
ST 4	94.7	98.7
ST 5	94.7	93.3
ST 6	97.2	97.9
ST 7	99.0	98.0
ST 8	96.4	96.4
ST 9	92.3	92.3

### 9.1.2 Undrained shear strength from CPT

The undrained shear strength derived from cone and piezocone tests (CPTU) uses triaxial compression laboratory tests on retrieved soil samples, index parameters and measured cone resistance  $q_c$  and/or pore pressure response  $\Delta u$  (Paniagua et al., 2019). The established correlations work reasonably well but do not include an uncertainty estimate.

NGI (2020) developed an ANN-based predict directly the undrained shear strength from CPTs and to also uncertainty estimates. The database of laboratory triaxial compression tests contained 241 tests. All specimens were of high quality, including 180 undisturbed specimens taken with a 72-mm diameter fixed piston sampler and 61 undisturbed specimens taken with a block sampler. Figure

19 presents the undrained shear strength measured in triaxial compression ( $s_{uTC}$ ).

The ML approach used an ANN model. The input parameters for the ML model were corrected cone resistance, pore pressure and effective vertical stress in situ. The predicted undrained shear strengths in triaxial compression by ML are compared with the measured triaxial compression shear strength in Figure 20. Not only the predicted and measured undrained shear strength agreed well, but also the ML model provided the standard deviation of the predicted undrained shear strength values, which is helpful for parametric and reliability analyses.

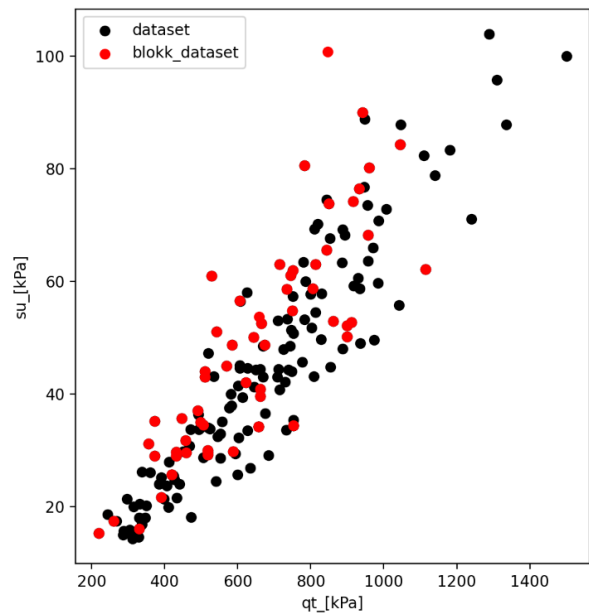


Figure 19. Measured undrained shear strength,  $s_{uTC}$ , from corrected cone resistance ( $q_t$ ) for 180 72-mm diameter piston sampler specimens (black) and 61 block sampler specimens (red) (Liu and Lacasse, 2022).

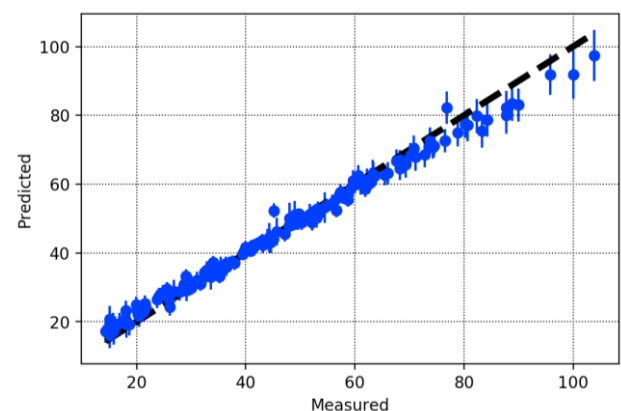


Figure 20. Undrained shear strength (in kPa) measured in the laboratory and predicted by the ANN model using the training dataset. Vertical blue lines show standard deviation in predicted undrained shear strength. Black dashed line is 1:1 diagonal (Liu and Lacasse, 2022).

## 9.2 Spatial prediction of landslides

Machine Learning (ML) algorithms are frequently used to predict landslide susceptibility, i.e. the “likelihood of a landslide occurring in a given area”. The prediction uses the same two key assumptions used for the statistical models developed for landslide susceptibility zoning (Varnes 1984): i) future landslides are more likely to occur under conditions that led to slope instability in the past; ii) conditions that are directly or indirectly linked to slope failure can be collected and used to build predictive models of landslide spatial occurrence.

Liu et al. (2021b) applied three machine learning (ML) algorithms, the ‘ensemble’ Random Forest (RF), the ‘ensemble’ Gradient Boosted Regression Tree (GBRT) and the MultiLayer Perceptron neural network (MLP), to the spatial modelling of shallow landslides near Kvam in eastern Norway. Past events were often hydrometeorological in origin, with release during periods of rapid snowmelt or intense rainfall, frequently in combination.

The landslides triggered by a very intense rainfall in June 2011 were analysed. Eighty-six landslides were identified. The area comprised 535 839 location points, whereof 3 399 were release areas. To avoid unbalanced data between landslide and non-landslide, 6 798 non-landslide points, i.e. twice the number of release areas, were randomly selected. The 3 399 landslide points were then randomly split into two parts: 70% of the data were used for training the ML models and 30% were kept for model validation. The 6 798 non-landslide points were also randomly split into the same ratio of 70/30.

Eight static landslide conditioning factors and three time-dependent triggering factors were the input to the ML models: slope angle, aspect, plan curvature, profile curvature, flow accumulation, flow direction, distance to rivers, and distance to roads; water content, saturation, and rainfall were the time-dependent factors.

The results of a Receiver Operating Characteristic (ROC) analysis for the three ML models and for a numerical analysis (TRIGRS) are shown on Figure 21. An AUC (Area Under the Curve) indicator was calculated to measure the performance of the models used. The ROC curves show that the GBRT and RF models had the highest AUC value (0.99), followed by the MLP model (0.97). The physically-based numerical model TRIGRS model<sup>2</sup> had AUC of 0.87.

Figure 22 illustrates the predictions of landslide occurrence with the RF, GBRT and MLP models. For each ML model, black circles (True Negative) represent correct prediction of non-landslide locations; red rectangles (False Negative) represent incorrect prediction of landslide locations; blue rectangles (False Positive) represent incorrect prediction of non-landslide locations; and green rectangles (True Positive) represent correct prediction of landslide locations.

## 9.3 Forecasting of evolution of landslides

<sup>2</sup> TRIGRS is a coupled hydro-mechanical slope-stability model that combines modules for the infiltration and subsurface flow of storm water with those for runoff routing and slope stability. The steady infiltration rate, saturated hydraulic conductivity, and slope angle determine the steady (initial) flow direction. The transient component

The forecast of the time evolution of a landslide is crucial to recognize when a landslide accelerates and to establish reliable thresholds values for an early warning system. For slow moving deep-seated landslides, displacement forecasting will help assess slope behaviour.

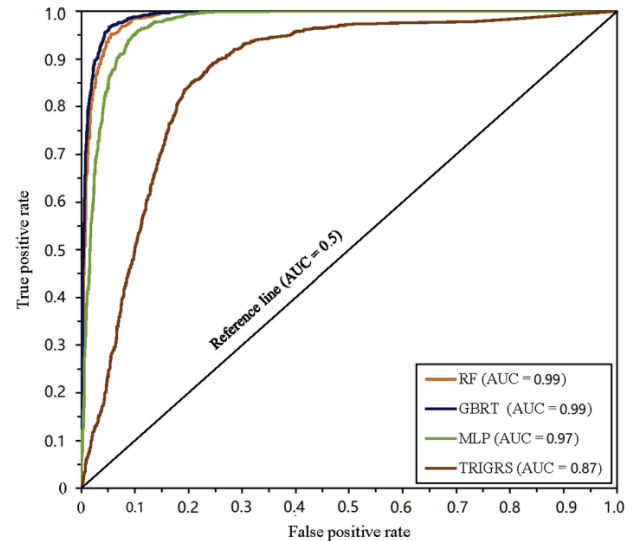
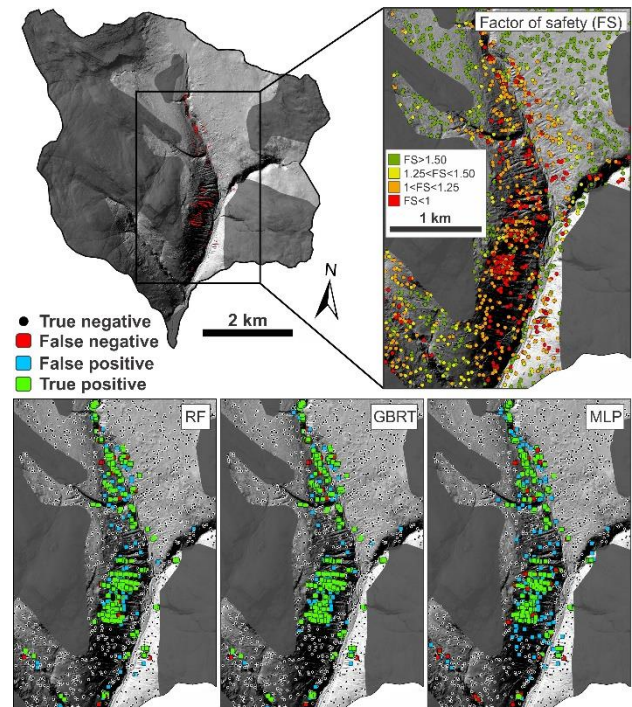


Fig. 21. ROC curves and performance (AUC) of 3 ML and one numerical model, using testing dataset (Liu and Lacasse, 2022).



assumes one-dimensional vertical downward flow. TRIGRS is a strong tool for shallow landslide estimation, particularly in large areas where input data for simulation is not fully available and has been widely used in the past 15 years or so, e.g., Park et al. (2013).



Fig. 22. Prediction of landslide occurrence by RF, GBRT and MLP models, and factors of safety by TRIGRS are on the upper right (Liu et al., 2021c)

New data assembling methods and Internet of Things (IoT) techniques have recently started providing large datasets of monitored data that can be used by ML for the temporal forecasting of landslides. Real-time data series collected from e.g., Geophones, Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR), and Global Navigation Satellite System (GNSS), along with triggering data, e.g. rainfall, can provide significant inputs to ML modelling. However, the prediction of displacement over time is challenging and linked to complex deformation mechanisms in the slope.

Liu et al. (2020) explored how three ML algorithms (long short-term memory (LSTM), random forest (RF), and gated recurrent unit (GRU)) predicted ground displacements for slopes with distinct step-wise displacement characteristics of the Three Gorges Dam reservoir in China. Figure 23 compares the measured and predicted displacements for three such step-like landslides (Fig. 24 exemplifies the step-like displacement). Only the testing (or validation) dataset was used. The displacement was initiated and aggravated by rainfall and the lowering and raising of the water level in the dam reservoir. Table 3 compares the accuracy (MAPE=Mean Absolute Percentage Error and RMSE= Root Mean Square Error) for the ML models.

Table 3. Comparison of accuracy of predicted periodic displacement for three landslides. (Liu et al. 2020).

Landslide	MAPE (%)			RMSE (mm)		
	LSTM	GRU	RF	LSTM	GRU	RF
Baishuihe	10.5	10.7	13.5	7.5	8.0	6.5
Bazimen	8.6	8.4	14.2	13.8	12.6	26.0
Baijiabao	14.2	15.6	24.4	9.2	8.8	10.5

The predictions by the LSTM and GRU models were similar and had approximately the same margin of error. For the Baishuihe and Baijiabao landslides, the results with the three ML algorithms were equivalent. The RMSE values are less than 10 mm and the MAPE values are between 10% and 16% for the LSTM and the GRU models. The LSTM neural network and the GRU models agreed especially well with the measurements during the period of the step-wise increase in the displacement (May to July), as illustrated in Fig. 23. The RF model gives higher values of MAPE, although the RMSE values are similar to those from the other models. For the Bazimen landslide, the LSTM and GRU models appear to predict the displacement more reliably than the RF model. The reason for this difference might be because the RF algorithm, as a combination of binary decision trees, is not able to predict time series observations as well as the other deep learning algorithms. The LSTM model learns rules from historical information and then applies these rules to the current step. The LSTM model can filter and remember the information from previous time steps. The useful information is remembered; the useless on information is forgotten.

Although good performance was achieved in the deterministic prediction, no information is given on the reliability of the predicted result. However, uncertainties exist, due to both inherent and external factors in the

evolution process of step-like landslides. Ge et al. (2021) developed a novel approach for the interval prediction (i.e. uncertainty) prediction of step-like landslides. DBSCAN (Density-Based Spatial Clustering of Applications with Noise) was used, as well as Synthetic Minority Oversampling Technique and Edited Nearest Neighbour (SMOTEENN) based Random Forest (RF) and bootstrap-Multilayer Perceptron (MLPs). DBSCAN was employed to carry out clustering analysis for different states of deformation. The SMOTEENN based RF classifier was trained to deal with imbalanced data. A dynamic switching prediction scheme to construct high quality "Prediction Intervals" (PIs) using bootstrap-MLPs was established.

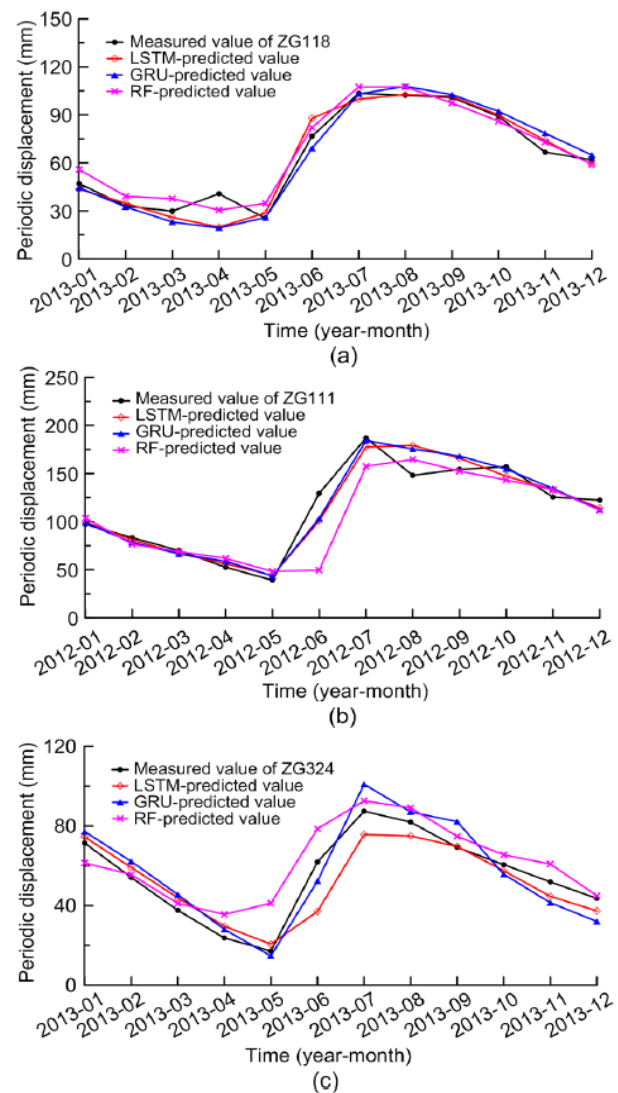


Figure 23. Measured and predicted periodic displacements for the validation dataset only, using the LSTM, GRU, and RF models for the (a) Baishuihe, (b) Bazimen and (c) Baijiabao landslides.

The interval predictions for the Bazimen landslide are presented in Figure 24. The width of the prediction intervals (distance from the red to the green curves, i.e. the

uncertainty) varies from one point in time to another. The uncertainty changes in time. Figure 24 suggests prediction intervals of the mutational points (at abrupt changes) larger

than that of the stationary points: the uncertainty (and risk) in the predicted landslide deformation is higher under heavy rainfall and rapid drawdown of the dam reservoir.

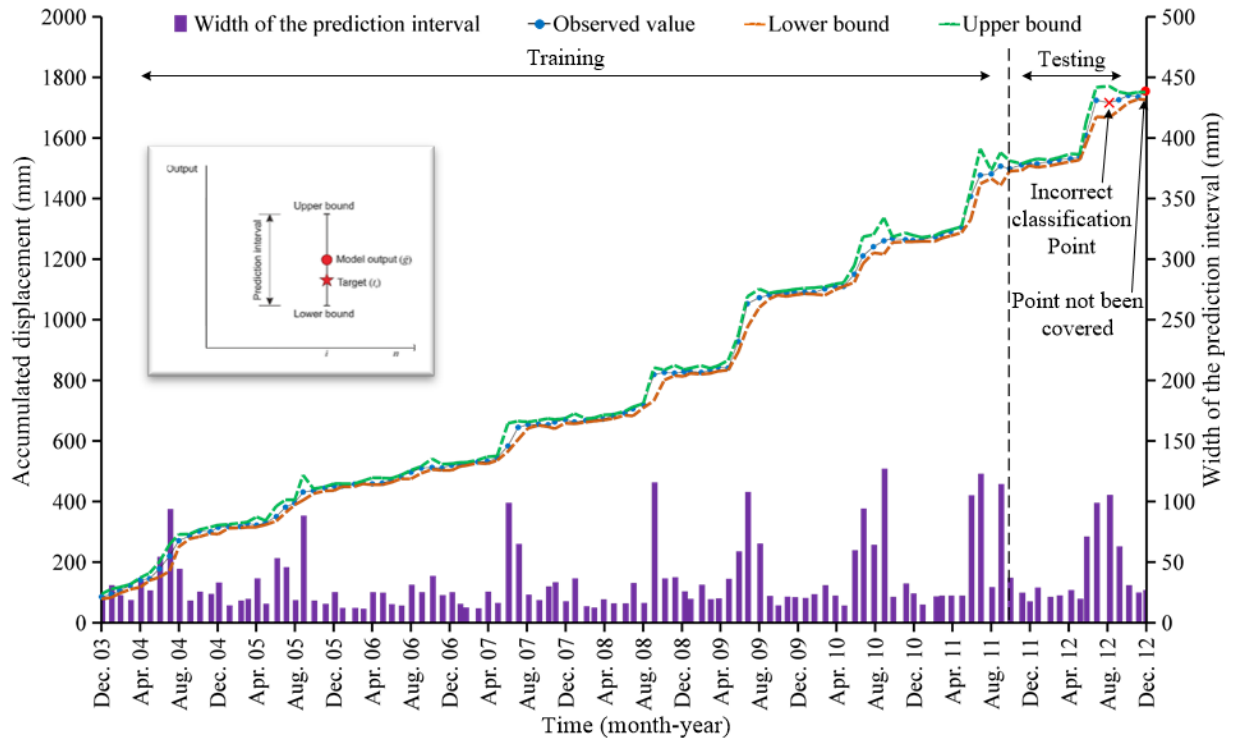


Figure 24. Interval predictions of the Bazimen landslide at 96% confidence level (Ge et al., 2021)

#### 9.4 Spatio-temporal prediction of rain-induced landslides

Rain-induced man-made slope failures pose great threats to public safety in densely populated areas. A challenge for managing landslide risk is to predict the time, locations and consequences of slope failures in future rainstorms. Xiao et al. (2022) developed a spatio-temporal landslide forecasting model for man-made slopes with ML. With a storm-based data integration strategy and classification of landslide, the proposed approach incorporates landslide time and consequences in a landslide susceptibility map. The ML model significantly outperformed the prevailing Hong Kong statistical rainfall–landslide correlations built with the experience over many decades. The model can predict the real-time evolution of probabilities, scales and spatial distribution of landslides during a rainstorm, which cannot be achieved by statistical methods.

For landslide forecasting, six ML algorithms were studied: logistic regression, neural network, bootstrap aggregating (Bagging), adaptive boosting (AdaBoost), random under-sampling boosting (RUSBoost), and the subspace method. The ML logistic regression was selected to develop the spatio-temporal landslide forecasting model within the proposed framework.

The territory of Hong Kong was divided into a grid with 3 294 cells, each 750 m from east to west and 600 m from north to south. Figure 25 shows the spatial distribution of

man-made slopes: 2062 cells containing man-made slopes with a maximum number of 350 slopes in one cell.

The performance of the machine learning-based landslide forecasting model was validated against the historical landslide incidents in the period of 1984–2017 both temporally and spatially.

Figure 26a compares the predicted number of landslides by the ML model and the observed number of landslides in all storms using a bubble chart (bubble size reflects the number of overlapping data points). The correlation coefficient increases from 0.85 for very minor failures to as high as 0.99 for major failures, indicating a high prediction accuracy of the ML model as the size of the landslide and risk increase. Figure 26b compares the predicted total number of landslides in every storm with the landslides predicted by statistical correlations. The ML results are closer to the 45°-line (i.e. perfect prediction) with a correlation coefficient of  $\rho = 0.93$ . The statistical model had a  $p$ -value of 0.80. Figure 26b also shows the predicted landslides due to the ten major rainstorms in 2018. The correlation coefficient of the ML model decreases slightly to 0.91 yet was still higher than the correlation coefficient of the statistical model ( $\rho = 0.78$ ).

Figure 27 compares the observed and predicted spatial distribution of landslides in the grid of Figure 25. The observed and predicted distributions are very consistent, especially for the landslide-prone Hong Kong Island and Kowloon areas. For comparison, the ML-based landslide

forecasting model significantly outperformed the prevailing statistical rainfall–landslide correlations, not only in the

prediction accuracy but also in the ability to predict both landslide locations and consequences (Xiao et al., 2022).

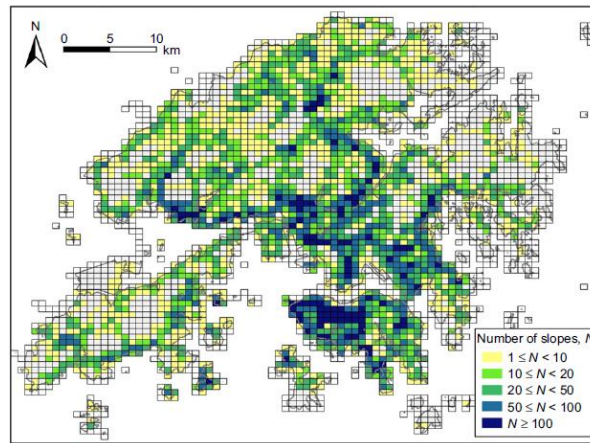


Figure 25. Spatial distribution of man-made slopes in grid over Hong Kong territory (1984-2017) (Xiao et al., 2022)

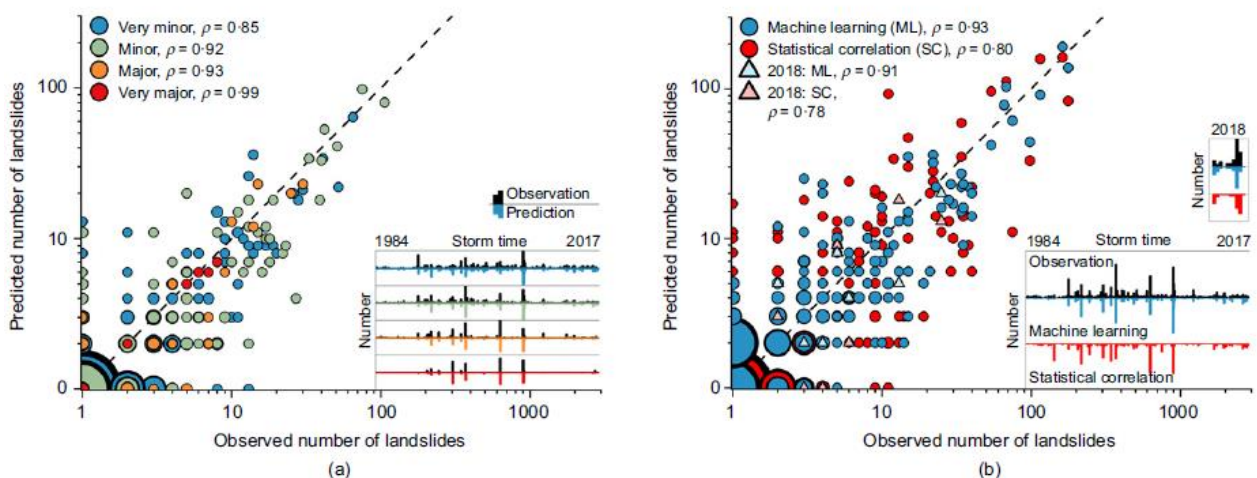


Figure 26. Comparison of observed and predicted number of landslides in all storms: a) for different slope failure scales; b) prediction from ML and statistical correlations (Xiao et al., 2022)

### 9.5 Discussion of ML landslide modelling

ML applications to (1) site characterization (stratification and soil characterization with the piezocone); and (2) landslides assessment (spatial landslide susceptibility prediction and temporal landslide forecasting) are promising: the ML models performed well, and better than more traditional models, although data balancing techniques had to be used to obtain optimum results.

ML techniques will always need "sufficient" quantity of data. Data-driven methods, such as ML algorithms, are not useful without data. For landslide detection and landslide susceptibility mapping, where satellite images are available, data availability is less problematic. However, for many cases in geotechnical engineering, good quality, comparable and relevant data are often in limited quantity. This restricts the application of ML algorithms.

Machine Learning (ML) algorithms aim at making accurate predictions, while the understanding of the "why" a landslide occurs is not prioritised (Therani et al. 2022). Features detected by ML, for instance related to relative significance of conditioning or triggering factors, will however help understand the undergoing processes.

ML and statistically-based approaches share common characteristics. The spatial forecasting ML studies draw from the experience accumulated since the seminal publication by Varnes (1984) on bivariate and multivariate statistical techniques and procedures for landslide susceptibility assessment and zoning.

The ML framework proposed for Hong Kong (Xiao et al., 2022) can serve for landslide risk assessment and management, including early warning. Once a landslide forecasting model has been trained, the computational time for predicting landslides can be as short as a few seconds.

The ML approach can be very useful to help forewarn of future scenarios, because ML models have already learned from a broad spectrum of data. For extrapolation, ML may not be the preferred approach.

Especially for landslide susceptibility mapping and spatial and temporal forecasting, the ML approach offers promising opportunities for geotechnical engineering. It is a dynamic new frontier destined to have many more applications. At the same time, ML still has a long path to reach the entire landslide community. It is, however, a fact that the younger generation is keen to work with ML techniques. The entire profession needs therefore to keep up with this new development. There is potential for wider applications in practice in the future, but further research is also needed to meet this objective.

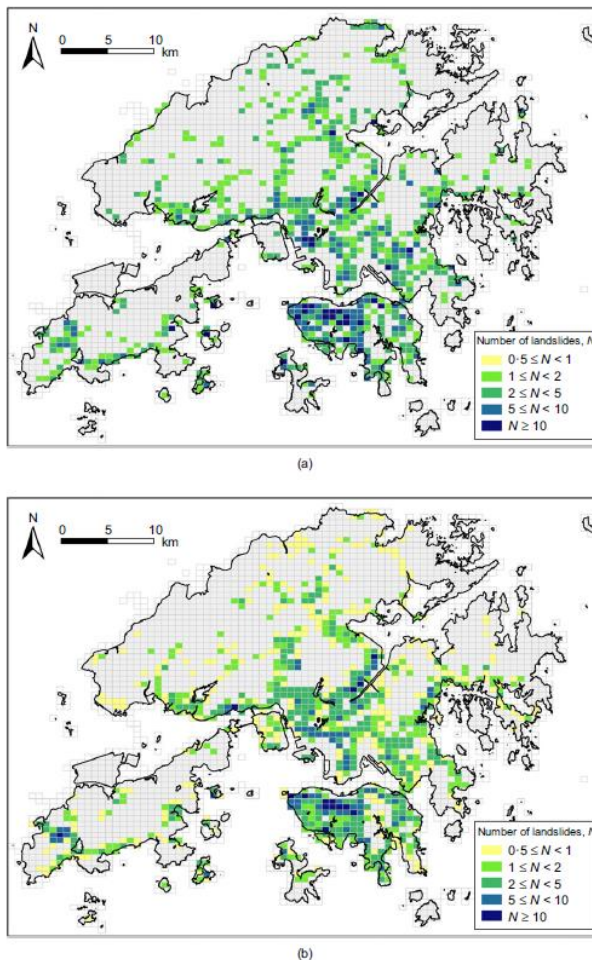


Figure 27. Spatial distribution of landslides 1984 to 2017: a) observations; b) predictions (Xiao et al., 2022)

## 10 PROPOSED INTEGRATED RISK MANAGEMENT FRAMEWORK

Figure 28 proposes an integrated risk management framework for risk-informed decision-making on landslide risk. The framework includes hazard and consequence analysis and the treatment of the risk. The framework

integrates four distinct parts: (1) assembling the knowledge required for both deterministic and probabilistic hazard assessment (green zone) and for a consequence analysis, (2) the risk assessment itself, either qualitative or quantitative (yellow zone), (3) the decision-making and risk reduction process (in the blue zone), and (4), a loop with regular and frequent re-assessments of landslides risk (grey zone) due to global changes (demography, urbanisation, climate), or if inspections reveal changed conditions, as, e.g., the changed conditions observed after the landslides in Gjerdrum and Alta. The proposed framework systemizes the knowledge, uncertainties and their significance on risk.

The framework requires one to assemble (green zone): (1) knowledge of the geomechanical properties of the material that may slide and its uncertainties; (2) statistics of earlier landslides in area (if they exist) and an inspection on site; (3) slope stability analyses, usually by the limit equilibrium methods (LEM) or the finite element method (FEM) with a realistic stress-strain behaviour model or a method to account for strain-weakening; and (4) analysis of performance data, recent observations and earlier experience, including predisposing and potential aggravating factors. The setting of threshold values for an early warning system (EWS) is usually done through a combination of FEM analyses of deformations and pore pressures, observed displacements and pore pressures, and experience.

In the yellow zone of the framework in Figure 28, any of the methods listed in the toolbox of probabilistic methods in Table 1 can be used to assess the risk. As seen for the Alta and Gjerdrum landslides (Figs 12 and 16), even a simple qualitative risk matrix can tell much of the story if one considers all the factors contributing to either increasing the likelihood of a landslide or increasing the exposure or vulnerability of the elements at risk if a landslide should occur. The stability analyses, with LEM and/or FEM analyses, can be done deterministically with sensitivity analyses à la Peck's (1969) Observational Method (Annex B) or probabilistically.

Consequence analysis should also be carried out, considering population, property and environment losses, and even other less quantifiable societal consequences. For quick clays at least, a runout (or mobility) analysis should be done, e.g. as in Liu et al., 2021c.

In the blue zone, the stakeholder(s) can make decisions on the basis of the information gathered in the green and yellow zones of the framework. Importantly risk reduction measures should be selected and implemented, from early warning systems (EWS), to mitigation measures. L'Heureux et al. (2022) gave several examples of mitigation measures for quick clay slopes in Norway. The analyses and the risk-informed decision-making should also prepare the grounds for risk communication within the stakeholder(s) entity and with the authorities and the public.

There is a continuous need for regular and frequent re-assessments (grey zone in framework). Demography, urbanisation, impact of climate change, local (sometimes privately-owned) construction initiatives, natural processes such as erosion, even at a distance, can change the stability conditions of a slope. While inspections are

required, the risk assessment, with a review of the both the green and yellow zones of the framework, should be updated and considered for new risk-informed decisions.

It is understood that not all slopes have the information mentioned in Figure 28 available. However, the figure lists the information that would be useful to gather.

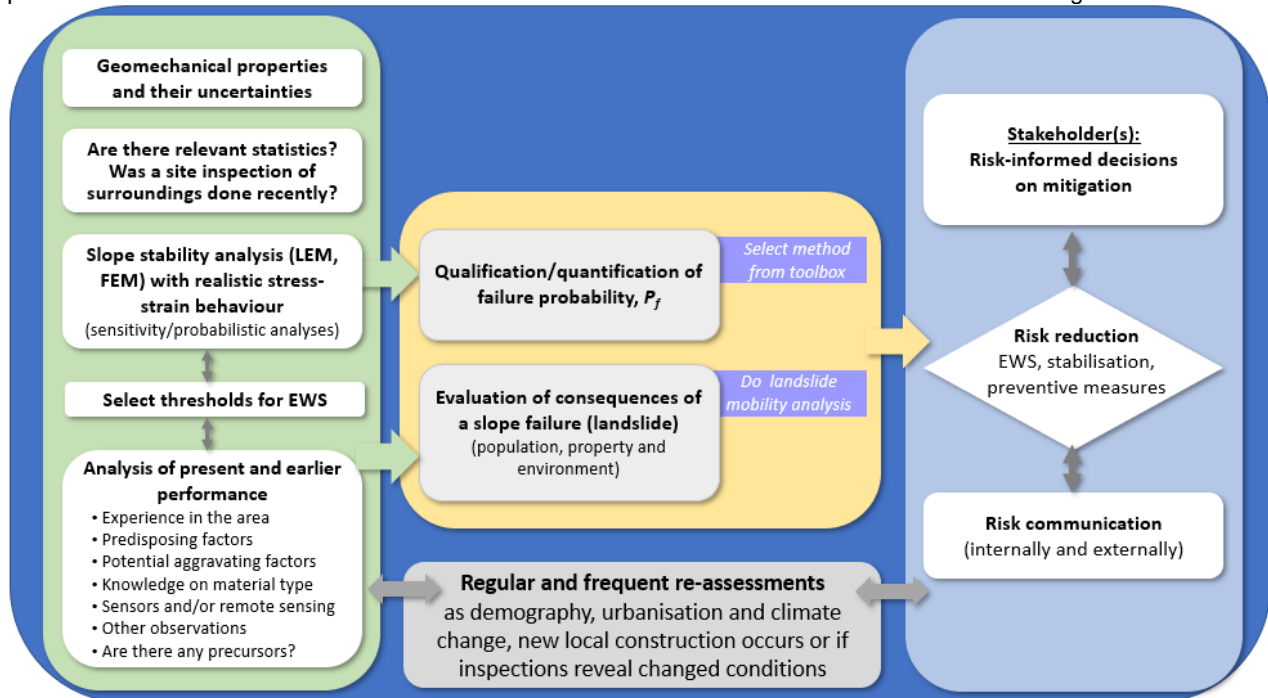


Figure 28. Proposed integrated framework for risk-informed management of landslides (LEM = Limiting Equilibrium Method, FEM = Finite Element method, EWS = Early Warning System)

## 11 SUMMARY AND CONCLUSIONS

The paper discusses landslide risk reduction and recent technological advances that can help reduce risk. New challenges reside in integrating the emerging technologies, e.g., new models, new testing, remote sensing and artificial intelligence solutions, into practical risk assessment, risk management and risk reduction tools.

The paper proposes an integrated framework for risk assessment and management of landslides, to help ensure risk-informed decisions. The aim of the risk assessment is to provide a systematic approach and tools needed to make risk-informed decisions on the safety of a slope, and the need for mitigation measures. As time passes and the area evolves to new stages of its life, the premises for the analyses, the assessment and decisions also needs to be updated based on the new information. Sequential history-matching of performance will provide a more reliable basis for projecting future performance. This will contribute to prevent disasters like the fatal landslide in Gjerdrum in December 2020.

Recent progress in technology and analysis methods create the opportunity for an integrated framework. The framework includes layers of review, recurrent risk assessment and performance-based validation. The emerging technologies will help identify and quantify natural or man-made geohazards and interconnectivity allow rapid update of hazard, vulnerability and risk maps.

Machine learning (ML) is one such new technology. ML is particularly helpful and relevant for geotechnical

engineering, where data are often sparse, the variability in the characteristics of soil and rock can often be high, and the measured properties are influenced by both measurement techniques and data transformation uncertainties.

Time may be a key factor, e.g., for the development of an Early Warning System, where it is crucial to make a decision within short time, based on real-time monitored data and using threshold values with uncertainties. ML models can help reduce the uncertainties and obtain answers to queries rapidly.

Examples of ML predictions of the spatial occurrence of rainfall-induced landslides and the evolution of the step-like landslides show that ML models can be efficient tools for landslide mapping and spatial and temporal landslide modelling. The ML-based model developed for man-made slopes in Hong Kong can serve as an essential part of the slope safety program and for early warning. Once a landslide forecasting model has been trained and validated, the computational time for predicting landslides during a future rainstorm is very short.

One of the important take-aways of the paper is that risk changes with time, as predisposing factors are affected by aggravating factors, and as demography, urbanisation and natural processes continue to occur.

The two recent large quick clay landslides in Norway (Alta and Gjerdrum) provided several lessons:

- Quick clay landslides can occur in "ancient" landslide scars.

- There are some precursors (e.g., cracks) that could be exploited by an early warning system.
- Small changes in slope configuration can have disastrous consequences in quick clay areas.
- An incomplete understanding of zoning or risk maps can lead to a misunderstanding of the inherent risk.
- The risk assessment methodology for quick clay areas today is too static. A design should consider changes in e.g., erosion pattern over time, land-use changes or changes due to urbanisation, as well as changes in material properties, shear stresses and hydrometeorological changes.
- The Alta and Gjerdrum quick clay landslides showed that the events occurred following a long history of erosion and/or human activity over months and years. New remote sensing techniques, such as LiDAR, InSAR, and drone-based photogrammetry, allow to create Digital Elevation Models (DEMs) with cm-scale accuracy to monitor slope stability aggravating factors. They should be used to a greater extent in the future to assess changes in risk with time.
- Clear responsibility lines should be drawn for landslide-related activities, including erosion potential in areas adjacent to quick clay zones and on private land. New technology and analytical solutions need to be exploited together to help make risk-informed decisions, reduce non-sustainable impacts and meet the challenges of climate change. The geotechnical profession's aim is not only to serve society; its role is to save lives in landslide-prone regions.

## 12 ACKNOWLEDGMENT

The authors wish to acknowledge the help of their NGI colleagues with the different aspects addressed in this paper, and especially Dr Luca Piciullo. The authors also acknowledge the reviewer for his useful comments.

## 13 REFERENCES

- Christian, J.T. and Baecher, G.B. 2011. Unresolved Problems in Geotechnical Risk and reliability. *GEORISK*. ASCE GSP 224: 50–63.
- Davidson, R.R. 2015. Misconceptions about Quantitative Risk Assessment of Dams. *Dam Safety*. Assoc. of State Dam Safety Officials. New Orleans, LA, USA. 19 pp.
- Erharter, G. H., Hansen, T. F., Liu, Z. and Marcher, T. 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunnelling. *Automation in Construction*, 127, 103701.
- Expert Panel 2021. Causes of the 2020 quick clay landslide at Gjerdrum. Report from the expert commission. Publ. by the Norwegian Oil and Energy department (Rapport fra ekspertutvalg - in Norwegian). 172 pp.
- Ge, Q., Sun, H, Liu, Z.Q., Yang, B.B., Lacasse, S. and Nadim, F. 2021. A novel approach for displacement interval forecasting of landslides with step-like displacement patterns. *Georisk*. <http://doi.org/10.1080/17499518.2021.1892769>.
- Gylland, A., Bjarghov, E., Nordal, S., L'Heureux, J.S., Degago, S. 2021. The quick clay landslide at Kråknes in Alta 3<sup>rd</sup> June 2020. *Geoteknikkdagen 2021*, pp. 25.1-25.15. ISBN: 978-82-8208-076-7.
- Hanssen-Bauer, I., Førland, E.J., Haddeland, I., Hisdal, H., Mayer, S., Nesje, A., Nilsen, J.E.Ø., Sandven, S., Sandø, A.B., Sorteberg, A. and Ådlandsvik, B. 2017. *Climate in Norway 2100 – a knowledge base for climate adaptation*. NCCS report no. 1/2017.
- Huang L. and Xiang, L.Y. 2018. Method for meteorological early warning of precipitation-induced landslides based on deep neural network. *Neural Process Letters* 48, 1243–1260.
- IPCC 2012. *Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change adaptation*. A Special Report of WG I and WG II of the Internat. Panel on climate change. [https://www.ipcc.ch/pdf/special-reports/srex/SREX\\_Full\\_Report.pdf](https://www.ipcc.ch/pdf/special-reports/srex/SREX_Full_Report.pdf).
- ISO 2394:2015 (International Standard Organization). ISO Standard: General principles on reliability for structures. ISO/TC 98/SC 2. 111 pp.
- ISO 31000:2018 (International Standard Organisation). Risk management - Principles and guidelines. 2nd ed, ICS: 03.100.01. 16 pp.
- Jaksa, M. and Liu, Z. 2021. Editorial for Special Issue “Applications of Artificial Intelligence and Machine Learning in Geotechnical Engineering”. *Geosciences*, 11(10), 399.
- Jebur MN, Pradhan B, Tehrany MS 2014. Detection of vertical slope movement in highly vegetated tropical area of Gunung pass landslide, Malaysia, using L-band InSAR technique. *Geosciences Journal* 18: 61-68.
- Keyport, R. N., Oommen, T., Martha, T. R., Sajinkumar, K. S. and Gierke, J. S. 2018. A comparative analysis of pixel-and object-based detection of landslides from very high-resolution images. *International journal of applied earth observation and geoinformation*, 64, 1-11.
- L'Heureux, J.-S., Moholdt, R., Gjelsvik, V., and Lyche, E. 2014. The Evolution of Material Properties Within an In Situ Shear Zone in Sensitive Clay. In *Landslides in Sensitive Clays*. Springer. pp. 145-156.
- L'Heureux, J.-S., Nordal, S., and Austefjord, S.W. 2017. Revisiting the 1959 quick clay landslide at Sokkelvik, Norway. In *Landslides in Sensitive Clays*. Springer. pp. 395-405.
- L'Heureux, J.S., Høydal, O.A., Paniagua-Lopez, A.P. and Lacasse, S. 2018. Impact of climate change and human activity on quick clay landslide occurrence in Norway. 2<sup>nd</sup> JTC1 Workshop on Triggering and propagation of Rapid Flow-like Landslides, Hong Kong. 12pp.
- L'Heureux, J.S. Bache, B.K., Hov, S. and Lacasse, S. 2022. Mitigation measures following landslides in sensitive clays—Examples from Norway. *Geohazards VIII, Québec*. (this conference) 6pp.
- Lacasse, S. and Høeg, K. 2019. Reliability and risk approach for design and safety evaluation of dams. Keynote Lecture. (Eds J.P. Tournier, T. Bennett. J. Bibeau) *Sustainable and Safe Dams Around the World: Proc. ICOLD 2019 Symposium (ICOLD 2019)*. Ottawa, Canada. CRC Press. 20 pp.
- Lacasse, S. and Nadim, F. 2007. Probabilistic geotechnical analyses for offshore facilities. *Georisk*. 1, (1): (21–42).

- Lato, M.J. 2012. Remote monitoring of deformation using Terrestrial Laser Scanning (TLS or Terrestrial LiDAR). *Geotechnical News*, 30(1), 27.
- Liu, Z. and Lacasse, S. 2022. Machine Learning in Geotechnical engineering: Opportunities and Applications. Proc. 20<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Sydney 2021 (to be published May 2022). 16pp.
- Liu, J., Sauvin, G. and Yang, S. 2021a. Application of machine learning on soil classification based on CPTU data. The Sixth International Conference on Geotechnical & Geophysical Site Characterization: ISC'6, Budapest, Hungary, 26-29 September 2021.
- Liu, Z., L'Heureux, J.S., Glimsdal, S., and Lacasse, S. 2021c. Modelling of mobility of Rissa landslide and following tsunami. *Computers and Geotechnics*. 140, 104388. doi:10.1016/j.compgeo.2021.104388.
- Liu, Z., Gilbert, G., Cepeda, J.M., Lysdahl, A.O.K., Piciullo, L., Hefre, H. and Lacasse, S. 2021c. Modelling of shallow landslides with Machine Learning algorithms. *Geoscience Frontiers*, 12(1), 385-393.
- Liu, Z., Guo, D., Lacasse, S., Li, J., Yang, B., and Choi, J.C. 2020. Algorithms for intelligent prediction of landslide displacements. *Journal of Zhejiang University Science A (Appl Phys & Eng)*, 21(6), 412-429.
- Liu, Z., Lacasse, S., Nadim, F., Vanneste, M. and Yetginer, G. 2015. Accounting for the spatial variability of soil properties in the reliability-based design of offshore piles. Proc. 3<sup>rd</sup> Intern. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics. Oslo, Norway. pp. 1375-1380.
- Marmota 2012. GeoScan Documentation. Marmota Eng.AG. <https://www.marmota.com/index.php>
- Mergadi, A., Yunus, A.P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPham, B., Bui, D.T., Avtar, R. and Abderrahmane, B. 2020. Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. *Earth-Science Reviews*, 207, 103225.
- NGI 1975. Utglidning den 14. mars 1975 i Store Lerresfjord, Alta kommune, Finnmark. Rapport nr. 75012-01. (in Norwegian)
- NGI 2020. CPTU prediction model. Technical Note 2019 0685-01-TN. 40 pp.
- Nishiguchi, T., Tsuchiya, S., Imaizumi, F. 2017. Detection and accuracy of landslide movement by InSAR analysis using PALSAR-2 data. *Landslides* 14: 1483-1490.
- Nordal, S., L'Heureux, J., Skotheim, A., Emdal, A., Lyche, E., and Christensen, S. 2016. Skredet i Sørkjosen 10. mai 2015. Utredning om skredårsak fra undersøkelsesgruppa. Rapport no. SBF20160043. SINTEF Byggforsk.
- NVE 2020. Årsaksvurdering – Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3. juni 2020. 10220443-RIG-RAP-001. NVE Ekstern rapport 2021:4. [https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021\\_04.pdf](https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021_04.pdf) (in Norwegian).
- NGU 2020. Kvartærgeologi og hydrogeologi ved Kråkneset i Altafjorden. Innspill til utredning av Kråknesskredet 3. juni 2020. NGU Rapport nr. 2020.029.
- NoU (2022). På trygg grunn. Bedre håndtering av kvikkleirerisiko. Norges offentlige utredning 2022:3. Olje og energidept. 29 march 2022. 207 pp. (in Norwegian).
- Paniagua, P., D'Ignazio, M., L'Heureux, J.S., Lunne, T. and Karlsrud, K. 2019. CPTU correlations for Norwegian clays: an update. *AIMS Geosciences*, 5(2), 82–103.
- Peck, R B. 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19(1) 171–187.
- Peck, R.B. 1998. Beware the Oddball. Urban Geotechnology and Rehabilitation, Seminar ASCE Metropolitan Section, Geotech. Group, NY. 7 pp.
- Penna, I. and Solberg, I. 2021. Landscape changes and bedrock reconstruction in Gjerdrum area. Methodological approach and main results. NGU-rapport 2021.023. Norges geologiske undersøkelse.
- Pourghasemi, H.R. and Rahmati, O. 2018. Prediction of the landslide susceptibility: Which algorithm, which precision? *Catena*, 162, 177-192.
- Rauter, S. and Tschuchnigg, F. 2021. CPT Data Interpretation Employing Different Machine Learning Techniques. *Geosciences*, 11, 265.
- Reale, C., Gavina, K., Libričb, L. and Jurić-Kačuničb, D. 2018. Automatic classification of fine-grained soils using CPT measurements and Artificial Neural Networks. *Advanced Eng. Informatics*, 36, 207–215.
- Riskrevisjonen 2021. The Office of the Auditor General's investigation of the management and review of the national follow-up of the sustainable development goals Doc.3:3(2020–2021).93pp. <https://www.riksrevisjonen.no/rapporter-mappe/no-2021-2022/undersokelse-av-myndighetenes-arbeid-med-klimatilpasning-av-bebyggelse-og-infrastruktur/>
- Robertson PK (1990) Soil classification using the cone penetration test. *Can Geotech J*, 27(1), 151–158.
- Schlögl, M., Gutjahr, K., & Fuchs, S. 2022. The challenge to use multi-temporal InSAR for landslide early warning. *Natural Hazards*, 1-7.
- Stanley, T.A., Kirschbaum, D.B., Sobieszczyk, S., Jasinski, M.F., Borak, J.S. and Slaughter, S.L. 2020. Building a landslide hazard indicator with machine learning and land surface models. *Environmental Modelling and Software* 129, 104692.
- Stumpf, A. and Kerle, N. 2011. Object-oriented mapping of landslides using Random Forests. *Remote sensing of environment*, 115(10), 2564-2577.
- Varnes, D.J. IAEG Commission on Landslides and other Mass-Movements, 1984. *Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice*. The UNESCO Press, Paris, 63 pp.
- Vick, S. 2002. *Degrees of Belief. Subjective Probability and Engineering Judgment*. ASCE Press. 405 pp.
- Xiao, T., Zhang, L.M., Cheung R.W.M. and Lacasse, S. 2022. Predicting spatio-temporal man-made slope failures induced by rainfall in Hong Kong using machine learning techniques. *Géotechnique* 2022-02-23, DOI: 10.1680/jgeot.21.00160
- Yoon, H., Jun, S., Hyun, Y., Bae, G. and Lee, K., 2011. A comparative study of artificial neural networks and support vector machines for predicting groundwater levels in a coastal aquifer. *J. Hydrol.* 396(1), 128–138.

## ANNEX A – ON MACHINE LEARNING

In contrast to traditional physics-driven methods, machine learning (ML), a sub-field of artificial intelligence, is a data-driven approach that 'trains' a regression or classification model through a complex nonlinear mapping with adjustable parameters based on the data. Deep learning (DL) can be regarded as a subset of ML. The following general description is based on Liu and Lacasse (2022).

There are a few State-of-Art reviews on machine learning/deep learning for specific geoscience domains, including a short review on DL applications in geotechnical engineering (Zhang et al. 2021), ML modelling of soil properties (Zhang et al. 2021), ANN applications (Moayedi et al. 2020), small to large scale porous media (Tahmasebi et al. 2020), underground soil-structure interaction (Jong et al. 2021), underground excavations (Zhang et al. 2020), geohazard modelling (Dikshit et al. 2021), maintenance of railway track (Xie et al. 2020), landslide studies (Mergadi et al. 2020; Ma et al. 2020; Tehrani et al. 2022) and geological hazard analysis (Ma and Mei 2021). Liu and Lacasse (2022) presented recent advances in the application of ML in geotechnical engineering and discussed the challenges and opportunities provided by ML and DL for geotechnical applications.

The main distinction between DL and conventional ML algorithms falls the way in which the learning or 'training' is done. DL is primarily based on neural networks (NN), whereas conventional ML methods include algorithms other than, and as well as, NN. In general, DL algorithms typically require more data for training than conventional ML algorithms, given their higher number of hyperparameters. (A hyperparameter is a parameter which value is used to control the learning process. The values of other parameters, on the other hand, are derived by 'training'.)

Empirical analysis has shown that the best accuracy estimates are attained if 20 to 30% of a dataset is allocated to testing, and the remaining data (70 to 80%) is used for training.

Most of ML modelling fall under 3 categories: Supervised, unsupervised (semi-supervised can be a mix of the two categories), and reinforcement learning. Figure A1 illustrates the relationship among artificial intelligence, machine learning and deep learning, and gives geotechnical engineering examples for the three learning categories.

**Supervised Learning:** The most common form used in geotechnical applications were the data are provided to learning algorithms, including context and feedback for learning. By 'training' with input variables and target variables, the machine learns how to map inputs to corresponding outputs. The training process continues until the model achieves a targeted accuracy. Geotechnical applications include modelling of the mechanical behaviour of soils (Zhang et al. 2021), ground improvement (Ranasinghe et al. 2017; Hosseini et al. 2020), geo-structure design (piles, shallow foundations, soil nail walls) (Kordjazi et al. 2014; Ray et al. 2021; Liu et al. 2021), and landslide deformation process prediction (Yang et al. 2019; Liu et al. 2020).

**Unsupervised Learning:** Unsupervised learning data sets only include inputs, and the algorithm must learn from those inputs and find patterns and commonalities between data points to determine the next steps to take. Examples of this type of unsupervised learning algorithms are hierarchical clustering, K-means, Density-Based Spatial Clustering of Applications with Noise (DBSCAN). Geotechnical applications with unsupervised learning include clustering underground stratification (Wang et al. 2019; Wang et al. 2021; Molina-Gomez et al. 2021), rock mass clustering (Erharter and Marcher 2021), and exploratory monitoring data analysis (Zhou et al. 2019).

**Reinforcement Learning:** Reinforced learning refers to the process of a learning program learning to achieve a specific objective through interaction with its environment. The approach has not been used for many specific applications in geotechnical engineering. One example of such process optimization and strategy development in conventional tunnelling was presented by Erharter et al. (2021).

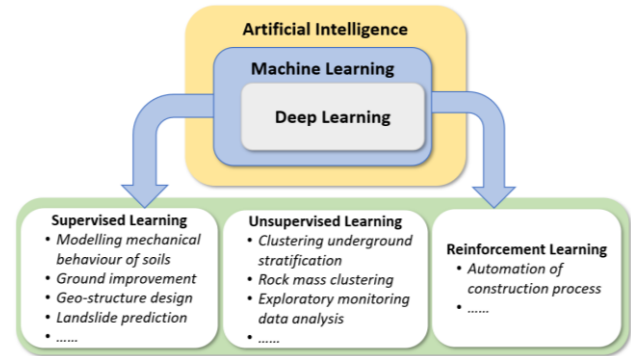


Figure A1. Artificial intelligence, machine learning and deep learning, and some geotechnical applications (Liu and Lacasse, 2022).

### References to ANNEX A

- Dikshit, A., Pradhan, B. and Alamri, A.M. 2021. Pathways and challenges of the application of artificial intelligence to geohazards modelling. *Gondwana Research*, 100, 290–301.
- Erharter, G. H., Hansen, T. F., Liu, Z. and Marcher, T. 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunneling. *Automation in Construction*, 127, 103701.
- Hosseini, S. A. A., Mojtahedi, S. F. F. and Sadeghi, H. 2020. Optimisation of deep mixing technique by artificial neural network based on laboratory and field experiments. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 14(2), 142-157.
- Jong, S.C., Ong, D.E.L. and Oh, E. 2021. State-of-the-art review of geotechnical-driven artificial intelligence techniques in underground soil-structure interaction. 113, 103946.
- Kordjazi, A., Pooya Nejad, F. and Jaksa, M. B. 2014. Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Axially Loaded Piles Using a Support Vector Machine Based on CPT Data. *Computers and Geotechnics*, 55, (1), 91–102.
- Liu, Z., Gilbert, G., Cepeda, J.M., Lysdahl, A.O.K., Piciullo, L., Hefre, H. and Lacasse, S. 2021. Modelling of shallow landslides with Machine Learning algorithms. *Geoscience Frontiers*, 12(1), 385-393.
- Liu, Z., Guo, D., Lacasse, S., Li, J., Yang, B., and Choi, J.C. 2020. Algorithms for intelligent prediction of landslide displacements. *J. Zhejiang University Science A (Appl Phys & Eng)*, 21(6) 412-429.
- Liu, Z. and Lacasse, S. 2022. Machine Learning in Geotechnical engineering: Opportunities and Applications. *Proc. 20<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Sydney 2021 (to be published May 2022)*. 16pp.
- Ma, Z. and Mei, G. 2021. Deep learning for geological hazards analysis: Data, models, applications, and opportunities. *Earth-Science Reviews*, 223, 103858
- Ma, Z., Mei, G. and Piccialli, F. 2021. Machine learning for landslides prevention: a survey. *Neural Computing and Applications*, 33, 10881–10907.
- Mergadi, A., Yunus, A.P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPam, B., Bui, D.T., Avtar, R. and Abderrahmane, B. 2020. Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. *Earth-Science Reviews*, 207, 103225.
- Moayedi, H., Mosallanezhad, M., Rashid, A.S.A., Jsoh, W.A.W. and Muazu, M.A. 2020. A systematic review and meta-analysis of artificial neural network application in geotechnical engineering: theory and applications. *Neural Comput & Applic*, 32, 495–518.
- Molina-Gómez, F., da Fonseca, A.V., Ferreira, C., Sousa, F. and Bulla-Cruz, L.A. 2021. Defining the soil stratigraphy from



- seismic piezocone data: A clustering approach. *Engineering Geology*, 287, 106111.
- Ranasinghe, R. A. T. M., Jaksza, M. B., Pooya Nejad, F. and Kuo, Y. L. 2017. Predicting the Effectiveness of Rolling Dynamic Compaction Using Genetic Programming and Cone Penetration Test Data. *Proc. of Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, 170(4), 193–207.
- Ray, R., Kumar, D., Samui, P., Roy, L. B., Goh, A. T. C. and Zhang, W. 2021. Application of soft computing techniques for shallow foundation reliability in geotechnical engineering. *Geoscience Frontiers*, 12(1), 375-383.
- Tahmasebi, P., Kamrava, S., Bai, T. and Sahimi, M. 2020. Machine learning in geo- and environmental sciences: From small to large scale. *Advances in Water Resources*, 142. ISSN 0309-1708. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2020.103619>.
- Tehrani, F.S., Calvello, M., Liu, Z., Zhang, L. and Lacasse, S. 2022. Machine learning and landslide studies: recent advances and applications. *Natural Hazards* (under review).
- Wang, H., Wang, X, Wellmann, J. F. and Liang, R.Y. 2019. A Bayesian unsupervised learning approach for identifying soil stratification using cone penetration data. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(8), 1184-1205.
- Wang, X, Wang, H. and Liang, R.Y. 2021. Unsupervised and simultaneous stratigraphic interpretation of CPT soundings at site scale. *Int. J. Geomech.*, 21(8): 04021130.
- Xie, J., Huang, J., Zeng, C., Jiang, S.H. and Podlich, N. 2020. Systematic Literature Review on Data-Driven Models for Predictive Maintenance of Railway Track: Implications in Geotechnical Engineering. *Geosciences*, 10, 425.
- Zhang, W., Li, H., Li, Y., Liu, H., Chen, Y. and Ding, X. 2021a. Application of deep learning algorithms in geotechnical engineering: a short critical review. *Artif Intell Rev* 54, 5633–5673.
- Zhang, W., Wu, C., Zhong, H., Li, Y. and Wang, L. 2021b. Prediction of undrained shear strength using extreme gradient random forest based on Bayesian optimization. *Geoscience Frontiers*, 12(1), 469-477.
- Zhang, W., Zhang, R., Wu, C., Chee Goh, A. T., Lacasse, S., Liu, Z. and Liu, H. 2020. State-of-the-art review of soft computing applications in underground excavations. *Geoscience Frontiers*, 11(4), 1095-1106.
- Zhou, C., Kong, T., Zhou, Y., Zhang, H. and Ding, L. 2019. Unsupervised spectral clustering for shield tunneling machine monitoring data with complex network theory. *Automation in Construction*, 107, 102924.

## ANNEX B – The Observational Method

Karl Terzaghi (1929; 1961) wrote:

*"Soil engineering projects [...] require a vast amount of effort and labor securing only roughly approximate values for the physical constants that appear in the equations. The results of the computations are not more than working hypotheses, subject to confirmation or modification during construction. In the past, only two methods have been used for coping with the inevitable uncertainties: either adopt an excessively conservative factor of safety, or make assumptions in accordance with general, average experience. The first method is wasteful; the second is dangerous. A third method is provided that uses the experimental method. The elements of this method are 'learn-as-you-go.' Base the design on whatever information can be secured. Make a detailed inventory of all the possible differences between reality and the assumptions. Then compute, on the basis of the original assumptions, various quantities that can be measured in the field. On the basis of the results of such measurements, gradually close the gaps in knowledge, and if necessary modify the design during construction."*

The Observational Method (OM), from Ralph B. Peck's 1969 Rankine Lecture, is a formalisation of Terzaghi's philosophy. The OM consists of (underline is by authors):

1. Exploration sufficient to establish at least the general nature, pattern and properties of the deposits, but not necessarily in detail.
2. Assessment of the most probable conditions and the most unfavourable conceivable deviations from these conditions. In this assessment geology often plays a major role.
3. Establishment of the design based on a working hypothesis of behaviour anticipated under the most probable conditions.
4. Selection of quantities to be observed as construction proceeds and calculation of their anticipated values on the basis of the working hypothesis.
5. Calculation of values of the same quantities under the most unfavourable conditions compatible with the available data concerning the subsurface conditions.
6. Selection in advance of a course of action or modification of design for every foreseeable significant deviation of the observational findings from those predicted on the basis of the working hypothesis.
7. Measurement of quantities to be observed and evaluation of actual conditions.
8. Modification of design to suit actual conditions.

The degree to which each step is followed depends on the nature and complexity of the project. Uncertainties can be reduced but never completely eliminated. Because of the uncertainties, there is a finite, even if small, probability that a failure may occur.

In the OM, a project adopts the "most probable" design parameters, as opposed to conservative parameters; it assesses a range of probable behaviour; it sets out modifications to be implemented if the parameters or the behaviour turn out to be less favourable than assumed in the design; it monitors the behaviour of the structure and soil, providing indication of whether mitigation measures are required or not; and it analyses the data and triggers the implementation of contingency plans. One key aspect is the selection in advance of a course of action for every foreseeable significant deviation of the observational findings from those predicted on the basis of the working hypothesis.

The OM has effectively a component of risk, including uncertainties through the most probable values and the most unfavourable conceivable conditions. This, already in 1969. The observational method requires rational consideration of the uncertainties in the parameters and a clear plan for dealing with events as they develop (Christian and Baecher, 2011).

Bayesian thinking is essentially the same logic that Terzaghi and Peck describe but based on mathematical logic. Bayes' Rule says that uncertainties expressed as probabilities can be updated by observational information according to the conditional probability those observations given an initial hypothesis-

$$P[\text{hypothesis}|\text{data}] \propto P[\text{hypothesis}] P[\text{data}|\text{hypothesis}] \quad [B1]$$

where  $P[\text{hypothesis}|\text{data}]$  is the updated probability based on the observations,  $P[\text{hypothesis}]$  is the prior probability, and the quantity  $P[\text{data}|\text{hypothesis}]$  is the likelihood of the data. Bayesian thinking should be connected to the OM.

## References to ANNEX B

- Peck, R.B (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*. 19 (1): 171–187.
- Terzaghi, K. (1929). Effect of minor geologic details on the safety of dams. *American Institute of Mining and Metallurgical Engineers*. 215: 31–44.
- Terzaghi, K. (1961). Engineering geology on the job and in the classroom: Past and future of applied soil mechanics. Harvard Soil Mechanics series. 62.

# Geohazard Management in Permafrost Regions

Lukas U. Arenson  
BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada



## ABSTRACT

Landscapes in permafrost regions are changing at unprecedented rates. In the Arctic and the Sub-Arctic, changes in environmental conditions in response to climate change have significant impacts on the permafrost resulting in the development of processes that had either not been observed in the past or exhibit unprecedented changes in their frequencies and magnitudes. These changes alter the hazard potential significantly, impacting the risk to infrastructure. It is therefore no longer adequate to complete a geohazard assessment by documenting historic events and assuming that future processes will be similar. A process-based risk assessment approach is therefore required. On the other hand, significant uncertainties exist in these processes, and it would not be economic to adapt all infrastructure in permafrost regions to withstand impacts that are based on worst case scenarios. Monitoring in combination with a warning system offers an economic approach for managing geohazards in permafrost regions that not only assists in reducing potential consequences, but also allows to continuously improve the understanding of the natural process and specifically, geohazard triggering mechanisms. Recent advances in monitoring and communication technologies as well as data management systems provide new opportunities but also challenges. Based on two case studies, values, and limitations of geohazard monitoring and management systems are discussed.

## RÉSUMÉ

Les paysages des régions pergélisolées évoluent à une vitesse sans précédent. Dans l'Arctique et la région subarctique, les modifications des conditions environnementales liées au changement climatique entraînent des répercussions importantes sur le pergélisol, entraînant le développement de processus qui n'avaient pas été observés par le passé ou dont la fréquence et l'ampleur ont changé. Ces changements modifient considérablement le potentiel de danger, ce qui a une incidence sur le risque pour les infrastructures. Il n'est donc plus suffisant de réaliser une évaluation des géorisques en documentant les événements historiques et en supposant que les processus futurs seront similaires. Une approche d'évaluation des risques basée sur les processus est donc nécessaire. D'autre part, des incertitudes significatives existent dans ces processus, et il ne serait pas économique d'adapter toutes les infrastructures des régions de pergélisol pour qu'elles résistent à des impacts basés sur les scénarios les plus défavorables. La surveillance, associée à un système d'alerte, offre une approche économique de la gestion des géorisques dans les régions de pergélisol qui permet non seulement de réduire les conséquences potentielles, mais aussi d'améliorer en permanence la compréhension du processus naturel et, plus précisément, des mécanismes de déclenchement des géorisques. Les progrès récents dans les technologies de surveillance et de communication ainsi que dans les systèmes de gestion des données offrent de nouvelles possibilités mais posent aussi des défis. Sur la base de deux études de cas, les valeurs et les limites des systèmes de surveillance et de gestion des géorisques sont discutées.

## 1 INTRODUCTION

More than a fifth of the Northern Hemisphere is located within a permafrost zone, reaching from continuous permafrost in the high arctic to sporadic discontinuous and isolated permafrost regions towards the south (Brown et al. 2001). As illustrated by Obu (2021), the actual extent of the land mass that is underlain by permafrost is smaller and accounts for approximately 15% of the exposed land surface area in the Northern Hemisphere. With climate warming, permafrost degradation occurs and these regions become progressively vulnerable to thaw, resulting in the development of thermokarst features (Grosse et al. 2011; Schuur et al. 2015) and active layer thickening. In a recent synthesis of the thermal state of permafrost, Smith et al. (2022) concluded:

- Widespread and persistent warming of permafrost is observed in polar regions and at

high elevations since about 1980, at rates that vary regionally.

- The highest permafrost temperatures in the instrumental record were recorded in 2018–2019 at most sites in arctic and sub-arctic regions.
- Trends in permafrost warming are consistent with trends in air temperature. However, local conditions including snow cover and vegetation modulate the response of permafrost under a warming climate.
- Permafrost is projected to continue to warm and thaw in response to climatic warming, but there is uncertainty with respect to the magnitude and timing of these changes.

The warming of permafrost and more specifically the changes in near surface conditions have impacts on surface hydrology and mass movements. Watersheds in

these sensitive regions will alter most components of the hydrological cycle in response to increases in storage for liquid water and reduction in surficial runoff as the ground temperatures increase and the active layer thickens (Woo 2012). An increase in active layer thicknesses has been observed in recent years (Biskaborn et al. 2019) in response to the accelerated warming and rising precipitation that has been observed in the Arctic due to the polar amplification (Bush and Lemmen 2019; Warren and Lulham 2021). All permafrost regions are impacted by these changing conditions. Lewkowicz and Way (2019) reported a 60-fold increase in retrogressive thaw slumps (RTSs) activity in Banks Island, Canada between 1984 and 2015. This led to lake turbidity increases and rapid sedimentation in valley floors. Kokelj et al. (2021) show that the rapidly evolving climatic controls on the geomorphology of permafrost terrain effects first- and second-order streams where sediment delivery may exceed the transport capacity of headwater streams by orders of magnitude. Permafrost thaw-driven mass wasting directly affects over 5538 km of stream segments, 889 km of coastline, and 1379 lakes in the nearly 1M km<sup>2</sup> study area of northwestern Canada. The authors conclude that the glacial legacy, ground-ice conditions, and continental drainage patterns dictate that terrestrial, freshwater, coastal, and marine environments of western Arctic Canada will be an interconnected hotspot of thaw-driven change through the coming Millenia. RTSs are important thermokarst feature arising from pulse disturbances and are initiated by the exposure of ice-rich soils with subsequent thaw and the formation of a steep headwall (Burn and Lewkowicz 1990; Kokelj et al. 2009). The exposed ground ice in the headwall thaws during the summer supporting its continuous retreat. This ground thawing can mobilize substantial quantities of sediments on a timescale of years (Bernhard et al. 2022; Kokelj 2021), and an increase in the number and sizes of RTSs has been recorded in recent years (Lantuit et al. 2012; Gooseff et al. 2009).

In parallel, changes in the climatic conditions impact vegetation but also frequency and extent of wildfires that are expected to lead to substantial and irreversible alterations to permafrost landscapes (Holloway et al. 2020). Immediately following a wildfire the hydrology and biogeochemistry of a permafrost watershed is altered. As climate warming continues, the permafrost is losing its resiliency to wildfires resulting in a change in vegetation. Based on current understanding the authors suggest a shift in fire return intervals, severity and extent which results in an enlarged spatial impact. Specifically, areas with thin organic layers and dry soils are expected to experience rapid and irreversible permafrost degradation in response to changes in wildfires dynamics (Holloway et al. 2020).

The changing dynamics of the arctic environment substantially impacts hazards, such as those from wildfires or increasing RTS activities, threatening infrastructure and jeopardizing sustainable development. Hjort et al. (2022) explored the extent and costs of infrastructure damage associated with permafrost degradation. The authors conclude that observed infrastructure damage is substantial, with up to 80% of buildings in some Russian cities and a third of some road surfaces in the Qinghai-Tibet Plateau reporting damages. It is suggested that

permafrost degradation-related infrastructure costs could rise to tens of billions of US dollars by the second half of the century.

It is known that air temperatures are increasing, precipitation patterns are changing, and permafrost is degrading. In parallel, the reliability on operational infrastructure and limited redundancy, for example in northern transportation infrastructure, makes northern infrastructure extremely vulnerable to impacts from geohazards. Adding limited resources and increasing expectations highlights the challenges communities and projects located in permafrost regions are facing in view of climate change. However, systematic approaches on how the ongoing dynamics in the permafrost environment impacts the changes and initiation of hazards and risks is lacking. A process-based risk assessment approach is therefore suggested that may help with future hazard and risk assessments. In addition, adaptive solutions are proposed that depend on monitoring allowing for addressing the significant uncertainties that exist when projecting future changes in the permafrost environment.

## 2 DAWSON LANDSLIDES

Dawson City, Yukon is a town with a population of about 1,400 located on the Yukon River, in northwest Canada. The region is located within the extensive discontinuous permafrost zone (Heginbottom et al. 1995). A more detailed regional model presented by Bonnaventure et al. (2012) indicates that the highest probability of permafrost to exist is in the valley bottoms, where probabilities are in the 90-100% range. As elevation increases up to the treeline, mean annual air temperature rises in response to climate inversion, and permafrost probability decreases, so that permafrost probability at the highest elevations are reducing to less than 50%. Additionally, permafrost probability is higher on north-facing slopes than south-facing ones, suggesting aspect plays an essential role in determining the spatial distribution of permafrost (Benkert et al. 2015).

Two landslides exist close to Dawson City. On the north side of the city, the Moosehide Slide (Ēddhā dādhēcha) is situated, while the Sunnydale slide is located on the west bank of the Yukon River, just opposite of Dawson City. The Moosehide Slide (Figure 1) is a prehistoric rockslide located on the west side of Midnight Dome. Brideau et al. (2007a) showed that it has a prominent headscarp, corresponding to what is assumed to be the initiation zone. This pre-historic landslide would have initiated in the ultramafic rocks and is interpreted to have occurred at or near the thrust sliver of Slide Mountain terrane over Klondike Schist. The authors interpreted the failure mechanism to be sliding along a pseudo-circular failure and was likely triggered by a combination of elevated pore-water pressures and seismic loading. Brideau et al. (2007a; 2007b; 2012; 2015) identified and characterized four blocks in the initiation zone which show evidence of current movement. A residential development is currently proposed which would partially be situated on the toe of the landslide deposit. A risk assessment has been completed to assess the risk to current and potential developments

and has identified concerns that the Moosehide landslide could impact the area. The results of the runout analysis suggest potential impacts to the North End subdivision area if an extremely rapid rock avalanche were to occur. Material entrainment was considered, which increased the mobility of the modelled rock avalanche scenarios. The results suggest that even with conservative entrainment

rates, the maximum modelled erosion depth was less than the active layer under current conditions and therefore no change in the extent of the runout is currently expected in response to additional permafrost degradation. However, there are uncertainties on how climate change and permafrost degradation may impact the dynamics of the initiation zone and the runout.



Figure 1. View of the Moosehide Landslide from Dawson City illustrating the downslope movement of the rock glacier front (Brideau et al. 2007b). The circle indicates the front of the rock glacier that is located within the runout zone of the landslide.

To mitigate the risk, a near real-time monitoring program, which includes a combination of surface deformation monitoring via global navigation satellite system (GNSS), extensometers, tiltmeter and ground-based InSAR (GB-InSAR) is being considered by the Yukon government and City of Dawson officials. It would be embedded into a larger scale monitoring program, consisting of survey stakes and LiDAR change detection. In addition, an automatic weather station may be added to allow for correlating landslide deformations and weather/climatic conditions. The system could be complemented with Satellite InSAR for redundancy, although such measurements would not provide near real-time data (Figure 2). A GB-InSAR system would only be required when accelerations were observed and the investments are justified for safety, economical or other reasons. All monitoring data would be transmitted to servers for processing and visualization via a local network. In addition, redundancy would be included in case one of the networks breaks down. Nevertheless, such a system would rely on proper operation of the local cellular network used.

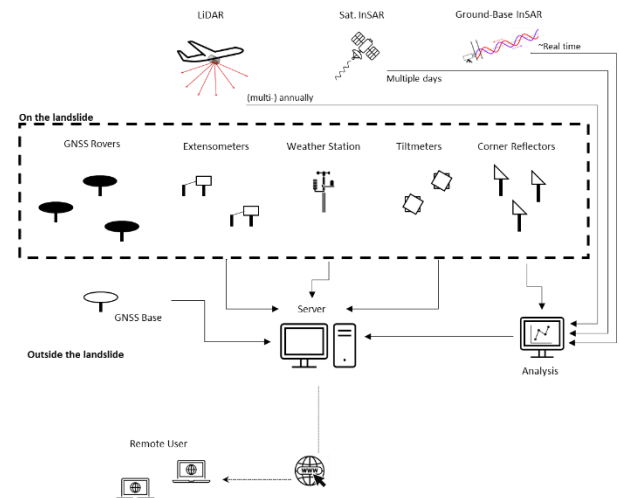


Figure 2. Schematic of a near real-time monitoring instruments array for the Moosehide Slide.

The Sunnydale Slide (Figure 3) is approximately 340 m wide and 450 m long (depth is unknown) and is perched above the Yukon River opposite the City of Dawson. Two roads cross the upper part of the slide: Sunnydale Road provides access to local agricultural properties, and the Top of the World Highway is one of two highways connecting Yukon to Alaska. The upper part, above Sunnydale Road, is on moderately steep (< 26°) slopes. Moderate slopes are also present on the north side of the slide, below Sunnydale Road. The main geomorphological features in this upper part of the slide are lineaments, including tension cracks, antislope (uphill facing) scarps and the headscarp. Recent (1-2 years old), 20-50 cm openings were measured along an antislope scarp below Sunnydale Road. The lower part of the Sunnydale Slide

down to the Yukon River is steep ( $> 35^\circ$ ). Its upper limit is marked by a series of arcuate scarps and rock escarpments, which have retrogressed further upslope on the south side than on the north side of the slide. One of these rock escarpments on the south side has 0.5 m wide cracks, up to approximately 10 m deep. Arcuate scarps are also present further downslope, marking the top of small-scale, shallow landslides (debris slides) in colluvium material or within the upper bedrock layer. Three such shallow debris slides have occurred since the summer of 2017 and created debris cones at the toe of the slope (Figure 3).

Geomorphological features observed at the Sunnydale Slide, including tension cracks and antisllope scarps in the upper part, suggest that the landslide is subject to deep seated gravitational slope deformation (DSGSD). DSGSD, also called mountain slope deformation, sackung, or rock mass creep, are defined by Hungr et al. (2014) as large-scale gravitational deformation of steep, high mountain slopes, manifested by scarps, benches, cracks, trenches, and bulges, but lacking a fully defined rupture surface. Over time, slow mountain slope deformation can either evolve into extremely rapid rock avalanches (Pedrazzini et al. 2013), or they can deform at a very slow (mm/year) rate for millennia (Hippolyte et al. 2012). Negative change along the lineaments in the upper part of the slide indicate a current apparent deformation rate up to approximately 10-15 cm/year, consistent with field evidence and subsidence along the highway that traverses the slide. Small, shallow landslides in the lower part of the Sunnydale Slide may evidence deformation along a developing failure surface, generating bulging in the lower part of the slide and associated small-scale, shallow landslides. The presence of small scale, shallow landslides could also be partly associated with river erosion at the base of the slope, which oversteepens and destabilizes the slope, the thalweg of the Yukon River being just at the base of the slide.



Figure 3. View of the Sunnydale Slide from Dawson City. Plan view of the estimated extent of the slide is shown on the inset (yellow dashed line).

A kinematic analysis suggests that wedge sliding, and, to a minor extent, direct toppling are possible deformation mechanisms. The mechanism is likely complex and, involving a combination of failure propagation through pre-existing, persistent discontinuities in the rock mass. The rock mass could fail in a single large failure or sequentially

as partly independent rock compartments. It is currently unclear if and to what extent climate and permafrost play a role in the dynamics of the landslide. While there are still many uncertainties in the Sunnydale Slide, the volume of a potential failure may cause a diversion of the Yukon River or generate an impulse wave resulting in severe consequences for Dawson City. Monitoring of the landslide deformation will help mitigate risks as it will allow for a refinement of the current understanding of the slide's global deformation mechanism and provide early warning in case accelerated deformation was to develop.

### 3 DEMPSTER HIGHWAY KM 28.5

As introduced above, a thaw slump is a slope failure which results from the thawing of ice-rich permafrost (e.g., National Snow and Ice Data Center 2019). They typically develop on gentle to moderate slopes and consist of a steep ice-rich headwall, a low-angle slump floor, and a mobile slurry of fine-grained debris that forms a lobe (Burn and Lewkowicz 1990). Kokelj et al. (2017) showed that they are generally found at the extent of past glacial margins and have a broad range in size that depends on the buried ground ice.

A thaw slump that is a current hazard for critical transportation infrastructure can be found at km 28.5 of the Dempster Highway in the Northwest Territories. The km 28.5 thaw slump is a large feature located just north of the existing highway, on the Peel Plateau (Figure 4). The thaw slump is approximately 500 m in length from headwall to the end of the debris tongue and 200 m in width from one side of the headwall to the other. The debris tongue extends from the headwall and is infilling an existing gully feature. Currently the debris tongue is within approximately 240 m of the Dempster Highway. The thaw slump is believed to have been initiated by stream erosion around 2002–2004 and gradually backwasted up an 8 to 12° slope to form a 25 900 m<sup>2</sup> disturbance by 2011 which increased to 33 370 m<sup>2</sup> by 2015 (Kokelj et al. 2021). During the initial decade, downwasted material was constrained largely to the slope system. In summer 2017, a major episode of mass wasting occurred that resulted in the debris tongue advancing to its current location and the formation of an ~12.5 m high headwall in the central scar zone. Currently thaw-driven, rainfall-enhanced remobilization of material from the scar and deposition zone are transporting large volumes of erodible sediments into the channel.

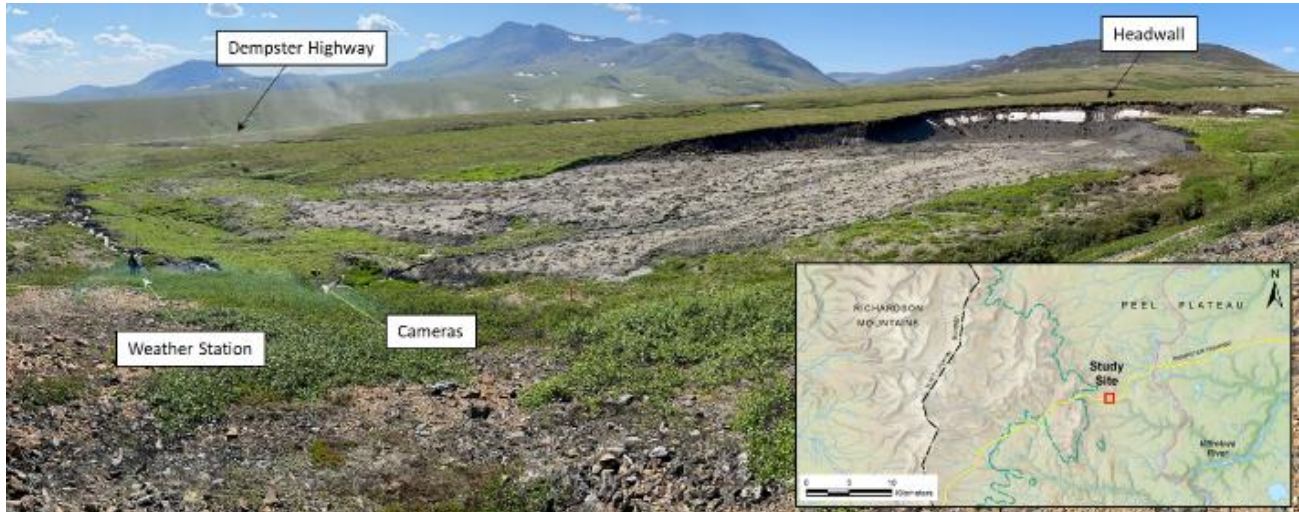


Figure 4. Panoramic view of the RTS at Dempster km 28.5. The location of some monitoring instrumentation is also shown.

The Dempster Highway is a critical connection between the western section of Northwest Territories and the Yukon, and the Canadian highway network; it serves as the only land link between Tuktoyaktuk, NT at the Beaufort Sea and southern Canada. In 2019, the Department of Infrastructure of the Government of the Northwest Territories (DOI-GNWT) initiated a warning system alerting them of the possible encroachment of the thaw slump debris tongue on the highway, potentially affecting the traffic safety. The system allows the DOI-GNWT to act proactively should the debris tongue approach the highway. In addition, data are collected that will help in better understanding this thaw slump and potentially correlate its activity with climate parameters. The monitoring system, which is operational during the summer months, consists of tiltmeters, digital cameras and an automated weather station, connected via satellite to the main office to transmit real-time information from the site to key personnel on an “if-and-as-needed” basis (Figure 5). Photographic monitoring of the headscarp allows observation of changes in the source material for the debris mass, i.e., the headscarp (Figure 6) and the advancement of the debris. During the summer, images are automatically taken daily. The tiltmeters are arranged so that they allow the DOI-GNWT to monitor the debris tongue’s advancement (flow rate) if it were to occur. In addition, two levels of notification are programmed into the warning system: first an alert level and secondly an alarm level, which is triggered when the calculated rate of debris advancement is such that there is a high probability that less than 48 hours remains prior to the debris tongue impacting the roadway embankment. However, the system is still under development and should be periodically reviewed as new insight into the thaw slump mechanics becomes available.

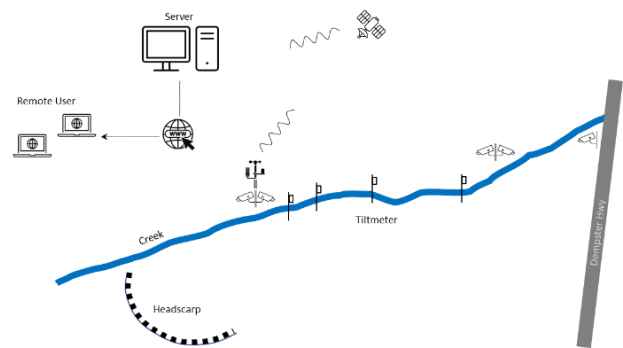


Figure 5. Schematic of RTS monitoring system installed at Dempster km 28.5.

On a regional scale, the density of thaw slumps on the Peel Plateau is expected to increase in response to climate change. Therefore, there is increasing probability that the Dempster Highway could be impacted by thaw slumps or other thermokarst activities in the future. Studying the initiation and propagation of these events on a regional scale via remote sensing could assist in developing of a regional geohazard management tool that allows real-time evaluation (and projection) of potential hazards.

08/26/2020



08/26/2021



Figure 6. Images from the automatic camera pointed towards the headscarp, showing thawing that occurred between August 2020 and August 2021.

## 4 DISCUSSION

### 4.1 Hazard Mapping

The Dawson City and the Dempster examples, which are representative for many other examples where infrastructure is at risk in response to permafrost degradation and climate change, highlight the importance of monitoring for i) process understanding and ii) risk mitigation. As discussed in this section, field-based assessments and validations are essential elements during a hazard and risk assessment process. International guidelines emphasize two core components that provide the foundation for a comprehensive hazard assessment in a rapidly evolving environment (e.g., GAPHAZ 2017):

*Susceptibility and stability assessment:* Identifies the likelihood and origin of an event based on analyses of wide-ranging triggering and conditioning factors. The likelihood of an event is always linked and specific to a given magnitude and a time frame.

*Hazard mapping:* Identifies the potential physical impact (spatial extent, inundation depths, intensity, etc.) on downslope and downstream areas through a combination of process modelling and field mapping that provides the scientific basis for decision making and planning.

Allen et al. (2022) suggest that a wide-ranging study on climatic, geotechnical and permafrost specific factors is completed that assess triggering and conditioning of a hazardous event. Triggering includes processes that directly initiate mass movements or rapidly transform a site from a stable to unstable state. Conditioning includes the site characteristics, but also dynamic factors that gradually increase the susceptibility of a site over time, including those related to climate change, and therefore require that a time horizon is defined. In contrast to conditioning factors, a triggering mechanism is not required since hazardous processes can evolve gradually until a critical threshold is reached. There are substantial regional differences on how relevant certain factors are for the susceptibility or stability. Therefore, expert judgment supported by field observations and monitoring is required during this phase. The susceptibility and stability assessment not only describes the location and likelihood of an event but also provides insight on the type of mass movement and the possible magnitude.

GAPHAZ (2017) proposes that an intermediate step is completed to help narrow large-scale, i.e., regional studies to local problems. The outputs of this proxy hazard assessment are indicative maps of potential hazard or risk. The first-order models used are often empirically derived, but not physically based, and hence cannot provide information such as flow heights, impact pressures, or flow velocities, as required for comprehensive hazard mapping and risk assessments. Nonetheless, such models are valuable as a first-order indicator of potential threats and as a basis for prioritizing. For cascading processes, such first-order modelling can also feed back into the susceptibility assessment. For example, lakes may be identified where a RTS may approach in the future, triggering a flood.

When a critical situation has been identified, hazard mapping is typically completed. Hazard levels are defined based on the probability that an event will occur, which is derived from the susceptibility assessment; and the expected intensity, or magnitude, of the given event within downstream or downslope areas where people or assets are exposed. Traditionally, historical records are used to establish frequency – magnitude relationships. However, considering the rapidly changing permafrost environments this approach must be challenged and complemented to establish reliable future frequency – magnitude relationships.

For the Moosehide landslide, a series of runout models were completed using various block failure scenarios. The composite hazard map combines these results into a single map (Figure 7) and, in the case of Dawson City, has been used to demonstrate the value of a near real-time monitoring.

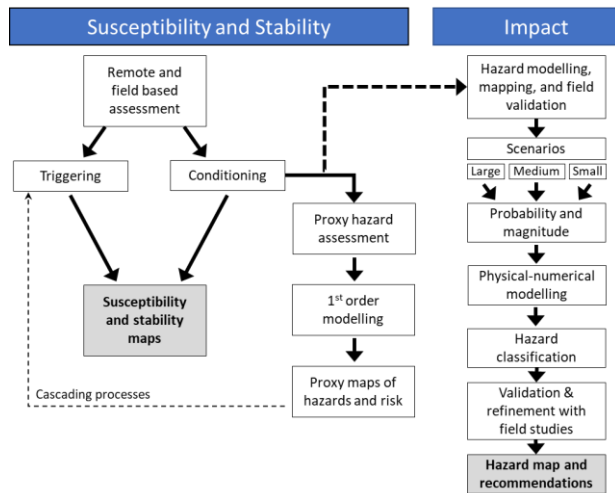


Figure 7. Framework for the assessment of permafrost hazards using a process and scenario-based approach. (Modified from GAPHAZ 2017; Allen et al. 2022).

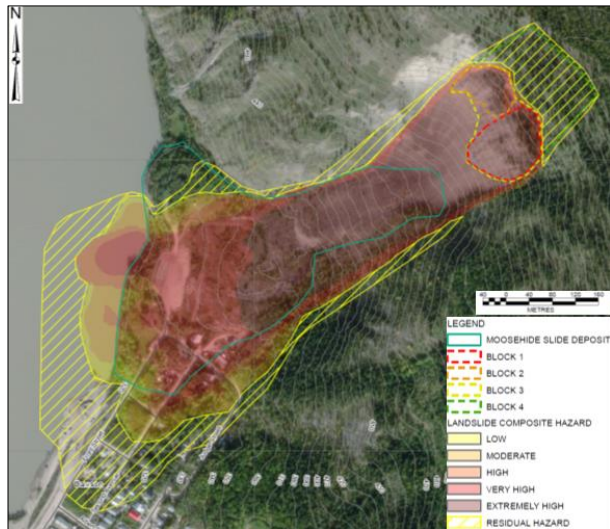


Figure 7. Composite hazard map for the Moosehide Landslide.

#### 4.2 Near real-time monitoring program

A near real-time monitoring program and early warning system, combined with a response protocol, is widely recognized as a risk management measure for existing development where physical mitigation may not be possible or is cost-prohibitive (Reid et al. 2021). It allows timely evacuation of individuals at risk to a safe location in the event of an imminent hazardous event. Such a system is based on the experience that mass movement typically accelerate prior to failure. A creep curve is frequently used to describe the long-term deformation and progressive failure (Crosta and Agliardi 2003; Petley et al. 2005; Sättele et al. 2016). Secondary creep is known as the state where a slope is deforming at a constant rate, whereas tertiary creep corresponds to an acceleration that leads to failure,

resulting from rapid destruction of bonding bridges and the formation of a continuous shear surface. The objective of a near real-time monitoring system is to survey creep evolution, identify the transition into tertiary creep, project potential period of enhanced risk, and provide warning when failure becomes imminent.

A key consideration in the development of near real-time monitoring systems is redundancy in both number and types of instruments (Sharon and Eberhardt 2020; Kristensen et al. 2020; Sättele et al. 2016). This is necessary to cross-verify instruments and is particularly useful to minimize false alarms when one instrument may reach threshold levels defined as part of an early warning system. In the case of the Dempster Highway km 28.5, redundancy exists in the tiltmeters, which may also provide information on the velocity at which a debris flow would advance, and the cameras. For example, if a tiltmeter triggers an alarm, the cameras provide visual evidence of the RTS activity. Instrument redundancy is also crucial for back-up in case of malfunction of one of the sensors, particularly during landslide acceleration phases where increased ground disturbance may damage some instruments (Sättele et al. 2016). If possible, instruments should be powered by separate and independent sources.

Observations about the changes in the permafrost, such as thermokarst or increased landslide activity, from members of local communities could also systematically be collected to complement monitoring programs (community science). For example, smart phone apps could be developed which would need to be released combined with education to the public about the risks associated with the hazardous processes in question and to avoid receiving false records.

#### 4.3 Trigger Action Response Plan (TARP)

A trigger action response plan (TARP), which is commonly used in the mining industry, is a tool designed to provide advance warning of conditions of elevated hazard potential and is typically based on meteorological data or flow data. The development of a TARP does require a profound process understanding and therefore, monitoring and site inspections, such as the system installed at Dempster Highway km 28.5 or the one planned for the Moosehide Landslide, are key. TARP systems are not intended to entirely replace judgment and should not replace the consideration of other variables or observations related to any hazard. As such, the warning levels generated by a TARP should be considered as decision-support information, to be supplemented by local observations and other risk management considerations. In addition, thresholds and actions should be frequently revised using the data from the ongoing monitoring as those will improve process understanding and uncertainties are typically reduced as more data become available.

#### 4.4 Uncertainties

An assessment of current and future hazards related to permafrost thaw is full of uncertainties. The processes and scenarios used in the assessment have an inherent uncertainty (e.g., Jakob 2022). In addition, major



uncertainties exist within the climate projections, first there are uncertainties regarding which emission scenario is most likely and then there are significant uncertainties regarding the model best representing the specific conditions on site. Adding to these model uncertainties are higher order ones, i.e., uncertainties related to derivatives from climate parameters, such as flood intensities, heat waves, extreme colds, and vegetation changes, just to name a few.

It is typically impossible or at least not economic to address all uncertainties and therefore pragmatic solutions must be sought. Adaptive solutions may be possible for processes where rapid failure and catastrophic events are unlikely to occur. In the case of a RTS, for example, where the debris flow may reach the road but volume, intensity and timing are unknown, monitoring that allows for closing the road in the case of an event and allowance for additional cleaning efforts may be sufficient. Similarly, mitigation structures may be designed and constructed in a way that additions, for example elevating a berm, may be possible in the future if needed, i.e., if additional monitoring and improved climate projection models suggest that the initial structure may not provide sufficient risk reduction.

At the same time, major advances are being made in metrology, sensor technology, including remote sensing, that present new opportunities to measure changes, such as deformations, temperatures, unfrozen water contents, surface moisture, runoff, vegetation, snow cover, as well as communication for remote areas. Furthermore, cloud computing and advances in data science allow for processing immense amounts of data in real-time, providing engineering practitioners and asset managers with unique tools to support economic design and operations. As Lato (2021) details, 3D data collection technologies and analysis methodologies continue to evolve, and it is critical that we understand the capability of these tools to solve existing problems and work with researchers to solve new ones. This also allows reducing some uncertainties and successful projects to be designed. Process-based risk assessments in dynamic environments are only meaningful when the assessment is based on an accurate understanding of the geological and environmental systems and their interactions over time, including climate change considerations.

## 5 CONCLUSION

Permafrost environments are changing at unprecedented rates and with it, the conditions for geohazards are also changing. Geophysical processes are impacted in response to changes in, for example, the ground thermal regime, vegetation, local hydrology, or weather, which means that historic records are insufficient in projecting future trends. A process-based approach is therefore required. However, this does demand a good understanding of local geophysical processes (conditioning) and the triggering. In addition, substantial uncertainties exist for the various elements used within a risk assessment, such as climate change projections, ground conditions, or future land use. For most situations adapting infrastructure to withstand impacts that are based

on worst case scenarios would not be economic. Monitoring in combination with warning systems often offer economic solutions for managing geohazards in permafrost regions. Such monitoring is used as a risk mitigation strategy because it assists in avoiding potential consequences, for example by warning people from an imminent slope failure, but it also allows professionals and researchers to continuously improve the understanding of geophysical processes and triggering mechanisms. Thereby it contributes to the reduction of uncertainties.

Substantial technological advancements have been made in monitoring, communication and analysing technologies which provide new opportunities in geohazard management. Real (or near-real) time information can be included in geohazard management systems that support the screening, monitoring, assessment and management of geohazards and geoassets even for large infrastructure systems. Such systems would support proactive management and planning for inspections or mitigations and allocating resources at the appropriate level based on the significance of a hazard.

The daunting task of managing geohazards within permafrost environments under huge uncertainties and a world of unknown unknowns should not deter professionals from relying on data but embrace the advances in technology and the world of data science to support process-based decision making. Generating and visualizing data-driven knowledge is a powerful tool for a rapidly changing future, where geohazard and geoasset management decisions would become more cost effective, defensible, transparent, and easily communicated to stakeholders, regulators, and senior management.

## 6 ACKNOWLEDGEMENT

The author likes to thank the Yukon Geological Survey and the Department of Infrastructure of the Northwest Territories for the permission to present the case studies. I'd also like to thank all the co-workers and field assistants that were involved in the various field campaigns and assessments presented.

## 7 REFERENCES

- Allen, S., Frey, H., Haeberli, W., Huggel, C., Chiarle, M., and Geertsema, M. 2022. Assessment Principles for Glacier and Permafrost Hazards in Mountain Regions. In *Oxford Research Encyclopedia of Natural Hazard Science*.
- Benkert, B.E., Kennedy, K., Fortier, D., Lewkowicz, A., Roy, L.-P., Grandmont, K., de Granpré, I., Laxton, S., McKenna, K., Moote, K. 2015. *Dawson City Landscape Hazards: Geoscience Mapping for Climate Change Adaptation Planning*. Northern Climate ExChange, Yukon Research Centre, Yukon College.
- Bernhard, P., Zwieback, S., Bergner, N., and Hajnsek, I. 2022. Assessing volumetric change distributions and scaling relations of retrogressive thaw slumps across the Arctic. *The Cryosphere*, 16(1), 1-15.

- Biskaborn, B. K., Smith, S. L., Noetzli, J., Matthes, H., Vieira, G., Streletskiy, D. A., Schoeneich, P., Romanovsky, V. E., Lewkowicz, A. G., Abramov, A., Allard, M., Boike, J., Cable, W. L., Christiansen, H. H., Delaloye, R., Diekmann, B., Drozdov, D., Etzelmüller, B., Grosse, G., Lantuit, H. 2019. Permafrost is warming at a global scale. *Nat Commun*, 10(1), 264.
- Bonnaventure, P.P., Lewkowicz, A.G., Kremer, M., Sawada, M. 2012. A regional permafrost probability model for the southern Yukon and northern British Columbia, Canada. *Permafrost and Periglacial Processes* 23, 52-68.
- Brideau, M.-A., Stead, D., Roots, C., Orwin, J. 2007a. Geomorphology and engineering geology of a landslide in ultramafic rocks, Dawson City, Yukon. *Engineering Geology* 89, 171-194.
- Brideau, M.-A., Stead, D., Stevens, V., Roots, C., Lipovsky, P., VonGaza, P. 2007b. The Dawson City landslide (Dawson map area, NTS 116B/3), Central Yukon. In: *Yukon Exploration and Geology 2006*, D.S. Emond, L.L. Lewis, and L.H. Weston (eds.), Yukon Geological Survey, 123-137.
- Brideau, M.-A., Stead, D., Roots, C., Lipovsky, P. 2012. Ongoing displacement monitoring at the Dawson City landslide (Dawson map area NTS 116B/3). In: *Yukon Exploration and Geology 2011*, K.E. MacFarlane, and P.J. Sack (eds.), Yukon Geological Survey, 17-26.
- Brideau, M.-A., Bevington, A., Lewkowicz, A., Stead, D. 2015. Engineering geology, electrical resistivity tomography and displacement monitoring of the Dawson City landslide, Yukon. In *Proceedings: GeoQuébec 2015 Conference*, September 20-23, 8 p.
- Brown, J., Ferrians, Jr., O. J., Heginbottom, J. A. and Melnikov, E. S. 2001. *Circum-Arctic Map of Permafrost and Ground Ice Conditions*. National Snow and Ice Data Center.
- Burn, C.R., and Lewkowicz, A.G. 1990. Canadian Landform Examples – 17 Retrogressive Thaw Slumps. *The Canadian Geographer*, 34(3), 273–276.
- Bush, E., and Lemmen, D. S. (Eds.). 2019. *Canada's Changing Climate Report*. Government of Canada, Ottawa, ON.
- Crosta, G.B. and Agliardi, F. 2003. Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. *Canadian Geotechnical Journal* 40: 176-191.
- GAPHAZ. 2017. *Assessment of Glacier and Permafrost Hazards in Mountain Regions: Technical Guidance Document*. Standing Group on Glacier and Permafrost Hazards in Mountains (GAPHAZ) of the International Association of Cryospheric Sciences and the International Permafrost Association (IPA).
- Gooseff, M. N., Balsler, A., Bowden, W. B., and Jones, J. B. 2009. Effects of hillslope thermokarst in northern Alaska, *EOS*, 90, 29–30.
- Grosse, G., Harden, J., Turetsky, M., McGuire, A. D., Camill, P., Tarnocai, C., Frolking, S., Schuur, E. A. G., Jorgenson, T., Marchenko, S., Romanovsky, V., Wickland, K. P., French, N., Waldrop, M., Bourgeau-Chavez, L., and Striegl, R. G. 2011. Vulnerability of high-latitude soil organic carbon in North America to disturbance. *Journal of Geophysical Research*, 116.
- Heginbottom, J.A., Dubreuil, M.A., Harker, P.T. 1995. Permafrost Map of Canada. In: *The National Atlas Canada, 5th Edition, 1978-1995*, National Resources Canada, Sheet MRC 4177, 1:7,500,000 scale.
- Hippolyte, J.-C., Bourles, D., Leanni, L. and Braucher, R. 2012. <sup>10</sup>Be ages reveal >12 ka of gravitational movement in a major sacking of the Western Alps (France). *Geomorphology*, 171/172, 139-153.
- Hjort, J., Streletskiy, D., Doré, G., Wu, Q., Bjella, K., and Luoto, M. 2022. Impacts of permafrost degradation on infrastructure. *Nature Reviews Earth & Environment*, 3, 24-38.
- Holloway, J. E., Lewkowicz, A. G., Douglas, T. A., Li, X., Turetsky, M. R., Baltzer, J. L., and Jin, H. 2020. Impact of wildfire on permafrost landscapes: A review of recent advances and future prospects. *Permafrost and Periglacial Processes*, 31(3), 371-382.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L. 2014. Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11, 167-194.
- IPCC. 2021. *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press.
- Jakob, M. 2022. Landslides in a changing climate. In J. F. Shroder (Ed.), *Landslide Hazards, Risks, and Disasters* (pp. 505-579). Elsevier.
- Kokelj, S. V., Lantz, T. C., Tunnicliffe, J., Segal, R., and Lacelle, D. 2017. Climate-driven thaw of permafrost preserved glacial landscapes, northwestern Canada. *Geology*, 45(4), 371-374.
- Kokelj, S. V., Kokoszka, J., Van Der Sluijs, J., Rudy, A. C. A., Tunnicliffe, J., Shakil, S., Tank, S. E., and Zolkos, S. 2021. Thaw-driven mass wasting couples slopes with downstream systems, and effects propagate through Arctic drainage networks. *The Cryosphere*, 15(7), 3059-3081.
- Kristensen, L., Pless, G., Blikra, L.H. and Anda, E. 2020. Management and monitoring of large rockslides in Norway. Keynote Lecture, ISRM International Symposium Eurock, Trondheim, Norway, June 14-19, 2020.
- Lantuit, H., Pollard, W.H., Couture, N., Fritz, M., Schirrmeister, L., Meyer, H., and Hubberten, H.-W. 2012). Modern and late Holocene retrogressive thaw slump activity on the Yukon coastal plain and Herschel Island, Yukon Territory, Canada. *Permafrost and Periglacial Processes*, 23(1), 39–51.
- Lato, M. 2021. Canadian Geotechnical Colloquium: three-dimensional remote sensing, four-dimensional analysis and visualization in geotechnical engineering — state of the art and outlook. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(8), 1065-1076.
- Lewkowicz, A. G., and Way, R. G. 2019. Extremes of summer climate trigger thousands of thermokarst landslides in a High Arctic environment. *Nat Commun*, 10(1), 1329.
- Obu, J. 2021. How Much of the Earth's Surface is Underlain by Permafrost? *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 126(5).

- Pedrazzini, A., Jaboyedoff, M., Loye, A. and Derron, M.-H. 2013. From deep seated slope deformation to rock avalanche: destabilization and transportation models of the Sierre landslide (Switzerland). *Tectonophysics*, 605, 149-198.
- Petley, D.N., Higuchi, T., Dunning, S., Rosser, N.J., Petley, D.J., Bulmer, M.H., Carey, J. 2005. A new model for the development of movement in progressive landslides. In: *Landslide Risk Management*, O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhardt (Eds.), Balkema, Amsterdam.
- Patton, A. I., Rathburn, S. L., Capps, D. M., McGrath, D., and Brown, R. A. 2021. Ongoing Landslide Deformation in Thawing Permafrost. *Geophysical Research Letters*, 48(16).
- Reid, M. E., Godt, J. W., LaHusen, R. G., Slaughter, S. L., Badger, T. C., Collins, B. D., Schulz, W. H., Baum, R. L., Coe, J. A., Harp, E. L., Schmidt, K. M., Iverson, R. M., Smith, J. B., Haugerud, R. A., and George, D. L. 2021. When hazard avoidance is not an option: lessons learned from monitoring the postdisaster Oso landslide, USA. *Landslides*, 18(9), 2993-3009.
- Sättele, M., Krautblatter, M., Bründl, M., and Straub, D. 2016. Forecasting rock slope failure: how reliable and effective are warning systems? *Landslides*, 13(4), 737-750.
- Sharon, R. and Eberhardt, E. 2020. *Guidelines for Slope Performance Monitoring*. CRC Press, Leiden, 331 p.
- Schuur, E. A. G., McGuire, A. D., Schädel, C., Grosse, G., Harden, J. W., Hayes, D. J., Hugelius, G., Koven, C. D., Kuhry, P., Lawrence, D. M., Natali, S. M., Olefeldt, D., Romanovsky, V. E., Schaefer, K., Turetsky, M. R., Treat, C. C., and Vonk, J. E. 2015. Climate change and the permafrost carbon feedback. *Nature*, 520(7546), 171-179.
- Smith, S. L., O'Neill, H. B., Isaksen, K., Noetzli, J., and Romanovsky, V. E. 2022. The changing thermal state of permafrost. *Nature Reviews Earth & Environment*, 3(1), 10-23.
- Warren, F. J., and Lulham, N. (Eds.). 2021. *Canada in a Changing Climate: National Issues Report*. Government of Canada, Ottawa, ON.
- Woo, M.-K. 2012. *Permafrost Hydrology* (1 ed.). Springer-Verlag.

# Coulées dans les argiles sensibles de l'Est du Canada

Pascal Locat

Direction de la géotechnique et de la géologie, Ministère des Transports du Québec, ville de Québec, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

Les coulées argileuses peuvent constituer un risque majeur pour les personnes et les infrastructures installées sur des dépôts d'argile sensible dans l'est du Canada. L'article présente une synthèse d'une compilation récente de ces glissements qui ont été caractérisés à l'aide d'investigations géotechniques détaillées et de levés lidars. Les critères géotechniques et géométriques, qui, pour la plupart, ont été formulés au cours des décennies 1970-1980 et qui permettent d'évaluer si un site est susceptible aux coulées argileuses, sont précisés et mis à jour. De plus, des travaux récents concernant la propagation des débris de tels phénomènes y sont aussi abordés.

## ABSTRACT

Flowslides can pose a major risk for people and infrastructure installed on sensitive clay deposits in Eastern Canada. This paper summarizes a recent compilation of these landslides, which were characterized using detailed geotechnical investigations and lidar surveys. The geotechnical and geometric criteria, which, for the most part, were established in the 1970s and 1980s, and which makes it possible to assess whether a site is susceptible to flowslides, are specified and updated. In addition, recent work on debris propagation from flowslides is also discussed.

## 1 INTRODUCTION

Dans l'est du Canada, les dépôts glaciomarins silto-argileux mis en place lors de la transition pléistocène-holocène sont communément appelés argiles « sensibles » de l'est du Canada (Leroueil et coll., 1983).

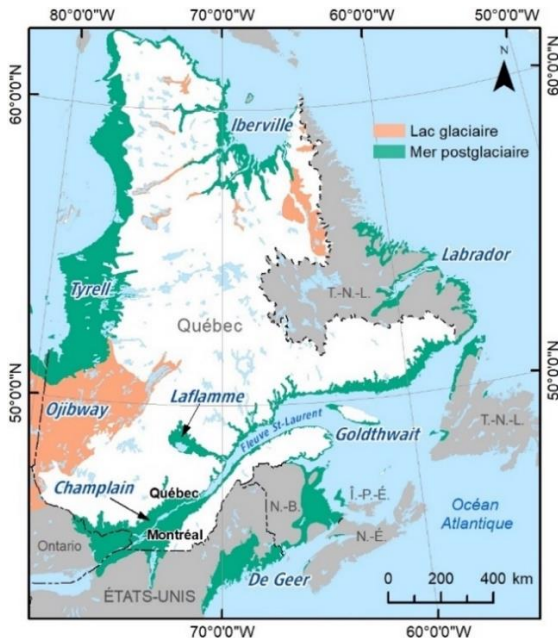


Figure 1. Localisation des mers postglaciaires dans l'est du Canada où des argiles sensibles sont présentes (Champlain, Laflamme, Goldthwait, Tyrrell, Iberville, Labrador et DeGeer, modifié de Vincent, 1989, et Grant, 1989).

Ces matériaux représentent l'une des principales unités de dépôts meubles observée au niveau des talus

creusés par les rivières au cours du relèvement isostatique, au niveau des basses terres émergées des anciennes mers postglaciaires indiquées à la figure 1.

La sensibilité d'une argile ( $S_t$ ) se définit comme étant le rapport de sa résistance au cisaillement non drainé à l'état intact ( $s_u$ ) sur sa résistance au cisaillement non drainé à l'état totalement remanié à teneur en eau constante ( $s_{ur}$ ). Dans le présent document, la classification du degré de sensibilité est basée en partie sur l'échelle publiée dans le *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* (Société canadienne de géotechnique [SCG], 2006) et en partie sur l'échelle publiée par la Norwegian Geotechnical Society (NGS, 2011). Par conséquent, la sensibilité d'une argile est considérée comme étant « élevée » lorsque  $S_t > 40$ , et « extrême » lorsque  $S_t > 40$  et que  $s_{ur} < 0,5$  kPa.

Les dépôts argileux sensibles sont reconnus comme étant susceptibles aux glissements de terrain non seulement dans l'est du Canada, mais aussi en Scandinavie et en certains autres endroits dans le monde (L'Heureux et coll., 2014). Dans certains cas, lorsque certaines conditions sont réunies, les glissements de terrain peuvent atteindre de très grandes dimensions et être meurtriers. Pour le Québec, le cas de Saint-Jean-Vianney en 1971 peut être cité, où 31 personnes périrent dans le glissement de terrain (Tavenas et coll., 1971; Potvin et coll., 2001). Plus récemment, en Norvège, le cas de Gjerdrum du 30 décembre 2020, où 10 personnes périrent dans l'évènement (NVE, 2021), peut aussi être cité.

Les glissements de terrain dans les argiles sensibles ont généralement une vitesse de rétrogression et de propagation des débris supérieure à 1 m/s (Brzezinski, 1971; Tavenas et coll., 1971; Edgers et Karlsrud, 1982; L'Heureux, 2013) et peuvent être qualifiés de très rapides à extrêmement rapides (Cruden et Varnes, 1996; Hunter et Fell, 2003), ce qui laisse très peu de temps pour une évacuation sécuritaire des personnes à l'intérieur du périmètre susceptible d'être touché lors d'un tel

évènement. Ils représentent donc un risque majeur pour les personnes et les infrastructures qui y sont exposées, autant au niveau des terrains, qui peuvent être emportés en sommet des talus, qu'au niveau des terrains à la base, où les débris peuvent se propager. Les zones potentiellement exposées aux glissements de terrain déclenchés de façon naturelle dans ces sols argileux sont principalement situées le long de talus qui bordent des cours d'eau où l'érosion est active.

Au Québec, environ 90 % de la population (Poulin Leboeuf et coll., 2022) vit à l'intérieur des limites d'anciennes mers postglaciaires indiquées à la figure 1. C'est pourquoi les zones potentiellement exposées aux glissements de terrain dans ces sols argileux font l'objet d'une cartographie gouvernementale depuis les années 1970 (Potvin et coll., 2014; Ministère de la Sécurité publique (MSP), 2022). Le ministère des Transports du Québec (MTQ) tient à jour depuis les années 1990 une base de données géotechniques concernant les glissements fortement rétrogressifs survenus sur le territoire de la province (Demers et coll., 2014; 2017). De plus, en collaboration avec l'Université Laval, le MTQ participe activement depuis plus d'une vingtaine d'années aux recherches concernant les différents types de glissements de terrain qui peuvent se produire dans les argiles sensibles au Québec (Locat, A. et coll., 2022), pour mieux en comprendre les mécanismes et les caractéristiques. Les paragraphes qui suivent présentent quelques résultats de ces travaux et de ces recherches.

## 2 DÉFINITIONS ET TYPES DE GLISSEMENTS

Au Québec, les glissements de terrain observés dans les argiles sensibles sont classifiés en deux grandes catégories, soit « peu rétrogressifs » et « fortement rétrogressifs ». Le terme « rétrogressif » fait ici référence à la distance de recul maximale d'un glissement de terrain, aussi appelée rétrogression («  $R_s$  », voir figure 2). Cette distance est mesurée horizontalement entre la position finale de l'escarpement arrière du phénomène et la position du sommet du talus avant le glissement. À la base du talus, la distance de propagation des débris («  $P$  », voir figure 2) est mesurée horizontalement entre la position du pied du talus avant glissement et la position du bout de la masse de débris.

### 2.1 Glissements de terrain peu rétrogressifs

Les glissements de terrain peu rétrogressifs (GPR) sont généralement des glissements de type translationnel-superficiel (Potvin et coll., 2017) ou rotationnel simple (Demers et coll., 1999), qui ont par convention au MTQ une distance de rétrogression ( $R_s$ ) inférieure à deux fois la hauteur du talus ( $< 2H$ ) pour les talus de moins de 20 m de hauteur, ou de moins de 40 m pour les talus d'une hauteur de plus de 20 m. Leur largeur varie généralement de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Il a été observé que leurs débris se propagent à la base du talus sur une distance de propagation ( $P$ ) généralement inférieure à deux fois la hauteur du talus. Leurs volumes sont généralement de l'ordre de quelques dizaines à

plusieurs milliers de mètres cubes. Lors des quinze dernières années, en moyenne, environ 180 cas sont rapportés annuellement à la Sécurité civile du Québec (MTQ, 2022).

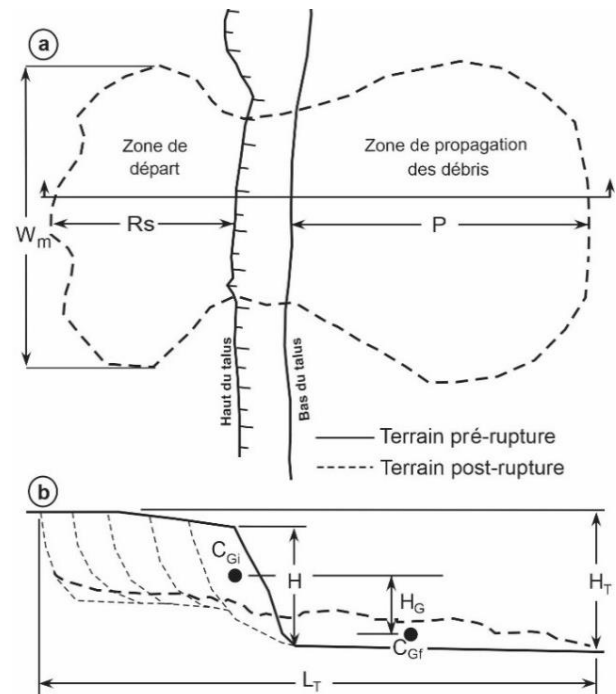


Figure 2. Définition des différents paramètres géométriques cités dans cette étude. En a), «  $W_m$  » est la largeur maximale de la zone de départ; «  $R_s$  » est la distance de rétrogression mesurée horizontalement entre le sommet du talus et le point le plus éloigné de l'escarpement arrière; et «  $P$  » est la distance horizontale maximale de propagation des débris mesurée entre le pied du talus et le bout des débris. En b), «  $H$  » est la hauteur initiale du talus; «  $L_T$  » est la longueur totale du glissement mesurée horizontalement entre le point le plus éloigné de l'escarpement arrière et le bout des débris; «  $H_T$  » est la hauteur totale du glissement mesurée entre l'élévation de la couronne et l'élévation au pied des débris; et «  $H_G$  » est la hauteur de chute entre la position initiale ( $C_{Gi}$ ) et finale ( $C_{Gf}$ ) du centre de gravité d'une tranche du glissement.

### 2.2 Glissements de terrain fortement rétrogressifs

Un glissement de terrain est considéré comme étant fortement rétrogressif (GFR) si sa distance de rétrogression ( $R_s$ ) est égale ou à plus de deux fois la hauteur du talus ( $\geq 2H$ ) pour les talus de moins de 20 m de hauteur, ou égale ou à plus de 40 m pour les talus d'une hauteur de 20 m et plus. Leurs rétrogressions et leurs largeurs peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres et, plus rarement, être de l'ordre du kilomètre. Dans le cas des coulées argileuses, la distance de propagation des débris ( $P$ ) est généralement supérieure à deux fois la hauteur du talus et, dans certains

cas, ils peuvent se propager sur quelques kilomètres, lorsque chenalisés (Locat, J., 1992; Locat, J. et coll., 2003; Turmel et coll., 2021). Leurs volumes varient généralement de quelques dizaines de milliers de mètres cubes à quelques millions de mètres cubes, voire plus dans certains cas (Locat, P. et coll., 2008; Turmel et coll., 2021). Selon une compilation présentée par Demers et coll. (2014), au cours de la période de 1950 à 2012, la fréquence pour cette famille de glissement est d'environ un cas par année dans l'est du Canada. Depuis une quinzaine d'années, le MTQ classe les GFR en trois principaux types en se basant sur leurs mécanismes de rupture et leurs caractéristiques morphologiques (Locat, A. et coll., 2011; Demers et coll., 2014; Locat, A. et coll., 2017). Présentés aux figures 3 et 4, ces types sont en (a) les coulées argileuses, en (b) les étalements et en (c) les glissements en plaque (Locat, A. et coll., 2017; Demers et coll., 2017).

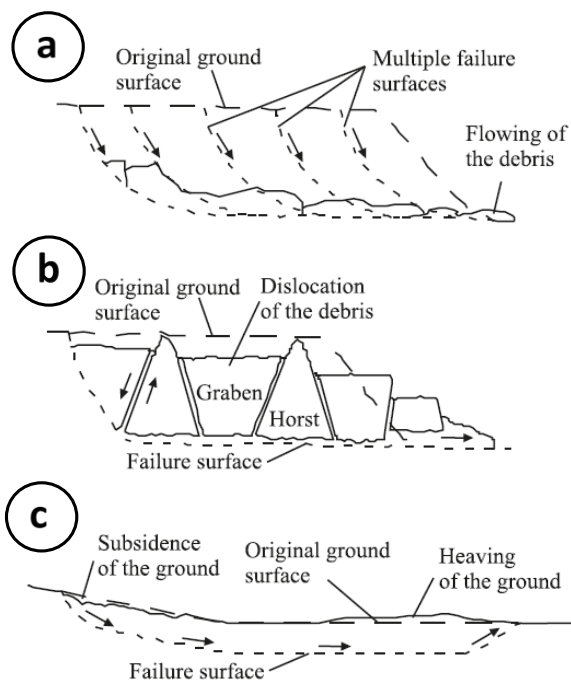


Figure 3. Types de glissements fortement rétrogressifs observés dans les argiles sensibles, les flèches indiquent le sens du mouvement. En a), une coulée; en b), un étalement; et en c), une plaque (modifié de Locat, A. et coll., 2011).

Lorsque deux ou trois de ces types de mécanismes peuvent être observés dans un même glissement de terrain, par exemple lors du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes en 2016 (Tremblay-Auger et coll., 2020), ils peuvent alors être qualifiés de « composites », comme proposé par Cruden et Varnes (1996).

Les levés lidars aéroportés réalisés depuis 2001 par le gouvernement du Québec, principalement en ce qui concerne les basses terres des anciennes mers de

Champlain, de Laflamme et de Goldthwait, ont permis de répertorier plus de 3500 cicatrices de glissements fortement rétrogressifs (Demers et coll., 2017). Chagnon (1968) avait à l'époque recensé 678 de ces cicatrices à partir de l'analyse de photographies aériennes. Du point de vue régional le long d'un cours d'eau, il est observé que la distribution des cicatrices de glissements fortement rétrogressifs se concentre dans certains secteurs en particulier (Karrow, 1972; Lebus et coll., 1983; Quinn et coll., 2007).

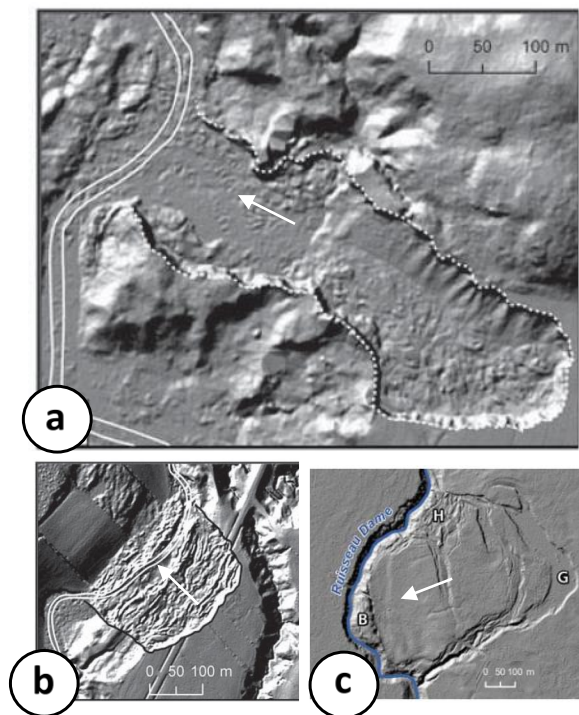


Figure 4. Exemples de levés lidars pour les trois types de glissements fortement rétrogressifs observés dans les argiles sensibles. En a), une coulée; en b), un étalement; et en c), une plaque. Les flèches blanches indiquent la direction du glissement.

Les cas historiques présentés ici se sont tous produits dans des talus qui sont situés où d'anciennes cicatrices de GFR avaient déjà été recensées à proximité. Cette observation est très importante puisqu'elle permet d'utiliser l'approche par statistiques régionales décrite par Lebus et coll. (1983) et Rissmann et coll. (1985) pour délimiter les zones potentiellement susceptibles aux GFR. Cette approche est toujours utilisée au Québec pour la cartographie (Robitaille et coll., 2002; Potvin et coll., 2014).

Depuis le milieu du siècle dernier, plusieurs auteurs ont proposé des modèles pour expliquer les mécanismes des principaux types de glissements de terrain fortement rétrogressifs dans les argiles sensibles que sont les coulées argileuses et les étalements. Les prochaines sections en présentent les caractéristiques principales.

## 2.2.1 Coulées argileuses

Le modèle de type « coulée argileuse » a été proposé par Terzaghi (1950), Bjerrum (1955), Meyerhoff (1957), Karrow (1972), Mitchell et Markell (1974), Lebus et coll. (1983), Tavenas et coll. (1983), Tavenas (1984) et Track et Lacasse (1996). En se basant sur les travaux antérieurs, Tavenas (1984) a proposé les conditions suivantes pour qu'une coulée argileuse puisse se produire :

1. Il doit y avoir une première rupture qui passe par le pied du talus en condition drainée et qui laisse un escarpement arrière instable à court terme. En combinant les données de Leroueil et coll. (1983) et le nombre de stabilité de Taylor (1948), cette condition peut être estimée avec la relation suivante :

$$\frac{\gamma H}{S_{uv}} > \frac{N_s}{OCR} \quad [1]$$

Où  $\gamma$  est le poids volumique total du sol,  $H$  est la hauteur de la colonne de sol,  $S_{uv}$  est la résistance non drainée du sol mesurée au scissomètre de chantier,  $OCR$  est le degré de surconsolidation du sol, et  $N_s$  est le nombre de stabilité, tel que défini par Taylor (1948), dont la valeur dépend de la géométrie de la pente.

2. L'escarpement arrière instable, à court terme, peut potentiellement subir des ruptures successives rapides (non drainées) qui produisent un recul de l'escarpement arrière, tranche après tranche. Cette condition peut être estimée avec la relation suivante :

$$\frac{\gamma H}{S_{uv}} \geq N_s \quad [2]$$

Où  $H$  correspond à la hauteur de l'escarpement laissé par le glissement précédent, et où des valeurs moyennes peuvent être utilisées pour les paramètres  $\gamma$  et  $S_{uv}$ . Pour un escarpement subvertical,  $N_s$  est de l'ordre de 4 selon l'abaque de Taylor (1948). C'est la valeur que propose Tavenas (1984).

3. L'argile doit avoir la capacité de s'écouler si elle est remaniée. D'après les données de Lebus et coll. (1983), cette condition est atteinte lorsque l'argile sensible possède un  $I_L > 1,2$  ou un  $s_{ur} < 1$  kPa.
4. L'argile doit pouvoir se remanier suffisamment à chaque tranche de terrain qui glisse en conditions non drainées pour que le phénomène soit maintenu. En se basant sur les travaux de quantification de l'énergie de remaniement en laboratoire de Flon (1982), Tavenas et coll. (1983)

proposent que cette condition soit atteinte lorsque l'argile sensible possède un indice de remaniement ( $I_r$ ) > que 70 % pour une énergie potentielle normalisée ( $WN$ ) équivalente à  $10 N_s$ . L'indice de remaniement ( $I_r$ ) se définit de la façon suivante :

$$I_r = 100 \frac{s_u - s_{ux}}{s_u - s_{ur}} \quad [3]$$

Où  $s_{ux}$  est la résistance au cisaillement non drainée de l'argile à un certain degré de remaniement, et où  $s_u$  et  $s_{ur}$  sont les résistances au cisaillement non drainées de l'argile lorsqu'elle est respectivement à l'état intact et totalement remanié.

En complément au dernier point, à partir d'une réanalyse des données de Flon (1982), Leroueil et coll. (1996) montrent que pour un degré de remaniement ( $I_r$ ) de 75 %, l'énergie de remaniement en laboratoire ( $E_R$ ) des argiles sensibles de l'est du Canada est équivalente à  $12,5 s_{uP}$ . Cette relation a été généralisée par Locat, P. et coll. (2008) à partir des travaux de Flon (1982) pour des indices de remaniement de 10 à 90 % (figure 5). Comme il est difficile de mesurer l'énergie en laboratoire jusqu'à un indice de remaniement de 100 %, Locat, P. et coll. (2008) proposent d'extrapoler jusqu'à 100 % la courbe obtenue pour des  $I_r$  entre 10 et 90 % (figure 5). De cette manière, l'énergie de remaniement total d'un volume unitaire d'argile peut être estimée à environ  $16 s_{uP}$ .

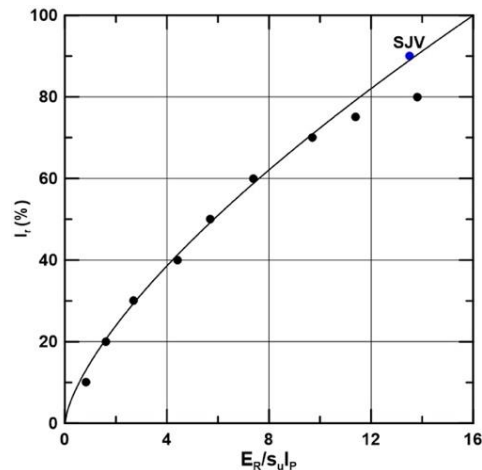


Figure 5. Relation entre l'indice de remaniement ( $I_r$ ) et l'énergie de remaniement ( $E_R$ ) par unité de volume normalisée par la résistance au cisaillement non drainée du sol intact ( $s_u$ ) et l'indice de plasticité ( $I_P$ ) (Locat P. et coll. 2008).

Ces travaux indiquent donc que l'énergie de remaniement est fonction non seulement de la résistance non drainée, mais aussi de l'indice de plasticité, ce qui apparaît cohérent avec le fait que le remaniement d'un sol

qui a une faible plasticité nécessite moins d'énergie que le remaniement d'un sol très plastique.

Lors d'un glissement de terrain, l'énergie de remaniement et le degré de remaniement devraient donc dépendre à la fois de la hauteur du talus, qui contrôle l'énergie potentielle disponible, et des paramètres mécaniques et physiques, qui contrôlent la susceptibilité au remaniement de l'argile. En examinant les données des cas de coulées argileuses présentés par Mitchell et Markell (1974), Leroueil et coll. (1996) ont observé que des coulées se sont produites avec des valeurs de  $N_s$  aussi faible que 4 pour des indices de plasticité de 10 et avec des valeurs de  $N_s$  de 7 ou 8 pour des indices de plasticité de 40. Cet aspect sera exploré plus en détail dans le présent travail.

Un autre facteur pouvant influencer la distance de rétrogression, qui est évoqué par Tavenas (1984), Leroueil et coll. (1996) ainsi que par Thakur et coll. (2014), est la présence d'une topographie favorable à l'écoulement des débris hors du cratère. Cependant, peu d'informations sur ce qu'est concrètement une topographie favorable sont données dans la littérature sur les coulées argileuses. Hunter et Fell (2003), qui ont étudié la propagation des débris de coulées dans différents types de matériaux, dont les argiles sensibles, proposent le terme « confiné » pour les coulées dont le déplacement des débris se produit à l'intérieur d'un ravin ou d'une vallée fluviale et le terme « non confiné » pour les coulées dont les débris se propagent sans contraintes latérales en terrain ouvert. Ce critère se base sur le fait que l'écoulement des débris hors du cratère permet de maintenir l'état d'instabilité non drainée de l'escarpement arrière au pied duquel les débris n'arrivent pas à s'accumuler. La coulée peut ainsi reculer tranche après tranche, tant que les conditions le permettent.

L'arrêt de la coulée se produit quand l'une ou plusieurs des conditions mentionnées plus haut ne sont plus respectées, par exemple lorsque les débris à l'intérieur de la cicatrice s'accumulent au pied de l'escarpement arrière à cause d'une diminution de la sensibilité de l'argile ou lorsqu'une couche plus compétente, comme le till ou le roc, est atteinte par la surface de rupture. L'arrêt et l'extension latérale de la coulée peuvent aussi être contrôlés par la présence de ravins adjacents, qui en limitent l'étendue dans l'espace (Lawrence et coll., 1997). Ces deux derniers cas peuvent être qualifiés de « contrôles géologiques ou stratigraphiques » et de « contrôles géomorphologiques ou topographiques » sur la coulée argileuse (Fransham et Gadd, 1977; Carson et Lajoie, 1981; Gertseema et L'Heureux, 2014).

## 2.2.2 Étalements

La classification de Varnes (1978) indique que le modèle de type « étalements » existe pour différents types de matériaux. Pour les argiles sensibles, il a été proposé par Odenstad (1951), Mollard et Hugues (1973), Carson (1977), Bernander et Olofsson (1983), Bernander (2000), Quinn et coll. (2011) et Locat, A. et coll. (2011). Ce modèle peut être résumé suivant les points suivants, modifiés d'après Locat, A. (2011) et Quinn et coll. (2011) :

1. Changement de l'état de contrainte au pied du talus qui est défavorable à la stabilité (érosion ou petit glissement) et qui génère une diminution des forces résistantes horizontales et une augmentation des contraintes de cisaillement au-delà d'un seuil critique;
2. Initiation d'une rupture progressive qui se propage horizontalement et latéralement vers l'intérieur du talus;
3. La résistance active du sol est mobilisée et la masse de sols qui entre en tension se disloque en horsts et en grabens dans un mouvement translationnel parallèle à la surface de rupture.

Comme le présent article se concentre sur les coulées argileuses, le lecteur est invité à consulter les références citées plus haut pour obtenir plus d'information sur les étalements. Néanmoins, pour mieux différencier les deux phénomènes, la prochaine section présente quelques caractéristiques des étalements en les comparant avec les coulées.

### 2.2.3 Comparaison entre les coulées et les étalements

Du fait de leurs mécanismes différents, les coulées et les étalements présentent aussi des morphologies différentes en ce qui concerne les débris à l'intérieur de leurs cicatrices (figures 3, 4 et 6). Les coulées argileuses présentent généralement une surface lisse peu accidentée (figures 4a et 6a), alors que les étalements présentent une surface rubanée, avec la présence de creux (grabens) et de bosses (horsts) linéaires, dont l'orientation est perpendiculaire à la direction d'écoulement (figures 4b et 6b) et qui, vue du haut des airs, ressemble à une empreinte digitale (Mollard et Hugues, 1973).

Pour 108 cas historiques de glissements fortement rétrogressifs recensés dans l'est du Canada par Demers et coll. (2014), 58 % ont été classés comme étant des coulées, 37 % comme étant des étalements et 5 % comme étant soit de type plaques ou mixte.

Demers et coll. (2014) indiquent que les coulées argileuses peuvent prendre plusieurs formes, qui diffèrent généralement de la forme classique en poire avec goulot de bouteille souvent évoquée dans la littérature. Ils ont aussi démontré qu'il existait des différences entre les propriétés géométriques des coulées et des étalements. Entre autres, les coulées ont une tendance à être plus longues que larges, avec un ratio moyen de la distance de rétrogression par rapport à la largeur ( $R_s/W_m$ , figure 2) de 1,2, alors que les étalements sont généralement plus larges que longs, avec un ratio  $R_s/W_m$  moyen de 0,5. Cette dernière valeur a été calculée à 0,6 par Therrien (2020) dans une étude récente portant sur 14 cas d'étalements très bien caractérisés.

De plus, à l'aide d'investigations au piézocône réalisées à l'intérieur de cicatrices de GFR, Demers et coll. (2014) ont observé que pour les coulées, les surfaces de rupture vers l'arrière du talus initial sont généralement perchées au-dessus du pied du talus avec un rapport de la profondeur moyenne de la masse mobilisée sur la hauteur



du talus de 0,7 (Demers et coll. 2014). Ces surfaces de rupture perchées s'expliquent vraisemblablement par la présence d'une plus grande quantité de débris restés au pied de l'escarpement du premier glissement, qui comprennent une épaisseur plus grande de croûte argileuse non remaniée.



Figure 6. Exemples des deux principaux types de glissements de terrain fortement rétrogressifs dans les argiles sensibles. En (a), une coulée argileuse (Notre-Dame-de-la-Salette, 2010); et en (b), un étalement (Saint-Luc-de-Vincennes, 1986).

Pour les étalements, ce rapport est en moyenne de 1 (Demers et coll., 2014; Therrien, 2020), ce qui indique que leur surface de rupture passe généralement par la base du talus ou près de celle-ci. Dans les deux cas, les surfaces de rupture peuvent être sur plusieurs niveaux (Demers et coll., 2014; Locat et coll., 2017). Une différence a aussi été notée au niveau de l'épaisseur moyenne de débris restant dans la cicatrice par rapport à la hauteur initiale du talus, qui est de 18 % pour les coulées et de 60 % pour les étalements.

### 3 CADRE DE L'ARTICLE

#### 3.1 Travaux antérieurs sur les glissements dans les argiles de l'est du Canada

Au cours des années 1970-1980, les caractéristiques des glissements fortement rétrogressifs de l'est du Canada ont été documentées par plusieurs auteurs (La Rochelle et coll., 1970; Karrow, 1972; Mitchell et Markell, 1974; Carson, 1977; Mitchell, 1978; Lebus et Rissman, 1983), et des corrélations ont entre autres été tentées entre les propriétés géotechniques et les distances de rétrogression (Mitchell et Markell, 1974; Carson, 1977; Lebus et coll., 1983). Ces auteurs étaient des pionniers, et leurs études constituent des références incontournables dans le domaine des GFR de l'est du Canada. Toutefois, certains points méritent d'être soulevés :

- Tous ces auteurs compilaient dans une même base de données les caractéristiques géométriques et géotechniques de cas de glissements sans égard au type de GFR;
- Tous ces auteurs utilisaient les moyens disponibles à l'époque (p. ex. : photographies aériennes, pénétromètres, scissomètre, forages);
- Certains combinaient des cas de l'est du Canada et de la Scandinavie (Mitchell et Markell, 1974; Carson, 1977);
- Certains combinaient des cas dans les argiles glaciomarines et glaciolacustres (Mitchell et Markell, 1974);
- Dans certains cas, les valeurs de résistance intacte non drainée ( $s_u$ ) provenaient de sources différentes et pouvaient avoir été mesurées de manières différentes (scissomètre de terrain et de laboratoire, pénétromètre à cône de terrain et de laboratoire, essais de compression non confinée, pressiomètre);
- Aucun n'a abordé la question concernant l'épaisseur minimale d'argile sensible (critère 3 de Tavenas, 1984) pour que l'écoulement des débris hors de la cicatrice puisse s'effectuer. Ce point a toutefois été abordé récemment par les Norvégiens (L'Heureux, 2013; Strand et coll., 2017, Wiig et coll., 2020);
- Aucun n'a caractérisé la distance de propagation des débris.

Concernant le dernier point, la raison principale qui explique pourquoi cet aspect n'a pas été évalué à l'époque est que, généralement, les débris de glissements fortement rétrogressifs disparaissent rapidement. Au Québec, les glissements fortement rétrogressifs se produisent habituellement le long des cours d'eau, et leurs débris sont généralement érodés et emportés au cours d'une période variant de quelques jours à quelques années après le glissement. Au moment du glissement, ils n'en posent pas moins un danger pour les personnes et les infrastructures qui peuvent éventuellement se trouver sur leur passage. Selon les archives du MTQ, environ 40 % des 136 décès associés aux glissements fortement rétrogressifs historiques ont été causés par la propagation des débris. Cela montre l'importance de prendre en considération la

propagation des débris de glissements lors de l'analyse des risques associés aux glissements de terrain dans les argiles sensibles. Quelques études peuvent être citées concernant cet aspect, dont celles de Locat J. (1992) et de Locat J. et coll. (2003) et Locat P. et coll. (2008). Des travaux qui proposent d'intégrer une fonction de remaniement de l'argile sensible pour en modéliser numériquement la propagation des débris (Turmel et coll. 2017; 2019; 2020) ou la rétrogression et la propagation (Wang et coll., 2022) ont aussi récemment été publiés.

Quelques études ont été faites pour caractériser la propagation des débris lors de tels événements dans l'est du Canada (Locat P. et coll., 2008; Turmel et coll., 2018) ainsi qu'en Norvège, où des bases de données sur les coulées argileuses ont été publiées (Edgers et Karlsrud, 1982; L'Heureux, 2012 et 2013; Thakur et Degago, 2013; Thakur et coll., 2014)

Depuis les données fournies par Mitchell et Markell (1974), aucune nouvelle base de données géotechniques n'a été publiée concernant les coulées argileuses de l'est du Canada. Depuis cette époque, de nouveaux outils, comme le piézocône et le lidar aéroporté, se sont ajoutés aux techniques d'investigation et permettent de caractériser plus précisément les propriétés géotechniques et géomorphologiques des GFR.

### 3.2 Approche proposée

Le présent article porte sur l'analyse des caractéristiques géométriques et géotechniques de 27 cas de coulées argileuses historiques dans les argiles marines sensibles de l'est du Canada et pour lesquels les distances de rétrogression et de propagation des débris peuvent être estimées. À ces cas s'ajoute l'étude de 22 autres sites complémentaires concernant des glissements rotationnels simples, choisis pour la plupart dans des secteurs où il n'y a pas de cicatrice de glissement fortement rétrogressif.

La présente compilation, combinée aux observations faites au MTQ dans les 25 dernières années, constitue une mise à jour de l'état des connaissances sur le phénomène des coulées argileuses.

Dans un premier temps, l'analyse des données compilées sera présentée. Par la suite, des précisions seront apportées à certains des critères établis par Tavenas (1984) pour évaluer si un site est susceptible ou non aux coulées argileuses. Il en sera de même pour les relations proposées dans la littérature pour estimer les distances de rétrogression des coulées et de propagation de leurs débris.

Pour cette compilation, seuls des cas historiques ont été retenus et analysés, le plus vieux étant celui de Maskinongé en 1840. Géologiquement parlant, il est donc considéré que les conditions établies aujourd'hui sont à peu de choses près les mêmes qu'au moment où les événements se sont produits. Les données de terrain présentées dans cet article proviennent de l'analyse détaillée de cas historiques de coulées argileuses, numérotées de 1 à 27 aux tableaux 1 et 2, et de cas de glissements rotationnels, numérotés de 28 à 49 aux tableaux 1 et 2.

Tableau 1. Liste et localisation des cas de glissements de terrain analysés dans la présente étude. Les chiffres entre parenthèses qui suivent les noms des municipalités réfèrent aux sources des données externes au MTQ indiquées sous le tableau.

Type	N°	Municipalité	Année	Long. (°)	Lat. (°)
Coulées argileuses	1	Breckenridge (1)	1963	-75,9103	45,4808
	2	Baie-Sainte-Catherine	1979	-69,7337	48,0778
	3	Baie-Sainte-Catherine	1984	-69,7348	48,0775
	4	Desbiens	1946	-71,9432	48,4227
	5	Desbiens (2)	1964	-71,9302	48,4258
	6	Desbiens	1976	-71,9238	48,4262
	7	Desbiens	1981	-71,9251	48,4264
	8	Desbiens	1983	-71,9381	48,4241
	9	Desbiens	1983	-71,9221	48,4257
	10	Desbiens	1983	-71,9184	48,4261
	11	Desbiens	1989	-71,9146	48,4266
	12	Grande rivière de la Baleine	2021	-77,6209	55,2886
	13	Havre-Saint-Pierre	1980	-63,7234	50,2918
	14	Havre-Saint-Pierre	1986	-63,3665	50,2340
	15	Kénogami	1924	-71,2437	48,4345
	16	La Grande (3)	1987	-77,9271	53,7533
	17	Lemieux	1993	-75,0576	45,4009
	18	Longue-Rive	1979	-69,2414	48,5576
	19	Longue-Rive	1986	-69,3100	48,4394
	20	Maskinongé	1840	-73,0351	46,2526
	21	Notre-Dame-de-la-Salette	2010	-75,5836	45,7941
	22	Nicolet	1955	-72,6197	46,2267
	23	Rivière-Saint-Jean	1970	-64,3716	50,2977
	24	Saint-Jean-Vianney	1971	-71,2162	48,4738
	25	Saint-Thuribe	1898	-72,1488	46,7054
	26	Saint-Urbain	1973	-70,5469	47,5633
	27	Saint-Vallier	2018	-70,8068	46,8856
Glissements rotationnels simples	28	Baie-Saint-Paul	2013	-70,5130	47,4993
	29	Ville Saguenay (4)	1996	-71,1289	48,3863
	30	Desbiens	1976	-71,9496	48,4216
	31	Desbiens	1976	-71,9385	48,4244
	32	Desbiens	1996	-71,9524	48,4207
	33	Épiphanie	2007	-73,4447	45,8446
	34	Épiphanie	2008	-73,5244	45,8707
	35	Épiphanie	2011	-73,4449	45,8454
	36	Gatineau (5)	1971	-75,6567	45,4965
	37	Lorraine	2019	-73,7866	45,6686
	38	Maskinongé	1990	-73,0141	46,2212
	39	Maskinongé	1992	-73,0137	46,2236
	40	Nicolet	2006	-72,5991	46,2112
	41	Ville Saguenay (4)	1996	-71,1242	48,4068
	42	Saint-Césaire	2017	-72,9940	45,3880
	43	Saint-Hilaire (6)	1986	-73,1476	45,5962
	44	Métabetchouan (7)	1962	-71,8645	48,4265
	45	Saint-Louis-de-Bonsecours (8)	1968	-72,9428	45,8670
	46	Sainte-Marie-Salomée	2018	-73,4644	45,9347
	47	Saint-Roch-de-Richelieu	2017	-73,1545	45,8805
	48	Saint-Urbain	2016	-70,5257	47,5476
	49	Saint-Vallier (8)	1968	-70,8073	46,8807

1- Eden et coll. (1965); 2- Chagnon (1970); 3- Lefebvre et coll. (1991); 4- Leroueil, communication personnelle (2021); 5- McRostie et St-Louis (1981); 6- Lafleur et coll. (1988); 7- La Rochelle et coll. (1977); 8- Lefebvre (1970).

### 3.3 Méthodologie

Dans tous les cas, les paramètres géométriques indiqués à la figure 2 ont été mesurés précisément sur des levés lidars aéroportés réalisés depuis 2003 au Québec (Demers et coll., 2017). Ils ont été compilés dans une base de données liée à un système d'information géographique (« géodatabase »), dont certains des paramètres sont présentés au tableau 2. Les levés lidars utilisés ont généralement une densité de points qui varie de 2 à 10 points par m<sup>2</sup> et une précision en élévation absolue de l'ordre de 25 cm. Dans plusieurs cas, les mesures géométriques ont été complétées à l'aide de photographies aériennes géoréférencées. Pour les cas les plus anciens, particulièrement pour la distance de propagation des débris, certaines mesures ont aussi été estimées à partir d'information descriptive et de croquis disponibles dans la littérature. Les volumes des glissements rotationnels ont été estimés en multipliant l'aire d'une section centrale par la largeur moyenne (Wm) du glissement de terrain. Pour les coulées argileuses, le volume a été estimé en multipliant la superficie de la cicatrice par une estimation de l'épaisseur moyenne de sol mobilisé, à l'exception de celui de la coulée de Kénogami (1924), qui a été tiré de la littérature (Brzezinski, 1971).

Les propriétés géotechniques de 22 des 27 cas de coulées argileuses et des 22 cas de glissements rotationnels ont été compilées. Certaines de ces propriétés sont présentées au tableau 2. Les données géotechniques proviennent pour la plupart de campagnes de sondages et de forages réalisés par le MTQ, sauf pour 9 cas, qui proviennent de la littérature et qui sont indiqués par un numéro entre parenthèses au tableau 1. Dans tous les cas investigués par le MTQ (40 sur 49), le piézocône a été utilisé, en combinaison avec un scissomètre de chantier et un forage géotechnique au pourtour des cicatrices, pour caractériser la stratigraphie, la résistance non drainée et les propriétés du sol intact. Le piézocône a aussi été utilisé à l'intérieur d'une dizaine de cicatrices pour positionner la surface de rupture. Les propriétés géotechniques ont été établies par des essais de laboratoire sur des échantillons intacts prélevés par tubes à paroi mince foncés à l'aide d'un piston stationnaire à l'intérieur d'un forage réalisé près de la cicatrice du glissement de terrain. Les échantillons ont généralement été prélevés en respectant une cadence régulière, de la base de la croûte jusqu'à quelques mètres sous le pied du talus. Une attention particulière a été portée pour exclure les propriétés géotechniques de la croûte argileuse (Perret et coll., 2019) afin de ne retenir que les propriétés associées à la portion du talus constituée d'argile non altérée.

## 4 ANALYSE DES DONNÉES

Cette section est divisée en trois sous-sections qui présentent les données compilées au tableau 2 sous la forme de relations entre certaines des caractéristiques géotechniques, entre certaines des caractéristiques géométriques et, finalement, entre certaines des caractéristiques géotechniques et géométriques des glissements retenus pour la compilation.

Les relations présentent les caractéristiques les plus couramment utilisées dans la littérature sur les glissements dans les argiles sensibles (Mitchell et Markell, 1974; Lebuis et coll., 1983; Tavenas, 1984, Locat, P. et coll., 2008; L'Heureux, 2012; Thakur et Degago, 2013; Thakur et coll. 2014).

### 4.1 Relations géotechniques

Il a été indiqué à la section 2 que les caractéristiques géotechniques permettant d'évaluer la susceptibilité d'un terrain au potentiel de coulées argileuses sont la sensibilité ( $S_t$ ), la résistance au cisaillement remaniée ( $s_{ur}$ ), l'indice de plasticité ( $I_P$ ), l'indice de liquidité ( $I_L$ ) et le nombre de stabilité ( $N_s$ ).

Les valeurs moyennes de l'indice de plasticité ( $I_P$ ) en fonction des valeurs moyennes des limites de liquidité ( $w_L$ ) mesurées au droit des sites de glissements sont montrées sur l'abaque de Casagrande à la figure 7. Comme l'avait observé Lebuis et coll. (1983), la figure 7 indique que les glissements de type « coulée » analysés ici se sont produits en majorité dans des matériaux argileux de plus faible plasticité, soit en raison de leur granulométrie un peu moins fine, soit en raison du lessivage des sels de l'eau interstitielle qui abaisse la limite liquide (Rosenqvist, 1966; Torrance, 2017).

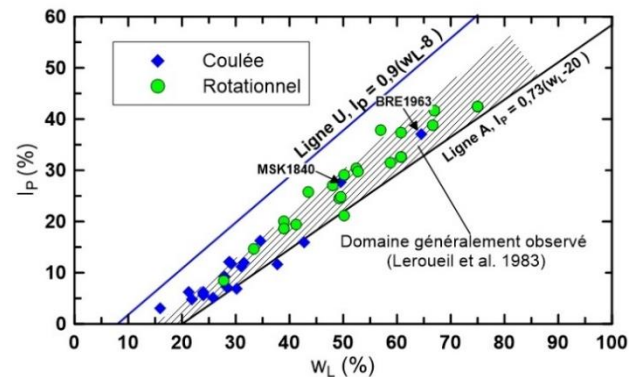


Figure 7. Distribution des glissements de terrain étudiés dans la présente étude sur l'abaque de Casagrande, en utilisant les valeurs moyennes de  $I_P$  et de  $w_L$  observées à chaque site.

Deux exceptions peuvent toutefois être soulignées, soit les cas de Maskinongé en 1840 et de Breckenridge en 1963 (MSK1840 et BRE1963 sur la figure 7), où les argiles sont respectivement de plasticité moyenne à élevée. De plus, la distribution des cas analysés dans la présente étude en fonction des bassins sédimentaires indiqués à la figure 1 est la suivante : Laflamme 10 cas, Goldthwait 9 cas, Champlain 6 cas et Tyrrell 2 cas. De ce fait, la majorité des cas proviennent de bassins sédimentaires où les sols silto-argileux sont généralement moins plastiques que ceux de la mer de Champlain (Leroueil et coll., 1983; Leroueil, 1997).

Leroueil et coll. (1983) ont constaté que les résistances au cisaillement à l'état intact étaient inférieures d'environ 10%, lorsque mesurées au cône suédois par rapport à

celles obtenues du scissomètre de chantier. Pour cette raison, les valeurs moyennes des résistances intactes non drainées ( $s_u$ ) de l'argile, mesurées au scissomètre de chantier, sont présentées à la figure 8 en fonction des valeurs moyennes de la résistance non drainée de l'argile à l'état totalement remanié ( $s_{ur}$ ), mesurées en laboratoire au pénétromètre à cône tombant. Cette figure montre que pour les cas analysés, les coulées argileuses semblent se produire dans des matériaux dont la sensibilité est supérieure à 40 et pour lesquels la résistance remaniée moyenne est de moins de 0,7 kPa, ce qui est représenté par la ligne pointillée rouge à la figure 8.

La résistance remaniée moyenne observée dans tous les cas de coulées étudiées ici est du même ordre de grandeur que ce qui est observé pour les cas de coulées argileuses historiques en Norvège qui ont été présentées par L'Heureux (2012) et qui sont montrées à titre indicatif à la figure 8. Cependant, les coulées norvégiennes présentent des résistances non drainées à l'état intact globalement plus faibles, ce qui résulte en des sensibilités généralement moins élevées que pour les coulées de l'est du Canada.

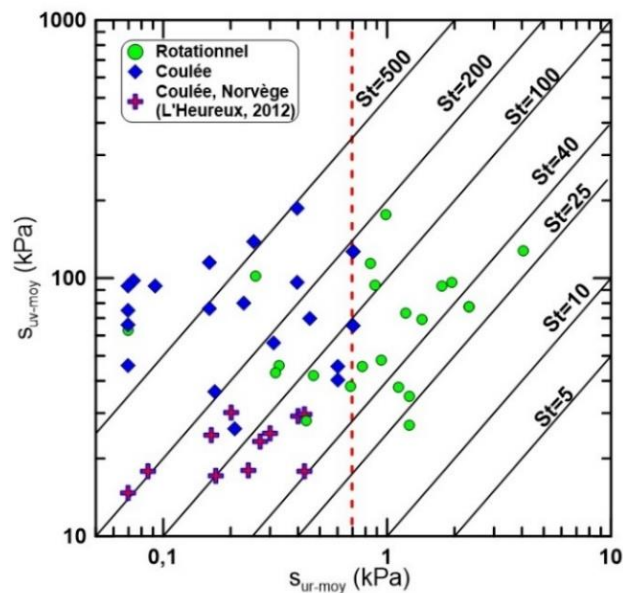


Figure 8. Résistance au cisaillement non drainée moyenne en fonction de la résistance non drainée remaniée moyenne observée aux sites de glissements de terrain étudiés.

Certains des cas de glissement rotationnels analysés présentent des sensibilités comparables à celles des sites de coulées argileuses. Cela est cohérent avec les observations de terrain, qui indiquent qu'il se produit régulièrement des glissements rotationnels simples dans les zones de coulées argileuses, sans qu'une coulée s'y développe nécessairement. Cette observation peut s'expliquer par le fait qu'un ou plusieurs des critères 2 à 4 énoncés par Tavenas (1984), repris à la section 2.2.1, n'étaient probablement pas rencontrés à ces endroits.

La figure 9 illustre la sensibilité en fonction de l'indice de liquidité maximal observé pour les cas analysés. Cette figure indique que pour les cas de coulées argileuses, le  $I_L$  maximal observé à chaque site varie entre 1,7 (tireté rouge) et 18. Les valeurs moyennes de  $I_L$  (tableau 2) varient quant à elles de 1,4 à 8,3.

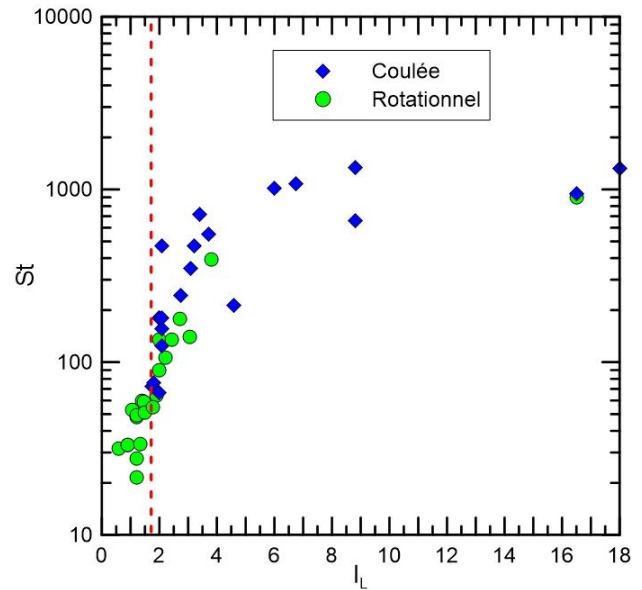


Figure 9. Sensibilité en fonction de l'indice de liquidité maximal observé aux sites de glissements de terrain étudiés.

Tel que mentionné à la section 2.2.1, Leroueil et coll. (1996) ont émis l'hypothèse qu'une relation semblait exister entre  $N_s$  et  $I_P$  sans toutefois la démontrer clairement. La figure 10 reprend cette hypothèse et présente pour chaque site de glissement de terrain analysé la valeur du  $N_s$  (calculée avec la valeur moyenne de  $s_{uv}$  sous la croûte) en fonction de l'indice de plasticité moyen. Les valeurs de  $N_s$  ont été calculées en utilisant la valeur moyenne de la résistance au cisaillement non drainée intacte mesurée au scissomètre à chaque site de glissement de terrain. Tel qu'anticipé par Leroueil et coll. (1996), une limite peut être tracée autour de  $N_s = 24I_P$  entre les sites de coulées et les sites de glissements rotationnels simples. Cette figure montre bien que, comme observé en laboratoire (figure 5), la susceptibilité d'un site au remaniement semble bien être fonction de l'énergie disponible ainsi que de  $s_u$  et de  $I_P$ . Par exemple, les cas de glissements de terrain à Desbiens, indiqués par DEB1976b et DEB1996 sur la figure 10 (respectivement n°30 et n°32 aux tableaux 1 et 2), où l'indice de plasticité moyen est plus élevé, n'ont pas développé de coulée, alors que des sites localisés à quelques kilomètres plus à l'est, là où l'indice de plasticité moyen est plus faible et où la hauteur du talus est légèrement plus élevée de quelques mètres, indiqués par DEB1964 et DEB1983a sur la figure 10 (respectivement n°5 et n°8 aux tableaux 1 et 2), ont développé des coulées argileuses.

Tableau 2. Liste de certaines des caractéristiques géométriques et géotechniques des cas de glissements analysés dans la présente étude. Les numéros indiqués dans la deuxième colonne réfèrent aux numéros de sites indiqués au tableau 1.

Type	N°	H (m)	H <sub>T</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	W <sub>m</sub> (m)	Rs (m)	P (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>uv-moy</sub> (kPa)	S <sub>uv-base</sub> (kPa)	S <sub>ur-min</sub> (kPa)	S <sub>ur-moy</sub> (kPa)	I <sub>Lmax</sub>	I <sub>Lmoy</sub>	I <sub>Pmoy</sub>
<b>Coulées argileuses</b>	1	27	29	246	65	70	111	110 600	15,3	51	68,0	0,42	0,71	1,75	1,4	37,1
	2	30,5	32,5	339	76	160	143	332 841	18,9	127	190	0,31	0,71	2	1,4	12,1
	3	30,5	32,3	196	87	61	84	124 555	18,9	127	190	0,31	0,71	2	1,4	12,1
	4	14	17	s.o.	118	178	s.o.	256 704	18,6	80	51	0,12	0,23	3,1	2,3	9,2
	5	15,5	18,5	279	148	144	111	201 945	18,3	75	79	0,07	0,07	6,75	4,0	6,3
	6	21	22	126	39	29	79	17 661	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
	7	18	20	140	31	30	82	17 342	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
	8	14,5	17	248	103	77	141	104 792	17,2	66	49	0,070	0,07	16,5	7,1	5,1
	9	21	22	289	83	69	184	78 582	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
	10	24	25,3	191	60	29	129	36 975	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
	11	25	26,3	172	99	61	71	110 280	17,9	76	81	0,11	0,16	3,2	2,7	6,3
	12	45	65	4 600	400	1 800	2 800	16 981 350	19,6	98	98	0,07	0,07	8,8	3,9	4,0
	13	22,4	22,8	459	140	116	285	377 166	18	45,6	63	0,40	0,60	1,8	1,5	16,2
	14	16	17,1	127	60	38	64	32 102	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
	15	46	67	1 350	180	130	1 140	2 000 000	17,9	187	232	0,28	0,40	2,1	1,8	11,2
	16	56	70	696	298	174	s.o.	2 528 979	19,8	139	162	0,08	0,25	3,7	2,2	7,2
	17	23,5	24,9	2 416	301	565	1 719	3 387 473	18	70	82	0,28	0,45	2,1	1,7	11,9
	18	25	27,2	280	75	65	180	97 350	19,4	93	85	0,07	0,07	18	8,3	3,0
	19	32,6	38,6	337	119	60	211	178 958	21,9	115	130	0,10	0,16	3,4	2,7	4,8
	20	24	29,5	2 524	368	893	1 470	6 893 001	15,8	40,2	66	0,31	0,60	2	1,5	27,7
	21	22,5	28,7	1 622	120	316	1 271	923 969	17,5	56	41	0,28	0,31	2,1	2,0	11,7
	22	15	17	604	117	163	406	258 157	15,9	26	45	0,28	0,21	2,1	2,4	15,9
	23	24,2	27,4	530	197	256	250	986 977	17,9	46	77	0,07	0,07	8,8	4,8	5,6
	24	37,8	71,5	3 907	805	556	3 300	6 900 000	17,6	94	35	0,07	0,09	6	3,5	6,9
	25	21	29,6	4 593	558	800	3 743	6 871 477	17,7	36	45	0,07	0,17	4,6	2,6	11,8
	26	36	48	297	56	95	160	160 131	19,4	97	99	0,16	0,40	2,75	1,8	5,9
	27	16,5	18,4	148	24	31	76	9 425	15,7	28	41	0,20	0,25	2,4	2,2	21
<b>Glissements rotationnels simples</b>	28	27	29	69	92	7	24	16 162	19,1	128	136	9	4,05	0,6	0,7	30
	29	17	141,4	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	17,5	114	136	s.o.	0,84	2	1,3	20
	30	12	12,5	60	22	7	33	2 534	17,2	69	81	1,3	1,43	1,2	1,0	29
	31	12	12,5	50	26	8	32	1 830	16,8	63	42	0,07	0,07	16,5	5,0	19
	32	14	14,5	48	24	8	14	1 709	18	93	121	1,7	1,75	1,06	1,0	19
	33	10,7	10,7	59	16	11	20	1 585	16,5	78	84	3,5	2,33	0,91	0,9	33
	34	19,9	20,4	75	44	16	22	18 350	17,3	73	110	0,1	1,22	1,4	1,1	31
	35	11	11	50	34	7	20	3 367	16,5	78	84	3,5	2,33	0,91	0,9	33
	36	15	23	89	41	10	28	2 683	16,2	96	132	s.o.	1,95	1,2	0,9	39
	37	13,1	13,1	28	7	2	8	211	16,4	45,5	59	0,5	0,77	1,45	1,3	27
	38	8,45	10,5	48	60	8	12	9 331	15,4	27	17	s.o.	1,26	1,22	1,1	42
	39	9,73	10,85	51	50	10	26	4 791	15,4	35	41	s.o.	1,26	1,22	1,1	42
	40	14,35	16,1	111	70	14	60	22 321	16,2	46	56	0,1	0,33	3,05	2,0	21
	41	15	127	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	17,3	102	117	s.o.	0,26	3,8	2,2	15
	42	9,2	13,2	51	20	6	20	1 948	15,5	38	51	1,4	1,13	1,33	1,2	42
	43	8	8	36	15	7	17	895	15,2	28	24	s.o.	0,44	1,9	1,7	38
	44	22,1	24,8	97	53	14	51	10 989	17,7	94	123	s.o.	0,88	2,2	1,3	26
	45	15,7	17,2	108	48	19	38	25 686	16	43	60	s.o.	0,32	2,44	2,0	25
	46	14,5	15,5	71	34	11	35	6 343	16	42	63	0,07	0,47	2	1,7	25
	47	11,5	16,5	73	21	9	41	2 617	16,4	48	58	0,7	0,94	1,5	1,2	30
	48	17	17	33	15	2	10	550	19,5	176	169	0,2	0,99	2,7	1,2	8
	49	15,4	17,4	78	23	10	21	5 610	16,1	38	51	s.o.	0,69	1,76	1,4	37

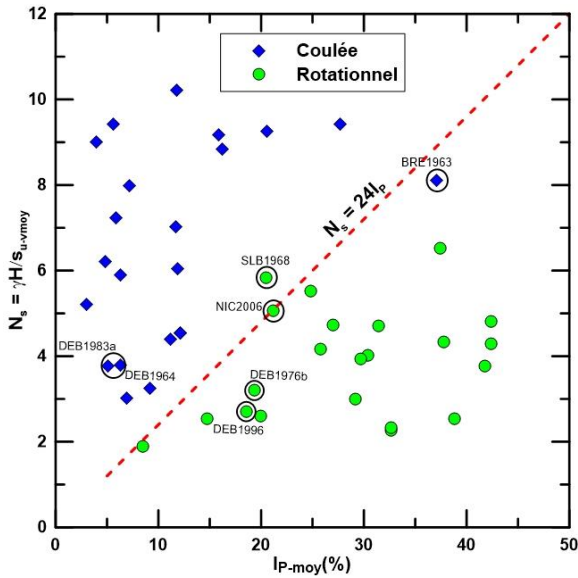


Figure 10. Nombre de stabilité ( $N_s$ ) en fonction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) pour les sites de glissements de terrain étudiés.

Il est aussi intéressant de noter que les sites de glissements rotationnels simples observés à Nicolet en 2006 (NIC2006 sur la figure 10) et à Saint-Louis-de-Bonsecours en 1968 (SLB1968 sur la figure 10), qui sont respectivement sur et légèrement au-dessus de la limite  $N_s = 24I_p$ , se sont produits au voisinage de coulées argileuses, mais n'ont pas évolué en coulées.

Le cas de Breckenridge en 1963 (BRE1963 sur la figure 10), qui est tout juste en dessous la limite  $N_s = 24I_p$ , semble être une exception à la règle. Ce glissement, qui montre un recul de  $2,6H$ , peut être qualifié de petite coulée. Il permet de souligner que, premièrement, la limite tracée à  $N_s = 24I_p$  pourrait ne pas être linéaire à des  $I_p$  plus élevés et que, deuxièmement, compte tenu du caractère empirique de la relation, un certain degré d'incertitude peut aussi exister au voisinage de cette limite et qu'une limite plus faible pourrait être utilisée par précaution dans la pratique.

#### 4.2 Relations géométriques

Les personnes ou les infrastructures exposées aux dangers potentiels associés aux coulées argileuses courent le risque d'être emportées par la rétrogression (Rs) du glissement à l'arrière du sommet du talus ou d'être touchées par la propagation des débris (P) qui en résulte à la base du talus.

Une manière empirique de caractériser la propagation des débris de glissements de terrain est de la représenter en fonction du volume du glissement en utilisant le concept d'angle de parcours. Ce dernier, qui peut être dénoté «  $\phi_m$  », a été proposé par Heim (1932) pour quantifier la distance de portée maximale des débris d'avalanches rocheuses et il se définit comme suit :

$$\phi_m = \tan^{-1} \left( \frac{H_T}{L_T} \right) \quad [4]$$

Où  $H_T$  et  $L_T$  sont définis aux figures 2 et 11.

Ce concept a été largement utilisé dans la littérature sur les glissements de terrain pour différents types de matériaux et environnements (Shreve, 1968; Scheidegger, 1973; Hsü, 1975; Bovis et Mears, 1976; Erismann, 1979; Lied et Bakkehøi, 1980; Edgers et Karlsrud, 1982; Melosh, 1987; Hutchinson, 1988; McEwen, 1989; Nicoletti et Sorisso-Valvo, 1991; Corominas, 1996; Locat et Lee, 2002; Legros, 2002; Hunter et Fell, 2003; Bowman et Take, 2015). Hunter et Fell (2003) indiquent que cette méthode empirique fournit un moyen utile de prédiction de la distance parcourue des débris de glissements de terrain et qu'elle peut aussi être utilisée comme base de référence pour calibrer les modèles numériques qui sont de plus en plus souvent utilisés. McDougall (2017) mentionne aussi que puisque ce concept représente une distribution statistique d'un type de mouvement de masse en particulier, il peut être utilisé comme intervalle de confiance dans une analyse probabiliste du risque.

La figure 11 présente l'angle de parcours en fonction du volume pour des glissements de terrain dans les argiles sensibles, comparé avec celui de glissements de terrain dans d'autres types de matériaux.

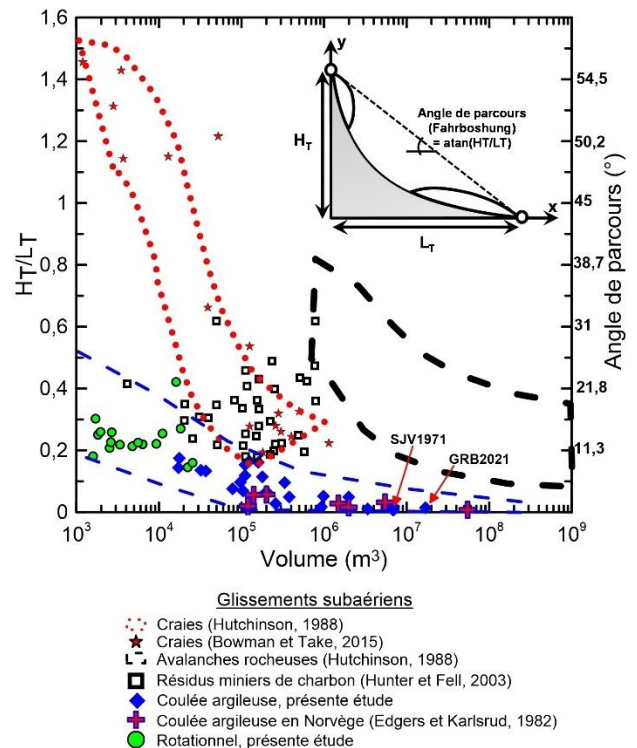


Figure 11. Angle de parcours en fonction du volume pour les glissements de terrain dans les argiles sensibles et dans d'autres types de matériaux.

Les losanges bleus et les cercles verts représentent les glissements de la présente étude, et les croix rouges représentent des coulées dans les argiles sensibles en Scandinavie publiées par Edgers et Karlsrud (1982).

Il est possible de constater que pour un volume équivalent, les argiles sensibles montrent des mobilités plus élevées que les autres types de matériaux comme les craies, les résidus miniers de charbon ou les avalanches rocheuses. Pour les coulées argileuses, l'angle de parcours diminue graduellement avec le volume et devient inférieur à 5° pour des volumes supérieurs à 100 000 m<sup>3</sup>. Pour les cas les plus volumineux, comme Saint-Jean-Vianney (SJV1971 sur la figure 11) et Grande rivière de la Baleine (GRB2021 sur la figure 11), l'angle de parcours peut même être de l'ordre de 1°.

Isslér et coll. (2005) proposent d'utiliser le volume par unité de largeur plutôt que simplement le volume, car ils indiquent que la corrélation avec l'angle de parcours est meilleure. La figure 12 présente l'angle de parcours en fonction du volume divisé par la largeur moyenne du glissement de terrain. Pour les glissements dans les argiles sensibles, la figure 12 permet de mieux visualiser la distribution de l'angle de parcours par rapport au volume montré à la figure 11. Il est possible d'observer qu'une limite entre les glissements rotationnels simples et le phénomène de coulée semble pouvoir être tracée autour d'un angle de parcours d'environ 10° (rapport H<sub>T</sub>/L<sub>T</sub> de 0,17) et un volume par unité de largeur de 400 m<sup>3</sup>/m.

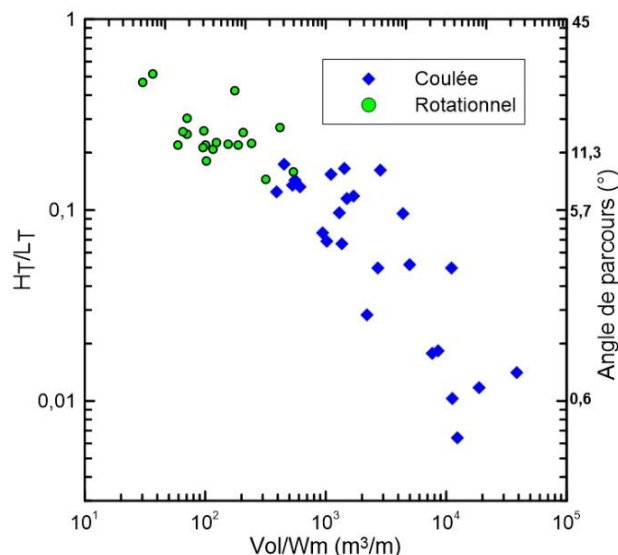


Figure 12. Angle de parcours en fonction du volume par unité de largeur pour les sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 12 montre aussi que les coulées les plus mobiles ont des volumes de l'ordre de 10 000 à 100 000 m<sup>3</sup>/m et des angles de parcours de l'ordre de 0,5°, ce qui correspond presque à un état liquide complet.

La rétrogression de la coulée est le mécanisme qui « nourrit » en quelque sorte la propagation des débris et qui contrôle le volume qui sera relâché vers l'aval du

phénomène. La figure 13 montre la relation entre la rétrogression normalisée par la hauteur du talus en fonction du volume par unité de largeur.

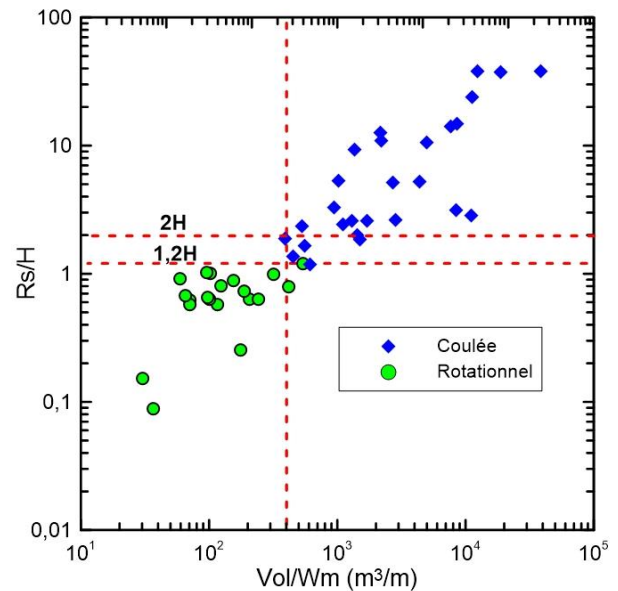


Figure 13. Distance de rétrogression normalisée par la hauteur du talus en fonction du volume par unité de largeur pour les sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 13 indique qu'une limite semble se dessiner entre les coulées et les glissements rotationnels autour d'un recul équivalent à environ 1,2H pour, dans la plupart des cas, un volume par unité de largeur de 400 m<sup>3</sup>/m ou moins.

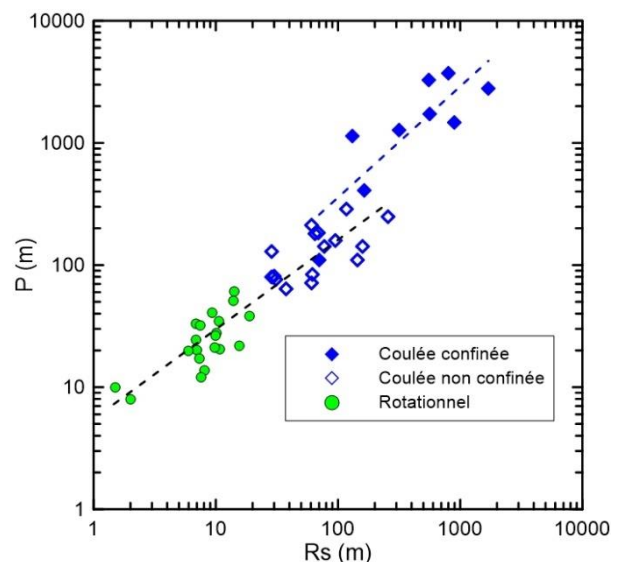


Figure 14. Distance de propagation (P) en fonction de la rétrogression (Rs) pour les sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 14 montre la distance de propagation en fonction de la distance de rétrogression. Sur cette figure, les coulées dont les débris se sont propagés en milieu ouvert sont dites « non confinées », et sont représentées par un losange bleu vide, alors que les coulées où les débris se sont écoulés dans un ravin ou la vallée d'une rivière sont dites « confinées » et sont représentées par un losange plein. Sur cette figure il est possible d'observer qu'à plus de 200 m de propagation (P), une légère différence apparaît dans la tendance entre les cas confinés et les cas non confinés. Pour une rétrogression comparable, les cas confinés semblent plus mobiles que les cas non confinés. De plus, comme la rétrogression (Rs) influence le volume relâché et que la propagation (P) dépend de ce volume, elles ont toutes les deux été mises en fonction du volume aux figures 15 et 16, pour illustrer l'influence de ce dernier paramètre sur l'une et l'autre.

La figure 15 montre que la distance de rétrogression suit une seule tendance en fonction du volume, peu importe que les débris soient confinés ou non en aval du glissement. Cette observation suggère donc que la distance de rétrogression ne semblerait pas influencée par le confinement des débris, car si c'était le cas, il y aurait deux tendances sur la figure 15.

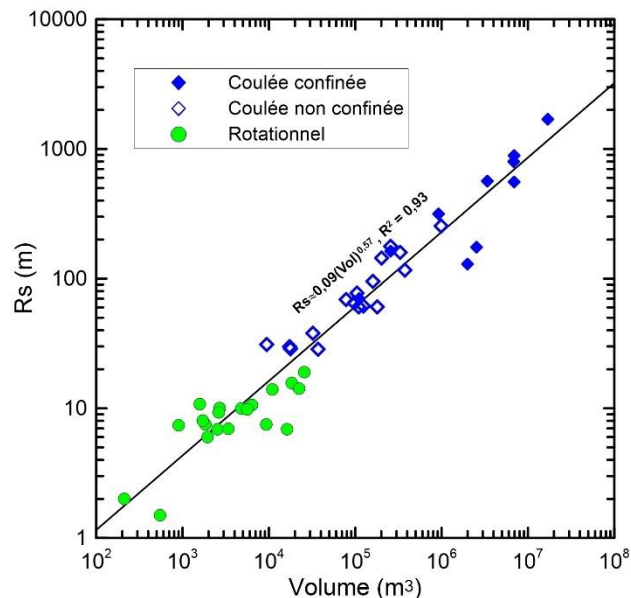


Figure 15. Distance de rétrogression (Rs) en fonction du volume sur les sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 16 montre que la propagation est aussi fonction du volume, mais que comparativement à ce qui est observé à la figure 15, deux tendances apparaissent pour des volumes supérieurs à 200 000 m<sup>3</sup>. Au-delà de ce volume, le confinement des débris semble influencer à la hausse la distance de propagation par rapport aux cas non confinés. L'effet du confinement des débris en aval d'une coulée argileuse semblerait donc exercer un contrôle morphologique sur la propagation des débris, mais pas sur la rétrogression. Le fait que deux légères tendances sont

observées entre « P » et « Rs » à la figure 14 serait un artifice induit par le paramètre « P » qui en fonction du volume montre deux tendances claires sur la figure 16 entre les cas confinés et non confinés.

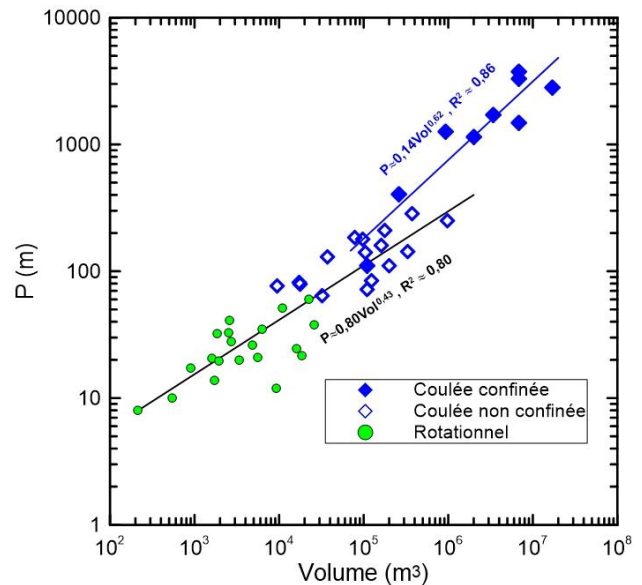


Figure 16. Distance de propagation (P) en fonction du volume pour les sites de glissements de terrain étudiés.

Ce contrôle morphologique sur le paramètre « P » peut s'expliquer par le fait qu'à volume égal, le caractère semi-liquide des débris d'une coulée fait en sorte que ces derniers, en milieu ouvert, peuvent s'étendre dans toutes les directions avant d'atteindre un état d'équilibre, alors que confinés dans un ravin, les débris n'ont pas le choix de se propager davantage vers l'aval avant d'atteindre le même état d'équilibre.

Un autre type de contrôle, de nature stratigraphique et inspiré des travaux présentés par Strand et coll. (2017), a été investigué pour les glissements de terrain norvégiens. Ces auteurs ont montré que les coulées norvégiennes étaient observées seulement au niveau de talus où l'épaisseur d'argile sensible (c.-à-d. avec un  $\sigma_{ur} < 1$  kPa) était supérieure à 40 % de l'épaisseur mobilisée. Sous 40 %, ce sont généralement des glissements rotationnels ou de type « plaque » qui sont observés en Norvège.

Pour la présente compilation, la même définition de l'argile sensible que Strand et coll. (2017) a été utilisée. Toutefois, la définition des paramètres géométriques a été légèrement modifiée, selon ce qui est montré à la figure 17. Il a été souvent observé que les coulées argileuses étaient perchées par rapport au pied du talus, ou que la surface de rupture remontait vers l'arrière de la cicatrice (Demers et coll., 2014). De ce fait, deux rapports d'épaisseurs ont été analysés, soit celui à l'initiation de la coulée ( $d_i/D_i$ ) et celui à l'arrêt ( $d_f/D_f$ ). Cela permet ainsi de mesurer la proportion d'argile sensible sur la hauteur de sol mobilisée à l'initiation et à l'arrêt de la coulée.



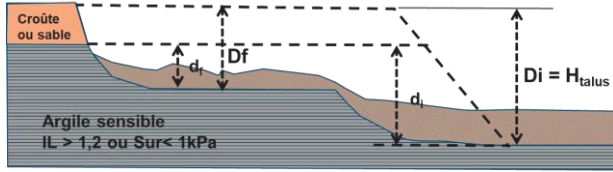


Figure 17. Définition des paramètres pour mesurer le rapport (en %) de l'épaisseur d'argile sensible sur l'épaisseur de sol mobilisé. Les paramètres  $d_i$  et  $d_f$  sont respectivement les épaisseurs d'argile sensible à l'initiation et à l'arrêt de la coulée. Les paramètres  $D_i$  et  $D_f$  sont respectivement les épaisseurs de sols mobilisés à l'initiation et à l'arrêt de la coulée. Le paramètre  $D_i$  est considéré comme égal à la hauteur du talus.

Les figures 18 et 19 présentent les rapports d'épaisseurs d'argile sensible sur l'épaisseur de sol mobilisé, respectivement pour les conditions initiales et à l'arrêt des coulées étudiées dans la présente étude. En plus des 22 cas de la présente étude pour lesquels ces paramètres ont pu être mesurés, 14 cas provenant d'une étude faite par Guimont (2021) ont été ajoutés.

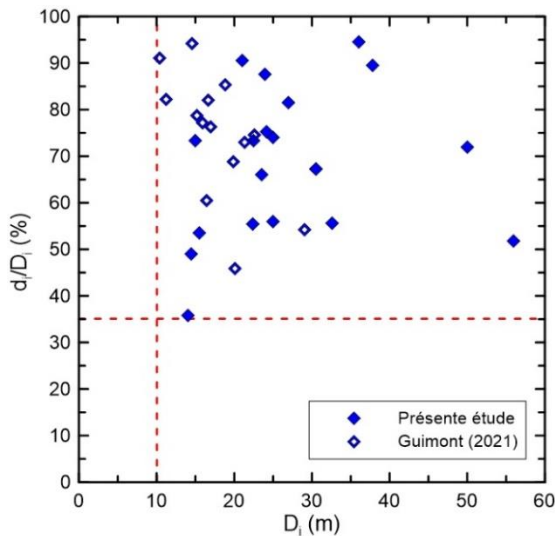


Figure 18. Rapport de l'épaisseur d'argile sensible ( $d_i$ ) sur l'épaisseur de sol mobilisé ( $D_i$ ) à l'initiation aux sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 18 montre qu'aucune coulée argileuse n'a été observée pour des hauteurs initiales de talus de moins de 10 m. Il apparaît aussi que l'épaisseur minimale d'argile sensible pour déclencher une coulée serait de 35 % pour un seul des 37 cas et de plus de 45 % pour les autres cas, ce qui est relativement semblable à ce qui a été publié par Strand et coll. (2017) pour les cas norvégiens. La figure 20 montre quant à elle que la hauteur minimale de sol mobilisé à l'arrêt de la coulée se situe à près de 7 m pour un cas, mais qu'elle est en général plus grande que 9 m, et que la proportion minimale d'argile sensible à l'arrêt se situe à près de 25 % pour 2 cas, mais qu'elle est plus grande que 35 % dans la majorité des cas.

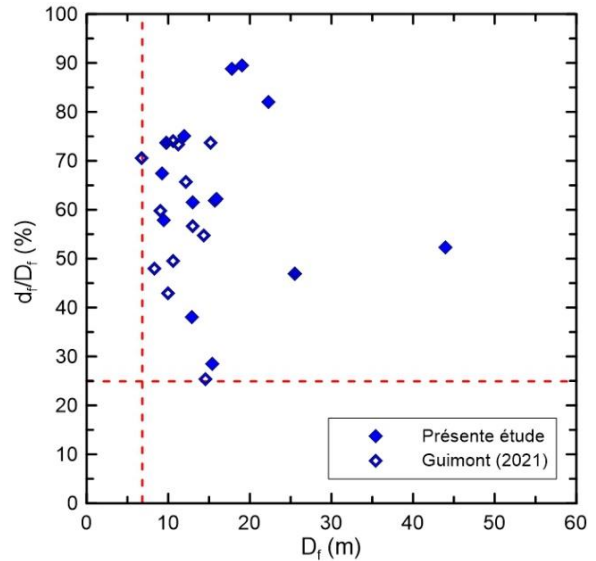


Figure 19. Rapport de l'épaisseur d'argile sensible ( $d_f$ ) sur l'épaisseur de sol mobilisé à l'arrêt ( $D_f$ ) aux sites de glissements de terrain étudiés.

#### 4.3 Relations entre paramètres géotechniques et géométriques

Cette dernière section de l'analyse des données présente certaines relations proposées dans la littérature sur les glissements dans les argiles sensibles entre les données géotechniques et certaines des caractéristiques géométriques pour les sites de glissements de terrain étudiés.

La figure 20 présente le nombre de stabilité ( $N_s$ ) en fonction de la distance de rétrogression des cas de la présente étude ainsi que les relations proposées pour les argiles de l'est du Canada par Mitchell et Markell (1974) et Mitchell (1978) et pour les glissements norvégiens par L'Heureux (2012).

Pour la majorité des cas montrés à la figure 20, le  $N_s$  a été calculé en utilisant la hauteur du talus et la résistance au cisaillement mesurée au scissomètre de chantier au niveau de la base du talus.

Une exception à cette règle est le cas de Saint-Jean-Vianney (1971), qui a remobilisé les colluvions à l'intérieur d'une très grande cicatrice attribuée au séisme de 1663 (Lasalle et Chagnon, 1968). Pour ce cas, le  $N_s$  a été calculé avec la résistance des colluvions argileuses situées juste au-dessus de la surface de rupture de l'ancien glissement, à 16 m de profondeur, qui a contrôlé la position de la surface de rupture du glissement de 1971 (Potvin et coll., 2001). C'est le seul cas de coulée argileuse de la présente compilation où la résistance d'anciennes colluvions a contrôlé la rupture.

La figure 20 permet d'abord de constater, comme l'avaient indiqué Demers et coll. (2014), qu'il n'y a pas de relation claire entre ces deux paramètres. Près de 50 % des cas de coulées historiques de la présente étude se situent sous les relations proposées par Mitchell et Markell

(1974) et Mitchell (1978). De plus, près de 50 % des glissements rotationnels simples analysés dans la présente étude ont des valeurs de  $N_s$  situées entre 3 et 8, pour des valeurs de rétrogression de moins de 1,2 fois la hauteur du talus (voir figures 13 et 20).

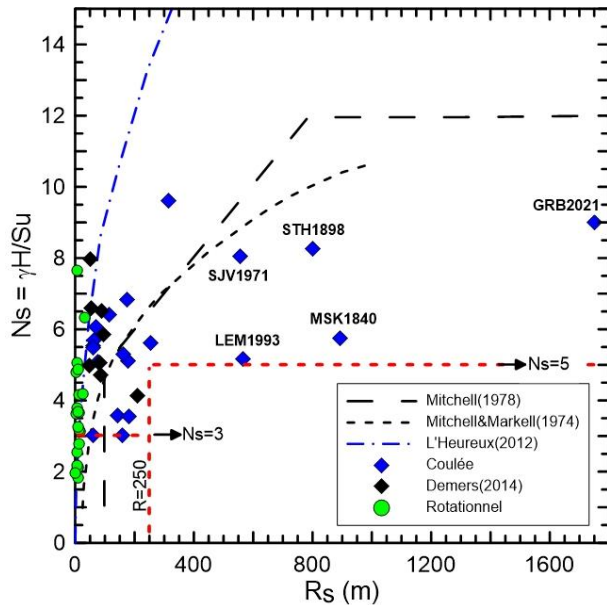


Figure 20. Nombre de stabilité ( $N_s$ ) en fonction de la distance de rétrogression ( $R_s$ ) pour les sites de glissements de terrain étudiés, avec le  $s_{uv}$  mesuré à la base du talus.

Néanmoins, pour les coulées argileuses, deux limites peuvent être tracées : l'une pour les coulées d'approximativement moins de 250 m de rétrogression ( $R_s < 250$  m), qui semblent pouvoir se produire pour des valeurs de  $N_s$  aussi faible que 3, l'autre pour les coulées de plus grandes dimensions ( $R_s > 250$  m), qui semblent se produire pour des valeurs de  $N_s$  supérieures à 5.

Pour les coulées argileuses en Norvège, la relation de L'Heureux (2012) présentée sur la figure 20 montre que les valeurs de  $N_s$  sont beaucoup plus élevées en Norvège que dans l'est du Canada et que pratiquement tous les cas de coulées argileuses de la présente étude se trouvent sous cette relation. Cela s'explique probablement par le fait que les argiles norvégiennes ont des résistances non drainées à l'état intact généralement plus faibles que les argiles de l'est du Canada (voir la figure 8), ce qui se traduit par des  $N_s$  plus élevés. De ce fait, bien qu'il soit très intéressant de les comparer, il apparaît préférable d'analyser séparément ces deux populations de coulées argileuses.

Par ailleurs, Mitchell et Markell (1974) avaient tenté d'améliorer la relation entre les valeurs de  $N_s$  et la distance de rétrogression en normalisant cette dernière par rapport à la hauteur du talus initial et en incorporant un critère lié à l'indice de liquidité ( $I_L$ ). Les résultats de la présente étude placés sur cet abaque à la figure 21 montrent qu'aucune des coulées étudiées ne suit les relations proposées par Mitchell et Markell (1974). De plus, le terme « earthflow »

utilisé par Mitchell et Markell (1974), comme indiqué sur la figure 21, est à proscrire en anglais. Selon la classification proposée par Hungr et coll. (2014), l'expression « sensitive clay flowslide » est plutôt recommandée.

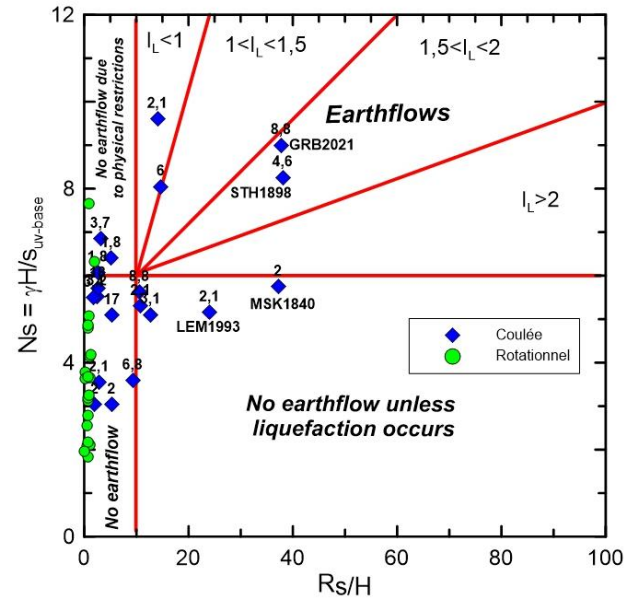


Figure 21. Données de la présente étude placées dans l'abaque proposé par Mitchell et Markell (1974). Le texte en anglais et en italique provient de Mitchell et Markell (1974). Les chiffres près de points indiquent le  $I_L$ .

## 5 DISCUSSION

La présente étude est basée sur l'analyse détaillée de près d'une cinquantaine de cas de glissements de terrain historiques dans les argiles sensibles de l'est du Canada, dont 27 cas de coulées et 22 cas de glissements rotationnels simples. De façon générale, les cas de coulées analysées se sont produits dans des sols de faible plasticité (figure 7). De plus, la figure 14 montre qu'une limite où la transition entre les glissements rotationnels et ce qui peut être considéré comme de petites coulées semble se dessiner pour des glissements, dont le recul en sommet est de plus de 1,2H et dont le volume par unité de largeur est de plus de 400 m<sup>3</sup>/m.

Cette étude permet d'apporter des précisions aux critères énoncés par Tavenas (1984), de les bonifier et d'apporter certains compléments d'information en lien avec la propagation des débris.

### 5.1 Critère n° 1 : première rupture en condition drainée

Selon les pratiques habituelles au Québec, ce premier critère peut être évalué convenablement par un calcul de stabilité en conditions drainées à l'aide d'un logiciel commercial, en utilisant entre autres les paramètres

mécaniques suggérés par Lefebvre (1981; 2017) et les coefficients de sécurité proposés par Tavenas (1984).

Pour ce critère, il semble qu'une précision concernant la hauteur du talus peut aussi être apportée sur la base des observations de terrain. En effet, aucune des coulées historiques analysées ne s'est produite pour des talus d'une hauteur inférieure à 10 m (figure 18). Cette observation avait aussi été relevée par Demers et coll. (2014).

### 5.2 Critère n° 2 : instabilité non drainée de l'escarpement arrière

Pour ce critère, Tavenas (1984) avait proposé, en se basant sur les calculs théoriques des abaques de Taylor (1948), que l'instabilité non drainée puisse être initiée et maintenue avec un  $N_s$  égal ou supérieur à 4. Basé sur la présente étude ainsi que sur celle de Demers et coll. (2014), le nombre de stabilité minimal établi empiriquement aux sites de coulées est de 3 pour les coulées argileuses de moins de 250 m de rétrogression et de 5 pour les coulées argileuses de plus de 250 m de rétrogression (figure 20). Les nombreuses mesures du  $N_s$  à rebours effectuées par le MTQ à l'intérieur d'anciennes cicatrices de coulées argileuses tendent à montrer que la valeur de  $N_s$  critique devrait être établie sur une base régionale.

De plus, contrairement à ce qui avait été proposé par Mitchell et Markell (1974) et Mitchell (1978), aucune relation directe entre la distance de rétrogression et le  $N_s$  n'a pu être établie. Au contraire, il pourrait même s'avérer dangereux d'estimer une distance de rétrogression seulement basée sur les relations proposées par ces auteurs, puisque près de 50 % des distances de rétrogression des cas de coulées historiques étudiées sont sous-estimées par ces relations (figure 20).

### 5.3 Critère n° 3 : capacité du sol à s'écouler

La capacité du sol à s'écouler est basée sur la compilation présentée par Lebus et coll. (1983) pour l'ensemble des glissements fortement rétrogressifs, qui incluait donc des cas d'étalements, où il avait été observé que minimalement  $s_{ur} < 1$  kPa ou  $I_L > 1,2$ .

Pour les coulées argileuses analysées dans la présente étude, il a été observé que les cas historiques analysés présentaient un  $s_{ur-moy} < 0,7$  kPa ou un  $I_{L-moy} > 1,4$  (tableau 2). Demers et coll. (2014) avaient observé que tous les sites présentaient minimalement des  $s_{ur} < 0,8$  kPa et des  $I_L > 1,5$ . Les valeurs proposées par Lebus et coll. (1983) et reprises par Tavenas (1984), qui sont utilisées depuis une quarantaine d'années, apparaissent donc sécuritaires pour les coulées argileuses.

Il est à noter qu'il n'y a toutefois pas de relation simple entre la distance de rétrogression et ces deux paramètres, qui caractérisent tous les deux le même comportement du sol à l'état remanié. Cette distance est donc aussi fonction de la dynamique même du mouvement, qui comprend bien d'autres facteurs d'influence.

De plus, le rapport de l'épaisseur d'argile sensible sur l'épaisseur de sol mobilisée par le glissement semble aussi jouer un rôle sur l'initiation d'une coulée, puisque les sites

étudiés ont montré que ce rapport était généralement supérieur à 40 %, avec une exception à 35 % (figure 18). Une valeur sécuritaire pour ce rapport pourrait être d'utiliser la valeur de 25 % qui a été observée comme valeur minimale à l'arrêt des cas de coulées analysées au niveau de leurs escarpements arrière (figure 20). De ce fait, pour un site où le talus a moins de 10 m ou qui présente un rapport d'épaisseur d'argile sensible sur la hauteur du talus inférieur à 25 %, il serait exceptionnel qu'une coulée argileuse puisse s'y développer.

### 5.4 Critère n° 4 : énergie de remaniement

Ce dernier critère proposé par Tavenas (1984) est basé sur les travaux en laboratoire de Flon (1982). De ces travaux, Leroueil et coll. (1996) ont montré qu'une relation empirique existe entre l'énergie de remaniement, la résistance non drainée du sol ( $s_u$ ) et son indice de plasticité ( $I_p$ ). De plus, à la suite de l'examen des cas de glissements de terrain présenté par Mitchell et Markell (1974), Leroueil et coll. (1996) ont proposé qu'une relation de terrain puisse exister entre  $N_s$  et  $I_p$ . En fait, tout ce raisonnement vient du fait que pour qu'il y ait remaniement de l'argile lors d'une coulée, l'énergie potentielle ( $E_P$ ) doit dépasser l'énergie de remaniement ( $E_R$ ). Sur le terrain, la condition suivante doit donc être satisfaite :

$$E_P > E_R \quad [5]$$

En général, dans un glissement de terrain, l'énergie potentielle disponible ( $E_P$ ) peut être calculée par l'équation suivante (DeBlasio, 2011) :

$$E_P = \gamma H_G V \quad [6]$$

Où  $\gamma$  est le poids volumique moyen du matériau,  $V$  est le volume impliqué dans le glissement et  $H_G$  est la hauteur de chute du centre de gravité de ce dernier (figure 2).

Pour une coulée argileuse, le recul s'effectue tranche après tranche au niveau d'une paroi subverticale en condition non drainée. Comme le sol se remanie tranche après tranche et qu'il s'écoule sur une faible épaisseur, la hauteur de chute du centre de gravité ( $H_G$  à la figure 2b) peut être approximativement établie à  $\frac{1}{2}H$ , en supposant une surface de rupture passant par le pied de la pente. En supposant un volume «  $V$  » pour une tranche de sol, l'équation 6 devient pour la phase non drainée d'une coulée :

$$E_P = \gamma \frac{1}{2} HV \quad [7]$$

Comme proposé par Leroueil et coll. (1996) et Locat, P. (2008), l'énergie de remaniement ( $E_R$ ) peut être généralisée par l'équation suivante :

$$E_R = x s_u I_P V \quad [8]$$

Où « x » est un facteur qui varie en fonction du degré de remaniement ( $I_r$ ), et « V » est le même volume de sol qu'à l'équation 7, qui doit être remanié pour pouvoir s'écouler par la suite. En extrapolant les résultats obtenus par Flon (1982), comme montré à la figure 5, Locat, P. et coll. (2008) proposent que la valeur de cette variable « x » soit de l'ordre de 16 pour un remaniement complet en laboratoire ( $I_r = 100\%$ ). En combinant les équations 5, 7 et 8 on obtient :

$$\gamma \frac{1}{2} HV > x s_u I_P V \quad [9]$$

Inspirée du nombre de stabilité ( $N_s$ ) présenté à l'équation 2, la condition représentée par l'inéquation 9, en utilisant des valeurs moyennes pour  $\gamma$ ,  $s_u$  et  $I_P$ , peut être exprimée de la façon suivante :

$$\frac{\gamma H}{s_u} > 2x I_P \quad [10]$$

En combinant l'inéquation 10 et la limite empirique  $\gamma H/s_u = 24 I_P$  tracée à la figure 10, il devient donc possible d'estimer la valeur de « x ».

Pour les cas de coulées argileuses analysés dans la présente étude, la figure 10 indique que « 2x » = 24, donc que « x » = 12. Cette valeur de 12 reportée sur la figure 5 correspond à un indice de remaniement en laboratoire d'environ 80 %.

Pour fin d'utilisation de la figure 10 dans la pratique, des conditions à un site donné où le couple  $\gamma H/s_u - I_P$  se situerait loin sous cette limite indiqueraient que l'argile ne serait pas susceptible de se remanier suffisamment pour développer une coulée argileuse.

Toutefois, particulièrement pour un site qui se situerait sous cette limite, mais relativement près d'elle, la prudence serait de mise, car il pourrait évoluer avec le temps et dépasser la limite pour entrer en zone où l'énergie de remaniement serait suffisante pour développer une coulée argileuse. Par exemple, de façon naturelle, le lessivage pourrait diminuer la limite liquide et induire un déplacement horizontal des conditions d'un site vers la gauche, sur la figure 10. De plus, l'érosion verticale, souvent observée dans la portion subaquatique des talus dans un méandre actif, peut augmenter la hauteur totale du talus avec le temps et faire évoluer un site vers le haut de la figure. Dans l'évaluation du danger de coulée argileuse, il est important de prendre conscience qu'un site peut, tant de façon naturelle que de façon anthropique, évoluer dans le temps vers des conditions propices au remaniement, particulièrement les sites qui sont près de la limite  $\gamma H/s_u = 24 I_P$ .

À l'inverse, il a été observé à plusieurs sites de coulées argileuses que la surface de rupture pouvait être perchée et qu'elle pouvait remonter vers l'arrière sur plus d'un niveau. Une telle configuration en escalier de la surface de

rupture fait en sorte que l'énergie de remaniement disponible diminue à mesure que la rétrogression s'effectue vers l'arrière de la coulée. Dans une telle situation, le couple  $\gamma H/s_u - I_P$  va évoluer vers le bas de la figure 10. S'il passe sous la limite  $\gamma H/s_u = 24 I_P$ , les conditions deviennent alors favorables à l'arrêt de la coulée argileuse, puisque les dernières tranches n'ont plus la capacité de se remanier suffisamment pour pouvoir s'écouler.

En conclusion de cette section, il est proposé de définir un paramètre adimensionnel appelé « nombre de remaniement », ou « remoulding number », en anglais, qui se définit de la façon suivante :

$$N_R = \frac{\gamma H}{s_u I_P} \quad [11]$$

Le nombre ( $N_R$ ) qui est proposé ici est en quelque sorte la forme spécifique aux argiles sensibles de l'indice de déstructuration ( $I_D$ ) proposé par Vaunat et Leroueil (2002). Cet indice, qui se définit de façon générale par  $I_D = E_P/E_D$ , est un indicateur de la quantité d'énergie potentielle ( $E_P$ ) dissipée en énergie de déstructuration ( $E_D$ ) de la masse en mouvement et qui est non disponible pour le mouvement.

En calculant  $N_R$  pour les cas de glissements étudiés ici, et en le présentant en fonction de l'inverse de l'angle de parcours ( $L_T/H_T$ ) à la figure 22, on observe clairement que la limite entre les coulées très mobiles et les glissements rotationnels simples moins mobiles se situe près de  $N_R = 24$ , qui représente un seuil entre les deux types de glissements dans les argiles sensibles, de façon semblable à ce que Leroueil (2001) avait illustré avec les cas de coulées observées dans les craies.

La distance de rétrogression ( $R_s$ ) et la distance de propagation ( $P$ ) normalisées en fonction de la hauteur du talus ( $H$ ) sont présentées en fonction du nombre de remaniement ( $N_R$ ) respectivement aux figures 23 et 24.

Les figures 23 et 24 montrent qu'au-dessus du seuil  $N_R = 24$ , le recul et la propagation des coulées peuvent être respectivement près de 40 et de 100 fois supérieurs aux glissements rotationnels. Cela dit, aucune relation claire ne ressort entre la valeur de  $N_R$  et ces deux paramètres. De plus, au-dessus du seuil  $N_R = 24$ , le confinement lors de l'écoulement des débris de la coulée semble clairement influencer la distance de propagation qui, pour un même  $N_R$ , est dix fois plus importante pour les cas de coulées confinées que pour les cas de coulées non confinées.

## 5.5 Précisions concernant la propagation des débris de coulées argileuses

La figure 11 permet de visualiser qu'à volume égal, les coulées argileuses sont parmi les glissements de terrain les plus mobiles, tous matériaux confondus. L'angle de parcours des coulées diminue graduellement avec le volume et devient très faible ( $< 5^\circ$ ) pour des volumes supérieurs à 100 000 m<sup>3</sup>. Les coulées les plus volumineuses sont les plus mobiles, avec des angles de

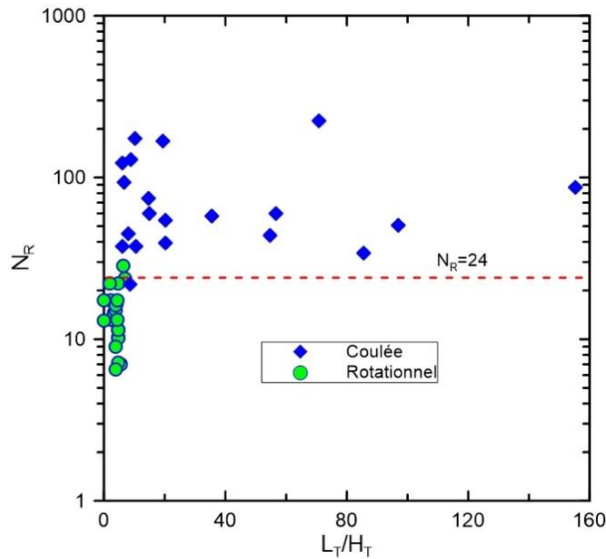


Figure 22. Nombre de remaniement ( $N_R$ ) en fonction de l'inverse de l'angle de parcours aux sites de glissements de terrain étudiés.

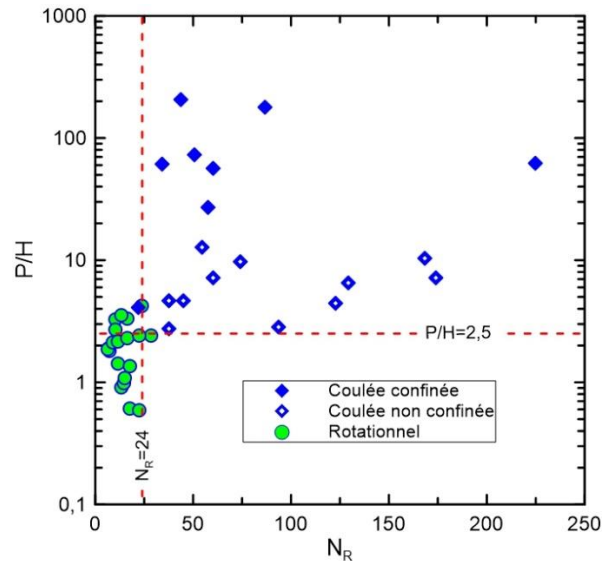


Figure 24. Distance de propagation des débris ( $P$ ) en fonction du nombre de remaniement ( $N_R$ ) aux sites de glissements de terrain étudiés.

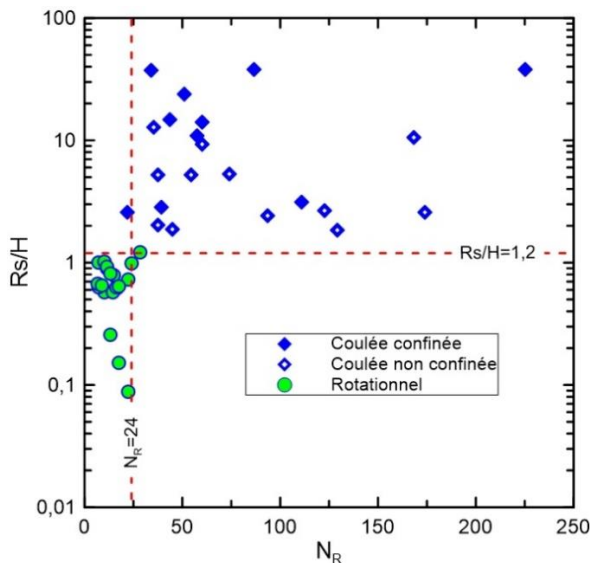


Figure 23. Distance de rétrogression ( $R_s$ ) en fonction du nombre de remaniement ( $N_R$ ) aux sites de glissements de terrain étudiés.

parcours de l'ordre de  $1^\circ$  pour des volumes par unité de largeur de l'ordre de 10 000 à 40 000  $m^3/m$ .

La distance de propagation des débris est liée à la rétrogression par une loi de puissance et semble influencée à la hausse par le contrôle morphologique que peut exercer la zone d'écoulement en aval du glissement. Pour les cas analysés, ce contrôle morphologique a un effet sur la distance de propagation des cas où l'écoulement des débris était confiné avec des volumes supérieurs à 200 000  $m^3$ .

De plus, contrairement à ce que certains auteurs indiquent (Carson et Lajoie, 1981; Tavenas, 1984; Leroueil et coll., 1996; Geertsema et L'Heureux, 2014; Thakur et coll., 2014), les données de la présente étude pour les coulées, indiquent que la topographie de la zone de propagation en aval de la cicatrice (confinée ou non) influencerait la distance de propagation mais pas la distance de rétrogression (figures 15 et 16). Pour un volume supérieur au million de mètres cubes, les coulées dont les débris sont confinés montrent des distances de propagation de près de 10 fois supérieures aux coulées non confinées (figures 16 et 24).

## 6 CONCLUSION

Comme mentionné par Demers et coll. (2014), il est à noter qu'il n'existe toujours pas de méthode empirique ou analytique fiable pour estimer la distance de rétrogression potentielle à un site donné. Dans ces conditions, en combinaison avec les critères ci-haut mentionnés, ceux-ci préconisent aussi l'utilisation de l'approche statistique régionale décrite à l'origine par Lebus et coll. (1983) et Rissmann et coll. (1985), laquelle a prouvé son efficacité depuis les années 1980 et est toujours utilisée aux fins de la cartographie au Québec (Potvin et coll., 2014).

En terminant, l'analyse détaillée de plusieurs sites sélectionnés sur une base de la qualité de leur documentation technique a permis de revoir des relations empiriques utilisées dans les analyses prospectives visant à évaluer les risques de coulées argileuses au Québec. Il est espéré que ces nouvelles données vont permettre de soutenir tant les praticiens que les chercheurs dans leurs efforts visant la réduction des risques associés aux coulées argileuses au Québec et ailleurs.

## 7 REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier son employeur pour l'accès aux données du MTQ et la permission de publier. Un remerciement spécial va à Serge Leroueil, Jacques Locat et Denis Demers, respectivement directeur de thèse, codirecteur de thèse, et chef d'équipe au MTQ, pour leur patience, leurs conseils et commentaires toujours pertinents et leur soutien en général. Finalement, l'auteur tient aussi à remercier monsieur Jean-Sébastien L'Heureux du NGI pour sa révision du manuscrit et ses commentaires judicieux.

## 8 RÉFÉRENCES

- Bernander, S. 2000. Progressive landslides in long natural slopes: formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils, Licentiate thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Suède.
- Bernander, S. et Olofsson, I. 1983. The landslide at Tuve, Nov. 1977, *Proceedings of the Symposium on Slopes on Soft Clays, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17*, Linköping, Suède, 69-97.
- Bjerrum, L. 1955. Stability of natural slopes in quick clay, *Géotechnique*, 5(1):101-119.
- Bovis, M. J. et Mears, A. I. 1976. Statistical prediction of snow avalanche runout from terrain variables in Colorado, *Arctic and Alpine Research*, 8(1):115-120.
- Bowman, E. T. et Take, W. A. 2015. The runout of chalk cliff collapses in England and France – case studies and physical model experiments, *Landslides*, 12:225-239.
- Brzezinski, L. S. 1971. A Review of the 1924 Kenogami Landslide, *Canadian Geotechnical Journal*, 8(1):1-6.
- Carson, M. A. 1977. On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments, *Revue canadienne de géotechnique*, 14:582-602.
- Carson, M. A. et Lajoie, G. 1981. Some constraints on the severity of landslide penetration in sensitive deposits, *Géographie physique et Quaternaire*, 35:301-316.
- CBC News. 2021. Massive landslide upstream of northern Quebec communities being investigated, <https://www.cbc.ca/news/canada/north/landslide-cree-inuit-northern-quebec-1.6002865>.
- Chagnon, J.-Y. 1968. Les coulées d'argile dans la province de Québec, *Nat Can*, 95:1327-1343.
- Chagnon, J.-Y. 1970. Projet ARDA, étude des dépôts meubles au Lac St-Jean, rapport final, ministère des Richesses naturelles. 244 p. avec cartes.
- Corominas, J. 1996. The angle of reach as a mobility index for small and large landslides, *Canadian Geotechnical Journal*, 33:260-271.
- Cruden, D. M. et Varnes, D. J. 1996. Landslide types and processes, *Landslides investigation and mitigation, Transportation research board, US National Research Council, Special Report 247*, Washington, D.C., 36-75.
- De Blasio, F. V. 2011. *Introduction to the Physics of Landslides*, Springer, Berlin.
- Demers, D., Leroueil, S. et d'Astous, J. 1999. Investigation of a landslide in Maskinonge, Québec, *Revue canadienne de géotechnique*, 36:1001-1014.
- Demers, D., Robitaille, D., Lavoie, A., Paradis, S., Fortin, A. et Ouellet, D. 2017. The use of LiDAR airborne data for retrogressive landslides inventory in sensitive clays, Québec, Canada, *Landslides in Sensitive Clays*, Springer, 279-288.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clay in the province of Québec, Canada: preliminary analysis. *Landslides in Sensitive Clays, From Geosciences to Risk Management, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, Dordrecht, 36:77-89.
- Eden, W. J., Matyas, E. L. et Irwin, W. 1965. The Breckenridge Landslide, *Internal Report No. 316 of the Division of Building Research*, Ottawa, 14 p.
- Edgers, L. et Karlsrud, K. 1982. Soil flows generated by submarine slides – case studies and consequences, *Norwegian Geotechnical Institute*, publication n° 143, 11 p.
- Erismann, T. H. 1979. Mechanisms of large landslides, *Rock Mechanics*, 12:15-46.
- Flon, P. 1982. Énergie de remaniement et régression des coulées d'argile, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Fransham, P. B. et Gadd, N. R. 1977. Geological and geomorphological controls of landslides in Ottawa Valley, Ontario, *Canadian Geotechnical Journal*, 14(4):531-539.
- Geertsema, M. et L'Heureux, J.-S. 2014. Controls on the Dimensions of Landslides in Sensitive Clays, *Landslides in Sensitive Clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, Dordrecht, Pays-Bas, 36:105-117.
- Grant, D. R. 1989. Le Quaternaire de la région des Appalaches atlantiques du Canada, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada*, 1:419-474.
- Guimont, L., 2021. Contribution à la compréhension des coulées argileuses : analyse de l'épaisseur d'argile sensible mobilisée, projet de fin d'études présenté à Ariane Locat, Pascal Locat et John Molson dans le cadre du cours Conception en génie géologique II, Université Laval, 30 p.
- Heim, A. 1932. *Bergstruz und Menschenleben*, traduction anglaise par N. Skermer, BiTech Publishers Vancouver, Colombie-Britannique, Canada.
- Hsü, K. J. 1975. Catastrophic debris streams generated by rockfalls, *Geological Society of America Bulletin*, 86:129-140.
- Hunter, G. et Fell, R. 2003. Travel distance angle for "rapid" landslides in constructed and natural soil slopes, *Canadian Geotechnical Journal*, 40:1123-1141.
- Hutchinson, J. N. 1988. General report; Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. *Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides*, Lausanne, Suisse, 3-35.

- Issler, D., DeBlasio, F. V., Elverhøi, A., Bryn, P. et Lien, R. 2005. Scaling behaviour of clay-rich submarine debris flows, *Marine and Petroleum Geology*, 22:187-194.
- Karrow, P. F. 1972. Earthflows in the Grondines and Trois-Rivières areas, Quebec, *Canadian Journal of Earth Sciences*, 9:561-573.
- Lafleur, J., Silvestri, V., Asselin, R. et Soulié, M. 1988. Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 25:705-715.
- La Rochelle, P., Chagnon, J.-Y. et Lefebvre, G. 1970. Regional geology and landslides in the marine clay deposits of eastern Canada, *Revue canadienne de géotechnique*, 7:145-156.
- La Rochelle, P., Lefebvre, G. et Bilodeau, P. M. 1977. The stabilization of a slide in Saint-Jerome, Lac Saint-Jean, *Revue canadienne de géotechnique*, 14:340-356.
- Lasalle, P. et Chagnon, J.-Y., 1968. An ancient landslide along the Saguenay River, Québec, *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 5:548-549.
- Lawrence, D. E., Morey, C. R. et Aylsworth, J. A. 1997. Landslides in sensitive marine clays, South Nation River Valley; The role of ravines in limiting retrogression, *Comptes-rendus de la 70<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, Ottawa, Ontario, Canada, 2:815-822.
- Lebuis, J., Robert, J.-M. et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Quebec, *Proceedings of the Symposium on Slopes on Soft Clays, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17*, Linköping, Suède, 205–262.
- Lefebvre, G. 1970. Contribution à l'étude de la stabilité des pentes dans les argiles cimentées, Thèse de doctorat en génie civil, Université Laval. 146 p., 27 tableaux, 123 figures.
- Lefebvre, G. 1981. Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits, *Canadian Geotechnical Journal*, 18:420-442.
- Lefebvre, G. 2017. Sensitive Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability. *Landslides in Sensitive Clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 46:15-34.
- Lefebvre, G., Rosenberg, P., Paquette, J. et Lavallée, J. 1991. The September 5, 1987, landslide on the La Grande River, James Bay, Quebec, Canada, *Canadian Geotechnical Journal*, 28:263-275.
- Legros, F. 2002. The mobility of long-runout landslides, *Engineering Geology*, 63:301-331.
- Leroueil, S. 1997. Geotechnical characteristics of eastern Canada clays, *Proceedings of a Workshop on Characterization of Soft Clays*, Yokosuka, Japan, The Netherlands, 3-32.
- Leroueil, S. 2001. 39th Rankine Lecture: Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms, *Géotechnique*, 51:197-243.
- Leroueil, S., Collins, G. et Tavenas, F. 1983. Total and effective stress analysis of slopes in Champlain clay, *Proceedings of the Symposium on Slopes in Soft Clays, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17*, Linköping, Suède, 293-321.
- Leroueil, S., Tavenas, F. et Le Bihan, J.-P. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada, *Revue canadienne de géotechnique*, 20:681-705.
- Leroueil, S., Vaunat, J., Picarelli, L., Locat, J., Faure, R. et Lee, H. 1996. A geotechnical characterisation of slope movements, *Proceedings of the 7th symposium on landslides*, Trondheim, Norvège 1:53-74.
- L'Heureux, J.-S. 2012. A study of the retrogressive behaviour and mobility of Norwegian quick clay landslides, *Landslides and engineered slopes – protecting society through improved understanding*, CRC Press, Londres, Royaume-Uni, 1:981–988.
- L'Heureux, J.-S. 2013. Characterization of historical quick clay landslides and input parameters for Q-Bing, *NGI Report 2012 0753-02-R*, Oslo, Norvège.
- L'Heureux, J.-S., Locat, A., Leroueil, S. Demers, D. et Locat, J. 2014. Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management, *First international workshop on landslide in sensitive clays*, Québec, Canada, 1-12.
- Lied, K. et Bakkehoi, S. 1980. Empirical calculations of snow-avalanche run-out distance based on topographic parameters, *Journal of Glaciology*, 26(94):165-177.
- Locat, A., Lemieux, J.-M., Fortier, R., Demers, D., Locat, P., Turmel, D., Arel, J., Desgagnés, J. et Côté, J. 2022. Programme de recherche sur les géorisques naturels à l'Université Laval depuis 2015 et perspectives futures, *Géorisques-VIII*, Québec, Canada.
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H. P. et Ouehb, L. 2011. Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 48:1696–1712.
- Locat, A., Locat, P., Demers, D., Leroueil, S. Robitaille, D. et Lefebvre, G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism, *Canadian Geotechnical Journal*, 54(10):1357-1374.
- Locat, J. 1992. Viscosity, yield strength, and mudflow mobility for sensitive clays and other fine sediments, *Proceedings of the 1st Canadian conference on geotechnique and natural hazards*, Vancouver, Colombie-Britannique, Canada, 389-396.
- Locat, J. et Lee, H. J. 2002. Submarine landslides: advances and challenges, *Canadian Geotechnical Journal*, 39:193-212.
- Locat, J., Leroueil, S. et Locat, P. 2003. On the mobility of quick clays: the cases of the St. Jean-Vianney Flowslides of 1663 and 1971, *Proceedings of the 2nd Symposium on Rapid Mass Movements*, Naples, Italie.
- Locat, P., Leroueil, S. et Locat, J. 2008. Remaniement et mobilité des débris de glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'est du Canada, *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: Causes to Management*, Presses de l'Université Laval, Québec, Canada, 97-106.
- McDougall, S. 2017. 2014 Canadian Geotechnical Colloquium: Landslide runout analysis: current practice and challenges, *Canadian Geotechnical Journal*, 54:605-620.
- McEwen, A. S. 1989. Mobility of large rock avalanches: evidence from Valles Marineris, Mars, *Geology*, 17:1111-1114.

- McRostie, G. C. et St-Louis, M. W. 1981. Lessons from Le Coteau landslide, Gatineau, Québec, *Canadian Geotechnical Journal*, 18:592-599.
- Melosh, H. J. 1979. Acoustic fluidisation: a new geologic process? *Journal of Geophysical Research*, 84(B13): 7513-7520.
- Meyerhof, G. G. 1957. The mechanism of flowslides in cohesive soils, *Géotechnique*, 7:41-49.
- Ministère de la Sécurité publique. 2022. Zone potentiellement exposée aux glissements de terrain (ZPEGT) – Carte de contrainte, <https://www.donneesquebec.ca/recherche/fr/dataset/zone-potentiellement-exposee-aux-glissements-de-terrain-zpegt>.
- Ministère des Transports du Québec. 2022. Compilation des demandes d'avis techniques du MSP auprès du MTQ, *Ministère des Transports du Québec, Direction de la géotechnique et de la géologie, Section des mouvements de terrain*, document interne.
- Mitchell, R. J. 1978. Earthflow terrain evaluation in Ontario, Ontario Joint Transportation and Communications Research Programme, Project Q-53, Report 213.
- Mitchell, R. J. et Markell, A.R. 1974. Flowsliding in sensitive soils, *Revue canadienne de géotechnique*, 11:11-31.
- Mollard, J. D. et Hugues, G. T. 1973. Earthflows in the Grondines and Trois-Rivieres areas, Quebec: Discussion, *Canadian Journal of Earth Sciences*, 10:324-326.
- Nicoletti, P. G. et Sorisso-Valvo, M. 1991. Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches, *Geological Society of America Bulletin*, 103:1365-1373.
- NVE (Norges vassdrags- og energidirektorat). 2021. Geoteknisk vurdering av evakuerte delområder etter kvikkleireskredet i Gjerdrum, 30.12.2020, 154 p. (en norvégien), [https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021\\_02.pdf](https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021_02.pdf).
- Norwegian Geotechnical Society (NGS) - Norsk Geoteknisk Forening (NGF) 2011. Veiledning for symboler og definisjoner I geoteknikk: Identifisering og klassifisering av jord, *Norwegian Geotechnical Society*, Oslo, Norvège, NGF révision de la notification n° 2 de 1982 (en norvégien), 54 p.
- Odenstad, S. 1951. The landslide at Skottorp on the Lidan River, *Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute*, 4:1-38.
- Perret, D., Therrien, J., Locat, P. et Demers, D. 2019. Influence of surficial crusts on the development of spreads and flows in Eastern Canadian sensitive clays, *Proceedings of the 72nd Canadian Geotechnical Conference*, St. John's, Terre-Neuve-et-Labrador, Canada.
- Potvin, J., Pellerin, F., Demers, D., Robitaille, D., La Rochelle, P. et Chagnon, J.-Y. 2001. Revue et investigation complémentaire du site du glissement de St-Jean-Vianney, *Proceeding of the 54th Canadian Geotechnical Conference*, 792-800.
- Potvin, J., Mompin, R., Thibault, C., Demers, D., Bilodeau, C. et Desbiens, L. 2017. Saguenay Risk Management, *Landslides in sensitive clays – From Research to Implementation*, *Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 46:417-427.
- Potvin, J., Thibault, C., Demers, D. et Bilodeau, C. 2014. An overview of the mapping of landslide prone areas and risk management strategies in the Province of Québec, Canada, *Landslides in sensitive clays – from Geosciences to Risk Management, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 36:331-342.
- Poulain Leboeuf, L., Allard, M. et Demers, D. 2022. Portrait statistique de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec, *Géorisques-VIII*, Québec, Canada.
- Quinn, P. E., Diederichs, M. D., Rowe, R. K. et Hutchinson, D. J. 2011. A new model for large landslides in sensitive clay using a fracture mechanics approach, *Canadian Geotechnical Journal*, 48:1151-1162.
- Quinn, P. E., Hutchinson, D. J. et Rowe, R. K. 2007. Toward a risk management framework: sensitive clay landslide hazards affecting linear infrastructure in eastern Canada, *1st North American landslide conference*, Vail, Colorado, États-Unis, 2-114.
- Rissmann, P., Allard, J.-D. et Lebluis, J. 1985. Zones exposées aux mouvements de terrain le long de la rivière Yamaska, entre Yamaska et Saint-Hyacinthe, Ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles du Québec, rapport DV83-04, 64 p.
- Robitaille, D., Demers, D., Potvin, J. et Pellerin, F. 2002. Mapping of landslide-prone areas in the Saguenay region, Québec, Canada. *Proceedings of the international conference on instability – planning and management*, Ventnor, Île de Wight, Royaume-Uni, 161-168.
- Rosenqvist, I. T. 1966. Norwegian research into the properties of quick clay-a review, *Engineering Geology*, 1:445-450.
- Shreve, R. L. 1968. Leakage and Fluidization in Air-Layer Lubricated Avalanches, *GSA Bulletin*, 79(5):653-658.
- Société canadienne de géotechnique. 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4<sup>e</sup> édition, CGS c/o BiTech Publishers Ltd., Vancouver, Colombie-Britannique, Canada.
- Strand, S. A., Thakur, V., L'Heureux, J.-S., Lacasse, S., Karlsrud, K., Nyheim, T., Aunaas, K., Ottesen, H., Gjelsvik, V., Fauskerud, O. A., Sandven, R. et Rosenqvist, A. 2017. Runout of landslide in sensitive clays, *Proceedings of the Second International Workshop on landslides in sensitive clays, Advances on Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 289-300.
- Tavenas, F. 1984. Landslides in Canadian sensitive clays: a state-of-the-art, *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*, Toronto, Ontario, Canada, 1:141-153.
- Tavenas, F., Chagnon, J.-Y. et La Rochelle, P. 1971. The Saint-Jean-Vianney landslide; observations and eyewitness accounts, *Revue canadienne de géotechnique*, 8:463-478.
- Tavenas, F., Flon, P., Leroueil, S. et Lebluis, J. 1983. Remolding energy and risk of slide retrogression in sensitive clays, *Proceedings of the Symposium on*



- Slopes in Soft Clays, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17*, Linköping, Suède, 423-454.
- Taylor, D. W. 1948. *Fundamentals of soil mechanics*, Wiley, New York, États-Unis.
- Terzaghi, K. 1950. Mechanism of landslides, *Application of geology to engineering practice, Berkeley volume*, Geological Society of America, New York, NY, États-Unis, 83-123.
- Thakur, V. et Degago, S. A. 2013. Disintegration energy of sensitive clays, *Géotechnique Letters*, 3:20-25.
- Thakur, V., Degago, S. A., Oset, F. et coll. 2014. Characterization of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays, *First international workshop on landslide in sensitive clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 36:91-103.
- Therrien, J. 2020. Étalements dans les argiles marines du Québec – Analyse et compilation de 14 cas, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 516 p.
- Torrance, J. K. 2017. Chemistry: An Essential Key to Understanding High-Sensitivity and Quick Clays and to Addressing Landslide Risk, *Landslides in Sensitive Clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 46:35-44.
- Trak, B. et Lacasse, S. 1996. Soils susceptible to flow slides and associated mechanisms, *Proceedings of the Seventh International Symposium on Landslides*, Trondheim, Norvège, Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, 1:497-506.
- Tremblay-Auger, F., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D., Therrien, J. et Mompin, R. 2016. The 2016 landslide at Saint-Luc-de-Vincennes, Quebec: geotechnical and morphological analysis of a combined flowslide and spread, *Canadian Geotechnical Journal*, 58(2): 295-304.
- Turmel, D., Locat, A. et Locat, J. 2019. The energy reduction factor for flowslides: a new parameter to assess the energy used for landslide-tsunami initiation, *72th Canadian Geotechnical Conference*, St John's, Terre-Neuve-et-Labrador, Canada, 8 p.
- Turmel, D., Locat, A. et Locat, J. 2021. Analyse et modélisation de la propagation des débris de coulées argileuses non confinées – Phase 2-(PACC-17-18-03), Rapport final, LERN-Coulées-2020-03, 411 p.
- Turmel, D., Locat, J., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P. et Demers, D. 2017. The energy reduction factor as a new parameter to integrate in situ rheological data in the numerical modeling of sensitive clay flowslides, *Proceedings of the 70th Canadian Geotechnical Conference*, Ottawa, Ontario, Canada, 7 p.
- Turmel, D., Locat, P., Locat, J., Locat, A. et Leroueil, S. 2020. The energy reduction factor (FER) to model sensitive clay flowslides using in situ geotechnical and rheological data, *Landslides*, 17:839-853.
- Turmel, D., Potvin, J., Demers, D., Locat, P., Locat, A., Locat, J. et Leroueil, S. 2018. Empirical estimation of the retrogression distance of sensitive clay flowslides, *Proceedings of the Geohazards 7 Conference*, Canmore, Alberta, Canada, 8 p.
- Varnes, D. J. 1978. Slope movement types and processes, *Landslides, analysis and control, special report 176: Transportation research board*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., États-Unis, 11-33.
- Vaunat, J., et Leroueil, S. 2002. Analysis of post-failure slope movements within the framework of hazard and risk analysis, *Natural Hazards*, 26:83-109.
- Vincent, J-S. 1989. Le Quaternaire du sud-est du Bouclier canadien, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada, 1:266-295.
- Wang, C., Hawlader, B., Perret, D. et Soga, K. 2022. Effects of geometry and soil properties on type and retrogression of landslides in sensitive clays. *Géotechnique*, 72(4): 322-336.
- Wiig, T., Strand, S. A. et Davis Haugen, H. 2020. Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper (en Norvègien). Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Oslo, Norvège. 86 p.  
[https://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019\\_01.pdf?msckid=383182cba5cd11ec9206a17258130aae](https://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019_01.pdf?msckid=383182cba5cd11ec9206a17258130aae)

**Partie 2 / Part 2**  
**Articles / Papers**

**Apprendre du passé / *Learning from the past***



# Inventaire des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois

Éric David, Jean-François LeBlanc, Marie-Lise Gauthier, Janelle Potvin et Denis Demers

*Direction de la géotechnique et de la géologie, Ministère des Transports  
2700, rue Einstein, bloc F, 1<sup>er</sup> étage, Québec, Québec, G1P 3W8*



## RÉSUMÉ

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) soutient le ministère de la Sécurité publique (MSP) pour les aspects géotechniques liés à la gestion des risques de glissements de terrain au Québec. Cette collaboration a officialisé le projet Historique des catastrophes naturelles, qui inventorie notamment des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois depuis le Régime français jusqu'en 1975. Ces travaux ont généré une importante mise à jour des statistiques événementielles. Jusqu'à présent, les recherches dans différents fonds d'archives et dans les journaux contemporains recensent plus de 1 980 glissements de terrain, 590 éboulements rocheux et 330 avalanches. Un peu plus de 200 de ces événements historiques ont été localisés grâce à une méthode de travail développée au MTQ. Les résultats préliminaires de cette recherche confirment des effets de récurrences dans certains secteurs et démontrent des facteurs anthropiques dans le déclenchement de certains événements. L'approche historique permet également de relier des événements qui apparaissent isolés à première vue.

## ABSTRACT

The ministère des Transports du Québec (MTQ) supports the ministère de la Sécurité publique (MSP) for geotechnical aspects related to landslide risk management in Québec. This collaboration set in motion a project called "projet Historique des catastrophes naturelles", which notably identifies historical events linked to various natural hazards that have occurred in Québec since the French Regime until 1975. This work led to a major statistics update. So far, research in archives and contemporary newspapers has listed more than 1,980 landslides, 590 rockslides and 330 avalanches. A little over 200 of these historical events were located using a method developed by the MTQ. Preliminary results of this research confirm the effects of recurrence in certain sectors and reveal anthropogenic factors as triggers for certain events. The historical approach enables the linking of events that seem isolated at first glance.

## 1 INTRODUCTION

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) soutient le ministère de la Sécurité publique (MSP) pour les aspects géotechniques liés à la gestion des risques de glissements de terrain au Québec, notamment en produisant des cartes des zones sujettes à ces aléas, et en étant appelé comme premier intervenant technique sur les cas de mouvements de terrain signalés aux autorités gouvernementales (Demers et coll., 2008). Dans le cadre de ce mandat, une meilleure connaissance des occurrences historiques de mouvements de terrain aide à circonscrire avec plus de précision les zones exposées à ces aléas, mais aussi à sensibiliser la population et les décideurs aux dangers existants sur leur territoire. C'est dans cette perspective qu'un projet de recensement systématique de différents types de catastrophes naturelles historiques survenues sur le territoire québécois a été entrepris ces dernières années au MTQ, en collaboration avec le MSP. Les recherches historiques mettent aussi en lumière comment la gestion de ce risque a évolué avec le temps. L'objectif du présent article est d'expliquer la portée du projet, de décrire la méthodologie utilisée et de présenter les données préliminaires concernant les glissements de terrain, les éboulements rocheux et les avalanches de neige.

## 2 HISTORIQUE DU PROJET

Dès que le mandat de cartographier les zones exposées aux glissements de terrain a été confié au MTQ en 2003 (Demers et coll., 2008), des efforts ont été entrepris pour rassembler tous les dossiers existants concernant des glissements de terrain. Outre les cas du Ministère concernant son propre réseau routier, la Direction de la géotechnique et de la géologie du MTQ a pu récupérer l'ensemble des dossiers hérités du ministère des Ressources naturelles (MRN), qui s'était occupé, entre 1971 et 1985, de soutenir la Protection civile dans tous les cas de mouvements de terrain qui étaient signalés aux autorités gouvernementales. Durant cette période, l'équipe du MRN qui se consacrait à cette tâche avait aussi entrepris un premier inventaire historique des glissements de terrain fortement rétrogressifs (Lebuis et coll., 1983), recueillant sur ces événements des informations de base comme la localisation géographique, la date des événements, leurs dimensions, leur cause probable et leurs conséquences. Le MTQ a poursuivi ces travaux à partir de 2003 en inventoriant les cicatrices de glissements de terrain à l'aide des outils géomatiques disponibles. Ces inventaires se concentraient principalement sur les glissements fortement rétrogressifs et sur les événements mortels. Mis à part les cas historiques de glissements fortement rétrogressifs, dont les informations les plus anciennes remontaient au cas de la coulée argileuse de

1840 à Maskinongé (Logan, 1842), la banque de données du MTQ se limitait alors principalement à des événements survenus à partir des années 1970. Encore aujourd'hui, le Ministère poursuit sa collecte d'information au fur et à mesure que les événements se produisent, à travers sa base de données sur les mouvements de terrain (Fortin et coll., 2008).

En 2014, le Gouvernement du Québec s'est doté d'orientations en sécurité civile, dont celles d'améliorer la connaissance des risques et d'accroître le partage d'informations (Ministère de la Sécurité publique, 2014). Dans cette optique, le MSP a décidé en 2018 de soutenir une initiative entreprise en 2015 au sein de la Direction de la géotechnique et de la géologie concernant un inventaire systématique d'événements historiques. Les objectifs de cette initiative sont d'améliorer les connaissances des événements du passé, notamment en qui concerne les enjeux de sécurité civile, de créer une base de données multialéas exhaustive et d'y relier les sources d'informations pertinentes existantes, et de géolocaliser ces événements sur une interface cartographique.

Puisque les données gouvernementales sont relativement détaillées depuis le drame de la coulée argileuse de Saint-Jean-Vianney (Tavenas, 1971), ce nouveau projet d'inventaire s'est fixé comme objectif de faire une recherche systématique des événements historiques antérieurs à l'année 1975. Les travaux ont permis de découvrir de nombreux nouveaux cas d'aléas naturels d'importance et de mettre à jour des statistiques événementielles pour les glissements de terrain, les éboulements rocheux et les avalanches de neige. De plus, ce soutien du MSP a permis d'élargir cette tâche, en y intégrant les événements historiques liés aux inondations, aux séismes, aux accidents impliquant le sol et le roc, aux mauvaises pratiques, aux modifications de cours d'eau et à l'érosion des berges. Au total, 15 catégories d'événements ont été prises en compte. Dès le départ, l'accent a été mis sur de multiples aléas afin de faire ressortir les interrelations, tant en matière des influences que certains aléas peuvent avoir sur d'autres qu'en matière des facteurs pouvant causer leur déclenchement ou des conséquences qu'ils entraînent. En somme, dans sa forme actuelle, le projet consiste à inventorier, à documenter et à localiser des événements historiques reliés aux aléas naturels ou anthropiques survenus depuis le début du Régime français jusqu'à 1975.

Sur le territoire du Québec, des projets d'inventaires des catastrophes naturelles ont déjà vu le jour par le passé, mais de manière générale, leur portée était plus limitée. La plupart de ces projets ne s'en tenaient qu'à un seul aléa et, dans certains cas, la période temporelle était restreinte. Les travaux pionniers de Chagnon (1968) et ceux de la Commission géologique du Canada portant sur les événements mortels (Evans, 1999; Blais-Stevens, 2019) se sont consacrés aux glissements de terrain. Du côté des cas d'avalanches, il y a les travaux de Héту et coll. (2015). Gouin (2001) et Halchuk et coll. (2015) ont traité les cas de séismes. Les travaux de Bernatchez et coll. (2012) portaient quant à eux sur plusieurs phénomènes climatiques affectant les côtes maritimes de l'est du Québec. Finalement, une étude entreprise pour la province de Terre-Neuve-et-Labrador, d'une envergure semblable à

la présente, s'est intéressée aux risques et aux catastrophes géologiques. Elle couvrait une multitude d'aléas sur une large période grâce à des recherches historiques approfondies (Liverman et coll., 2001).

### 3 MÉTHODOLOGIE

Devant l'ampleur du projet, la première étape a été d'établir une méthode de travail qui permettait de compiler un maximum d'information tout en s'assurant de sa fiabilité. Comme le mandat requiert la recherche systématique de documents historiques, l'équipe de travail s'est adjoint les services de spécialistes en histoire, en gestion documentaire et en technologies de l'information, en plus de personnes œuvrant dans le domaine de la géotechnique et de la géomorphologie. Cette collaboration assure des résultats plus rigoureux et permet aussi un meilleur contrôle de la qualité. Des procédures ont été développées afin d'assurer l'homogénéité de la démarche et de la récolte d'information. En plus de ces procédures, lors de l'ajout d'un nouveau document ou d'un nouvel événement à la base de données, le nom du créateur et la date de création y sont automatiquement attribués. Par la suite, chaque contribution est révisée par un pair afin de s'assurer de l'exactitude de l'information et de soulever les anomalies potentielles.

Le premier aspect du travail réside en la recherche de documentation, qui procure un portrait global pour l'ensemble des aléas. Ce travail de recherche consiste principalement à récolter des éléments d'information à grande échelle (articles de journaux, rapports, photos, vidéos, etc.) dans les archives pour tous les aléas et les événements pertinents pour le projet ainsi qu'à les rassembler et à les organiser par événement dans un gestionnaire d'information. Cette récolte s'effectue par la recherche de mots-clés dans des bases de données archivistiques (BAnQ, Newspapers.com, etc.) et par la lecture, page par page, des journaux sur ces mêmes sites. De cette manière, 18 journaux de toutes les régions du Québec ont été lus en entier ou sont en voie de l'être, ce qui a permis d'amasser plus de 30 000 articles traitant des catastrophes naturelles au Québec. Cette étape s'avère particulièrement efficace pour trouver de nouveaux événements et documenter avec plus de profondeur les événements connus. En plus de la recherche dans les journaux, des démarches ont été entreprises dans les différents centres d'archives de la province, ce qui a permis de retrouver un maximum de photographies concernant les aléas. Jusqu'à maintenant, le projet a permis d'acquérir plus de 8350 photos ainsi qu'une multitude de documents archivistiques qui viennent s'ajouter aux archives ministérielles déjà existantes.

Une fois l'information réunie dans le gestionnaire d'information, une analyse détaillée des événements est réalisée afin de pouvoir les localiser. À cette étape, des recherches complémentaires sont effectuées pour s'assurer d'avoir le maximum d'information possible en vue d'amorcer l'analyse. À cet égard, les journaux sont une source d'une importance cruciale, puisqu'ils présentent régulièrement la description du phénomène vu par les témoins des événements ou les conséquences des événements. Le travail des journalistes, qui se déplacent

parfois sur le terrain, permet de broser un portrait plus complet de la situation et de remettre l'événement dans son contexte. De plus, les journaux donnent presque toujours une description des lieux et nomment les personnes affectées, ce qui guide les recherches qui visent à localiser l'événement. Ces éléments sont ensuite croisés avec d'autres sources comme des photos, des cartes anciennes, des documents consignés au Greffe de l'arpenteur général du Québec et des rapports du coroner, lorsque ces documents existent. Des outils contemporains sont aussi utilisés pour compléter les recherches. Par exemple, les photos aériennes et les levés lidar sont mis à contribution, particulièrement pour vérifier les dimensions des événements, qui sont souvent erronées, car elles ont seulement été évaluées visuellement par les témoins.

Compte tenu du caractère particulier des sources historiques, des définitions « larges » des mouvements de sol ont été retenues afin d'éviter d'avoir trop de cas particuliers. En effet, il peut être difficile de bien interpréter un type de mouvement de sol en se basant sur le vocabulaire utilisé dans les archives, surtout lorsqu'aucune image de l'événement n'est disponible. C'est lors de l'analyse de la localisation que le mouvement plus précis est défini, lorsque c'est possible. Ainsi, ce qui distingue principalement les trois aléas retenus est le type de terrain dans lequel ils surviennent. Les glissements de terrain comptabilisés incluent tout type de mouvements de sol d'origine naturelle ou anthropique survenus dans un talus naturel. Les éboulements rocheux reprennent cette définition pour ce qui concerne les événements dans le roc, et les avalanches pour ce qui est de la neige et de la glace.

#### 4 LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les glissements de terrain représentent l'aléa naturel le plus présent sur le territoire québécois, avec 1988 événements répartis sur 312 ans, ce qui représente une moyenne de 6,4 par année (tableau 1). Comme illustré à la figure 1, cette moyenne est toutefois fortement altérée par le manque de sources d'information concernant les événements des XVII<sup>e</sup> et XVIII<sup>e</sup> siècles, mais aussi par la faible densité d'occupation du territoire à ces époques (Hamelin, 1965). Si on ne considère que les XIX<sup>e</sup> et XX<sup>e</sup> siècles, la fréquence est plutôt de 11,3 cas par an.

En ce qui concerne la mortalité, les événements anthropiques présentent un taux d'événements mortels plus élevé, avec 19,3 %, que les événements naturels, qui n'en comptent que 3,6 %. La moyenne de décès par événement est toutefois plus grande pour les cas naturels, avec 3,1 victimes par événement, comparativement à une moyenne de 1,9 victime pour les cas anthropiques. Cette disparité est probablement due au fait que les événements naturels sont généralement d'une plus grande envergure lorsqu'ils sont mortels, notamment lorsqu'il s'agit de glissements fortement rétrogressifs dans les argiles sensibles. Une analyse plus approfondie de ce portrait par type de glissements de terrain pourrait apporter des nuances intéressantes, mais l'avancement actuel du projet ne permet pas encore ce type de statistique.

Tableau 1. Recensement des événements de glissements de terrain (1663-1975)

Type	Événements	Événements mortels	Décès	Blessés
Naturels	1812	65	203	180
Anthropiques	176	34	65	65
Total	1988	99	268	245

Les premiers glissements de terrain recensés sur le territoire québécois remontent à l'époque de la Nouvelle-France lors du grand séisme de 1663. Nos connaissances de ces événements restent toutefois très fragmentaires jusque dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. C'est d'ailleurs au moment du développement des connaissances scientifiques sur le sujet que les événements commencent à être mentionnés plus régulièrement dans les journaux (figure 1). En effet, c'est à partir du moment où William Logan, le fondateur de la Commission géologique du Canada, visite le site du « Déboulis » du mont Saint-Hilaire en 1859 qu'une augmentation notable de ce genre d'événement est observée. Ce glissement de 4,4 hectares a été abondamment mentionné dans les différents journaux de l'époque, et ce sont les explications de Logan qui ont servi de fondement à ces articles (*The Montreal Daily Gazette*, 1859). Malgré cela, il aura fallu attendre la fin du XIX<sup>e</sup> siècle pour que des scientifiques comme Mgr J. C. K. Laflamme et Henri-Marc Ami soient mobilisés plus régulièrement pour expliquer les causes derrière ces catastrophes naturelles.

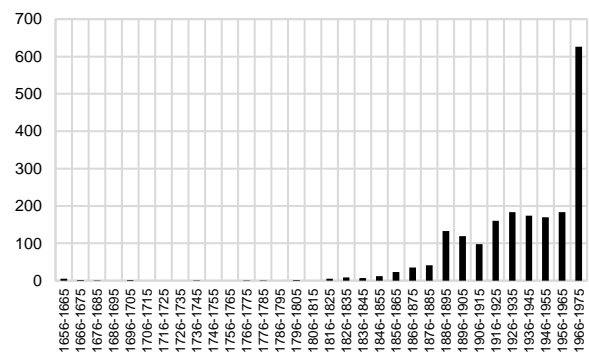


Figure 1. Nombre d'événements de glissements de terrain par décennie, entre 1663 et 1975

Même si la longue période couverte pour cet aléa et la forte croissance des cas dans la dernière partie du XX<sup>e</sup> siècle empêchent de bien voir certaines variations, une forte augmentation est constatée pour la décennie 1886-1895 (figure 1). Ce n'est pas surprenant, étant donné que plusieurs événements mortels particulièrement impressionnants se sont produits au cours de cette période, dont le glissement du 27 avril 1894 à Saint-Alban, qui est le plus grand glissement survenu au cours de la période historique. D'une superficie de 447 hectares, il a causé la mort de quatre personnes (Demers et coll., 2017). Cette croissance des phénomènes naturels est aussi

accentuée par une augmentation des occurrences anthropiques se chiffrant à 21 cas, alors que la décennie précédente n'en comptait que quatre et que la suivante n'en recensait que cinq. Sans une analyse de l'ensemble des cas anthropiques et du contexte historique, il est difficile de se prononcer sur les causes de cette augmentation. Un survol de l'information disponible permet tout de même de constater que 11 des 21 cas sont reliés à des chantiers de construction de chemins de fer.

La répartition des événements dans le temps met aussi en lumière une énorme accentuation lors de la dernière décennie analysée (figure 1). Cette forte croissance dans le recensement des cas peut s'expliquer par le début de l'implication gouvernementale officielle dans la gestion des glissements de terrain à la suite du glissement de Saint-Jean-Vianney du 4 mai 1971 (figure 2). En effet, avant cet événement, le nombre de cas recensés pour cette décennie semblait vouloir suivre la tendance, avec 95 événements entre 1966 et 1970, alors que 457 cas ont été comptés pour la dernière partie de la décennie. Contrairement à ce qui s'est produit à la suite d'autres événements majeurs, ce n'est pas seulement un effet d'entraînement qui a mené à une meilleure recension par les journaux. Des services gouvernementaux ont été mis en place pour prendre en compte cet aléa dans l'aménagement urbain, ce qui a entraîné un développement de la recherche pour mieux cibler les secteurs dangereux (Demers et coll., 2008). C'était le début de nouvelles sources d'informations plus constantes et plus fiables en matière de glissements de terrain. La moyenne annuelle pour cette dernière portion analysée est d'ailleurs du même ordre de grandeur que celle des décennies suivantes (Poulin-Leboeuf, 2020).



Figure 2. Vue générale du glissement de Saint-Jean-Vianney (Source : Ministère des Transports)

La répartition régionale des événements de glissements de terrain (tableau 2) permet de constater qu'un peu plus du cinquième des événements recensés (21,5 %) sont arrivés en Mauricie et que plus de la moitié des cas totaux (53,9 %) sont survenus dans quatre régions administratives. Cette distribution régionale s'explique par la présence des dépôts d'argile marine postglaciaires, très propices aux glissements de terrain, mais qui forment de belles plaines argileuses très fortement habitées. Une comparaison avec les statistiques relatives aux

glissements de terrain allant de 1970 à 2017 révèle que ces régions sont encore aujourd'hui parmi les plus actives pour les mêmes raisons (Poulin-Leboeuf, 2020). Ainsi, même si les données historiques ne peuvent être que partielles, elles semblent proportionnelles, ce qui vient confirmer leur validité. Toutefois, le secteur de Lanaudière fait figure d'exception. Alors que cette région est la deuxième en nombre de cas dans les données actuelles, avec 381 cas, elle n'arrive que neuvième en ce qui concerne les événements historiques, avec 86 cas. Une étude plus poussée serait très intéressante pour expliquer cette variation et déterminer si le manque de sources ou d'autres facteurs sont en causes.

Tableau 2. Nombre de glissements par région administrative (1663-1975)

Région administrative	N <sup>bre</sup> d'événements
Mauricie	428
Capitale-Nationale	291
Montérégie	178
Saguenay–Lac-Saint-Jean	173
Centre-du-Québec	143
Outaouais	135
Estrie	105
Chaudière-Appalaches	95
Lanaudière	86
Laurentides	80
Bas-Saint-Laurent	76
Côte-Nord	70
Gaspésie–Îles-de-la-Madeleine	58
Montréal	45
Abitibi-Témiscamingue	17
Nord-du-Québec	5
Laval	1

## 5 LES ÉBOULEMENTS ROCHEUX

Les éboulements rocheux sont connus depuis longtemps au Québec, le premier cas recensé remontant au 2 octobre 1775. Malgré cela, les compilations de ces événements sont toujours restées très partielles jusqu'à maintenant ou très localisées (Drolet et coll., 1990). La plupart des auteurs se sont référés à des compilateurs du début du XX<sup>e</sup> siècle, qui se sont penchés uniquement sur les principaux événements ayant affecté la ville de Québec (Doughty et Dionne, 1903; Roy, 1914 et Gale, 1915). L'élargissement de la recherche, autant du côté des sources que sur le plan géographique, permet donc d'avoir un portrait plus complet de cet aléa. C'est ainsi que jusqu'à maintenant, le présent inventaire dénombre un total de 598 événements recensés, comme montré dans le tableau 3, ce qui représente une fréquence de 3,0 éboulements par année sur la période étudiée.

À la lecture de ce tableau, un premier constat s'impose : la majorité des événements mortels (60,5 %) ainsi que la grande majorité des décès (78,9 %) se sont produits lors d'événements causés par des facteurs anthropiques. Il faut toutefois prendre en compte que la

très grande majorité des décès résultent de deux éboulements rocheux majeurs survenus en 1841 et 1889, causant respectivement environ 30 et 45 décès. En retirant ces deux événements, le nombre de décès est presque identique pour les deux catégories, soit 28 décès attribués aux incidents naturels et 30 aux incidents anthropiques. Malgré cela, le risque de décès est beaucoup plus élevé lorsqu'il y a une intervention humaine : 38 % des événements anthropiques ont été mortels, contre seulement 2,8 % des événements naturels.

Tableau 3. Recensement des événements d'éboulements rocheux (1775-1975)

Type	Événements	Événements mortels	Décès	Blessés
Naturels	538	15	28	66
Anthropiques	60	23	105	61
Total	598	38	133	121

Cet aléa est particulièrement important dans les villes de Québec et de Lévis, qui comptent à elles seules plus des deux tiers de ces cas. En dehors de l'ancienneté des compilations et de l'accessibilité de l'information pour ces deux secteurs, qui expliquent certainement une certaine surreprésentation, ces chiffres peuvent être attribués au développement urbain. En effet, la zone concernée est limitée par le fleuve et la falaise. Le développement portuaire a ainsi généré une densification urbaine qui a forcé la construction au pied des parois rocheuses. D'ailleurs, afin de bénéficier d'un terrain plus grand, certains propriétaires n'hésitaient pas à excaver le roc avec des explosifs, ce qui a entraîné, dès 1830, l'entrée en vigueur d'une législation pour interdire cette pratique, qui a ensuite été reconduite perpétuellement 10 ans plus tard (Blais et coll., 2008). Cette réglementation n'a toutefois pas empêché les compagnies maritimes d'utiliser la pierre en provenance des caps pour faire le remblayage nécessaire à la construction des différents quais au fil du temps. Ainsi, non seulement le développement urbain s'est fait dans une zone où le danger est plus élevé, mais des modifications à la base des parois rocheuses ont fragilisé le secteur.

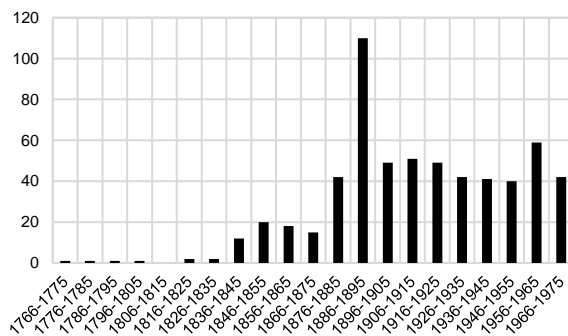


Figure 3. Nombre d'événements d'éboulements rocheux par décennie, entre 1775 et 1975

La répartition de l'ensemble de ces événements dans le temps permet aussi de remarquer l'effet des événements

mortels. La figure 3 démontre un premier pic dans le recensement à la suite de la catastrophe de 1841 et une autre pointe particulièrement élevée à la suite de l'éboulement du 19 septembre 1889 (figure 4). Cette hausse subite pourrait s'expliquer par une conscientisation accrue des journalistes et des citoyens à la dangerosité de cet aléa à la suite des tragédies. La hausse est tellement marquée pour la décennie 1886-1895 qu'il pourrait aussi y avoir d'autres facteurs en jeu. Par ailleurs, la constance du nombre d'événements recensés tout au long de la période étudiée à partir de 1896 pourrait être due à l'absence de catastrophe majeure après cette date. Même dans la décennie 1966-1975, aucune hausse particulière n'est remarquée, ce qui peut laisser croire que l'effet causé par Saint-Jean-Vianney sur le recensement des glissements de terrain ne s'est pas répercuté sur les éboulements rocheux. Il faut toutefois mentionner qu'après l'événement de 1889, les falaises de Québec et de Lévis ont été beaucoup plus surveillées et réglementées (Lemieux, 2013). De plus, plusieurs travaux de stabilisations ont été effectués.



Figure 4. Vue générale de l'éboulement rocheux du 19 septembre 1889 (Source : Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Fonds J. E. Livernois Ltée)

Les statistiques du projet permettent aussi de mieux comprendre les conséquences liées à cet aléa à l'échelle de la province. Les régions de la Capitale-Nationale et de Chaudière-Appalaches arrivent en tête avec 388 et 127 cas d'éboulements rocheux. Suit ensuite la région de la Gaspésie-îles-de-la-Madeleine avec 19 cas, puis les régions du Bas-Saint-Laurent, de l'Estrie et de la Mauricie avec 10 événements chacune. La sous-représentation du nombre de cas historiques en Gaspésie et aux îles-de-la-Madeleine s'explique par la faible densité de population de la région, l'absence de journaux à grand tirage et l'éloignement des grands centres. Comme en témoignent les dossiers internes du MTQ des dernières décennies, il est fort probable que beaucoup plus de cas y soient survenus dans le passé, mais qu'ils n'aient pas été rapportés.



## 6 AVALANCHES

Malgré les recherches exhaustives menées par Héту et coll. (2011), le risque avalancheux a pendant longtemps été sous-estimé au Québec. Pourtant, plus d'événements mortels sont liés aux avalanches qu'aux éboulements rocheux, même si le nombre de décès est moins élevé (tableau 4). La méthode systématique du projet actuel a conduit à la découverte de nombreux nouveaux cas. Ainsi, 34 nouveaux événements mortels se sont ajoutés aux 23 mentionnés par Héту et coll. (2011) avant 1975, pour un nouveau total de 57. De plus, le projet a permis d'élargir le champ de recherche pour prendre en compte l'ensemble des avalanches de neige, et non seulement celles qui sont mortelles. Ces données viennent donc confirmer l'importance de cet aléa au Québec, avec une moyenne de récurrence de 2,0 événements par année entre 1805 et 1975, pour un total de 333 au cours de cette période.

Tableau 4. Recensement des événements d'avalanches (1805-1975)

Événements	Événements mortels	Décès	Blessés
333	57	88	171

Contrairement aux autres aléas présentés précédemment, les événements anthropiques liés aux avalanches n'ont pas été comptabilisés systématiquement puisqu'ils sont peu nombreux et qu'ils ont des répercussions plus limitées. C'est principalement avec le développement du tourisme récréatif dans l'arrière-pays à la fin du XX<sup>e</sup> siècle que les risques ont augmenté (Héту et coll., 2015) : ils ne touchent donc pas vraiment la période étudiée.

Malgré la découverte de nouveaux cas, la répartition géographique des événements est très semblable à celle établie par Héту et coll. (2011). Les nouveaux cas ont surtout continué à accentuer la place prépondérante des régions de la Capitale-Nationale, avec 162 cas (42,6 %), et de Chaudière-Appalaches, avec 114 cas (34,2 %). Il est intéressant de faire une analyse à une échelle plus fine pour la Capitale-Nationale, puisqu'une dynamique différente existe selon les secteurs. La ville de Québec reste le principal secteur exposé, mais l'échelle sous-régionale fait ressortir 27 événements dans Charlevoix, 6 dans Portneuf et 4 dans la Côte-de-Beaupré. Malgré ces statistiques, les études actuelles sur les avalanches se concentrent principalement en Gaspésie (Héту et coll., 2015). Pourtant, il n'y a que trois régions administratives où aucun cas d'avalanche n'a été trouvé pour le moment, ce qui indique que l'aléa est présent dans presque l'ensemble de la province.

La répartition des événements dans le temps permet d'observer deux moments particulièrement intenses en activité avalancheuse (figure 5). La première période couvre les trois dernières décennies du XIX<sup>e</sup> siècle (1876-1905) et la deuxième période concerne la décennie 1936-1945. Pour la première période d'activité intense, ce sont des facteurs météorologiques conjugués avec l'absence d'arbres dans les talus et parois rocheuses en milieu urbain qui expliquent l'accroissement du nombre de cas (Héту et

coll., 2015). Quant à la deuxième hausse, elle résulte d'une série de 14 avalanches survenues en mars 1936. Ces avalanches, qui ont touché principalement la région de Charlevoix, se sont produites dans un contexte météorologique particulier comportant beaucoup de pluie et un temps chaud, qui ont accéléré la fonte des neiges. Ce phénomène de coulées de neige fondante (*slush flow*) a d'ailleurs été analysé par Héту et coll. (2016). Ces événements ne sont pas sans conséquence : quatre d'entre eux ont été mortels, pour un total de 11 décès et de 16 blessés. Les dommages matériels ont aussi été nombreux, une de ces avalanches ayant à elle seule affecté une trentaine de maisons à La Malbaie, selon les journaux contemporains (*Le Soleil*, 20 mars 1936).

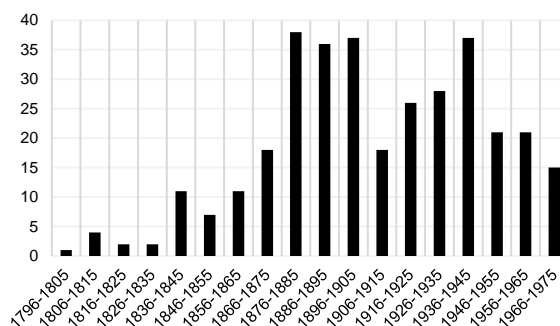


Figure 5. Nombre d'événements d'avalanches par décennie, entre 1805 et 1975

## 7 DISCUSSION ET CONCLUSION

La combinaison de l'information collectée pour l'ensemble des aléas (sur la période où l'information est disponible pour les trois) recense un total de 2905 événements et une moyenne de 16,2 événements par année (tableau 5). Les 485 personnes décédées et les 543 personnes blessées dans ces types d'événements sur les 179 années comptabilisées mettent en relief toute l'importance de prendre en compte ces risques dans la planification actuelle de l'occupation du territoire. Encore une fois, le haut niveau de létalité se confirme en ce qui a trait aux événements anthropiques, avec 24 % de ces cas qui sont mortels et une moyenne de 2,9 décès par événement, comparativement à 5 % de cas mortels résultant d'événements naturels.

Tableau 5. Recensement des événements de glissements de terrain, d'éboulements rocheux et d'avalanches (1796-1975)

Type	Événements	Événements mortels	Décès	Blessés
Naturels	2669	136	315	417
Anthropiques	236	57	170	126
Total	2905	193	485	543

La répartition dans le temps des événements liés aux trois aléas (figure 6) atteste qu'il aura fallu huit décennies avant de pouvoir recenser une centaine de cas par année,

mais que par la suite, une seule décennie a été nécessaire pour franchir le cap des deux cents. Les cas ont ensuite fluctué autour de cette moyenne jusqu'en 1971. Il y a donc trois périodes distinctes en ce qui concerne l'apport en information.

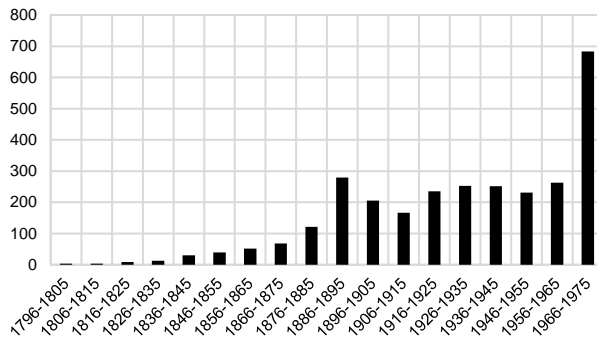


Figure 6. Nombre d'événements de glissements de terrain, d'éboulements rocheux et d'avalanches par décennie, entre 1796 et 1975

Le fait que le nombre de cas recensés commence à augmenter considérablement à partir des années 1870 en dit plus sur l'accessibilité aux sources que sur le nombre de cas réel avant cette période. Par ailleurs, l'abondance des sources après 1971 tient plus de l'intervention gouvernementale systématique que d'une réelle augmentation des événements. En revanche, la comparaison des résultats obtenus avec les statistiques récentes, beaucoup plus complètes, souligne une certaine représentativité ainsi que quelques anomalies à explorer, validant les résultats en dépit de leur nature incomplète. En dehors de ces limitations, les sources documentaires tendent à démontrer que de nombreux événements, parfois majeurs, sont tombés dans l'oubli et qu'une recherche systématique dans les archives ne suffit pas à brosser un portrait complet des catastrophes naturelles qui affectent le Québec. Malgré l'aspect préliminaire de ces statistiques, le présent projet d'histoire des catastrophes naturelles établit une vue d'ensemble plutôt exhaustive qui devra être peaufinée, mais surtout approfondie, avec la poursuite des recherches. Bien que le projet soit dépendant des sources écrites et que celles-ci varient considérablement dans le temps et dans l'espace, la recherche systématique minimise les pertes d'information.

Il ne faut pas non plus sous-estimer la qualité de l'information véhiculée par les journaux, malgré le manque de connaissances techniques et les moyens de communication limités de l'époque. Par l'intermédiaire de témoins ou de journalistes déployés sur place, les journaux offrent une description détaillée des lieux et des phénomènes. Ils indiquent souvent la dimension du phénomène, ce qui permet d'en estimer l'ampleur en donnant une échelle de grandeur, malgré les imprécisions sur ces données. Ils apportent aussi une meilleure compréhension des conséquences et des répercussions socioéconomiques derrière ces catastrophes.

La principale difficulté liée à ce genre de projet est l'accès à l'information, en raison notamment de son éparpillement dans différents journaux et centres

d'archives. Avec sa méthode systématique et sa volonté de centraliser et de numériser l'ensemble de l'information disponible, le projet d'histoire des catastrophes naturelles établit des bases concrètes pour le développement de la recherche historique sur les catastrophes naturelles dans le futur.

Il résulte aussi du projet la possibilité de faire des analyses croisées entre les différents aléas. D'emblée, un constat s'impose. Pour les trois aléas étudiés, le XIX<sup>e</sup> siècle semble avoir été un moment charnière où les événements ont commencé à être documentés de manière plus systématique. Plusieurs facteurs expliquent ce phénomène : le développement de la science, qui amène des experts à s'intéresser à ces aléas et à tenter de les démystifier; le développement de la presse écrite, qui permet une meilleure diffusion de l'information à un plus grand nombre de personnes (Harvey, 2004); et une plus grande occupation du territoire (notamment dans des secteurs plus exposés), qui génère davantage de témoignages à propos de ces différentes occurrences. De plus, à partir de la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle, une succession d'événements majeurs semble aussi avoir eu un rôle à jouer. Ces événements ont fasciné le public au point où des billets de train étaient souvent annoncés précisément pour aller visiter les lieux de ces catastrophes (*La Presse*, 7 septembre 1897). L'intérêt que ces événements ont causé a certainement eu un effet d'entraînement dans les médias, encourageant la publication de textes concernant d'autres événements similaires de moindre envergure.

Toutefois, le fait que de nombreuses catastrophes exceptionnelles, autant par leur taille que par la destruction et la mortalité qu'elles ont causées, se sont produites à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle ne peut pas simplement être une conjoncture liée à un meilleur accès à l'information. En effet, sur une période de 25 ans (1885-1910) surviennent la catastrophe naturelle la plus mortelle de l'histoire du Québec (1889-09-19, Québec), le plus grand glissement de terrain de la période historique (1894-04-27, Saint-Alban) et une des avalanches les plus désastreuses (1898-02-22, Lévis). Peuvent aussi être mentionnés les cas de Notre-Dame-de-la-Salette, où 34 personnes ont perdu la vie en 1908, de Saint-Luc-de-Vincennes, qui a fait 5 morts en 1895, ou encore celui de Saint-Thuribe, qui a causé un décès en 1898. Cette vague se démarque non seulement en intensité, mais aussi en quantité, comme le démontre la figure 6, avec une pointe de 279 cas pour la décennie 1886-1895. Ces événements ont tous fait abondamment parler d'eux et contribuent, dans une certaine mesure, à une prise en considération des aléas naturels. Cependant, des études plus précises sur cette période seraient nécessaires afin de mieux comprendre les facteurs en cause et de tenter de trouver un lien commun, de type météorologique par exemple, qui expliquerait la hausse des cas pour les trois aléas au cours de cette période.

Finalement, ces résultats soulèvent bien plus de questions qu'ils y répondent pour le moment. Bien que le XIX<sup>e</sup> siècle s'avère bien documenté grâce aux journaux de cette époque, il reste encore beaucoup à faire pour le XX<sup>e</sup> siècle, qui voit le nombre de journaux et de pages se multiplier. Les XVII<sup>e</sup> et XVIII<sup>e</sup> siècles pourraient aussi révéler quelques surprises puisqu'aucune recherche

systématique n'a été entreprise sur cette période jusqu'à maintenant, compte tenu de l'éparpillement de l'information et de la difficulté de la recherche à grande échelle dans des sources manuscrites.

En dépit de ces limitations, les résultats de recherche sont déjà mis à contribution au MTQ, notamment dans l'élaboration des cartes de contraintes. Ces données permettent de documenter des secteurs parfois méconnus, de faire ressortir les causes et les conséquences de ces catastrophes et ainsi de s'assurer de mettre un maximum d'information à la disposition des intervenants lors des situations d'urgence.

L'un des principaux défis des prochaines phases d'avancement du projet concerne l'élaboration du meilleur outil informatique pour la consultation de l'information, notamment pour faciliter l'accès aux données, effectuer des analyses et établir des statistiques plus approfondies. Des collaborations sont en cours avec des spécialistes du domaine à ce sujet.

## 8 RÉFÉRENCES

- Bernatchez, P., Boucher-Brossard, G. et Sigouin-Cantin, M. 2012. *Contribution des archives à l'étude des événements météorologiques et géomorphologiques causant des dommages aux côtes du Québec maritime et analyse des tendances, des fréquences et des temps de retour des conditions météo-marines extrêmes*, Université du Québec à Rimouski.
- Blais, C. et coll. 2008. *Québec quatre siècles d'une capitale*, Les Publications du Québec, Québec.
- Blais-Stevens, A. 2019. Historical landslides in Canada resulting in fatalities (1771-2018), *62<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, St. John's, 2019.
- Chagnon, J.-Y. 1968. Les coulées d'argile dans la province de Québec, *Naturaliste Canadien*, 95:1327-1343.
- Demers, D., Robitaille, D., Potvin, J., Bilodeau, C. et Dupuis, C. 2008. La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec, *Géorisques IV*, Presses de l'Université Laval.
- Doughty, A. G. et Dionne, N. E. 1903. *Quebec Under Two Flags*, The Quebec News Company, Québec.
- Drolet, A., Locat, J. et Chagnon, J.-Y. 1990. Historique des ruptures de pentes le long du boulevard Champlain, *43<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, Québec, Canada, Tome1:49-59.
- Evans, S. G. 1999. *Landslide disasters in Canada 1840-1998*, Commission géologique du Canada, OF-3712 (carte avec texte).
- Fortin, A., Ouellet, D., Paradis, S. et Demers, D. 2008. Développement au ministère des Transports du Québec d'un portail géotechnique pour l'accès à des bases de données géotechniques, *Géorisques IV*, Presses de l'Université Laval, Québec.
- Gale, G. 1915. *Quebec Twixt Old and New*, The Telegraph Printing Company, Québec.
- Gouin, P. 2001. *Tremblements de terre « historiques » au Québec (de 1534 à mars 1925)*, Guérin, Montréal.
- Halchuk, S., Allen, T. I., Rogers, G. C. et Adams, J., 2015. Seismic Hazard Earthquake Epicentre File (SHEEF2010) used in the Fifth Generation Seismic Hazard Maps of Canada, *Geological Survey of Canada*, Open File 7724.
- Hamelin, L.-E. 1965. La population totale du Canada depuis 1600, *Cahiers de géographie du Québec*, 9(18):159-167.
- Harvey, F. 2004. La presse périodique à Québec de 1764 à 1940, vue d'ensemble d'un processus culturel, *Les Cahiers des dix*, 58:213-250.
- Hétu, B., Brown, K. et Germain, D. 2011. Les victimes d'avalanche au Québec entre 1825 et 2009, *Le Géographe canadien*, 55:3.
- Hétu, B., Fortin, G. et Brown, K. 2015. Climat hivernal, aménagement du territoire et dynamique des avalanches au Québec méridional : une analyse à partir des accidents connus depuis 1825. *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 52:307-321.
- Hétu, B., Fortin, G., Dubé, J., Boucher, D., Buffin-Bélanger, T. et Gagnon, J.-P. 2016. Les conditions nivologiques et hydro-météorologiques propices au déclenchement des coulées de slush : l'exemple du Québec (Canada), *Climatologie*, 13:71-95.
- La Presse, 1897. Nouveau cataclysme à Saint-Alban, Québec, *Journal La Presse*, 7 septembre, p. 1.
- Lebuis, J., Robert, J. M., et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Québec, Symposium on slopes on soft clays, Linköping, Suède, rapport no17, *Swedish Geotechnical Institute*, 205-262.
- Lemieux, F. 2013. *Le Tribunal de l'histoire, Les grandes catastrophes : Les éboulements à Québec*, Assemblée nationale, Québec.
- Le Soleil, 1936. L'eau cause la ruine, la désolation et la mort aux États-Unis, des villages entiers submergés dans la province de Québec, *Journal Le Soleil*, 20 mars, p.1 et 18.
- Liverman, D., Batterson, M., Taylor, D. et Ryan, J. 2001. Geological hazards and disasters in Newfoundland and Labrador, *Revue canadienne de géotechnique*, 38:936-956.
- Logan, W. E. 1842. On the packing of ice in the River St. Lawrence; on a landslip in the modern deposit of its valley; and on the existence of marine shells in these deposits as well as upon the mountain of Montreal. *Proceedings on the Geological Society of London*, 3:767-769.
- Ministère de la Sécurité publique. 2014. Bases de la sécurité civile au Québec – Orientations en sécurité civile 2014-2024, <https://www.quebec.ca/securite-situations-urgence/securite-civile/fonctionnement/bases>.
- Poulin Leboeuf, L. 2020. Analyse statistique des facteurs climatiques et géomorphologiques associés aux mouvements de terrain dans les argiles des mers postglaciaires au Québec méridional, Mémoire de maîtrise, Corpus, Université Laval, Québec.
- Roy, P.-G. 1914. Les éboulements du Cap Diamant, *Bulletin des recherches historiques*, II, 7:234-236.
- Tavenas, F., Chagnon, J.-Y., et La Rochelle, P. 1971. The Saint-Jean-Vianney landslide: observations and eyewitnesses accounts, *Revue canadienne de géotechnique*, 8(3):463-478.
- The Montreal Daily Gazette, 1859. A Land-Slip at St. Hilaire - Notes of a visit, *Journal The Montreal Gazette*, 19 novembre, p. 2.

# Analyse du glissement rocheux du 17 mai 1841 le long de la rue Champlain, Québec, Canada

Jacques Locat<sup>1</sup>, Catherine Cloutier<sup>2</sup>, Jean-François LeBlanc<sup>2</sup> et Éric David<sup>2</sup>  
<sup>1</sup>Département de géologie et de génie géologique, Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN), Québec, QC, Canada  
<sup>2</sup>Ministère des Transports du Québec, Québec, QC, Canada



## RÉSUMÉ

Le 17 mai 1841 un glissement majeur s'est produit le long de la rue Champlain détruisant six maisons et deux hangars et entraînant dans la mort de 29 à 35 personnes. Le glissement se serait produit à la suite de précipitations importantes mais aurait pu aussi être aggravé par des pratiques inappropriées de gestion du talus par les habitants du pied de la falaise Champlain. L'article va faire le point sur les événements climatiques et les conditions géologiques et géomécaniques qui ont mené à cette catastrophe le tout en exploitant les informations documentaires de l'époque afin d'améliorer nos connaissances de la falaise Champlain avant et après le glissement de 1841.

## ABSTRACT

On May 17th, 1841 a major rock slide took place along Champlain street destroying six houses and two sheds killing 29 to 35 people. The slide could have been caused by intense rainfall but the site conditions may have been aggravated by quarrying at the toe of the Champlain escarpment by the local inhabitants. This article provides an overview of the climatic events, morphological and geomechanical settings which led to this catastrophe. It will also integrate historical and artistic elements of that period to improve our knowledge of the Champlain escarpment prior and after to the 1841 slide event.

## 1 INTRODUCTION

Avant le début du XX<sup>e</sup> siècle, le Promontoire de Québec était le lieu où il y a eu le plus grand nombre de victimes causées par les mouvements de terrain au Canada dont celui de 1841 qui a provoqué le décès 29 à 35 personnes (figures 1 et 2, Gale 1915, Drolet et al. 1990, Ballifard et al. 2004 et Locat et Turmel 2020). Un aspect particulier du glissement historique du 17 mai 1841 tient au fait que les documents qui en permettent sa description sont très limités et qu'à l'époque les documents photographiques étaient encore inexistant. Malgré cela, une recherche de documents historiques et artistiques a permis de rassembler une base de données qui nous permet de jeter un coup d'œil critique sur les circonstances ainsi que les caractéristiques avant et après la rupture. La description historique la plus détaillée de cette catastrophe nous a été léguée par Légaré avec sa peinture du glissement de 1841 (figure 2).

L'article va ainsi faire le point sur les événements climatiques et les conditions morphologiques, géologiques et géomécaniques qui ont mené à cette catastrophe. Ce faisant, l'éboulis du 17 mai 1841, tout comme celui du 19 septembre 1889, vient mettre en lumière les facteurs aggravants liés à l'activité humaine ainsi que les conditions climatiques qui auraient joué comme élément déclencheur.

## 2 APPROCHE

L'étude d'un tel glissement historique nécessite une approche particulière. En premier lieu les documents historiques sont répertoriés et analysés afin de faire ressortir la position la plus exacte possible du glissement,

de l'état des lieux avant le glissement, les conditions climatiques pour les jours précédents la rupture et les conséquences sur les personnes et le domaine bâti. C'est ainsi que l'équipe du projet d'Historique des catastrophes naturelles au Québec du ministère des Transports a pu identifier 22 articles publiés dans huit journaux contemporains qui mentionnent l'événement. Des recherches complémentaires aux archives de la ville de Québec ont aussi permis de retrouver de nombreux documents pertinents dont des rapports produits par des ingénieurs civils et militaires. Toujours sous l'angle historique, la maquette Duberger-By de 1808 offre aussi une vision unique tant de l'occupation du territoire de la ville de Québec que des caractéristiques morphologiques de la falaise Champlain. Cette maquette est présentée au Musée de l'Artillerie de Québec (<https://www.pc.gc.ca/fr/lhn-nhs/qc/fortifications/culture/architecture/duberger-by>).

En deuxième, lieu l'analyse géomécanique et géomorphologique vient proposer une explication quant au mécanisme de rupture expliquant le glissement de terrain. Un levé lidar aéroporté réalisé en 2017 vient aussi contribuer à l'analyse du site. L'article va terminer en abordant brièvement les aspects de mitigations en lien avec l'éboulis de 1841. L'évolution subséquente de la stabilité de la falaise Champlain jusqu'en 1889 a été présentée par Locat et Turmel (2020) et sera résumée ci-après.

### 3 GÉOLOGIE DU PROMONTOIRE DE QUÉBEC

La géologie du Promontoire de Québec dans le secteur de l'éboulis de 1841, à proximité de celui de 1889 est déjà détaillée par Locat et Turmel (2020) et sera présentée sommairement ci-après.

L'éboulis de 1841 se situe sur le versant est du Promontoire de Québec et comprend uniquement les roches de la Formation de la Citadelle constituée principalement de calcaire et de shale argileux. Les lits de calcaires de 0.5 à 5 m d'épaisseur sont en alternance avec des lits de shale de 0.1 à 1 m d'épaisseur.

D'un point de vue de géologie structurale, le secteur de l'éboulis de 1841 se situe du côté est d'un pli synclinal dont la direction principale de la surface axiale des plis est de N025° avec un pendage de 60° vers le SSE, et une plongée moyenne de 45° dans la direction de N185°. Des mesures structurales, au nombre de 279, qui ont été prises dans le secteur de l'éboulis de 1889 ont permis d'identifier quatre familles de discontinuités en plus du S0 (figure 3). Il s'agit des mêmes données présentées dans Locat et Turmel (2020). La stratification S0 est subverticale avec des mesures indiquant des strates déversantes et d'autres entrantes dans le massif. La direction de la stratification est vers le nord, donc parallèle à la falaise dans ce secteur. De plus, bien que la nappe du Promontoire soit traversée par plusieurs failles, il n'y en aurait pas dans le secteur du glissement de 1889, ni dans celui de 1841 (Gayot 2002).

Le secteur étudié dans cet article a été retravaillé, par exemple par la pose de remblais, et il n'existe plus d'affleurement visible permettant d'étudier la géologie structurale directement au droit du glissement. De plus, la falaise est maintenant boisée. Les documents historiques, et surtout la maquette de Duberger-By de 1808 fournissent certaines informations sur l'attitude structurale des roches au droit du glissement de 1841. Ils nous permettent de poser l'hypothèse que la géologie structurale est similaire à celle retrouvée au droit du glissement de 1889. Toutefois, la présence de plis fait en sorte que la géologie structurale peut varier sur de courtes distances ce qui ajoute un élément d'incertitude à cette hypothèse.

### 4 MITIGATION ET CARACTERISTIQUES DU SITE AVANT 1841

#### 4.1 Mesures de mitigation avant 1841

Il y a peu d'informations disponibles sur l'état de la falaise de Québec dans la première moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. On ne recense que onze éboulements rocheux avant cette date, le plus ancien remontant au 2 octobre 1775. En fait, c'est après la catastrophe de 1841 que ce genre d'événements commencent à être mentionné plus régulièrement dans les journaux (David et. al. 2022). On sait toutefois que la pierre du cap est exploitée puisqu'un jugement du Conseil Souverain datant de 24 avril 1665 force l'arrêt d'une carrière en raison du danger qu'elle représente pour les habitations du secteur (Jugements et délibérations du Conseil souverain de la Nouvelle-France 1885, p. 336). Il y a quelques interventions de mitigation, mais celles-ci sont faites à la pièce et laissées à la charge

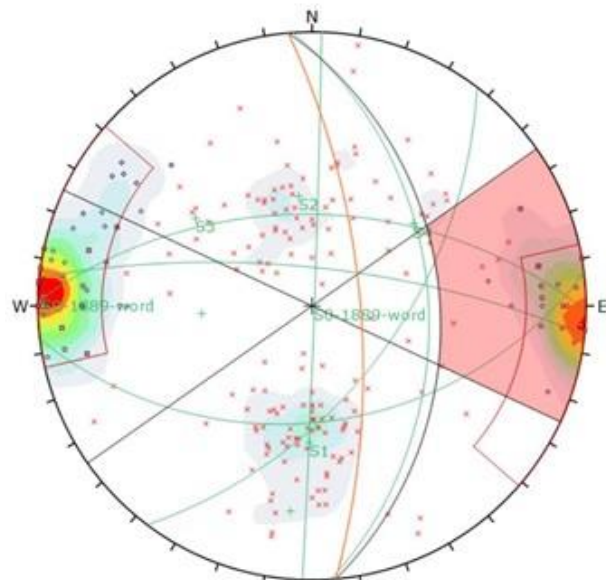


Figure 1. (a) Localisation et année des glissements de terrain de ce secteur de la falaise Champlain (modifié de Locat et Kirkwood 2004); (b) vue élargie du secteur du glissement de 1841. À titre de référence, on note la position du monument Wolfe-Montcalm érigé en 1826 (WM, cercle jaune) ainsi qu'en 'b' (carré jaune) l'ancien édifice des douanes existant avant le glissement de 1841 (source des photographies Gouvernement du Québec).



Figure 2. Peinture de Joseph Légaré (1844, huile sur toile) montrant le glissement de 1841 le long de la rue Champlain. L'imposant édifice en face du glissement (b) existe toujours et est aussi visible à la figure 1 (Musée de la civilisation, collection du Séminaire de Québec, photographe : Red Méthot - Icône 1991,33). (a) : mur de la citadelle; b : ancien édifice des douanes; c : maison Henry-H.-Porter).

des propriétaires. Ainsi, un mur de protection est construit en 1698 pour protéger la demeure d'un certain Pierre Constantin et en 1783 l'ingénieur William Twiss fait des recommandations pour de l'écaillage pour les propriétés de messieurs Muers et Lapierre.



Symbol	TYPE	Quantity
◊	S0	79
×	f	200

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.50
	1.50 - 3.00
	3.00 - 4.50
	4.50 - 6.00
	6.00 - 7.50
	7.50 - 9.00
	9.00 - 10.50
	10.50 - 12.00
	12.00 - 13.50
	13.50 - 15.00

Kinematic Analysis		Flexural Toppling
Slope Dip		70
Slope Dip Direction		85
Friction Angle		30°
Lateral Limits		30°

Nom	S0	S1	S2	S3	S4
Dip	89	53	44	56	54
Dip. dir	092	001	173	127	231

Figure 3. Données structurales analysées à l'aide de *DIPS*. Les plans des familles de discontinuités S0 à S4 décrites dans Locat et Turmel (2020) sont indiquées, et la zone rouge indique les pôles des discontinuités favorables à une rupture par basculement. Dip : pendage; Dip dir : direction du pendage

Cependant, il faut attendre la construction de la citadelle au début du XIX<sup>e</sup> siècle pour que les autorités politiques s'intéressent plus concrètement au Cap Diamant. Une loi qui vise à empêcher le minage de la falaise est votée en 1830 et reconduite à perpétuité en 1840 afin d'assurer la sécurité des ouvrages militaires (Blais et al. 2008). Cette mesure vise tout particulièrement les propriétaires situés à la base du cap qui ont souvent eu recours aux explosifs afin d'agrandir leur terrain. Ces mesures ne seront toutefois pas toujours respectées comme le montrent plusieurs témoignages dans les journaux de l'époque (voir par exemple : *Le Journal de Québec*, 4 juillet 1848; *Le Canadien*, 26 juillet 1865 et *La Presse*, 28 août 1902).

## 4.2 Caractéristiques du site avant 1841

### 4.2.1 La maquette de Duberger-By de 1808

L'évaluation des caractéristiques du site avant 1841 a été principalement faite à partir de peintures, de gravures, de la maquette Duberger-By et de certains rapports. À cet égard, la maquette de Duberger-By de 1808 (figure 4) offre une opportunité unique d'observer le site à cette époque. Cette maquette aurait été réalisée principalement pour servir à la planification stratégique militaire (Lamontagne et Caron 2018). Lors de la rédaction de cet article, seules des photos de la maquette étaient disponibles. L'obtention d'un levé lidar de la maquette ainsi que de son géoréférencement va nous permettre ultérieurement une analyse plus fine de la morphologie du secteur.

Sur la maquette de Duberger-By, la morphologie de la falaise est légèrement différente entre les secteurs de 1889 et de 1841, mais varie grandement au nord du glissement de 1841, où les strates ne sont plus visibles (figure 4b). L'allure quasi-verticale des strates est bien représentée par les cassures franches dans la pente de la maquette. Il est même possible de suivre certaines de ces strates, dont l'orientation semble être ondulante (figure 4b, traits blancs). Dans le secteur de 1841, deux cassures perpendiculaires à la pente pourraient être des fissures de relâchement latérales en cours de formation (figure 4b). La falaise semble plus verticale dans sa partie sommitale, qu'ailleurs dans le secteur du glissement. Toutefois, puisque les écrits mentionnent que le glissement de 1841 a endommagé le mur de fortification situé au sommet, cet escarpement ne serait pas l'escarpement arrière du glissement. Comme il sera vu plus loin, dans le secteur du glissement de 1889 une fissure quasi verticale dans la falaise, qui correspond à la fissure A dans Locat et Turmel (2020) pourrait être ce qui deviendra l'escarpement arrière de ce glissement.

Au pied de la zone du glissement de 1841, la paroi s'avance de part et d'autre et avec une inclinaison moindre (figure 4c). C'est le seul endroit visible sur ces images où la falaise ne se termine pas par une section quasi-verticale. Une explication plausible est qu'il s'agirait d'une accumulation de débris provenant de chutes de pierres et d'effritement de la paroi, indiquant que, déjà en 1808, ces mécanismes étaient importants. Une autre hypothèse est que les résidents n'aient excavé le pied de la falaise qu'après la réalisation de la maquette, mais avant le

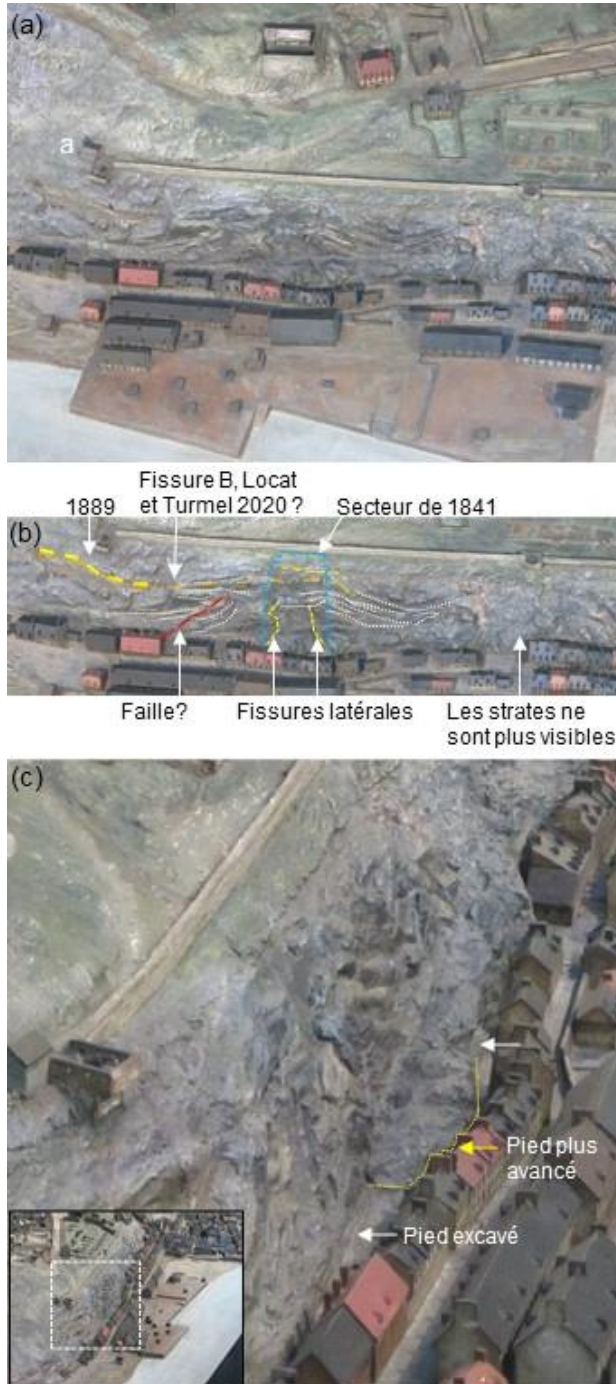


Figure 4 (a) Portion de la maquette de Duberger-By de 1808 montrant la falaise Champlain et permettant de visualiser l'attitude des strates dans les secteurs des glissements 1841 et 1889; (b) même image qu'en (a), mais avec des annotations et (c) vue vers le nord montrant la proximité des maisons du pied de la falaise et les excavations à l'arrière de celles-ci. (modifiées d'après les photos de E. David, MTQ).

glissement, et ainsi, contribué à déstabiliser la paroi. Tel qu'il sera mentionné à la section 5.1, des articles de journaux mentionnent que l'excavation au pied de la paroi aurait aggravé la situation, venant appuyer la deuxième hypothèse. Le scan 3D de la maquette permettra de porter de meilleurs jugements sur ces morphologies.

#### 4.2.2 Les peintures de Heriot (1807) et Bartlett (1840)

La peinture de Heriot réalisée en 1807 (figure 5) suggère que dans le secteur de l'éboulement de 1841, un compartiment rocheux serait légèrement affaissé et plus en surplomb que ses voisins et qui pourrait constituer le bloc principal impliqué dans le glissement (flèche, figure 5).

Une peinture de Bartlett de 1840 suggère que dans le secteur de 1841, il y avait des signes de mouvements. Bartlett illustre un bloc légèrement incliné vers la rue Champlain avec des strates présentant un surplomb (figure 6). Il pourrait s'agir du même bloc observé sur la peinture de Heriot (figure 5).



Figure 5 (a) Vue de la falaise Champlain vers 1807 avec un zoom (b) sur le secteur de 1841 et 1889 montrant un escarpement présentant un surplomb. La flèche indique une zone apparemment plus affaissée de la falaise à peu près au même endroit que le glissement de 1841. (modifiée d'après Georges Heriot, 1807, Archives de l'Assemblée nationale du Québec).

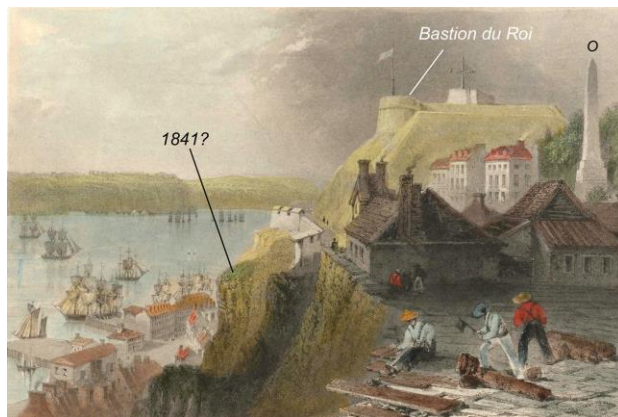


Figure 6. Peinture de Bartlett réalisée en 1840 et illustrant le début des travaux pour la terrasse Dufferin. On y indique aussi la partie du massif rocheux vraisemblablement emportée par l'éboulis de 1841. (O : monument de Wolfe-Montcalm érigé en 1826) (Bartlett 1840). (source: Musée de la civilisation, collection du Séminaire de Québec, photographe : Red Méthot - Icône, 1991,33).

#### 4.2.3 Profil topographique et géologique du site de 1841

La falaise Champlain, au droit du glissement de 1841, était surmontée par un mur de fortification, suivi d'une étroite portion faiblement inclinée qui devenait ensuite une falaise abrupte et en escalier jusqu'au pied du talus. Les strates avaient un pendage proche de la verticale, parfois légèrement déversantes, un peu comme pour le secteur du glissement de 1889 (Cole 1842 et Baillaigé 1880).

En utilisant ces informations et des profils extraits du nuage de points acquis par lidar en 2017, il a été possible de réaliser une coupe géologique et topographique préliminaire représentant les conditions du site avant et après le glissement de 1841 (figure 7).

Aujourd'hui, la falaise a une hauteur de 37 m, une inclinaison moyenne de 37° (figure 7, profil vert) et une direction de pendage de 084°. À l'ouest du glissement de 1841, la partie du haut de la pente est orientée à 48/087° et dans le bas, elle est presque verticale sur une hauteur de 11 m (figure 12).

## 5 L'ÉBOULIS DU 17 MAI 1841

### 5.1 Les facteurs en présence

Le glissement s'est produit le 17 mai 1841 entre 11h00 et 11h30. Les conditions actuelles pour le mois de mai indiquent des précipitations moyennes de 111 mm sur une période d'environ 15 jours alors qu'il n'y a presque plus de neige au sol et que la température oscille entre un minimum de 5°C et un maximum de 17°C (<https://www.ville.quebec.qc.ca/touristes/meteo/index.aspx>). Peu de détails sont connus sur les conditions climatiques au moment de l'éboulement. Au cours de l'hiver 1841 il n'y aurait pas eu de pont de glace sur le

fleuve, mais les premiers navires sont arrivés tardivement le 4 mai (Leclerc 1989).

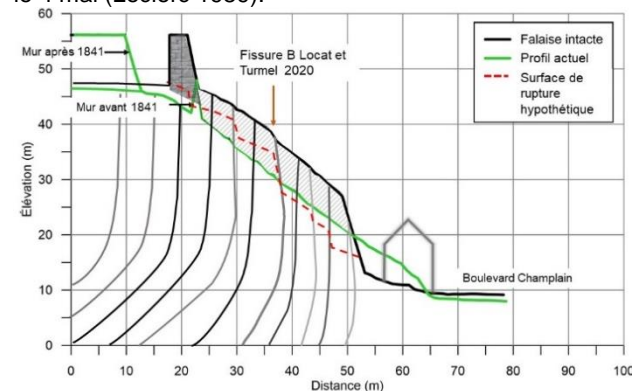


Figure 7 Coupe topographique et morphostructurale au droit du glissement de 1841 sur les possibles conditions avant et après l'événement. La position du mur avant le glissement coïnciderait approximativement au prolongement de la fissure A de Locat et Turmel (2020).

Les journaux mentionnent qu'une pluie abondante tombait ce jour-là (Le Canadien 1841a). Aux alentours du 17 mai, le *Canadien* (1841b) rapporte qu'au port de Québec plusieurs navires avaient été endommagés par des vents 'tempêteux'.

L'éboulement se serait produit rapidement et sans avertissement car selon le *Quebec Mercury*, la vigie en poste pour le magasin de la reine n'a pas eu le temps d'avertir qui que ce soit lorsqu'elle a réalisé ce qui se produisait (The *Quebec Mercury*, 18 mai 1841b). L'absence de signes précurseurs pourrait d'ailleurs expliquer le grand nombre de victimes malgré le fait que l'événement se soit produit en plein jour. Plusieurs journaux contemporains mentionnent aussi les effets du gel et du dégel comme éléments aggravants. Le *Quebec Mercury* du 18 mai mentionne même qu'un séisme aurait été ressenti pendant la nuit précédente, mais aucune autre source ne vient confirmer cette information.

En dehors des conditions climatiques, plusieurs facteurs humains ont probablement contribué au déclenchement de la catastrophe. Les excavations à la base de la falaise ont certainement joué un rôle puisque la législation à ce sujet est plutôt récente à cette époque. La *Gazette de Québec* pense même que c'est le principal facteur en cause (La *Gazette de Québec*, 18 mai 1841). Les traces de plusieurs de ces excavations sont d'ailleurs encore bien visibles de nos jours sur la maquette Duberger-By (fig. 4c) et les levés lidar du secteur (fig. 12). Le *Canadien* pour sa part pense plutôt que c'est le poids des fortifications qui seraient en cause (Le *Canadien*, 19 mai 1841). Toutefois, les ingénieurs de l'époque qui analysent l'événement penchent plutôt pour un problème de drainage. En effet, les eaux de surface en provenance des jardins du gouverneur et de la citadelle se déversent directement dans le cap seraient selon eux le principal élément déclencheur (Hamel, 1842). Cette situation serait semblable à celle du glissement de 1889 (Baillaigé 1893).



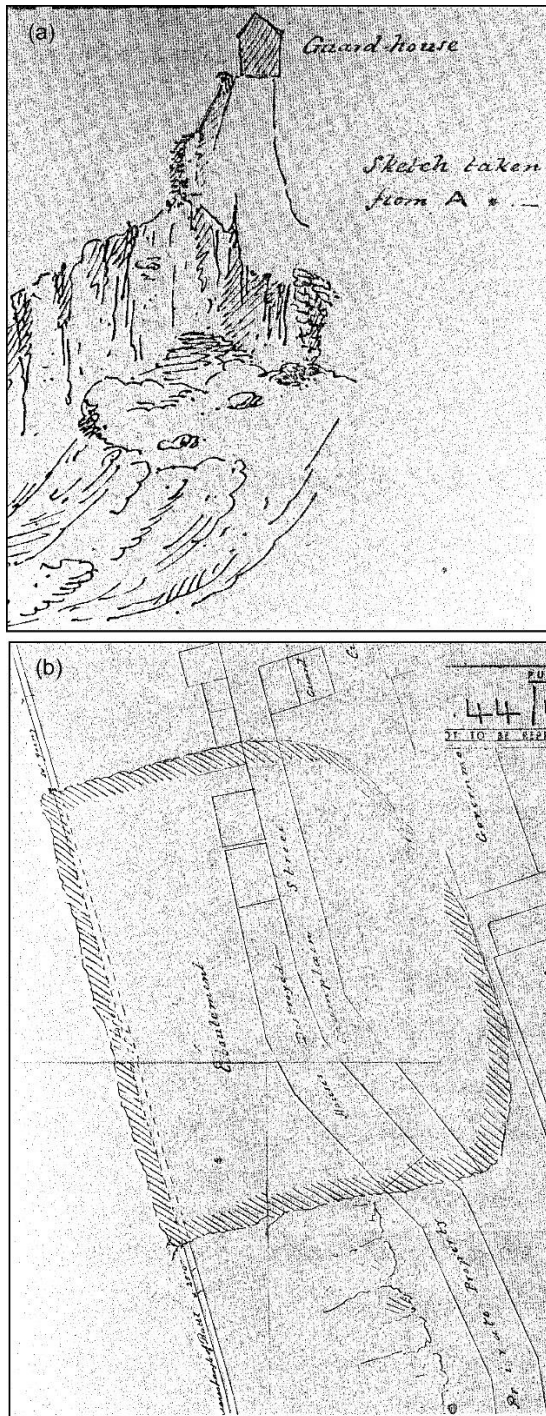


Figure 8. Seule description du site du glissement de 1841 produite peu de temps après (octobre 1841). On note en (a) que la partie supérieure du glissement a emporté une portion quasi linéaire du mur de garde et du chemin de garde adjacent. En (b) la superficie du glissement est superposée sur le plan cadastral. (Chartré et al. 1981).

## 5.2 Caractéristiques morphologiques du glissement

La largeur et le volume probables du glissement ont été estimés à partir du schéma présenté à la figure 10, du nuage de points acquis en 2017 et des autres sources historiques décrites précédemment. Pour vérifier la concordance des dimensions du schéma (figure 10) avec la réalité, la longueur de la portion du mur sommital qui a été reconstruite en retrait après le glissement de 1841 a été mesurée. La longueur mesurée sur le schéma historique (335 pieds ou 102 m) est similaire à ce qui est mesuré avec le nuage de points (100 m); on conclut que le schéma est fiable. La largeur du glissement mesurée sur le schéma est de 33 m.

Le profil utilisé pour représenter la falaise avant la rupture provient de la section de la falaise située entre les glissements de 1841 et de 1889 et qui n'aurait pas été retravaillée (figure 7 et 12). Le profil qui représente la surface après rupture a été extraite dans le centre de la zone identifiée comme le glissement de 1841. L'aire entre les deux profils (zone hachurée, figure 10) est de 210 m<sup>2</sup>. Le volume est calculé en posant l'hypothèse que l'épaisseur du glissement est homogène sur les 33 m de largeur, ce qui donne un volume d'environ 6 930 m<sup>3</sup> (comparativement à 46 212 m<sup>3</sup> pour le glissement de 1889, Locat et Turmel 2020).

Évidemment, ces profils ne représentent ni la surface avant rupture ni la surface après rupture, puisque la pente a été modifiée en une pente d'inclinaison plus ou moins continue à 37°. Ce volume représente potentiellement une valeur minimale. Lorsque le scan 3D et géoréférencé de la maquette Duberger-By sera analysée, l'estimation du volume sera refaite en utilisant la maquette pour représenter la topographie avant rupture.

## 5.3 Mode de rupture

L'analyse cinématique à partir du stéréonet (figure 3) montre qu'un glissement par basculement est plausible. Ceci est sans surprise puisque les données structurales utilisées sont celles du glissement de 1889 qui a bien été décrit comme un basculement. L'observation de la morphologie de la maquette Duberger-By indique fort probablement que les strates sont bien verticales dans le secteur de 1841, ce qui vient appuyer cette hypothèse.

Les données historiques ne permettent pas de bien décrire la surface de rupture. Elle pourrait être en escalier, telle que celle dessinée en rouge à la figure 7. Le glissement serait ainsi moins épais au sommet.

La présence et le rôle des fissures verticales a été mise en évidence par Baillaigé (1893), surtout les fissures A et B qui sont séparées d'environ 15 à 20 m (voir figures 15 et 16 de Locat et Turmel 2020). Bien que la fissure B (figures 4, 7, et 12) telle qu'identifiée par Baillaigé (1893) semble se prolonger dans le secteur du glissement de 1841, le glissement s'est propagé plus haut dans la pente que celui de 1889, puisqu'il a endommagé le mur de fortifications. Des photographies de la Terrasse Dufferin prises peu de temps après le glissement de 1889 montrent la trace de la fissure A ainsi que son ouverture (environ 1.2 m, figure 9c).

On y note alors que la fissure A se prolonge jusqu'au secteur de 1841 et croise la position assumée du sommet du glissement (figures 9a et c). Il est donc vraisemblable de croire que la fissure A soit la limite arrière du glissement de 1841 et qu'elle ait joué un rôle semblable dans la déstabilisation du massif qu'en 1889. Lors de leurs travaux d'investigation, Brown et Casey (1960) notent la présence d'au moins trois fissures verticales ouvertes entre les secteurs de 1889 et 1841 et dont les ouvertures varient de 0.6 à 0.1 m, l'ouverture augmentant vers l'amont.

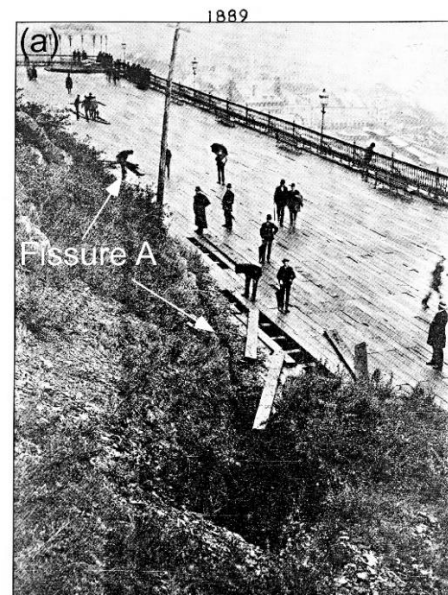
La présence de fissures ouvertes en haut du glissement supporte l'hypothèse que les pressions d'eau soient l'élément déclencheur de la rupture. Un gel tardif peut exceptionnellement se produire jusqu'au 30 mai<sup>1</sup>. On ne peut donc pas exclure la possibilité qu'un gel tardif ait déclenché le glissement par l'expansion de la glace (Matsuoka et Sakai 1999, Matsuoka et al. 2003). Il est aussi possible que l'eau de pluie s'accumule dans la fissure A qui ne parvient pas à se drainer car l'exutoire dans la face est glacé.

#### 5.4 Les conséquences

L'étude de plusieurs documents de l'époque indique que rapidement, les secours sont mobilisés et que des fouilles sont organisées pour retrouver les victimes. Toutefois, il est difficile d'évaluer leur nombre avec certitude en raison du manque de précision et des contradictions entre les différentes sources. Une enquête du coroner a eu lieu, mais le rapport est introuvable à ce jour. Une liste des habitants des maisons affectées est établie et permet d'évaluer le nombre d'occupants à 52, mais de nombreuses personnes sont retrouvées vivantes. La famille de Vital Roy par exemple s'en sort indemne alors que leur maison est projetée dans la rue et partiellement ensevelie sous les débris. Une comparaison de tous les noms mentionnés dans les journaux de la ville de Québec, du rapport d'enquête du 19 mai fait par les ingénieurs, d'une liste des victimes trouvée dans les archives de la ville de Québec ainsi que des registres des cimetières nous permet d'établir qu'il y a eu au moins 29 décès. Toutefois, six autres personnes sont mentionnées dans certaines sources sans pouvoir être confirmées hors de tout doute par les autres. Il est donc possible qu'il y ait eu jusqu'à 35 victimes. Le nombre de blessés est difficile à établir puisqu'ils sont rarement mentionnés mais nous estimons que d'après les sources consultées, il y en aurait eu au moins sept.

Les dommages, quant à eux, sont considérables. L'éboulement entraîne avec lui l'effondrement d'une partie du mur des fortifications et du chemin de garde (a, figures 2 et 8) qui viennent ainsi s'ajouter à la masse des débris. Six maisons et deux hangars sont complètement détruits et plusieurs autres bâtiments sont endommagés par les projections de roches. La masse écroulée s'étend sur une longueur d'environ deux arpents (117 m) et a une hauteur qui varie de 10 à 50 pieds (3 à 15 m) selon les endroits. Il faut parfois utiliser des explosifs pour dégager les plus gros

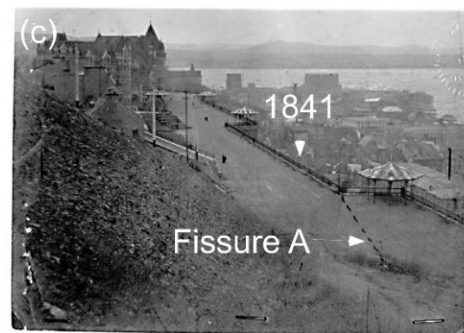
blocs que même les chevaux ne peuvent déplacer (Baillaigé, 1891).



THE FISSURE IN THE ROCK, BEHIND DUFFERIN TERRACE, QUEBEC. Livranis, photo.



vue dans la roche sous la terrasse Dufferin. M. Turmel



Terrasse Dufferin - Montrant la direction de la fissure.

Figure 9 Localisation de la fissure A (Baillaigé 1893 et Locat et Turmel 2020) en lien avec l'éboulis de 1889 et mise en évidence à la suite du glissement de 1889 (photos Parc Canada).

<sup>1</sup>[https://atlasclimatique.ca/carte/canada/lastspring\\_baseline#z=8&lat=46.13&lng=-70.91&city=460](https://atlasclimatique.ca/carte/canada/lastspring_baseline#z=8&lat=46.13&lng=-70.91&city=460).

De plus, certaines habitations jugées trop endommagées ou dans un secteur à trop grand risque sont détruites. C'est notamment le cas de la demeure d'Oliver Dusseault. Par la suite, les débris serviront pour le pavage et le remblayage de certaines rues de la basse-ville (Provost, 1977). Malgré cela, trois ans plus tard, une partie des débris obstruent toujours la rue Champlain et l'état du cap demeure précaire. Des marchands du quartier pétitionnent la ville à deux reprises à ce sujet puisqu'ils ont vu une baisse d'achalandage dans leurs commerces depuis la catastrophe en raison de l'obstruction de la voie de circulation (Rues-Champlain, Requêtes : obstruction dans la rue, 1844).

## 6 MITIGATIONS À LA SUITE DE L'ÉBOULIS

Rapidement des mesures sont mises en place afin de mieux comprendre la situation. Une dizaine de maisons sont évacuées par prévention et des ingénieurs sont mobilisés sur les lieux pour évaluer les actions à entreprendre afin de sécuriser les lieux à court terme. La Gazette de Québec mentionne même que l'artillerie sera utilisée pour faire tomber les parties encore instables du cap (La Gazette de Québec, 18 mai 1841). Le 21 mai, lors d'une réunion spéciale du Conseil de ville, il est décidé de mettre en place un comité d'expert pour déterminer les causes de l'accident et pour prévenir d'autres occurrences du même genre (Special Meeting of the Council, May 21 1841).

Toutefois, dans l'attente de mesures plus concrètes, le site reste dangereux. En effet, le 30 juin 1841 un ouvrier qui prenait un repas sur les lieux de l'éboulement se fait percuter par une roche et meurt de ses blessures (Le Canadien, 30 juin 1841). L'inspecteur Joseph Hamel fait d'ailleurs lui aussi remarquer l'instabilité des lieux dans son rapport qu'il remet l'année suivante : « tôt ou tard il [le cap] s'écroulera ou plutôt renversera et écrasera dans sa chute toutes les maisons bâties au-dessous, avec leurs habitants, et il [Joseph Hamel] considère qu'il est de la plus grande extravagance, pour des individus qui d'ailleurs paraissent attachés à la vie, de s'obstiner à habiter dans un bien ou ils ne peuvent compter sur un moment de sûreté. » (Hamel, 1842). Malgré le danger évident que représente le secteur, les maisons évacuées sont louées rapidement ce qui entraîne des conflits entre les nouveaux et les anciens locataires, certains en viennent même aux coups et la police doit intervenir (Le Canadien, 24 mai).

Au cours de l'été 1842, une opération d'écaillage a lieu sous conditions que les maisons adjacentes situées vers le nord de la rue Champlain et situées aux numéros civiques 27 à 35 (figure 12) ne soient pas occupées pendant les travaux et que les propriétaires ne tiennent pas responsables les autorités fédérales pour les dommages que les travaux pourraient causer. Un poste de surveillance localisé dans la partie ouest des Jardins du Gouverneur est aussi instauré afin d'avoir un suivi continu de l'état du Cap Diamant dans le secteur à risque (Provost 1977).

Des mesures plus permanentes sont entreprises à partir l'année suivante. À ce moment, Joseph Hamel recommande « qu'il [le cap] fut d'abord escarpé régulièrement sur un angle de 50 à 60 degrés et qu'au pied,

le long du niveau ouest de la rue Champlain, il fut fait un mur en mortier, de huit à dix pieds de hauteur, mesurant au moins 6 pieds à la base et trois pieds au sommet afin de retenir les pierres qui pourraient se détacher chaque année et même pour prévenir un second éboulement. » (Hamel 1842).

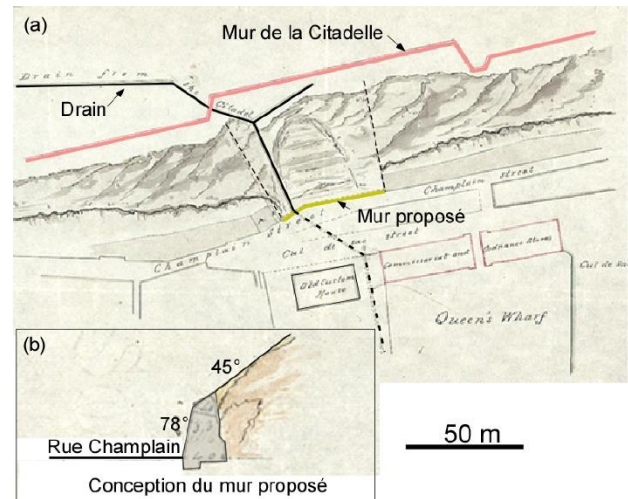


Figure 10. Travaux proposés en 1856 pour la mise en place d'un mur de soutènement. On note le mur de la Citadelle déjà réparé et le drain des eaux de la Citadelle et de celles du haut de la cicatrice du glissement de 1841. (modifiée d'après un dessin Savage 1855)



Figure 11. Vue du mur de soutènement en 1872 érigé peu après 1856 pour stabiliser et reprofiler la falaise (photo de L.-P. Vallée, Musée de la Civilisation, Fonds d'archives du Séminaire de Québec).

La réparation des fortifications suivra avec la construction d'un nouveau mur d'enceinte vers 1845 (Moss 1990) et de la construction du mur de soutènement au pied du talus peu de temps après 1856 (figures 10 et 11). Un mur est toujours présent aujourd'hui, mais sa façade est différente et il est rectiligne (figures 11 et 12). Nous ne

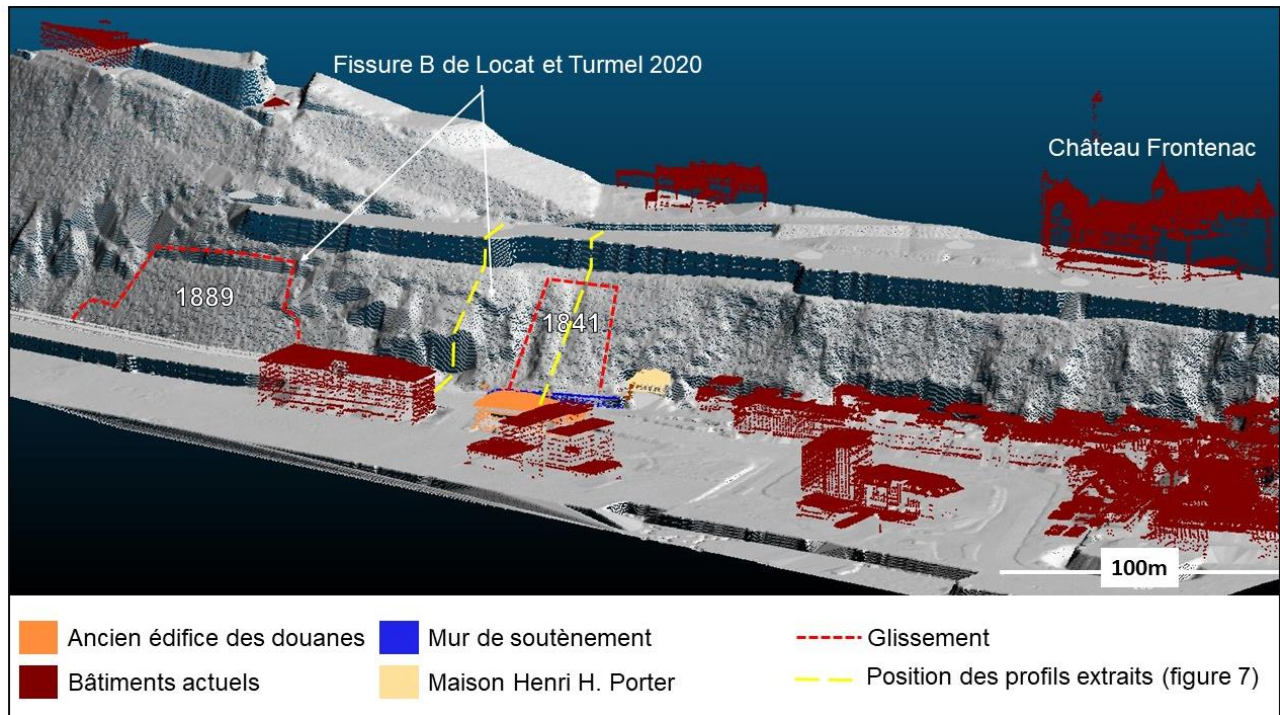


Figure 12. Vue de la falaise Champlain en nuage de points (levés lidar 2017, source Gouvernement du Québec). On y voit la position des éboulis de 1841 et 1889. L'image permet aussi de mettre en lumière les pentes qui ont été stabilisées soit par un adoucissement du talus et par écaillage vers le nord (la droite sur l'image).

savons pas si le mur de 1855 s'y trouve encore ou quand il a été refait.

La figure 10 indique que le drain pour les eaux provenant de la Citadelle était déjà installé en 1856 avec une branche partant de l'arrière de la crête du glissement de 1841 et que le rempart était reconstruit en retrait par rapport à son ancienne position. Ce même drain de la Citadelle est vraisemblablement celui qui sera invoqué comme ayant joué un rôle important dans le glissement de 1889 (Baillaigé 1893, Locat et Turmel 2020).

Par la suite, les interventions redeviennent ponctuelles et entièrement à la charge des propriétaires. Des signaux d'alarme sont lancés par les journaux et les citoyens à plusieurs reprises, mais aucune intervention d'envergure n'est mise en branle pour stabiliser définitivement la falaise. Tout au plus, des inspections se font ponctuellement et amènent parfois à des mesures d'écaillage. Par exemple, en 1848 des fissures dans la falaise Champlain au sud de l'éboulis, et qui inquiètent les citoyens (The Quebec Mercury, 8 juillet 1848) sont suivies et amènent les observateurs à demander des travaux correctifs (Bentty 1848 et Hamel 1864). Ces plaintes multiples aboutiront à une étude détaillée faite dans le secteur au sud de glissement de 1841 par Baillaigé en 1879 (Baillaigé 1880, Locat et Turmel 2020).

Encore aujourd'hui, la falaise Champlain présente des fissures ouvertes de plus de 0.6 m observées sous la Terrasse Dufferin actuelle (Brown et Casey 1960). Plusieurs autres fissures sont aussi présentes et peuvent indiquer que la falaise Champlain a été l'objet de mouvements importants dont la cause peut être associée aux excavations en pied de talus mais possiblement aussi

par l'action érosive du fleuve St-Laurent jusqu'au moment de l'occupation du secteur par les européens.

## 7 CONCLUSIONS

La rétro-analyse du glissement de 1841 a été rendue possible par le couplage de plusieurs informations tant historiques, artistiques que techniques. À la suite de cette première analyse de la documentation disponible, les conclusions ou observations suivantes sont possibles :

- Il y a un intérêt de la recherche historiographique pour de ce type d'analyse d'événements historiques (e.g. David et al. 2022, ce volume);
- L'analyse à venir des données géoréférencées lidar et photogrammétriques de la maquette Duberger-By vont aider à préciser davantage les conditions existantes avant la rupture de 1841;
- Le talus au droit de l'éboulis de 1841 a été déstabilisé par diverses activités d'excavation produite par l'activité humaine et possiblement le fleuve St-Laurent, effets qu'il reste à préciser, mais possiblement aussi par des pressions d'eau causé par le mauvais drainage des fissures dont la fissure A avec ou en absence de gel;
- Cette tragédie marque un tournant dans la gestion du risque d'éboulements rocheux à Québec. À la suite de cet événement, le cap est beaucoup plus surveillé autant par l'État que par les journalistes et les citoyens ce qui n'empêchera

pas l'avènement du glissement majeur de 1889 (Locat et Turmel 2020).

- Le glissement de 1841 est vraisemblablement une rupture par basculement;
- Comme pour le glissement de 1889, celui de 1841 est survenu au cours de fortes pluies permettant le remplissage rapide de fissures et qui a lui seul peut déclencher de telles ruptures lorsque les conditions morphostructurales le permettent;
- La rapidité du glissement rocheux (basculement) nécessite le développement d'outils d'observation de la falaise, tant pour les mouvements que pour la présence et les effets des eaux de ruissellement.

## 8 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Service des archives de la ville de Québec et Parc Canada pour leur aide dans la recherche et l'accès à des documents historiques ainsi que la compagnie iSCAN pour leur contribution à la numérisation de la maquette Duberger-By. Les auteurs remercient Marc-André Brideau pour sa révision de l'article.

## 9 RÉFÉRENCES

- Archives de la ville de Québec, 1844. Rues-Champlain, Requêtes : obstruction dans la rue, 5 juin 1844, Q-P1\_4-99-1, 4 p.
- Baillaigé, C. 1880. Rapport de l'ingénieur (en anglais) présenté à la Ville de Québec le 23 janvier 1880. Source: archives de la Ville de Québec, dossier: rue Champlain.
- Baillaigé, C., 1893. The Québec land slide of 1889. *Transactions of the Canadian Society of Civil Engineers*, 8 (part 1): 1–17.
- Baillaigé, G.F., 1891. Notices biographiques: Theophile Baillaigé (4ème enfant de Pierre-Florent), ingénieur-adjoint de la cité de Québec et Charlotte-Janvrin Horsley son épouse. Joliette, Bureaux de l'étudiant, du couvent de la famille, 1891, 110 p.
- Baillifard, F., Jaboyedoff, M., Rouiller, J.-D., Robichaud, J., Locat, P., Locat, J. 2004. Towards a GIS-based hazard assessment along the Québec City Promontory, Québec, Canada. In *Landslides: evaluation and stabilization*. Lacerda, Ehrlich, Fontura, and Sayao, Ed., Balkema, vol. 1. pp. 207–213.
- Bartlett, W.H. 1840. The Citadel of Quebec. In "Canadian Scenery" (London 1840-1842). Édité par N.P. Willis. Publié par George Virtue, Londres, vol. 2. 70 p.
- Bentley, A. 1848. Lettre au Royal Engineer Office. Dans Hamel 1864. Archives de la ville de Québec, Q-P1\_4-99-1, p.3.
- Blais, C., Gallichan, G., Lemieux, F., et Saint-Pierre, J. 2008. Québec quatre siècle d'une capitale. Les Publications du Québec, 2008, 692 p.
- Brown, A., et Casey., F.L. 1960. Investigation of the stability of the Dufferin Terrace, Québec City. Département des mines et des Levés techniques, Ottawa, 121 p.
- Chartré, C., Guimont, J., Laframboise, Y., et Pelletier, G. 1981. Évolution historique de la terrasse Dufferin et de sa zone limitrophe de 1838 à nos jours. Parc Canada, p. 425 et 427.
- Cole, J. 1842. Report of the District Engineer. Soumis au Lord Frederik Paulet, Major of Brigade, Royal District Office. Source: archives de la Ville de Québec, dossier: rue Champlain.
- David, É., LeBlanc, J.-F., Gauthier, M.-L., Potvin, J. et Demers, D., 2022 « Les risques géologiques d'hier pour mieux comprendre la vulnérabilité de demain » *Comptes rendus de la 8<sup>e</sup> conférence canadienne sur les géorisques*, Québec, A. Locat et al. Éd., (ce volume)
- Drolet, A., Locat, J. et Chagnon, J.-Y. 1990. Historique des ruptures des pentes le long du boulevard Champlain, Québec, Canada. *Comptes rendus de la 43<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, Québec. pp. 49–59.
- Gale, G. 1915. Québec twixt old and new. The Telegraph Printing Co., 296 p.
- Gayot, T., 2002. Analyse structurale et mise en place de la Nappe du Promontoire de Québec, domaine externe des Appalaches du Québec. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec (Qc), 85 p.
- Hamel, J. 1842. Rapport de l'inspecteur des Chemins sur l'état du roc, 8 juillet 1842, Archives de la ville de Québec, Q-P1\_4-99-1, 6 p.
- Hamel, J. et Hardinge, E.P. 1864. Rapport sur l'état du Cap du 2 décembre 1864 (en anglais). Présenté à la Ville de Québec. Source: Archives de la Ville de Québec, dossier rue Champlain.
- Heriot, G. 1807. Vue de Québec. Bibliothèque et Archives nationales du Québec.
- Jugements et délibérations du Conseil Souverain de la Nouvelle-France, 1885. vol. 1, Québec, Imprimerie A. Côté & cie, p. 336 et 347.
- La Gazette de Québec, 1841. « Affreuse catastrophe », *Journal La Gazette de Québec*, 18 mai, p. 2.
- La Presse, 1902, Les Remparts [sic] de Québec. *Journal La Presse*, 28 août, p. 1.
- Le Canadien, 1841. Québec mercredi, 19 mai 1841. *Journal Le Canadien*, 19 mai, p. 2.
- Le Canadien, 1841. Les recherches continuent à l'Éboulis. *Journal Le Canadien*, 24 mai, p. 3.
- Le Canadien, 1841. Correspondance du Canadien. *Journal Le Canadien*, 30 juin 1841, p. 1.
- Le Canadien, 1865. Séance spéciale du conseil de ville. *Journal Le Canadien*, 26 juillet, p. 2.
- Le Journal de Québec, 1848. Un Éboulement du Cap inévitable. *Le Journal de Québec*, 4 juillet, p. 2.
- Lamontagne, S., et Caron, J.-F. 2018. La plan relief de Québec: un artefact rempli de curiosités. *Québecensia*, 37 : 5-12.
- Locat, J. et Kirkwood, D. 2004. Une marche dans le Vieux Québec: chutes de pierres et glissements. A walk in the Old Québec: rockfall and slides. Livret guide, GeoQuébec 2004, 25 p.

- Locat, J. et Turmel, D. 2020. Le glissement rocheux du 19 septembre 1889 le long du cap Diamant, Québec : une catastrophe appréhendée par Charles Baillairegé. *Revue canadienne de géotechnique*, 57(12): 1915-1935.
- Matsuoka, N., Abe, M., et Ijiri, M. 2003. Differential frost heave and sorted patterned ground: field measurements and laboratory experiment. *Geomorphology*, 52: 73-85.
- Matsuoka, N. et Sakai, H. 1999. Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods. *Geomorphology*, 28: 309-328).
- Moss, W. 1990. Une archéologie du paysage urbain: La terrasse Dufferin à Québec, du XVIIe siècle au XXe siècle. Thèse de doctorat, Québec, Université Laval, 273 p.
- Provost, H. 1970. Notre-Dame-de-la-Garde de Québec 1877-1977. La Société historique de Québec, 1977, 277 p., *Coll. Cahiers d'Histoire*, 30.
- Savage, H. 1855. Sketch showing in yellow the position of the proposed retaining wall. Pour accompagner l'item 42 O.A.E. 1856-7.
- Special Meeting of the Council, May 21 1841, 21 mai 1841, Archives de la ville de Québec, Q-P1-4-98-7, 3 p.
- The Quebec Mercury, 1841. Québec, May 18, 1841. Journal *The Quebec Mercury*, 18 mai, p. 2.
- The Quebec Mercury, 1848. City Council, July 7<sup>th</sup>, 1848, *The Quebec Mercury*, 8 juillet, p. 3.



# Portrait statistique de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec

Laurence Poulin Leboeuf<sup>1</sup>, Denis Demers<sup>1</sup> et Michel Allard<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Ministère des Transports du Québec, Direction de la géotechnique et de la géologie, Québec, Canada

<sup>2</sup>Centre d'études nordiques, Université Laval, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

Plus d'une centaine de demandes d'assistance technique concernant les mouvements de terrain au Québec méridional sont adressées chaque année aux autorités gouvernementales. Étant donnée leur importance dans la province et les conséquences qu'ils peuvent engendrer, ces mouvements ont fait l'objet jusqu'à présent de nombreuses études pour la plupart orientées sur les aspects géotechniques du problème. Les études statistiques et géomorphologiques demeurent très fragmentaires. L'objectif général de l'article est de dresser un portrait statistique général des mouvements de terrain et des circonstances ou facteurs causaux qui leur sont associés, à l'aide d'analyses statistiques et descriptives de leurs contextes géomorphologique, spatial et temporel.

## ABSTRACT

More than a hundred requests for technical assistance concerning mass wasting in southern Québec are sent to government authorities each year. Given their importance in the province and their consequences, these movements have until now been the subject of numerous studies, most of them related to the geotechnical aspects of the problem. Statistical and geomorphological studies remain very fragmentary. The general objective of this paper is to draw a general statistical portrait of mass movements and the circumstances or causal factors associated with them, using statistical and descriptive analyzes of their geomorphological, spatial and temporal contexts.

## 1 INTRODUCTION

Avec son 1,5 million de kilomètres carrés, la province du Québec présente la superficie la plus grande du Canada (Statistique Canada, 2016), mais la très grande majorité de sa population est installée au sud du 50<sup>e</sup> parallèle (figure 1). En raison de sa diversité d'environnements géologiques et géomorphologiques, le territoire est exposé à une grande variété de mouvements de terrain qui se produisent dans le roc ou les dépôts meubles (Demers et coll., 2008; Landry et coll., 2013; Fortin et coll., 2022). Ces événements surviennent fréquemment et affectent la population et les infrastructures depuis très longtemps (David et coll., 2022).

Près de 90 % de la population est installée à l'intérieur des zones de submersion marine postglaciaire du Québec méridional, soit dans les bassins des anciennes mers de Champlain, de Goldthwait et de Laflamme (figure 1). Ces régions ne représentent qu'environ 4 % de l'ensemble du territoire, mais regroupent la forte majorité des mouvements de terrain qui sont signalés.

L'objectif du présent article est de dresser un portrait de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec. Les statistiques qui y sont présentées ne tiennent compte que des mouvements de terrain survenus dans les sols, sans tenir compte des événements s'étant produits dans le roc, ces derniers constituant en moyenne moins de 10 % des cas signalés aux autorités gouvernementales depuis 2003 (Ministère des Transports du Québec [MTQ], 2022). La présente étude se concentre sur l'inventaire des cas compilés depuis le début des années 1970 par le MTQ et par l'ancien Service de la géotechnique du ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles du Québec (MERN), lequel avait été créé à la suite de la tragédie de la coulée argileuse de Saint-Jean-

Vianney de 1971 (Tavenas 1971; Potvin et coll. 2001). Les données statistiques antérieures à cette époque sont abordées dans un article-compagnon présenté à la même conférence (David et coll., 2022).

## 2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET GÉOMORPHOLOGIQUE

Le territoire d'étude se situe essentiellement dans le Québec méridional, de la frontière avec les États-Unis au sud (45<sup>e</sup> parallèle) jusqu'au 50<sup>e</sup> parallèle, approximativement, plus au nord (figure 1). Il concerne principalement les zones de submersion marine postglaciaire des mers de Champlain, de Laflamme et de Goldthwait (Elson, 1969) ainsi que le bassin des anciens lacs postglaciaires Barlow et Ojibway au Témiscamingue et en Abitibi (Vincent et Hardy, 1977) (figure 1). L'âge de ces dépôts est approximativement compris entre 13 500 et 8 000 B.P.

En dehors des zones de submersion marine, les sols sur les interfluves sont la plupart du temps constitués d'une couverture morainique généralement mince, atteignant rarement plus de quelques mètres d'épaisseur (Dyke et coll., 1989; Vincent, 1989; Occhietti, 1989), soumise parfois à des glissements pelliculaires ou à des coulées de débris (Dionne et Fillion, 1984; Germain et coll., 2018). Des dépôts fluvioglaciaires sont aussi rencontrés de façon dispersée, mais ces matériaux sont peu sujets aux glissements de terrain.

Lors de la régression marine, le taux d'émersion très rapide au début de l'exondation se chiffrerait de 4,5 m à 12 m par siècle (Elson, 1969; Occhietti, 1989; Pagé, 1999). Ainsi, les mers se sont progressivement retirées de la vallée du Saint-Laurent, laissant place à un nouvel



environnement hydrographique. Plusieurs cours d'eau ont creusé leur lit dans l'ancien fond marin lors du relèvement isostatique, puis des alluvions apportées par les cours d'eau, de types deltaïques et fluvial, se sont déposées par-dessus les sédiments marins. L'effet combiné du mouvement isostatique et des variations eustatiques a engendré la formation de divers environnements géomorphologiques tels que des plaines en gradins, des talus de terrasses marines, des plages soulevées ainsi que des terrasses fluviales et des réseaux de ravins (Occhietti, 1989; Paskoff, 2014).

À l'intérieur des bassins marins postglaciaires, des sédiments argileux et silteux sont principalement observés, lesquels peuvent atteindre jusqu'à 100 m d'épaisseur, notamment en Outaouais et dans des paléofjords, comme ceux de la rivière Saint-Maurice en Mauricie ou de la rivière du Gouffre dans Charlevoix (Donovan et Lajoie, 1979; Lebus et coll., 1983; Occhietti, 1989). Ces sols fins reposent généralement sur du till ou des sédiments fluvioglaciaires, mais parfois directement sur le substratum rocheux. Ces sols argileux sont la plupart du temps faiblement à moyennement surconsolidés (MTQ, 2013). Ils se caractérisent surtout par une très forte sensibilité au remaniement due au lessivage des sels contenus initialement dans leur eau interstitielle (Lebus et coll., 1983), ce qui les rend très propices à développer de très grands glissements de terrain (Demers et coll., 2014). Ces sols argileux présentent des caractéristiques et des propriétés géotechniques favorisant le développement de mouvements de sol, notamment en bordure des cours d'eau où l'érosion des berges est active.

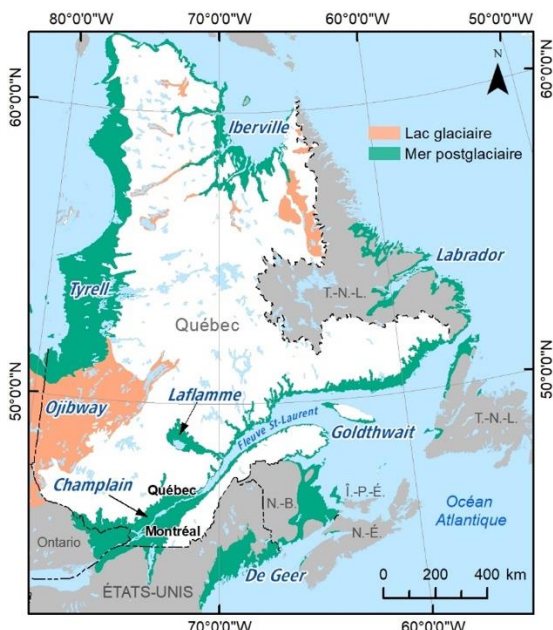


Figure 1. Localisation des mers postglaciaires dans l'est du Canada (modifié de Vincent, 1989 et Grant, 1989).

Lorsque les sédiments marins argileux se retrouvent à la surface du terrain naturel, il se forme avec le temps une croûte de surface, altérée et fissurée, pouvant atteindre quelques mètres d'épaisseur et dont la perméabilité est

beaucoup plus élevée que celle de l'argile intacte sous-jacente (Lemaire, 2008). Cette croûte est plus épaisse en bordure et dans la partie sommitale des talus, où les variations saisonnières de la nappe phréatique sont plus grandes.

Outre les sédiments meubles postglaciaires précédemment mentionnés, la séquence stratigraphique du Quaternaire présente quelques variations notables où elle est entrecoupée par endroits d'unités plus vieilles, comme des tills anciens (till de Gentilly, till de Bécancour), des sables (sable de Lotbinière), des lits de matière organique et des argiles glaciolacustres wisconsinienne (Occhietti, 1989). De nombreux cas de glissements de terrain lents ont notamment été étudiés par le MTQ dans les versants comprenant des argiles glaciolacustres très raides sur les rives du fleuve Saint-Laurent, à environ 70 km en amont de la ville de Québec.

### 3 CONTEXTE CLIMATIQUE

Le contexte climatique est un déterminant majeur concernant la problématique des mouvements de terrain (Cloutier et coll., 2017). Au Québec méridional, le climat est de type continental tempéré et se caractérise par quatre saisons bien distinctes. Du fait que la vallée du Saint-Laurent s'étend sur une vaste superficie, des écarts de température sont observables selon la latitude, d'une région à l'autre. Ainsi, selon les données du ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MELCC, 2022a), la région la plus au sud, dans les environs de Montréal, enregistre une température moyenne annuelle de 7 °C, alors qu'elle n'est que de 3 °C au Saguenay. À l'extrémité est du territoire à l'étude, la proximité du Saint-Laurent crée sur le littoral un climat plus maritime, ce qui adoucit les températures, lesquelles se comparent à celles de régions plus au sud. À l'inverse, un climat subpolaire existe à ces latitudes dans les régions montagneuses, comme dans les Laurentides et les Appalaches, où de hauts taux d'humidité favorisent de plus fortes précipitations qu'ailleurs dans la province.

À l'intérieur de la région à l'étude, les précipitations de pluie, de neige et de grêle totalisent en moyenne 1000 mm annuellement, dont près de 75 % sont sous forme liquide. La quantité de précipitations reçues est supérieure à 55 mm en moyenne tous les mois et dépasse les 100 mm durant les mois d'été. Ce climat est aussi caractérisé par des quantités abondantes de neige. Elles totalisent en moyenne 275 cm annuellement, mais varient fortement d'une région à l'autre. En hiver, l'eau des précipitations est emmagasinée presque entièrement sous forme de neige et ne redevient disponible pour infiltration dans les sols qu'au printemps. Par ailleurs, la fonte de la neige représente plus des deux tiers de l'eau causant la crue printanière (MELCC, 2022b), qui marque typiquement chaque année l'écoulement dans les cours d'eau.

De façon générale, au nord et dans les Appalaches, les étés sont plus frais et les précipitations sont très abondantes l'hiver, alors qu'au sud, les étés sont plus chauds et les précipitations sont plus faibles en hiver (Gérardin et McKenney, 2001). Ces conditions entraînent des répercussions nettes sur la distribution des

glissements de terrain, comme il sera vu plus loin. En effet, les pressions d'eau dans les sols présentent des variations selon les saisons et pour chaque saison, ce qui fait en sorte que les apports en eau sont très différents.

#### 4 MÉTHODOLOGIE

Les données recueillies ont été compilées par la Direction de la géotechnique et de la géologie du MTQ et intégrées à partir de 2003 à une base de données, qui comprenait 4793 cas en 2020. De ceux-ci, 104 cas qui s'étaient produits dans le roc ont été retirés pour la présente analyse. Certaines des données de cet inventaire sont associées à des désordres provoqués au réseau routier du ministère des Transports. Les plus anciens dossiers de ce genre remontent très rarement au-delà de 1975. La plupart sont très bien documentés, et les dates d'incidence sont relativement bien connues, souvent à la journée près et parfois même à l'heure près. Les données recueillies s'appuient souvent aussi sur des études géotechniques qui ont été réalisées pour solutionner ces problèmes.

Toutefois, la grande majorité des données de l'inventaire provient des cas signalés au ministère de la Sécurité publique du Québec (MSP) par des citoyens affectés ou menacés par ces aléas sur leur propriété, ou par des municipalités dont les infrastructures ont été touchées ou menacées. Depuis 1990, ces cas sont transmis au MTQ, et des ingénieurs visitent ensuite les sites pour en faire une appréciation de la dangerosité. Des informations de base sont alors recueillies sur ces événements, concernant notamment leur géométrie, le type de mouvement de terrain et la stratigraphie des sols, mais peu de ces cas font l'objet d'une analyse très détaillée et rarement d'une étude géotechnique par le MTQ. De plus, la date de survenance des événements est plus souvent approximative, à quelques jours près, selon la qualité des témoignages des personnes impliquées. Pour les cas des quinze dernières années, des levés par lidar aéroporté peuvent avoir permis d'obtenir des données topographiques plus précises.

Outre ces données, dont l'information a été recueillie par des ingénieurs du MTQ, la banque de données contient aussi de très nombreux cas hérités des dossiers de l'ancien Service de la géotechnique du MERN, qui a traité les demandes touchant la sécurité publique entre les années 1971 et 1989, approximativement. Ces données sont relativement bien détaillées, car elles ont aussi fait l'objet de visites de terrain par des ingénieurs de cet organisme à l'époque. Elles comprennent généralement des descriptions et des photos permettant de valider et de réévaluer l'information au besoin.

Par ailleurs, comme les cas inventoriés sont basés sur des signalements effectués par différents intervenants, cet inventaire peut être considéré comme un « échantillon » des mouvements de sol qui se produisent au Québec méridional. Ainsi, les phénomènes survenus à l'écart des secteurs plus habités ne sont pas nécessairement déclarés aux autorités gouvernementales. D'ailleurs, certains cas ont été découverts au hasard d'autres interventions par les équipes du MTQ, dont certains pouvant être importants. À titre d'exemple, un grand glissement de terrain d'environ

140 x 190 m, survenu en juin 2017, n'avait pas été signalé par le propriétaire du terrain, car il était à plus d'un kilomètre de sa résidence, dans un secteur boisé et non utilisé pour ses opérations agricoles. Afin de vérifier quelle proportion de mouvements de terrain était effectivement signalée aux autorités gouvernementales, Poulin Leboeuf (2020) a effectué par hélicoptère dans les régions des rivières Maskinongé et Champlain, de part et d'autre de la ville de Trois-Rivières, après le printemps exceptionnellement actif de 2017 (Demers et coll., 2018). Cet exercice a permis de relever 381 mouvements de terrain en bordure de ces cours d'eau, pour lesquels seulement 19 cas avaient été formellement signalés (figure 2). Bien que les résultats de cet exercice ne puissent pas être généralisés, ceux-ci démontrent néanmoins que seulement une faible partie de l'ensemble des mouvements de terrain, qui surviennent chaque année, est signalée aux autorités gouvernementales.



Figure 2. Exemples de glissements de terrain en bordure de la rivière Sainte-Anne, près de Sainte-Anne-de-la-Pérade, survenus au printemps 2017 et qui n'ont pas fait l'objet d'un signalement auprès des autorités gouvernementales (source : Photo MTQ).

Malgré ces limites, la banque de données utilisée pour dresser les différents constats, qui sont présentés dans les paragraphes suivants, donne un très bon portrait de la situation, notamment pour les régions habitées qui sont le plus touchées par des mouvements de terrain.

Les paragraphes suivants résument les données de l'inventaire du MTQ, en procédant du plus général au plus spécifique, souvent selon des considérations spatiales (par régions) ou temporelles. Les premiers résultats présentés abordent l'ensemble des mouvements de terrain dans les sols, sur la totalité du territoire à l'étude. Viennent ensuite des données concernant tous les mouvements de terrain dans les sols, inventoriés à l'intérieur des limites de submersion marine, où se trouve la très grande majorité de la population. Les glissements de terrain dans les sols argileux étant très prédominants à l'intérieur de ces limites, ceux-ci font ensuite l'objet d'une analyse plus détaillée. Finalement, le dernier portrait présenté permet d'examiner l'influence du climat sur l'occurrence des mouvements de sol survenus à l'intérieur des limites de submersion marine. Il est à noter que certaines statistiques peuvent couvrir des périodes parfois différentes, selon le point à illustrer.

Toutefois, malgré les données disponibles, il n'a pas toujours été possible de bien déterminer le type de mouvement de terrain pour d'anciens dossiers. Ceux-ci

(396 cas) ont été inclus dans la catégorie des « cas indéterminés ». De plus, il était parfois difficile de différencier clairement le type de mouvement, notamment entre les glissements superficiels et rotationnels. Dans ces situations, les 259 cas ont été classés dans la catégorie des « cas indifférenciés ». Ces deux dernières classes (cas indéterminés et cas indifférenciés) sont quand même utilisées pour broser certains des portraits statistiques régionaux ou temporels présentés plus loin.

## 5 TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAIN

Les mouvements de terrain qui surviennent à l'intérieur des zones de submersion marine représentent 87 % de tous les cas inventoriés. Pour cette portion de territoire, les glissements de terrain ont été regroupés en six grands types :

- Les cas d'amorce de glissement de terrain, où seuls des désordres comme des fissures sont observés, accompagnés parfois d'un peu de déplacement vertical (figure 3). Ces cas peuvent se transformer en glissements complets par la suite, parfois rapidement, parfois après de nombreuses années, lorsque le problème n'a pas été corrigé;
- Les cas de glissements superficiels, qui n'emportent qu'une mince couche de sol, souvent limitée à la croûte argileuse, le long de surfaces planes ou légèrement incurvées (Gouvernement du Québec, 2017). Ces glissements surviennent aussi très fréquemment dans des matériaux pulvérulents ou des tills. Leurs impacts sont principalement concentrés au pied des talus, où leurs débris s'étaient (figure 4);
- Les cas de glissements rotationnels, dont les surfaces de ruptures sont plus profondes et emportent souvent des tranches de terrain en sommet de talus (Gouvernement du Québec, 2017). La très grande majorité de ces glissements surviennent en bordure des cours d'eau, notamment aux endroits où l'érosion attaque le pied des berges (figure 5);
- Les glissements fortement rétrogressifs de type « coulée argileuse » (figure 6), où les tranches de sols qui glissent se remanient suffisamment pour s'écouler en majeure partie à l'extérieur de la cicatrice, pouvant engendrer des amphithéâtres de très grandes dimensions, parfois de plusieurs centaines de mètres (Demers et coll., 2014; Locat et coll. 2022a);
- Les glissements fortement rétrogressifs de type « étalement », caractérisés par des formes en horsts et en grabens, où les sols emportés sont généralement peu remaniés (figure 7). Les dimensions de ces glissements peuvent aussi atteindre une très grande ampleur (Demers et coll., 2014);
- Les autres glissements fortement rétrogressifs, qui peuvent être une combinaison des deux premiers ou d'autres types, ou parfois indifférenciés (Demers et coll., 2017; Mompin et coll., 2022).



Figure 3. Exemple d'une fissure avec déplacement vertical au sommet d'un talus argileux, faisant partie de la classe des « amorces » de glissement de terrain (source : MTQ, 2008).



Figure 4. Exemple d'un glissement de type superficiel (source : MTQ, 2021).



Figure 5. Exemple d'un glissement rotationnel dans des sols argileux (source : MTQ, 2017).



Figure 6. Exemple d'une coulée argileuse avec des sols très remaniés et un fort écoulement des débris hors de la cicatrice (source : MTQ, 2010).



Figure 7. Exemple d'un étalement, avec des matériaux très peu remaniés, en forme de horsts et de grabens (source : MTQ, 2016).

Divers autres types de mouvements de terrain dans les sols font quand même partie de l'inventaire, notamment des cas de phénomènes de ravinement importants et d'érosion des berges, ainsi que quelques cas d'affouillement ou d'effondrement de cavités souterraines (suffosion dans des sols sableux, par exemple). Ces derniers ont tous été regroupés sous la classe « autres mouvements ».

La figure 8 donne la répartition de tous ces types de mouvements de terrain à l'intérieur des limites de transgression marine des mers postglaciaires au Québec méridional, pour la période de 1970 à 2017. Les glissements superficiels représentent de loin le type le plus fréquent, avec 44 % de tous les cas inventoriés. Étant donné qu'ils sont de plus petites dimensions que les autres types et qu'ils affectent rarement le sommet des talus où sont installés la plupart du temps les propriétaires des terrains, le nombre de glissements superficiels est fort probablement très sous-estimé. Suivent ensuite respectivement les glissements rotationnels avec 25 %, les « autres mouvements » avec 16 %, les amorces de glissement avec 13 % et la grande famille de tous les glissements fortement rétrogressifs avec 3 %. Dans le cas de cette dernière classe, le pourcentage est relativement élevé dans les présentes statistiques, du fait que de petits mouvements rétrogressifs (moins de 1 ha), comme celui illustré à la figure 9 (B), ont aussi été inclus dans le décompte. Selon les données internes du MTQ (tableau 1),

47 des 65 cas inventoriés durant la période 1970-2021 avaient une superficie égale ou supérieure à 1,0 ha.

Parmi les 47 cas de glissements fortement rétrogressifs de plus d'un hectare de superficie répertoriés entre 1970 et 2021, 51 % étaient des coulées argileuses et 36 % des étalements, le dernier 13 % étant composé d'autres types (mixte, plaque ou indéterminé). La majorité des cas (70 %) avaient des superficies de moins de 5 ha, et seulement 6 cas ont atteint 10 ha et plus (figure 10). Trois d'entre eux ont atteint 25 ha et plus et ont exactement 25 ans d'intervalle. Parmi ces trois cas, deux sont des coulées argileuses (Saint-Jean-Vianney, 1971, et Grande rivière de la Baleine, 2021) et l'autre est un étalement (Saint-Boniface, 1996).

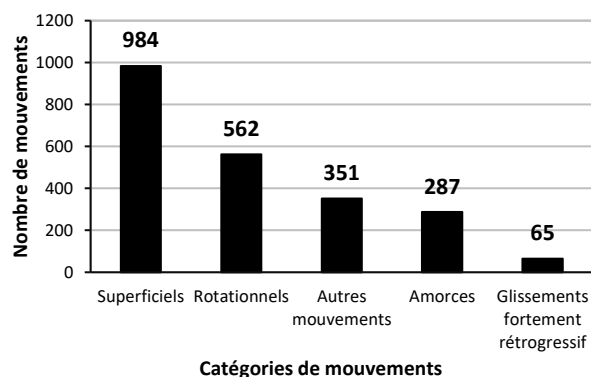


Figure 8. Nombre de mouvements de terrain inventoriés selon leur catégorie, de 1970 à 2017.



Figure 9. Exemple d'un glissement rotationnel simple (A) et d'une petite coulée argileuse (B), tous deux déclenchés par l'érosion causée par un cours d'eau au pied des talus (source : MTQ, 2008).

## 6 DISTRIBUTION SPATIALE

Le nombre de mouvements de terrain répertoriés n'est pas réparti de façon uniforme sur le territoire du Québec et est influencé notamment par la présence ou l'absence de témoins. Parmi tous les cas recensés, 87 % sont survenus à l'intérieur des zones de submersion marine du Québec méridional (figure 11).

Tableau 1. Inventaire des glissements fortement rétrogressifs d'un hectare et plus survenus entre 1970 et 2021 au Québec (C : coulée argileuse; É : étalement; M : mouvement mixte coulée/étalement; P : plaque; ? : indéterminé).

Site	Année	Type	Superficie (ha)
Grande rivière de la Baleine	2021	C	74,0
Rivière Saint-Jean	2020?	C	2,3
Brownsburg-Chatam	2018	É	12,5
Saint-Sévère	2017	É	2,5
Saint-Luc-de-Vincennes	2016	M	1,9
Saint-David d'Yamaska	2015	É	1,2
Baie-Saint-Paul	2013	C	1,0
Saint-Jude	2010	É	4,2
Notre-Dame-de-la-Salette-1	2010	C	5,6
Notre-Dame-de-la-Salette-2	2010	P	2,7
Mulgrave-et-Derry	2010	P	1,3
La Romaine	2009	P	3,2
Breckenridge (Pontiac)	2008	É	2,2
Saint-Barnabé	2005	É	3,6
Rivière La Grande	2003	C	7,8
Rivière Saint-Jean	1999	C	1,5
Saint-Boniface	1996	É	27,7
Saint-Barnabé	1996	É	1,3
Rivière Saint-Jean	1996	C	2,6
Rivière Saint-Jean	1995?	C	1,0
Sainte-Monique-de-Nicolet	1994	É	5,3
Grand-Métis	1993	?	1,3
Saint-Hyacinthe	1992	P	6,8
Desbiens	1989	C	1,0
Saint-Liguori	1989	É	6,5
Brownsburg	1988	É	2,8
Rivière La Grande	1987	C	12,7
Saint-Luc-de-Vincennes	1986	É	6,0
Rivière des Petits Escoumins	1986	C	1,7
Baie-Sainte-Catherine	1984	C	1,3
Desbiens-1 (adjacente à 1946)	1983	C	1,0
Havre-Saint-Pierre	1980	É	6,5
Baie-Sainte-Catherine	1979	C	1,6
Rigaud	1978	É	3,3
Shipsaw-2	1977	C	1,2
Sainte-Monique-de-Nicolet	1976	É	4,1
Grand-Métis	1976	C	2,1
Saint-Léon-le-Grand	1976	C	1,0
Saint-Fabien	1976	P	16,6
Port-au-Persil	1976	C	1,2
Saint-Ambroise-de-Kildare	1975	É	5,7
Chelsea	1973	C	4,1
Saint-Urbain	1973	C	1,0
Saint-Léon-le-Grand	1971	É	1,4
Saint-Jean-Vianney	1971	C	32,0
Rivière Rupert	1971	C	8,3
Rivière Saint-Jean	1970	C	4,7

Comme le montre la figure 12, le nombre de mouvements de sol inventoriés est très variable selon les différentes régions administratives. Ce classement doit

être regardé avec circonspection, car ces régions varient grandement en superficie ainsi qu'en densité de population, et les portions incluses à l'intérieur des limites de submersion marine y varient aussi considérablement.

Néanmoins, les régions situées approximativement au centre de l'ancien bassin de la mer de Champlain, notamment la Montérégie, Lanaudière, la Mauricie et le Centre-du-Québec (figure 13), sont les plus touchées, car ces régions sont caractérisées par un réseau hydrographique dense avec de nombreux cours d'eau incisant profondément les plaines argileuses. Les alignements de points sur la figure 13 permettent d'ailleurs de constater que les cas inventoriés suivent majoritairement le tracé des cours d'eau.

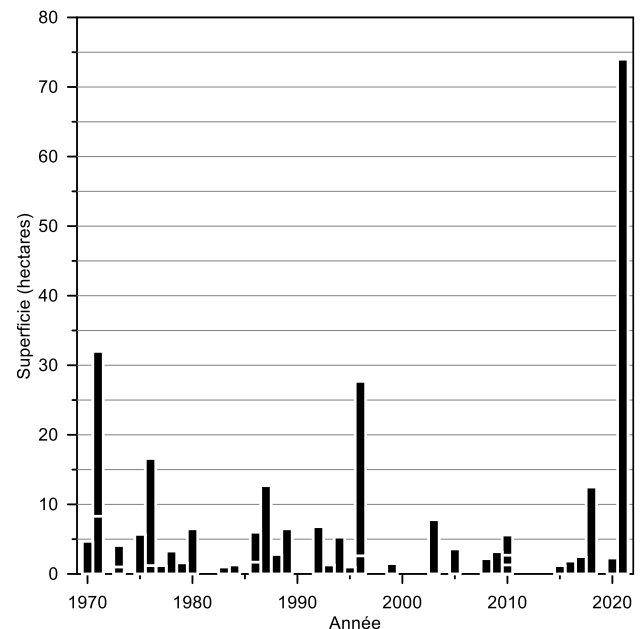


Figure 10. Superficie des glissements fortement rétrogressifs de plus d'un hectare entre 1970 et 2021.

Les régions de Laval et de Montréal comptent très peu de cas inventoriés, bien qu'elles soient situées au cœur de l'ancienne mer de Champlain et qu'elles soient les plus densément peuplées. La nature des sols (souvent du till sur roc) ainsi que les conditions hydrographiques et topographiques rendent ces secteurs très peu propices aux mouvements de terrain. Quant aux régions de Chaudière-Appalaches, de la Gaspésie, des Laurentides et du Bas-Saint-Laurent, leur plus faible nombre de mouvements de terrain s'explique par la superficie couverte par les dépôts argileux, qui est inférieure à celle des régions dont le nombre de mouvements est supérieur à 200.

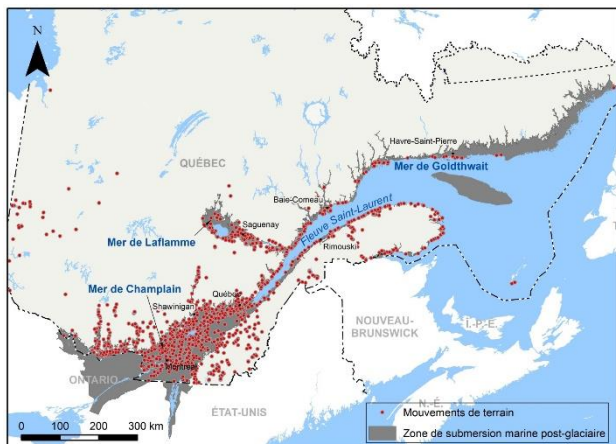


Figure 11. Localisation de tous les mouvements de sol recensés jusqu'en 2017, incluant quelques dizaines de cas s'étant produits avant 1970.

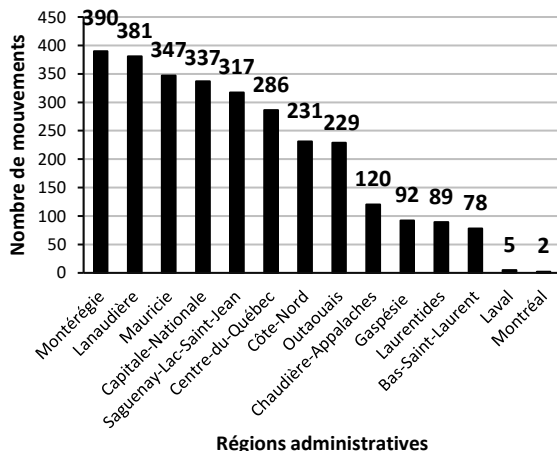


Figure 12. Nombre de mouvements de sol inventoriés de 1970 à 2017 par région administrative, à l'intérieur des limites de transgression marine.

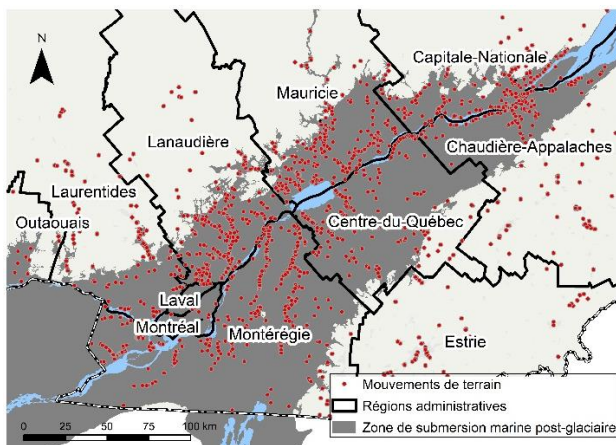


Figure 13. Localisation des mouvements de terrain inventoriés dans les régions les plus habitées du Québec.

## 7 CONSIDÉRATIONS TEMPORELLES

Le graphique de la figure 14 illustre le nombre de cas signalés par le MSP auprès des spécialistes du MTQ entre 2005 et 2020, soit une moyenne de 168 cas par an. Les années 2008, 2011, 2017, 2018 et 2019 ont été les plus actives, avec chacune plus de 200 cas par année. L'année 2008 se distingue des autres, car les très grandes accumulations de neige durant l'hiver (MELCC, 2008) ont amené un apport d'eau de fonte exceptionnel et de nombreux glissements de terrain durant les mois d'avril et mai. Le nombre élevé de cas pour l'année 2011 s'explique en partie par des pluies très fortes en un court laps de temps dans quelques municipalités de l'Outaouais, juste au nord de la ville de Gatineau, où environ 200 mm de pluie sont tombés en 24 heures les 24 et 25 juin (Environnement Canada, 2011), engendrant plusieurs dizaines de glissements de terrain, pour la plupart de type superficiel. Quant aux années 2017 et 2019, le nombre très élevé de cas est principalement lié à la fonte des neiges, mais surtout à de longs épisodes de pluies durant la période printanière. Ces deux printemps ont aussi été caractérisés par de longues périodes d'inondations, lors desquelles des nombres records de résidences et de bâtiments ont été sinistrés (Demers et coll., 2018).

L'année 2017 représente un record pour la période 2005-2021, avec un nombre de cas supérieur de 2,3 fois la moyenne. Cette année-là a été marquée par des apports d'eau extraordinaires lors de la période printanière, du jamais vu en 100 ans pour diverses régions du sud-ouest et du centre du Québec (MELCC, 2017). La figure 15 illustre ce problème pour la station de Chelsea, en Outaouais, en 2017. Les conditions météorologiques extrêmes ont engendré des pressions interstitielles très élevées dans les massifs argileux, lesquelles sont demeurées plus élevées que les années précédentes au printemps, mais aussi pendant les mois suivants (figure 16).

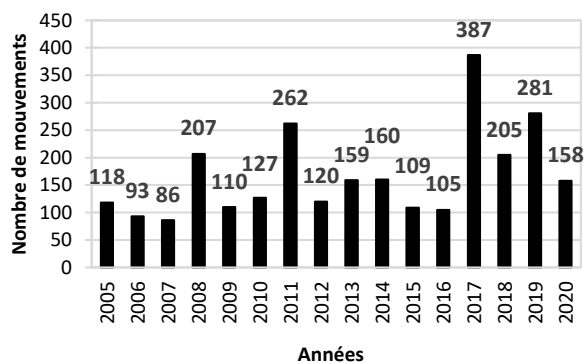


Figure 14. Nombre de demandes d'assistance technique de 2005 à 2020 pour l'ensemble de la province.

Ces données illustrent l'importance des apports en eau sur la stabilité des pentes, notamment lorsque l'eau s'infiltré dans les sols. Elle a alors pour conséquence principale de réduire leur résistance au cisaillement, en raison de la

diminution des contraintes effectives résultant de l'augmentation des pressions interstitielles (Tavenas, 1984). Les apports en eau jouent aussi un rôle prépondérant sur l'érosion des berges en bordure des cours d'eau, où celle-ci est beaucoup plus prononcée lors des périodes de crues printanières consécutives à la fonte nivale, notamment lorsqu'elle s'accompagne de fortes précipitations liquides. Pour ces raisons, le régime climatique a une influence prépondérante sur les problèmes de stabilité de pente (Cloutier et coll., 2017; Locat et coll., 2022a).

Ainsi, en raison des précipitations reçues généralement sous forme de neige durant les périodes hivernales au Québec, le nombre de glissements de terrain est extrêmement faible durant cette saison. Pour la période de 2003 à 2017, seulement 5 cas ont été enregistrés en janvier et en février, les deux mois les plus froids de l'année, soit 0,4 % du total de l'année (figure 17).

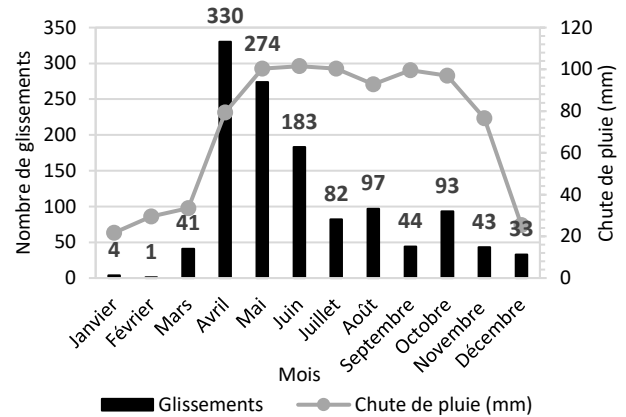


Figure 17. Nombre de glissements de terrain signalés de 2003 à 2017 selon les mois de l'année et la moyenne de précipitation sous forme de pluie de 1980 à 2010 pour la station météorologique de Louiseville (source : Gouvernement du Canada).

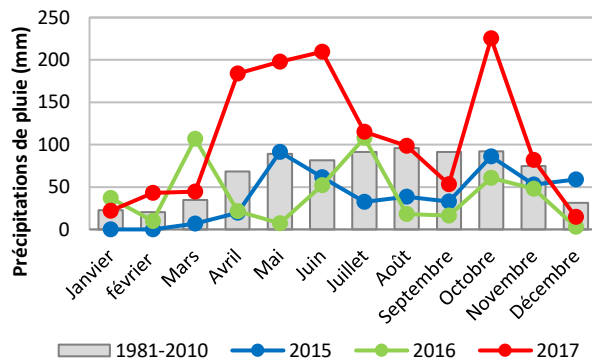


Figure 15. Précipitations mensuelles de 2015 à 2017 par rapport à la moyenne 1981-2020 à la station de Chelsea, à quelques km au nord d'Ottawa (source : Gouvernement du Québec).

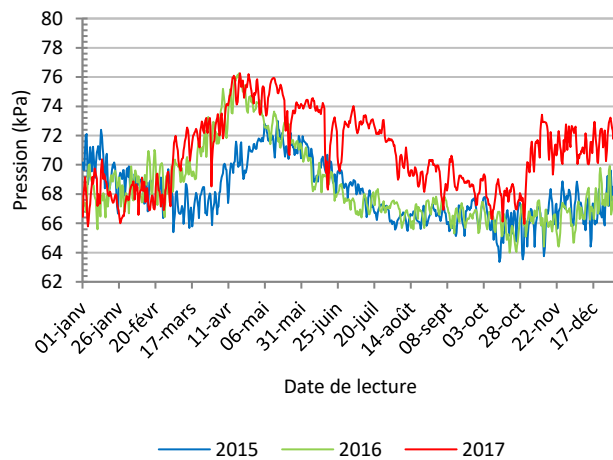


Figure 16. Suivi des relevés sur trois années du piézomètre 21064 situé à 9 m de profondeur près d'une pente de 16 m de hauteur à Pontiac, en Outaouais. Note : 10 kPa équivalent à une colonne d'eau de 1 m.

Toutefois, à partir du mois d'avril, le nombre de cas explose et continue à être très élevé jusqu'en juin, représentant ainsi environ les deux tiers des cas annuels pour un quart seulement de l'année. Cette situation s'explique par diverses raisons. D'abord, la fonte nivale, qui relâche rapidement l'eau accumulée sous forme de neige pendant les mois précédents et qui peut s'étirer de la mi-mars jusqu'à la fin de mai, dépendamment des régions du Québec. Ensuite, bien que les précipitations liquides puissent être égales ou même plus élevées dans les mois suivants (figure 17), le processus d'évapotranspiration est beaucoup plus faible au printemps, favorisant ainsi l'infiltration de l'eau dans les sols (Lemaire, 2008). Finalement, une partie des eaux de fonte ruissellent vers les cours d'eau et peuvent alors engendrer de fortes crues, qui peuvent durer quelques semaines. Celles-ci ont pour effet d'accélérer l'érosion aux pieds des berges et d'augmenter l'inclinaison des pentes, diminuant ainsi les coefficients de sécurité des talus.

Bien que les conditions précédemment mentionnées expliquent la recrudescence des glissements de terrain pendant la période printanière, le déclenchement de ceux-ci résulte presque toujours d'une combinaison des fluctuations de la nappe d'eau souterraine et de l'érosion des berges lorsque celles-ci sont sapées par des cours d'eau. Dans les sols argileux, l'érosion ne se fait pas par entraînement des particules, mais plutôt par arrachement d'éléments grossiers, en raison de la cohésion existante entre les grains de sols (Lefebvre, 1985). L'érosion du pied des talus se fait donc progressivement avec le temps, provoquant au fil des années une diminution lente du coefficient de sécurité de la pente (figure 18). Par ailleurs, lors des périodes printanières et automnales de recharge des nappes d'eau souterraine alternant avec les périodes d'étiage de l'été et de l'hiver, les talus subissent généralement des cycles trimestriels de variation de leur coefficient de sécurité (figure 18). Cette dégradation des conditions de stabilité de la pente en fonction du temps entraînera à un moment donné des conditions d'eau

souterraine qui feront chuter suffisamment le coefficient de sécurité du talus pour que celui-ci subisse une rupture, même si ces conditions climatiques ne sont pas nécessairement les pires enregistrées dans les années précédentes.

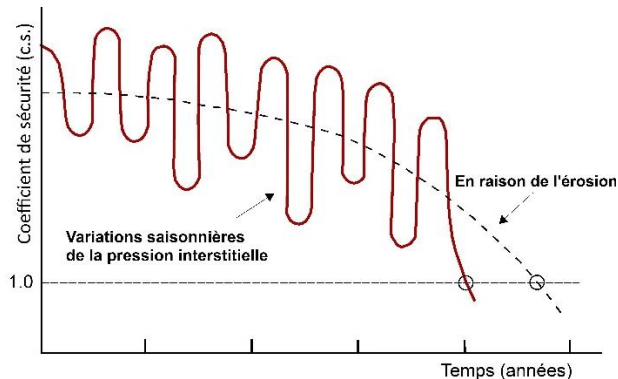


Figure 18. Schéma illustrant le processus évolutif de dégradation du coefficient de stabilité d'une pente argileuse soumise à l'érosion en bordure des cours d'eau (modifié de Demers et coll., 1999).

Le processus précédemment décrit explique bon nombre de ruptures qui surviennent durant les mois d'été, où les pressions d'eau dans les sols ne sont pas les plus critiques. Par ailleurs, le nombre élevé de cas enregistrés aux mois de juillet et d'août (figure 17) s'explique aussi par une proportion plus grande de glissements de terrain de type superficiel. La figure 19 montre que ces derniers représentent environ 80 % des cas inventoriés durant ces deux mois et qu'il y a en effet très peu de glissements rotationnels durant cette période, car ces derniers sont beaucoup moins influencés par les pluies intenses de courte durée. Les précipitations des mois de juillet et d'août, bien que semblables aux autres mois adjacents (figure 17), surviennent plus souvent sous forme d'orages qui favorisent alors plus de ruissellement de surface que d'infiltration en profondeur. En ajoutant le phénomène d'évapotranspiration plus important pendant l'été, cette saison est donc beaucoup moins propice à l'infiltration de l'eau, ce qui donne généralement des pressions d'eau dans les sols plus faibles, favorisant ainsi globalement la stabilité des talus contre les ruptures profondes. Cela expliquerait d'ailleurs pourquoi les répartitions présentées aux figures 17 et 20 sont relativement différentes des compilations antérieures publiées par Lafleur et Lefebvre (1978) et Tavenas (1984), pour qui les chiffres des mois d'automne étaient proportionnellement supérieurs. Toutefois, leurs données de base tenaient moins compte des glissements superficiels, car ceux-ci sont la plupart du temps de moindre envergure.

La période d'automne ne représente finalement que 14 % des cas annuels (figure 20), mais elle est marquée par un pic net au mois d'octobre, malgré des précipitations comparables à celles de septembre. Cette caractéristique s'explique principalement par une nette diminution du phénomène d'évapotranspiration. Le reste de l'automne connaît ensuite des conditions beaucoup plus fraîches,

incluant l'apparition des périodes de gel, ce qui contribue à faire diminuer le nombre de glissements de terrain.

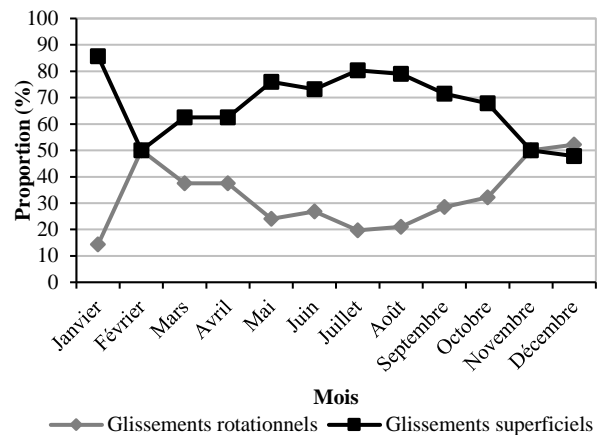


Figure 19. Proportion de glissements superficiels par rapport à la proportion de glissements rotationnels de 2003 à 2017.

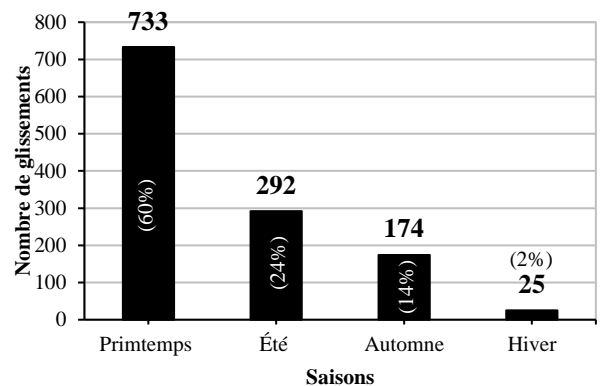


Figure 20. Nombre de glissements de terrain selon les saisons de 2003 à 2017.

Finalement, la distribution spatiale des glissements de terrain au printemps peut varier notablement d'une région à l'autre, en raison des différences climatiques entre elles. En se servant des cas dont la date est connue, il a été possible de diviser la distribution des glissements de terrain par période de cinq jours. La figure 21 a) montre la répartition du nombre de cas pour les mois de mars à juin inclusivement pour l'ensemble de la province. Il est possible de constater qu'il peut se produire des glissements dès la mi-mars, mais c'est véritablement à compter du mois d'avril qu'il y a une hausse importante. C'est généralement entre le 6 avril et le 10 mai que survient le « pic » de glissements de terrain, suivi d'une tendance à la diminution à partir du 11 mai jusqu'à la fin du mois de juin.



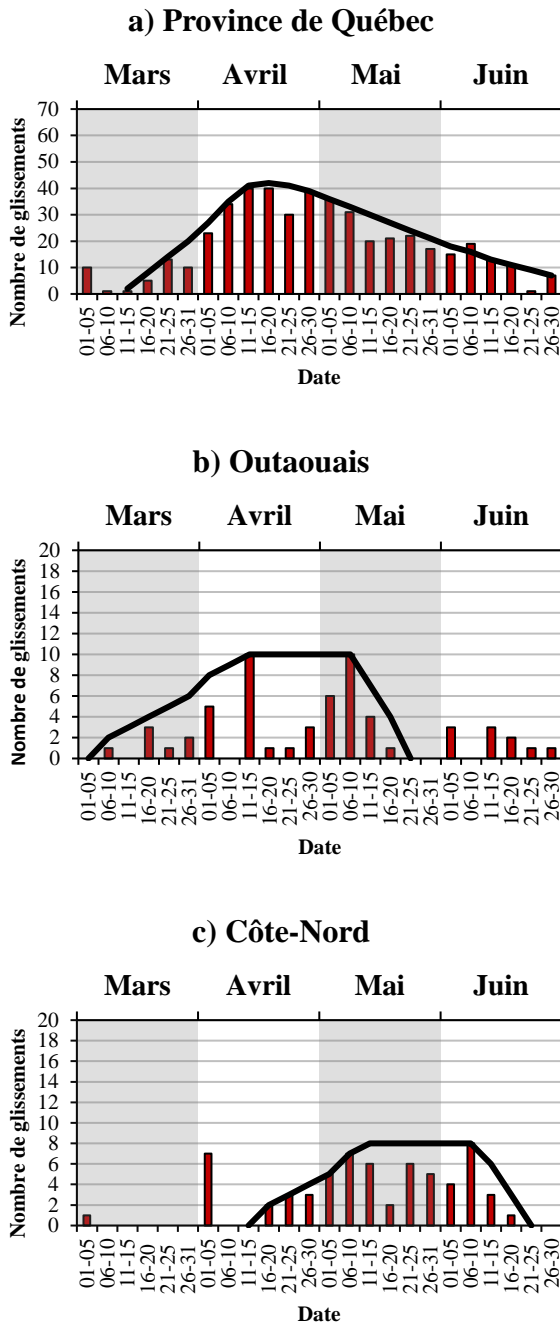


Figure 21. Distribution temporelle du nombre de glissements de terrain dont la date d'occurrence est connue entre 2003 et 2017 pour la province (a), en Outaouais (b) et sur la Côte-Nord (c) pour les mois de mars, d'avril, de mai et de juin.

Cette distribution générale varie toutefois d'une région à l'autre du Québec, notamment en raison des conditions printanières qui sont décalées dans le temps d'un bout à l'autre de la province. Ainsi, à titre d'exemple, en comparant le nombre de glissements de terrain inventorié

en Outaouais à celui de la Côte-Nord (figure 21 b) et c)), il est possible de constater que la période la plus propice aux glissements de terrain au sud de la province débute à la mi-mars et se termine à la mi-mai. En revanche, sur la Côte-Nord, la période la plus susceptible aux glissements de terrain commence à partir de la mi-avril et se termine à la mi-juin. C'est ce qui explique pourquoi la distribution générale à l'échelle de la province, débutant en mars et se terminant en juin, est plus longue qu'à l'échelle régionale.

## 8 DISCUSSION ET CONCLUSION

Le présent inventaire permet d'illustrer à quel point les mouvements de terrain sont fréquents et importants au Québec et de constater quelles sont les régions les plus touchées. Néanmoins, la compilation plus détaillée effectuée en 2017 par Poulin Leboeuf (2020) a permis de réaliser qu'une faible proportion seulement des cas qui surviennent chaque année sont rapportés aux autorités. Même si le nombre de cas annuels est donc impossible à déterminer exactement, il est fort probablement plusieurs fois supérieur aux chiffres mentionnés dans le présent article. L'inventaire actuel donne tout de même un bon portrait de la situation et renseigne sur les cas les plus fréquents.

Dans une perspective d'évaluation des effets des changements climatiques, les remarques précédentes doivent être prises en compte. Il faut regarder les chiffres fournis avec circonspection, car il pourrait être hasardeux d'essayer d'en tirer des conclusions. À ce chapitre, le suivi à long terme des conditions piézométriques, comme mentionné par Locat et coll. (2022a), peut être plus utile pour évaluer les changements sur la stabilité des pentes causés par les changements climatiques.

Finalement, le présent inventaire démontre aussi l'importance de tenir compte de ces aléas considérables au Québec, notamment par un contrôle adéquat de l'aménagement du territoire afin d'éviter de s'exposer à ces dangers (Locat, 2022b).

## 9 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les autorités du MTQ qui ont permis l'utilisation des données de l'inventaire des mouvements de terrain ayant servi à produire le présent article. Ces travaux n'auraient pu se faire sans le dévouement de M. Daniel Ouellet, qui s'est occupé de la banque de données pendant de nombreuses années. Des remerciements sont aussi adressés à Julie Therrien et à Pascal Locat (MTQ) ainsi qu'aux réviseurs pour leurs commentaires.

## 10 RÉFÉRENCES

Cloutier, C., Locat, J., Geertsema, M., Jakob, M., et Schnorbus, M. 2017. Potential impacts of climate change on landslides occurrence in Canada, *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change*

- (1<sup>st</sup> édition), sous la direction de K. Ho, S. Lacasse, et L. Picarelli, CRC Press, Londres, Royaume-Uni, 34 p.
- David, E., Leblanc, J.-F., Gauthier, M.-L., Potvin, J. et Demers, D. 2022 Inventaire des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois, *Géorisques-VIII*, Québec, Canada (ce volume).
- Demers, D., Leroueil, S. et D'Astous, J. 1999. Investigation of a landslide in Maskinongé, Québec, *Revue Canadienne de géotechnique*, 36:1001-1014.
- Demers, D., Robitaille, D., Lavoie, A., Paradis, S., Fortin, A. et Ouellet, D. 2017. The use of lidar airborne data for retrogressive landslides inventory in sensitive clays, Québec, Canada, *Landslides in sensitive clays: from Research to Implementation*, sous la direction de J.-S. L'Heureux, A. Locat, V. Thakur, Springer, 46:279-288.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clays in the province of Québec, Canada: preliminary analysis, *Landslides in sensitive clays: from geosciences to Risk management*, sous la direction de J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers et J. Locat, Springer, 36:77-90.
- Demers, D., Robitaille, D., Potvin, J., Bilodeau, C. et Dupuis, C. 2008. La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec, *Géorisques IV*, Presses de l'Université Laval, Québec, Canada, 8 p.
- Demers, D., Robitaille, D. et Poulin Leboeuf, L. 2018. 2017 : Une année exceptionnelle pour les glissements de terrain au Québec, présentation au *Colloque sur la sécurité civile 2018*, ministère de la Sécurité publique, Québec, Canada.
- Dionne, J.-C. et Filion, L. 1984. Glissements pelliculaires sur les versants rocheux, Côte-Nord du Saint-Laurent, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 38:193-200.
- Donovan, J. J. et Lajoie, G. 1979. Geotechnical implications of diagenetic iron sulfide formation in Champlain Sea sediments, *Canadian Journal of Earth Sciences*, 16(3):575-584.
- Dyke, A. S., Vincent, J. S., Andrews, J. T., Dredge, L. A. et Cowan, W. R. 1989. L'Inlandsis Laurentidien : introduction à la géologie quaternaire du Bouclier canadien, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*, chapitre 3, sous la direction de R.J. Fulton, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada, 1:188-229.
- Elson, J. A. 1969. Late Quaternary marine submergence of Quebec, *Revue de géographie de Montréal*, 23(3):247-258.
- Environnement Canada. 2011. « Le déluge de l'Outaouais » : 23 et 24 juin 2011, *Rapport d'événement météorologique significatif*, unité Suivi et adaptation au climat, Service météorologique du Canada.
- Fortin, A., Fortin, J., Bossé, F., D'Anjou, M., Veillette, S., Lavoie, A. et Ouellet, D. 2022. Utilisation des drones pour la gestion des risques de mouvements de terrain au Québec, *Géorisques-VIII*, Québec, Canada (ce volume).
- Gérardin, V. et McKenney, D. 2001. *Une classification climatique du Québec à partir de modèles de distribution spatiale de données climatiques mensuelles : vers une définition des bioclimats au Québec*, Direction du patrimoine écologique et du développement durable, ministère de l'Environnement. <http://www.environnement.gouv.qc.ca/changements/classification/model-clima.pdf>.
- Germain, D., Dagenais-Du-Fort, É., Lajeunesse, P. et Simard, M. 2018. Dendrochronologic reconstitution of the seasonal timing and rainfall threshold for debris slide occurrence in Eastern Canada, *Dendrochronologia*, 52:57-66.
- Gouvernement du Québec. 2017. *Glissements de terrain dans les dépôts meubles – Types et causes*, ministère des Affaires municipales et de l'Habitation du Québec, Les orientations gouvernementales en aménagement du territoire, document d'accompagnement, 10 p. [www.mamh.gouv.qc.ca/amenagement-du-territoire/orientations-gouvernementales/glissements-de-terrain-dans-les-depots-meubles/](http://www.mamh.gouv.qc.ca/amenagement-du-territoire/orientations-gouvernementales/glissements-de-terrain-dans-les-depots-meubles/).
- Gouvernement du Québec. 2017. *Glissement de terrain dans les dépôts meubles – Types et causes*, ministère des Affaires municipales et de l'Occupation du territoire, document d'accompagnement, 10 p. [https://www.mamot.gouv.qc.ca/fileadmin/publications/amenagement\\_territoire/orientations\\_gouvernementales/glissements\\_terrains\\_types\\_causes.pdf](https://www.mamot.gouv.qc.ca/fileadmin/publications/amenagement_territoire/orientations_gouvernementales/glissements_terrains_types_causes.pdf).
- Grant, D. R. 1989. Le Quaternaire de la région des Appalaches atlantiques du Canada, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*, chapitre 5, sous la direction de R. J. Fulton, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada, 1:421-474.
- Lafleur, J. et Lefebvre, G. 1978. *Influence des écoulements souterrains sur la stabilité des pentes naturelles d'argile*, ministère des Richesses naturelles, Direction générale des mines, Direction de la géologie, Service de la géotechnique.
- Landry, B. 2013. *Notion de géologie*, 4<sup>e</sup> édition, Modulo, Montréal, Québec, Canada, 431-460.
- Lebuis, J., Robert, J.M. et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Quebec, *Rapport-Statens Geotekniska Institut*, 17:205-262.
- Lefebvre, G., Rohan, K., Douville, S. 1985. Erosivity of natural intact structured clay: evaluation, *Revue canadienne de géotechnique*, 22(4):508-517.
- Lemaire, D. 2008. *Modélisation numérique de l'écoulement souterrain non saturé dans une croûte argileuse altérée susceptible aux glissements superficiels*, mémoire de maîtrise, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, 221 p.
- Locat, A., Lemieux, J.-M., Turmel, D., Demers, D., Arel, J., Desgagné, J. et Côté, J. 2022. Programme de recherche sur les géorisques à l'Université Laval depuis 2015 et perspectives futures, *Compte-rendu de Géorisques-VIII*, Québec, Canada (ce volume).
- Locat, J., Lemieux, J.-M., Locat, A., Gauthier, F., Cloutier, C., et Demers, D. 2022b. Considérations sur l'impact des changements climatiques sur les mouvements de masse au Québec, *Compte-rendu de Géorisques-VIII*, Québec, Canada (ce volume).

- Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. 2008. *Faits saillants : Précipitations de neige 2007-2008*, Gouvernement du Québec, 4 p. [www.environnement.gouv.qc.ca/climat/surveillance/precipitation-neige2007-2008.pdf](http://www.environnement.gouv.qc.ca/climat/surveillance/precipitation-neige2007-2008.pdf).
- Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. 2017. *Faits saillants : Crue printanière de 2017 : le plus fort apport en eau potentiel depuis 1974*, Gouvernement du Québec. [www.environnement.gouv.qc.ca/climat/Faits-saillants/2017/crue-printaniere.htm](http://www.environnement.gouv.qc.ca/climat/Faits-saillants/2017/crue-printaniere.htm).
- Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. 2022a. *Normales climatiques 1981-2010 – Climat du Québec*, Gouvernement du Québec. [www.environnement.gouv.qc.ca/climat/normales/climat-qc.htm](http://www.environnement.gouv.qc.ca/climat/normales/climat-qc.htm).
- Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. 2022b. *État du couvert de neige au sol*, Gouvernement du Québec. <https://www.environnement.gouv.qc.ca/climat/couvert-neige-sol/>.
- Ministère des Transports du Québec. 2013. Glissements de terrain le long des rivières Salvail et Richelieu, 1<sup>er</sup> Atelier international sur les glissements de terrain dans les argiles sensibles, Guide pour la visite de terrain, 30 octobre 2013, 102 p.
- Ministère des Transports du Québec. 2022. *Compilation des demandes d'avis techniques du MSP auprès du MTQ*, Direction de la géotechnique et de la géologie, Section des mouvements de terrain, document interne.
- Mompin, R., Occhietti, S., Locat, P., Demers, D. et Robitaille, D. 2022. Dépôts quaternaires et glissements de terrain, Haute-Côte-Nord de l'estuaire du Saint-Laurent, Québec, Canada, *Géorisques-VIII*, Québec, Canada.
- Occhietti, S. 1989. Géologie quaternaire de la sous-région de la vallée du Saint-Laurent et des Appalaches, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*, chapitre 4, sous la direction de R. J. Fulton, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada, 1:374-417.
- Pagé, P. 1999. *Les grandes glaciations*, 2<sup>e</sup> édition, Guérin Éditeur, Montréal, Québec, Canada, 343 p.
- Paskoff, R. 2014. *Les littoraux : impact des aménagements sur leur évolution*, 3<sup>e</sup> édition, Armand Colin, Paris, France.
- Potvin, J., Pellerin, F., Demers, D., Robitaille, F., La Rochelle, P. et Chagnon, J.-Y. 2001. Revue et investigation complémentaire du site du glissement de Saint-Jean-Vianney, *Comptes-rendus de la Conférence canadienne de géotechnique : Odyssée de la Terre, Calgary, 16-19 septembre 2001*. BiTech Publishers Ltd., Richmond, C.-B., Canada, 792-800.
- Poulin Leboeuf, L. 2020. *Analyse statistique des facteurs climatiques et géomorphologiques associés aux mouvements de terrain dans les argiles des mers post-glaciaires au Québec méridional*, mémoire de maîtrise, Département de géographie de l'Université Laval, 132 p.
- Statistique Canada. 2016. *Superficie en terre et en eau douce, par province et territoire*, tableau 16.6. [www150.statcan.gc.ca/n1/pub/11-402-x/2012000/chap/geo/tbl/tbl06-fra.htm](http://www150.statcan.gc.ca/n1/pub/11-402-x/2012000/chap/geo/tbl/tbl06-fra.htm).
- Tavenas, F. 1984. Landslides in Canadian sensitive clays: a state-of-the-art, *Proceedings of the 4th international symposium on landslides*, Toronto, Ontario, Canada, 1:141-153.
- Tavenas, F., Chagnon, J.-Y. et La Rochelle, P. 1971. The Saint-Jean-Vianney landslide: observations and eyewitness accounts, *Revue canadienne de géotechnique*, 8(3):463-478.
- Vincent, J.-S. 1989. Le Quaternaire du sud-est du Bouclier canadien, *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*, chapitre 3, sous la direction de R. J. Fulton, Commission géologique du Canada, Géologie du Canada, 1:266-295.
- Vincent, J.-S. et Hardy, L. 1977. L'évolution et l'extension des lacs glaciaires Barlow et Ojibway en territoire québécois, *Géographie physique et Quaternaire*, 31(3-4):357-372.

# Aperçu des glissements de terrain fortement rétrogressifs dans les argiles glacio-lacustres au Témiscamingue, Québec

Julie Therrien, Karine Bélanger, Thomas Fournier, Denis Demers et Catherine Thibault

Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

Les glissements fortement rétrogressifs (GFR) dans l'est du Canada, qui peuvent atteindre des dimensions très importantes, sont reconnus pour survenir essentiellement dans les argiles marines post-glaciaires très sensibles. Or, des levés lidars récents réalisés dans la région du Témiscamingue au Québec ont permis d'identifier la présence de quelques cicatrices de GFR dans des argiles varvées post-glaciaires, dont certaines présentent de grandes dimensions et des formes comparables à des coulées argileuses ou à des étalements. Le but de la présente communication est de dresser un inventaire préliminaire de la distribution des cicatrices de GFR dans le bassin du paléo-lac glaciaire Barlow au Témiscamingue et de présenter des profils géotechniques typiques des dépôts argileux où ont été observées ces cicatrices.

## ABSTRACT

Large retrogressive landslides in Eastern Canada, which can reach considerable dimensions, are known to occur mainly in very sensitive post-glacial marine clays. However, scars of such landslides, some of which are of substantial size and have shapes similar to clay flows or spreads, have been identified in post-glacial varved clays on recent lidar surveys conducted in the Témiscamingue region (Quebec). The purpose of this paper is to draw up a preliminary inventory of the distribution of scars of large retrogressive landslides in the basins of the glacial paleo-lake Barlow in Témiscamingue, and to present typical geotechnical profiles of clay deposits where some of these scars were observed.

## 1 INTRODUCTION

Les glissements fortement rétrogressifs (GFR) dans l'est du Canada, qui peuvent atteindre des dimensions très importantes, sont typiquement reconnus pour survenir dans les argiles marines post-glaciaires très sensibles (Chagnon, 1968; Lebus et coll., 1983; Demers et coll., 2014; Lefebvre, 2017; Locat et coll., 2017). La principale cause pour laquelle les argiles marines post-glaciaires deviennent sensibles au remaniement est le lessivage post-sédimentaire des sels inclus originellement dans les eaux interstitielles (Rosenqvist, 1953; Torrance, 1996). Un inventaire récent (Demers et coll., 2017) donne une distribution des cicatrices de ce type de glissement de terrain, lequel se limite aux mers post-glaciaires. Or, des levés lidars datant de 2016 réalisés dans la région du Témiscamingue, dans l'ouest du Québec, ont permis d'identifier la présence de quelques cicatrices de GFR dans ces argiles glacio-lacustres varvées post-glaciaires, dont certaines présentent de grandes dimensions et des formes comparables à des coulées argileuses ou à des étalements. Comme ces argiles glacio-lacustres n'ont pas été déposées dans des milieux salins, ce qui aurait ensuite permis un lessivage des sels de l'eau interstitielle et une augmentation conséquente de la sensibilité des dépôts, celles-ci n'étaient pas considérées comme étant particulièrement propices à développer des glissements fortement rétrogressifs (Chagnon, 1968; Ballivy et coll., 1971). En effet, très peu de cas de glissements impliquant une forte distance de rétrogression et un écoulement important des colluvions ont été signalés dans les argiles post-glaciaires du Canada (Evans, 2001). En fait, aucun cas historique d'origine naturelle n'aurait été rapporté dans

ces dépôts d'argile glacio-lacustres jusqu'à maintenant au Québec. Toutefois, les instabilités survenues dans les pentes d'excavation sur le pourtour de l'exploitation à ciel ouvert à la mine Beattie, à Duparquet, en Abitibi (Eden 1964), montrent que des glissements fortement rétrogressifs peuvent néanmoins survenir dans ces argiles. Le cas de la mine Belmoral, à Val-d'Or en Abitibi constitue aussi un cas de rupture d'origine anthropique où des argiles glacio-lacustres auraient présenté un comportement très liquide après rupture (Gouvernement du Québec, 1981).

Les objectifs de la présente communication sont de dresser un inventaire préliminaire de la distribution des cicatrices de glissements fortement rétrogressifs dans le bassin du paléo-lac glaciaire Barlow au Témiscamingue et de présenter des profils géotechniques typiques des sites où ont été observées de telles cicatrices, notamment un possible cas d'étalement à Saint-Édouard-de-Fabre et des cicatrices de coulées argileuses à Duhamel-Ouest. L'article fournit aussi une compilation de certaines propriétés caractéristiques de ces dépôts d'argiles varvées.

## 2 RÉGION À L'ÉTUDE

La région du Témiscamingue couvre une superficie d'environ 20 000 km<sup>2</sup>, à l'extrémité ouest du territoire québécois, dont les limites correspondent environ à la partie en amont du bassin hydrographique de la rivière des Outaouais (figure 1). Sa limite nord, contiguë à la région de l'Abitibi, marque approximativement la ligne actuelle de partage des eaux entre le bassin hydrographique du fleuve



présence de moraines (figure 1), d'eskers et de quelques formes fuselées sur la couverture de till reposant sur le socle rocheux. Ces formes glaciaires ont été retravaillées localement par les courants littoraux du paléo-lac glaciaire Barlow sous forme de crêtes de plage. Ailleurs, ce sont essentiellement les dépôts d'argile varvée du paléo-lac glaciaire Barlow qui forment de grandes plaines. Celles-ci sont entrecoupées localement par différents niveaux de terrasses d'argile (figure 2), ce qui indique que le lac glaciaire s'est drainé à des épisodes distincts. La surface des terrasses est inclinée vers l'ouest, tout comme le graben qui forme le secteur (Vincent, 1971). L'altitude du dépôt augmente donc en direction est, ce qui explique le drainage vers le lac Témiscamingue. Trois niveaux de terrasses composées de dépôts glacio-lacustres sont visibles sur le modèle numérique de terrain. Au niveau de la terrasse supérieure, les dépôts de plage sont appuyés sur des monticules de till qui recouvrent une partie du relief rocheux. Le niveau intermédiaire est celui où les cicatrices de glissements fortement rétrogressifs sont plus fréquemment observées. La terrasse inférieure présente généralement une faible dénivelée par rapport au niveau actuel du lac Témiscamingue.

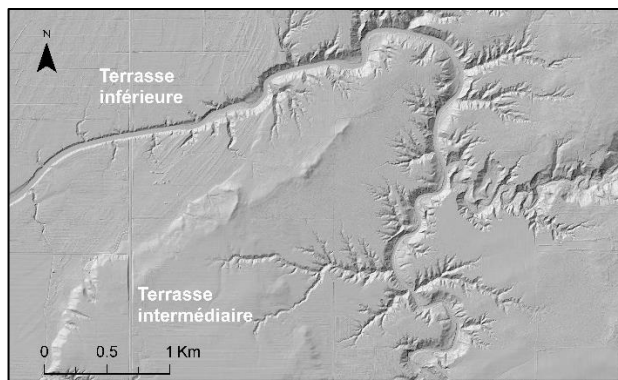


Figure 2. Exemple de niveaux de terrasse (intermédiaire et inférieure) et du réseau dendritique développé par la rivière à la Loutre et ses affluents à Saint-Bruno-de-Guigues.

Les plaines argileuses de la terrasse intermédiaire sont fortement découpées par le ravinement dû aux cours d'eau, constituant des réseaux de formes dendritiques qui se drainent vers le lac Témiscamingue ou la rivière des Outaouais (figure 2). L'incision des principaux cours d'eau dans les plaines de la région étudiée (figure 1) forme de nombreux talus, dont la hauteur varie entre 20 et 30 m. Ailleurs, la dénivelée des berges est généralement inférieure à 20 m et souvent même inférieure à 10 m. Depuis les années 1960, une grande partie de ces cours d'eau a été redressée pour l'aménagement des terres agricoles, et le secteur a été fortement déboisé.

## 5 PROPRIÉTÉS CARACTÉRISTIQUES DES ARGILES VARVÉES

La structure varvée typique des dépôts profonds d'argile glacio-lacustre est bien décrite par Quigley (1980). Banerjee (1973), qui a étudié des séquences de varves dans le bassin du lac Barlow, fait une description détaillée des séquences proximales et distales. Les premières présentent des lits de granulométrie plus grossière, déposés à proximité des fronts glaciaires, qui sont la principale source de sédiments. Les secondes sont plus fines et déposées en zone distale lorsque le front glaciaire est situé plus loin du bassin de sédimentation. Les varves de la séquence distale ont aussi tendance à s'amincir vers le haut de la colonne stratigraphique. Cette distinction entre les varves proximales et distales s'observe clairement dans les profils des essais au piézocône (figure 3).

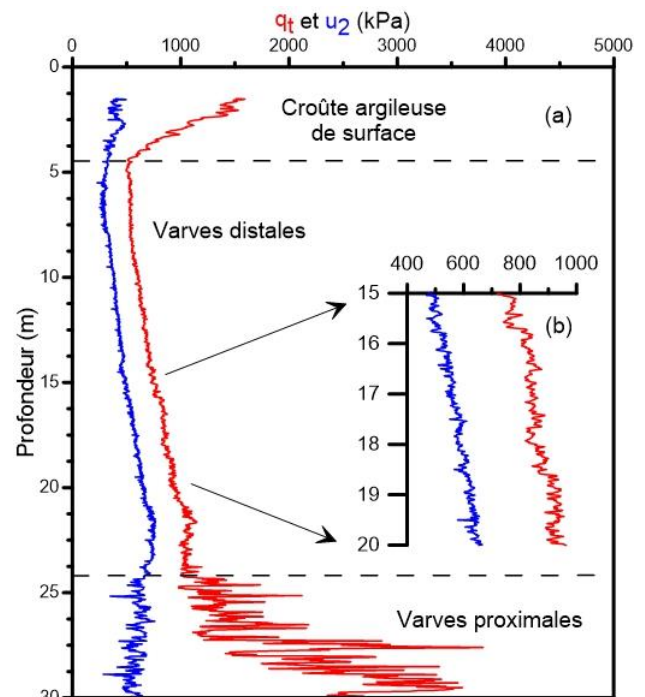


Figure 3. Profil au piézocône typique des dépôts de varves du lac Barlow dans le secteur de Saint-Édouard-de-Fabre.

À la base du profil du graphique de la figure 3a, la séquence de varves proximales est caractérisée par une interstratification très marquée entre des couches plus grossières sableuses, montrant des résistances en pointe ( $q_t$ ) plus fortes et des pressions interstitielles ( $u_2$ ) plus faibles, et des couches silteuses et argileuses, montrant une tendance inverse. Les valeurs de  $q_t$  diminuent progressivement vers le haut, indiquant des couches grossières moins denses et moins épaisses, marquant un recul progressif du front glaciaire. À partir de 24 m de profondeur et vers le haut, les fortes indentations dans les deux profils s'atténuent rapidement et laissent place à des varves distales beaucoup plus homogènes et peu contrastées. Un agrandissement du graphique entre 15 et

20 m de profondeur (figure 3b) montre néanmoins une fine stratification dans les varves distales, associées à un contraste très léger entre les couches d'été (pâles) et d'hiver (foncées).

Divers auteurs s'intéressant au comportement géotechnique de ces sols (Eden, 1964; Soderman et Quigley, 1965; Ballivy et coll., 1971; Chan et Kenny, 1973; Locat et Lefebvre, 1981; St-Arnaud, 1981; Jean, 1983) ont réalisé des essais de base (granulométrie, teneur en eau et limites d'Atterberg) sur les couches « grossières » et « fines » des varves proximales et distales. Les deux couches d'une même varve formant un couplet (foncée et pâle) présentent des valeurs dont les contrastes sont beaucoup plus marqués pour les varves proximales que pour les varves distales. Pour ces dernières, les contrastes s'amenuisent aussi vers le haut de la colonne stratigraphique, comme l'indique le tableau 1 suivant.

Tableau 1. Pourcentage de particules inférieures à 2 µm pour un couplet de varve, à trois profondeurs différentes, pour des varves d'origine proximale ou distale, au site de Matagami (modifié de Jean, 1983).

Profondeur (m)	Couche pâle (%)	Couche foncée (%)
7,49 (distale)	87	93
8,20 (distale)	80	94
10,70 (proximale)	26	81

À ces variations granulométriques sont rattachées des variations concernant les teneurs en eau. Pour le même site d'Olga, Locat et Lefebvre (1981) ont noté des contrastes de teneur en eau naturelle variant de 29 % à 80 % entre les couches pâles et foncées à la base des couches distales, comparativement à des écarts variant entre 69 % à 78 % pour les couches distales supérieures. Pour un site à New Liskeard, situé près de la zone d'étude, Chan et Kenney (1973) ont observé les mêmes tendances dans les couches distales, où les contrastes entre les couplets s'amenuisent significativement aussi vers le haut de la colonne stratigraphique.

Ces contrastes granulométriques se reflètent aussi dans la mesure des limites d'Atterberg. Des variations sont observées dans ces paramètres lorsque les essais sont réalisés séparément sur chaque couche d'un couplet. Celles-ci sont plus prononcées pour un couplet provenant d'un environnement proximal, comme démontré par Eden (1964) et St-Arnaud (1981). Ces contrastes s'amenuisent aussi en remontant dans la colonne stratigraphique.

La compilation des résultats provenant de 11 sites situés dans le bassin du paléo-Lac Barlow, localisés en rouge à la figure 1, est présentée sur l'abaque de plasticité de Casagrande à la figure 4. Les points noirs illustrent des mesures effectuées sur des couplets mixtes, alors que les points colorés représentent les mesures détaillées de St-Arnaud (1981) et d'Eden (1964), qui ont été réalisées de façon distincte sur des couches pâles (points verts) ou foncées (points rouges) de différents couplets de varves. Ces résultats indiquent clairement la grande différence de plasticité qui existe entre ces différentes couches d'un même couplet de varve. Malgré cela, tous les points

demeurent alignés sur la même droite (ligne en tirets mauves), qui représente la relation moyenne obtenue par Garneau et LeBihan (1977) pour les argiles de la mer de Champlain. Ces derniers résultats sont peu surprenants, considérant que la minéralogie des argiles glacio-lacustres est très semblable à celle des argiles marines, comme en témoignent les résultats de différents chercheurs (Ballivy et coll., 1971; Locat et coll., 1984a, 1984b; Soderman et Quigley, 1965).

L'homogénéité plus marquée des varves distales, particulièrement dans le sommet des colonnes stratigraphiques, se traduit aussi par des contrastes plus faibles entre les perméabilités horizontale et verticale. Cela a été étudié par Chan et Kenny (1973), qui ont mesuré des rapports d'anisotropie de perméabilité ( $r_k$ ) de l'ordre de 3,5 pour des varves plus épaisses et grossières (proximales), comparativement à des valeurs de 1,5 pour des varves moins épaisses et plus fines (distales).

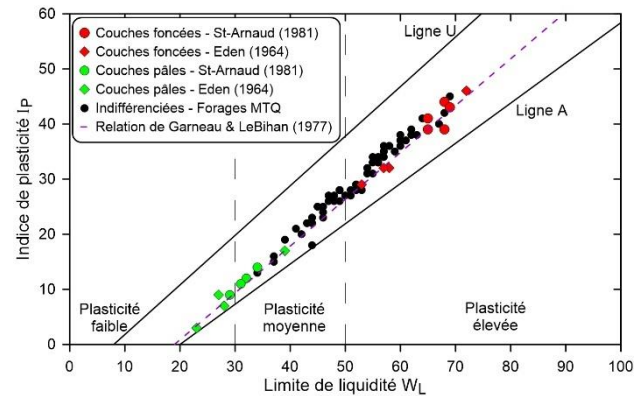


Figure 4. Compilation dans l'abaque de plasticité de Casagrande de 11 sites provenant de forages réalisés dans la région à l'étude (sauf le site d'Eden, 1964).

La figure 5 montre une compilation de mesures de l'indice de liquidité ( $I_L$ ) en fonction de la résistance au cisaillement à l'état remanié ( $S_{ur}$ ) pour les mêmes sites du paléo-lac Barlow que ceux de la figure précédente. Une dispersion très prononcée des mesures est observée lorsque les valeurs de  $S_{ur}$  sont supérieures à 4 kPa. Autrement, les autres mesures suivent relativement bien la relation établie par Leroueil et coll. (1983) pour les argiles marines post-glaciaires des basses-terres du Saint-Laurent, considérant que les essais ont été réalisés avec des couplets mixtes et qu'il est possible que la proportion de matériel provenant de la couche pâle ou foncée varie d'un essai à l'autre. Les points en rouge et mauve correspondent aux valeurs obtenues aux sites où des cicatrices de glissements fortement rétrogressifs ont été observées et seront discutées plus loin dans l'article.

Pour l'instant, il est possible de mentionner que très peu d'échantillons ont montré un comportement très fluide à l'état remanié (avec des  $I_L > 1,2$  ou des  $S_{ur} < 1,0$  kPa, selon les critères proposés par Lebeus et coll., 1983). Des résultats similaires ont été notés dans d'autres publications traitant des argiles glacio-lacustres du Témiscamingue ou d'Abitibi (Eden, 1964, Soderman et Quigley, 1965; Locat et coll., 1984a).

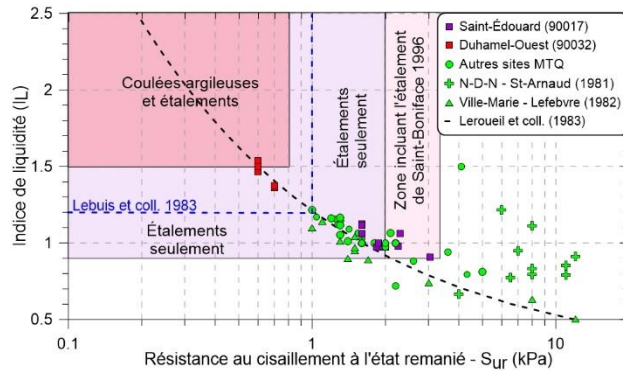


Figure 5. Relation entre l'indice de liquidité (IL) et la résistance au cisaillement à l'état remanié ( $S_{UR}$ ) pour 11 sites dans la région à l'étude.

Finalement, très peu de résultats d'essais triaxiaux ont été publiés concernant les paramètres mécaniques des argiles varvées du Québec. Locat (1982) rapporte des valeurs de  $c'$  de 4 à 5 kPa et des valeurs de  $\phi'$  de 34 à 38° pour la mesure de la résistance à grande déformation, réalisée avec des essais de type CAU sur des échantillons prélevés par bloc au site de Matagami.

## 6 INVENTAIRE DES CICATRICES

L'inventaire des cicatrices de GFR a été réalisé sur la base des formes de terrain consistant en des dépressions topographiques dans la plaine argileuse, en bordure de talus associés à des cours d'eau ou à des niveaux de terrasse. La topographie a été définie à partir d'un modèle numérique de terrain obtenu à l'aide d'un levé lidar aéroporté récent (Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec, 2016). Ce levé a été produit avec un nombre réduit de points au sol (1,5 point au  $m^2$ ) ainsi qu'en présence de feuilles dans les arbres. La résolution limitée de la topographie du sol est toutefois suffisante pour identifier les grandes formes du terrain, mais rend parfois difficile l'identification de formes plus fines qui permettent entre autres de différencier les types de GFR. Pour raffiner l'interprétation, des orthophotographies d'une résolution de 30 cm, datant aussi de 2016, et des photos aériennes des années 1960 ont été consultées pour certains secteurs. Les critères utilisés pour inclure des cicatrices de GFR dans cet inventaire ont une distance de rétrogression supérieure à deux fois la hauteur du talus (mesurée à partir des sommets des talus adjacents) ou une largeur qui équivaut à quatre fois la distance de rétrogression (typique des formes d'étalement selon les données de Demers et coll., 2014).

L'ensemble des cicatrices de GFR identifiées dans la région à l'étude se trouvent au sud de la moraine de Roulier et jusqu'à une vingtaine de kilomètres à l'est du lac Témiscamingue (figure 1). Les dernières cicatrices visibles dans le secteur sud se situent à Saint-Édouard-de-Fabre. Une portion très importante des cicatrices de glissements répertoriées se situe dans les municipalités de Duhamel-Ouest, de Saint-Bruno-de-Guigues et de Saint-Eugène-de-Guigues. Elles sont principalement localisées le long du

cours d'eau Bélanger, de la rivière à la Loure et de l'un des affluents principaux du cours d'eau Bastien, généralement le long de talus d'une hauteur d'au moins 15 m. La distribution est plus sporadique au sud de cette région et des cicatrices sont visibles le long de talus d'une hauteur d'au moins 9 m. Quelques rares cicatrices ont aussi été identifiées dans les talus d'anciennes terrasses. Cette analyse préliminaire a permis d'inventorier plus d'une soixantaine de cicatrices de GFR dans la région analysée (figure 1). La majorité de ces glissements ont des formes qui ressemblent davantage à des coulées argileuses qu'à des étalements.

Afin de comprendre l'occurrence de tels glissements dans les argiles glacio-lacustres, une caractérisation géotechnique a été réalisée à deux sites. Le premier se situe à Saint-Édouard-de-Fabre, où se trouve une cicatrice s'apparentant à un étalement, et le second à Duhamel-Ouest, où au moins trois importantes cicatrices ressemblant à des coulées argileuses ont été observées. Ces deux sites sont décrits plus en détail dans les sections suivantes.

## 7 SITE 1 : SAINT-ÉDOUARD-DE-FABRE

Le site de Saint-Édouard-de-Fabre est localisé en bordure de la baie Lavallée, sur la rive est de la rivière des Outaouais (figure 6). Cette baie a une largeur d'environ 1,5 km. La hauteur des berges le long de la baie est d'environ 7 m dans la partie sud et elle augmente légèrement vers le nord, pour atteindre 9 à 10 m. Un deuxième niveau de terrasse est visible en retrait de la baie et il se situe à une élévation d'environ 10 m au-dessus du niveau du sommet des berges de la terrasse inférieure (figure 6). Une cicatrice de GFR a été observée dans la partie sud-est de la baie à l'endroit où la terrasse intermédiaire rejoint la berge et où sa hauteur atteint environ 17 m.

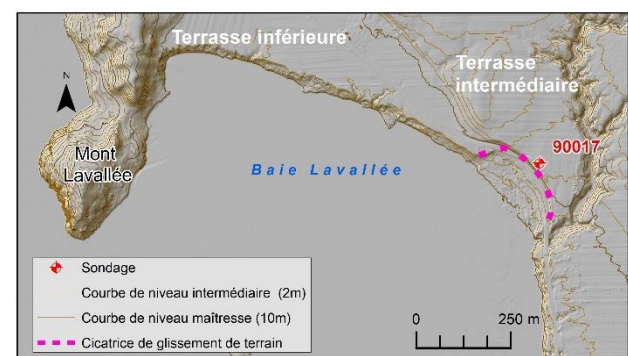


Figure 6. Site de Saint-Édouard-de-Fabre montrant la position de la cicatrice, les niveaux de terrasses et la localisation du sondage.

Les talus de la portion nord de la baie sont soumis à une érosion active et sont festonnés de cicatrices de glissements de terrain rotationnels profonds, dont certaines sont récentes.



La cicatrice de GFR étudiée a une forme légèrement allongée d'environ 250 m de largeur. Elle montre une distance de rétrogression de 100 m et une superficie approximative de 1,9 ha. La hauteur de l'escarpement arrière du glissement est inférieure à 4 m, et l'élévation de la surface des débris diminue ensuite progressivement jusqu'à la berge, pour une dénivelée totale d'environ 13 m. Bien que des interventions humaines aient été réalisées à l'intérieur de la cicatrice, une série de formes allongées suggèrent qu'il pourrait s'agir d'un ancien étalement. Selon quatre sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice, la surface de rupture serait légèrement inclinée vers la berge et passerait sous le niveau de l'eau de la rivière.

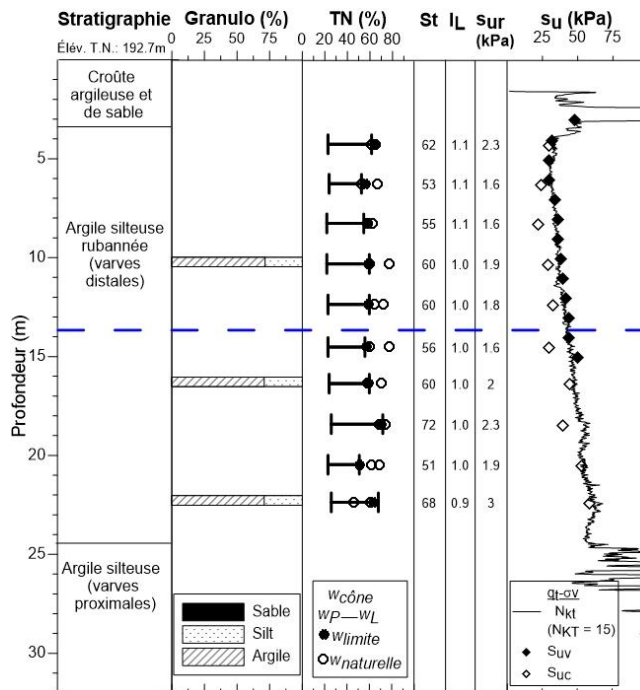


Figure 7. Profil géotechnique du forage 90017. La ligne en tirets bleus marque l'élévation du niveau d'eau de la baie.

Les résultats des sondages (piézocône et scissomètre de chantier) et du forage 90017, réalisés à l'arrière de la cicatrice, sont présentés sur le profil géotechnique illustré à la figure 7. Les sols au site à l'étude sont d'abord composés d'une croûte argileuse de près de 4 m d'épaisseur en surface. Celle-ci est intercalée d'une mince couche de sable entre 2,5 et 3,0 m, approximativement. À partir de 4 m de profondeur, des sols argileux varvés ont été interceptés jusqu'à environ 34 m de profondeur, où le refus à la pénétration a été atteint lors de l'essai au piézocône. Le profil de résistance en pointe ( $q_t$ ) indique que l'unité argileuse est relativement homogène entre 4 et 24 m de profondeur, correspondant à l'unité de varves distales. La résistance au cisaillement non drainé  $S_{uv}$ , mesurée au scissomètre de chantier, augmente progressivement de 30 à 50 kPa. L'unité sous-jacente,

entre 24 et 34 m de profondeur, est constituée de varves grossières de type proximal.

Ces essais ont été effectués sans faire de distinction entre les couches pâles et foncées. Les valeurs mesurées correspondent donc à la moyenne des couches incluses dans l'échantillon. Dans l'unité de varves distales, le pourcentage de particules argileuses mesuré demeure très constant (70,8-71,5 %). La limite de plasticité est également relativement constante (22-26 %), alors que la limite de liquidité montre des variations légèrement plus marquées avec des valeurs se situant entre 51 et 72 %. Les valeurs de teneur en eau sont généralement près de la limite de liquidité, et les indices de liquidité sont donc près de l'unité (0,9-1,1). À proximité de la surface de rupture, les résistances au cisaillement à l'état remanié varient de 1,6 kPa à 1,9 kPa.

## 8 SITE 2 : DUHAMEL-OUEST

Au site de Duhamel-Ouest, la Petite rivière Blanche sillonne une étroite vallée confinée entre des buttes rocheuses (figure 8). Elle entaille la terrasse inférieure, laquelle mesure environ 1 km de large, et est inclinée à  $0,15^\circ$  vers le lac Témiscamingue. Les talus à l'embouchure de la rivière mesurent 2 m de hauteur et atteignent 11 m à 4 km plus en amont. La terrasse intermédiaire est visible du côté nord, enclavée entre deux buttes rocheuses formant une petite vallée perpendiculaire à la rivière. Les talus associés à cette terrasse ont une douzaine de mètres de hauteur. Le segment le plus méridional de la moraine de Laverlochère, s'apparentant à un esker, longe la rive sud de la rivière et la recoupe un peu plus à l'est du site.

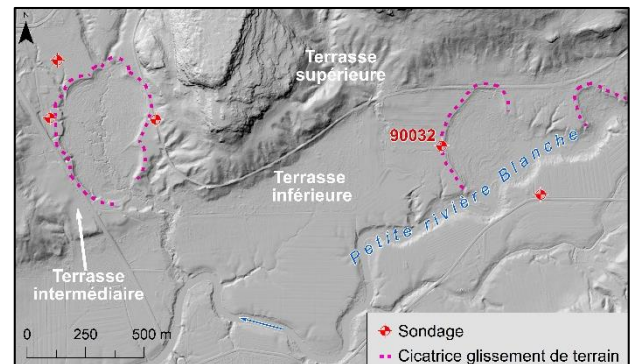


Figure 8. Site de Duhamel-Ouest montrant la position des cicatrices, les niveaux de terrasses et la localisation des différents sondages.

Deux cicatrices de GFR se situent au niveau de la terrasse inférieure, et une troisième, d'une dimension plus importante, est localisée le long d'un affluent de la Petite rivière Blanche au niveau de la terrasse intermédiaire (figure 8). Les deux cicatrices localisées le long de la rivière se sont produites dans des talus d'une hauteur de 9 et de 11 m. La cicatrice située le plus à l'ouest sur la terrasse inférieure est de dimension plus importante. Sa distance de rétrogression est estimée à 185 m et sa largeur à 400 m,

couvrant une superficie d'environ 6,5 ha. La cicatrice la plus à l'est et celle sur le niveau de terrasse intermédiaire ont des superficies estimées respectivement à 1,8 et à 17 ha. Selon le levé lidar, les débris demeurés à l'intérieur des cicatrices ont une faible épaisseur, ce qui est caractéristique des coulées argileuses (Demers et coll. 2014).

Des sondages au piézocône et au scissomètre de chantier ainsi que des forages ont été réalisés à proximité des cicatrices afin de caractériser les sols qui composent les deux niveaux de terrasse (figure 8). Trois nids de piézomètres ont aussi été installés. Actuellement, aucun sondage n'a été réalisé à l'intérieur des cicatrices pour déterminer la position de la surface de rupture.

Les résultats de l'investigation géotechnique réalisée au site 90032, adjacent à l'une des cicatrices qui bordent la Petite rivière Blanche (figure 8), sont présentés sur le profil géotechnique à la figure 9. Les sols au site à l'étude sont composés d'une croûte argileuse de 1,2 m d'épaisseur en surface qui repose sur des sols argileux jusqu'au refus à la pénétration du piézocône, lequel est atteint à près de 35 m de profondeur. Le profil de résistance au piézocône indique que l'unité de silt argileux homogène, appartenant à l'environnement distal, est située entre 1,2 et 17,2 m de profondeur. Dans cette unité, la résistance au cisaillement non drainé  $S_{uv}$ , mesurée au scissomètre de chantier, se maintient généralement entre des valeurs de 12 à 29 kPa. L'unité sous-jacente, située entre 17,2 et 34 m de profondeur, est constituée de varves grossières typiques d'un environnement proximal.

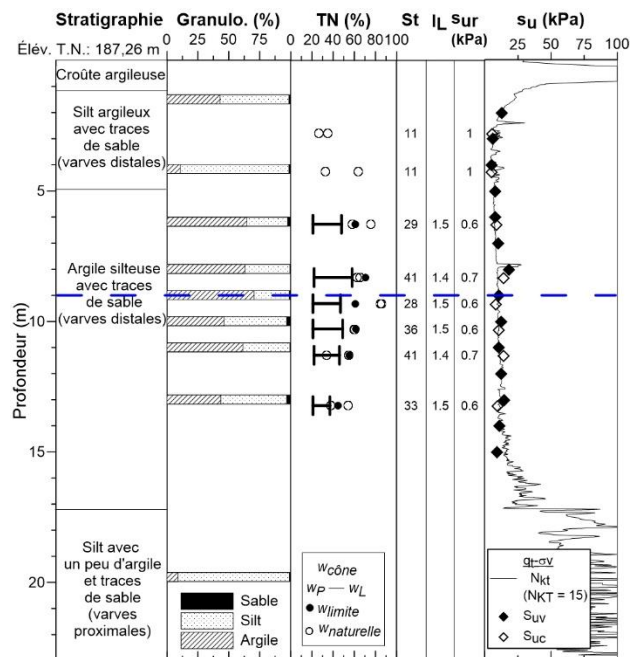


Figure 9. Profil géotechnique du sondage 90032. La ligne en tirets bleus indique le niveau du cours d'eau.

Les essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons prélevés principalement dans les unités

distales, sans en séparer les couplets. L'unité de silt argileux située sous la croûte argileuse semble homogène et il n'a pas été possible de distinguer visuellement les varves sur les échantillons provenant de cette unité. L'unité d'argile silteuse située entre 5 et 17,2 m de profondeur est varvée. Son contenu en particules argileuses varie entre 43 et 70 %. La proportion de sable varie entre 0,5 et 3,3 % et se trouve sous forme de lits dont l'épaisseur atteint au maximum 1 cm. L'épaisseur des couches pâles observée sur les échantillons demeure constante jusqu'à 13,6 m (environ 2 mm), alors que les couches foncées passent de 1 à 2 cm d'épaisseur vers 8 m de profondeur. La limite de plasticité demeure constante (21-22 %), alors que la limite de liquidité montre une légère tendance à la baisse avec la profondeur, avec des valeurs qui se situent entre 37 et 58 %. Les teneurs en eau, comprises entre 34 et 86 %, sont presque toutes supérieures à la limite de liquidité et les indices de liquidité varient entre 1,4 et 1,5. La résistance au cisaillement à l'état remanié est de 1 kPa dans les cinq premiers mètres et entre 0,6 et 0,7 kPa plus en profondeur.

D'après les résultats obtenus de l'analyse par diffraction des rayons X (DRX), les minéraux, en ordre d'importance selon leur intensité, sont le quartz, le feldspath plagioclase, la chlorite, la microcline, la calcite, la hornblende, l'illite et la dolomite. Ces résultats sont semblables à ceux obtenus par Daigneault et Prichonnet (1988) pour le till de Saint-Bruno-de-Guigues et par Ballivy et coll. (1971) et Locat et coll. (1984b) pour les argiles lacustres de la région de Matagami. Les images prises au microscope à balayage électronique (MEB) dans la couche pâle à 8,45 m de profondeur montrent une abondance de particules monominérales subanguleuses de la taille des silts, avec quelques agrégats de taille similaire. Quant à la couche foncée, sa microstructure est floculée et les particules qui y sont observées sont globalement de plus petite taille que celles de la couche pâle. Locat et coll. (1984b) ont fait des observations similaires sur la microstructure des argiles varvées de Matagami.

Les résultats de l'analyse chimique montrent que les oxydes majeurs, en ordre décroissant, sont :  $SiO_2$  (56,6 %),  $Al_2O_3$  (15,5 %),  $Fe_2O$  (6,5 %), puis  $Fe_2O_3$ , CaO, MgO,  $Na_2O_3$  et  $K_2O$ , qui se situent entre 1 et 5 %. Ces résultats sont semblables à ceux présentés par Locat et Lefebvre (1984) pour des argiles marines et glacio-lacustres provenant de différents bassins au Québec. D'après les teneurs en MgO, en CaO et en matières volatiles à 550 et 1000 °C, la teneur en calcite ( $CaCO_3$ ) est estimée à 7 %, ce qui se situe entre les teneurs en carbonates des couches estivales et hivernales de varves étudiées sur deux sites au Témiscamingue par Daigneault et Prichonnet (1988). Les cations contenus dans l'eau interstitielle sont majoritairement le calcium et le sodium (27 et 24 mg/L) et, dans une proportion moindre, le magnésium et le potassium (6 mg/L). D'après la mesure de la conductivité électrique, la salinité de l'eau interstitielle est de 0,2 g/L. Quant aux résultats de l'essai au bleu de méthylène, ils ont permis de déterminer que la surface spécifique de l'échantillon de sol est de 53  $m^2/g$ , ce qui se situe dans la plage des valeurs présentées par Locat et

coll. (1984a) pour des argiles marines et glacio-lacustres de différents bassins sédimentaires au Québec.

## 9 DISCUSSION ET CONCLUSION

L'inventaire réalisé à partir des données lidars au Témiscamingue montre que des GFR de dimensions imposantes se sont déjà produits dans les argiles glacio-lacustres, alors que ceux-ci étaient auparavant connus pour se produire spécifiquement dans des argiles marines devenues très sensibles par le lessivage des sels contenus dans l'eau interstitielle.

Aux deux sites investigués, les GFR seraient survenus dans l'unité de varves distales. La comparaison entre les propriétés des argiles marines et celles des unités de varves distales post-glaciaires du Québec montre une forte similitude sur de nombreux aspects (chimique, minéralogique, physique et géotechnique). Même la microstructure dans les couches argileuses est comparable. Les données caractérisant les varves distales suivent la même corrélation dans l'abaque de Casagrande que celle établie pour les argiles marines (figure 4). Également, malgré la variabilité de ces mesures due à la dualité granulométrique des couplets composant chaque varve, la relation  $I_L-S_{ur}$  établie par Leroueil et coll. (1983) s'applique relativement bien (figure 5). Toutefois, parmi les données de forages disponibles dans la région, peu de sites montrent de grandes valeurs de sensibilité, caractérisées par des  $I_L > 1,5$  ou des  $S_{ur} < 0,8$ , qui sont typiquement caractéristiques des sites propices aux coulées argileuses selon Demers et coll. (2014). Le site de Duhamel-Ouest, où les cicatrices montrent de très grandes distances de rétrogression, rencontre néanmoins ces critères. Quant au site de Saint-Édouard-de-Fabre, les valeurs de  $I_L$  et de  $S_{ur}$  s'insèrent dans la plage établie dans la compilation de Therrien (2020) pour les sites propices à développer des étalements (figure 5). Il est donc surprenant qu'aucun cas récent ou historique n'ait été signalé dans ces argiles glacio-lacustres, où les talus ont des hauteurs suffisantes pour en développer. Les raisons expliquant le développement de la forte sensibilité des argiles varvées à certains sites demeurent aussi un sujet à explorer.

## 10 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier M. Denis Hudon pour l'aide à la conception de certaines figures ainsi que les réviseurs pour leurs commentaires. Cet article est publié avec la permission du ministère des Transports du Québec.

## 11 RÉFÉRENCES

Ballivy, G., Pouliot, G. et Loiselle, A. 1971. Quelques caractéristiques géologiques et minéralogiques des dépôts d'argile du Nord-Ouest québécois, *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 8:1525-1541.

- Banerjee, I. 1973. Sedimentology of Pleistocene glacial varves in Ontario, Canada, *Commission géologique du Canada*, bulletin 226, 74 p.
- Chagnon, J.-Y. 1968. Les coulées d'argile dans la province de Québec, *Naturaliste Canadien*, 95:1327-1343.
- Chan, H. T. et Kenney, T. C. 1973. Field investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil, *Revue canadienne de géotechnique*, 10(3):473-488.
- Daigneault, R.-A. et Prichonnet, G. J. 1988. Séquences varvaires du Lac Barlow et Moraine de Laverlochère : déglaciation tardive de la partie nord du lac Témiscamingue, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 42(2):107-120.
- Demers, D., Robitaille, D., Lavoie, A., Paradis, S., Fortin, A., et Ouellet, D. 2017. The use of Lidar airborne data for retrogressive landslides inventory in sensitive clays, Québec, Canada, *Landslides in sensitive clays: from research to implementation*, sous la direction de V. Thakur, J.-S. L'Heureux et A. Locat, Springer, Pays-Bas, 279-288.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clays in the province of Québec, Canada: preliminary analysis, *Landslides in sensitive clays: from geosciences to Risk management*, sous la direction de J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers et J. Locat, Springer, 36:77-90.
- Eden, W. J. 1964. Earthflows at the Beattie Mine, Quebec, Canada, *Revue canadienne de géotechnique*, 1(2):104-114.
- Evans, S. G. 2001. Landslides, A synthesis of geological hazards in Canada, sous la direction de G. R. Brooks, *Commission géologique du Canada*, bulletin 548:43-79.
- Garneau, R. et LeBihan, J. P. 1977. Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone, *Revue canadienne de géotechnique*, 14(4): 571-581.
- Gouvernement du Québec. 1981. Rapport final sur les circonstances, les conditions préalables et les causes de la tragédie du 20 mai 1980, *Commission d'enquête sur la tragédie de la mine Belmoral et les conditions de sécurité dans les mines souterraines*, Conseil exécutif, volume I, 284 p.
- Jean, P. 1983. *Caractéristiques de la perméabilité des argiles*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada.
- Lebuis, J., Robert, J. M. et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Québec, *Symposium on slopes on soft clays, rapport no 17, Swedish Geotechnical Institute*, Linköping, Suède, 205-262.
- Lefebvre, G. 1982. Study of the consolidation of varved clay deposit at Ville Marie, *Société d'Énergie de la Baie James*, Report GEO-82-06, 67 p.
- Lefebvre, G. 2017. Sensitive Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability, *Landslides in sensitive clays: from research to implementation*, sous la direction de V. Thakur, J.-S. L'Heureux et A. Locat, Springer, Pays-Bas, 15-34.
- Leroueil, S., Tavenas, F. et LeBihan, J.P. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada, *Revue canadienne de géotechnique*, 20(4):681-705.

- Locat, A., Demers, D., Locat, P., Geertsema, M. 2017, Sensitive clay landslides in Canada, *70<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, Ottawa, Ontario, Canada.
- Locat, J. 1982. *Étude de la structuration des argiles sensibles de l'est du Canada*, thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 512 p.
- Locat, J. et Lefebvre, G. 1981. Étude de la formation des sédiments fins glacio-lacustres du lac Barlow-Ojibway : le site d'Olga, Matagami, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 35(1):93-103.
- Locat, J., Ballivy, G. et Lefebvre, G. 1984a. Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada, *Revue canadienne de géotechnique*, 21:530-540.
- Locat, J., Ballivy, G. et Lefebvre, G. 1984b. Notes sur la minéralogie des sédiments fins du lac Ojibway, en particulier ceux de la région de Matagami, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, XXXVIII(1):40-57.
- Lovell, H. L. et Caine, T.W. 1970, Lake Temiskaming Rift Valley, *Ontario Department of Mines*, Miscellaneous paper 39, 16 p.
- Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec. 2016. Levés lidar, Forêt Ouverte, Gouvernement du Québec, [www.donneesquebec.ca](http://www.donneesquebec.ca).
- Quigley, R. M. 1980, Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective, *Revue canadienne de géotechnique*, 17:261-285.
- Robert, J. L. 1962. Rapport préliminaire de la région de Fabre-Mazenod, comté de Témiscamingue, ministère des Richesses naturelles, RP 485, 9 p.
- Rosenqvist, I. Th. 1953. Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays, *Géotechnique*, 3:195-200.
- Sinclair, G. W. 1965. Succession of Ordovician rocks at Lake Temiscamingue, *Commission géologique du Canada*, étude 65-34, 6 p.
- Soderman, L. G. et Quigley, R. M. 1965. Geotechnical properties of three Ontario clays, *Revue canadienne de géotechnique*, 11(2):167-189.
- St-Arnaud, G. 1981. Étude des berges entre la centrale Première-Chute et le lac Témiscamingue, Hydro-Québec, Direction projets de centrales, Service géologie et géotechnique.
- Thériault, R. et Beauséjour, S. 2013. La nouvelle carte géologique du Québec, *Québec géographique – Portail de l'information géographique gouvernementale*, ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles, <https://quebecgeographique.gouv.qc.ca/approfondir/bibliothèque/geoinfo/geoinfo-janvier-2013.asp>
- Therrien, J. 2020. *Étalements dans les argiles marines du Québec – Analyse et compilation de 14 cas*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada, 516 p.
- Torrance, J. K. 1996. On the relevant development of high sensitivity: Mineralogical requirements and constraints, *VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norvège*, Landslides; Senneset (éd.), Balkema, Rotterdam, 491-496.
- Veillette, J. 1988. Déglaciation et évolution des lacs proglaciaires post-Algonquin et Barlow au Témiscamingue, Québec et Ontario, *Géographie physique et Quaternaire*, 42(1):7-31.
- Vincent, J.-S. 1971. *Le quaternaire des cantons de Guigues, Baby, Duhamel et Laverlochère, Cté Témiscamingue, Québec*, mémoire de maîtrise, Université d'Ottawa, Ontario, Canada, 146 p.
- Vincent, J.-S. et Hardy, L. 1977. L'évolution et l'extension des lacs glaciaires Barlow et Ojibway en territoire québécois, *Géographie physique et Quaternaire*, 31(3-4):357-372.
- Wilson, M. E. 1918. Timiskaming County, Québec, *Commission géologique du Canada*, Mémoire 103, 197 p.



# Characteristics, kinematics and contributing factors of compound and translational landslides in the Interior Plains of Canada, with emphasis on the Chin Coulee landslide, Alberta



Luiz Biagini<sup>1</sup>, Renato Macciotta<sup>1</sup>, Chris Gräpel<sup>2</sup>, Roger Skirrow<sup>3</sup> & Kristen Tappenden<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Department of Civil & Environmental Engineering - University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada*

<sup>2</sup>*Klohn Crippen Berger, Edmonton, Alberta, Canada*

<sup>3</sup>*Alberta Transportation, Edmonton, Alberta, Canada*

## ABSTRACT

Understanding landslide kinematics, their characteristics, and contributing factors is crucial for decision-making regarding mitigation strategies for infrastructure projects. These characteristics depend on the morphology of the area, as well as climate and interaction with water bodies and anthropogenic activity. Some geomorphological features are shared between some western Canadian regions, particularly within the Canadian Interior Plains (Interior Plains). This paper synthesizes the mechanisms, kinematics, triggers events, and contributing factors associated with 10 landslides in the Interior Plains with emphasis in 4 of them. The paper discusses the commonalities of bedrock formations that contain thin sub-horizontal and continuous deposits of weak materials as the main morphological predisposing factor for landslides. The findings show commonalities in the effect of seasonal fluctuations in the characteristics of water bodies in contact with these landslides, driving episodes of landside acceleration and deceleration. Importantly, anthropogenic activity as a trigger for the initiation of some of these landslides suggests a high susceptibility of certain slopes in the Interior Plains to relatively small changes in in-situ stresses.

## RÉSUMÉ

Comprendre la cinématique des glissements de terrain, leurs caractéristiques et les facteurs contributifs est crucial pour la prise de décision concernant les stratégies d'atténuation des projets d'infrastructure. Ces caractéristiques dépendent de la morphologie de la zone, ainsi que du climat et de l'interaction avec les masses d'eau et l'activité anthropique. Certaines caractéristiques géomorphologiques sont partagées entre certaines régions de l'Ouest canadien, en particulier dans les plaines intérieures canadiennes (plaines intérieures). Cet article synthétise les mécanismes, la cinématique, les événements déclencheurs et les facteurs contributifs associés à 10 glissements de terrain dans les plaines intérieures en mettant l'accent sur 4 d'entre eux. L'article discute des points communs des formations rocheuses qui contiennent de minces dépôts subhorizontaux et continus de matériaux faibles en tant que principal facteur morphologique prédisposant aux glissements de terrain. Les résultats montrent des points communs dans l'effet des fluctuations saisonnières des caractéristiques des masses d'eau en contact avec ces glissements de terrain, entraînant des épisodes d'accélération et de décélération du côté terrestre. Il est important de noter que l'activité anthropique en tant que déclencheur de l'initiation de certains de ces glissements de terrain suggère une forte sensibilité de certaines pentes des plaines intérieures à des changements relativement faibles des contraintes in situ.

## 1 INTRODUCTION

The Canadian Interior Plains (Interior Plains) occupy an area that includes portions of northeastern British Columbia, most of Alberta, central and southern Saskatchewan, and southwestern Manitoba (Klassen 1989) (Figure 1, adapted from Klassen 1989 and Mollard 1977). Landslides are common within deeply-incised valleys in the Interior Plains, and the high susceptibility to landslides within this region has been previously documented (e.g. Bobrowsky et al. 2012, Kelly et al. 1995). Importantly, a number of these landslides have impacted railway operations and infrastructure, roads, bridges, pipelines, and urban areas.

It is recognized that understanding landslide kinematics, their characteristics, and contributing factors is crucial for decision-making regarding mitigation strategies

and resource allocation for infrastructure projects and urban development. These characteristics depend on the morphology of the area, as well as climate and interaction with water bodies and anthropogenic activity. In this regard, continuous updating of our understanding of landslide characteristics, kinematics, and contributing factors in the Interior Plains will provide insights for land use planning purposes and for the location and maintenance of transportation infrastructure.

A landslide database within the Interior Plains is being developed, with particular emphasis on compound and translational landslides, that will allow an updated understanding of their kinematics and contributing factors. This paper presents an update of this work, where we synthesize the mechanisms, kinematics, triggers events, and contributing factors associated with 10 of these landslides. Summaries of some landslides are presented,

with particular emphasis on the Chin Coulee landslide (a large, deep-seated compound landslide in southern Alberta – Deane et al. 2020), to provide the reader with an appreciation of the phenomena. The ten landslides are shown in Figure 1 and corresponding information is summarized in Table 1.

The paper does not present a landslide susceptibility analysis but does present and discuss the commonalities of these landslides in terms of morphology, kinematics, movement triggers, and their seasonal acceleration and deceleration periods. Furthermore, the paper highlights some important implications of these observations for practitioners in the Interior Plains.

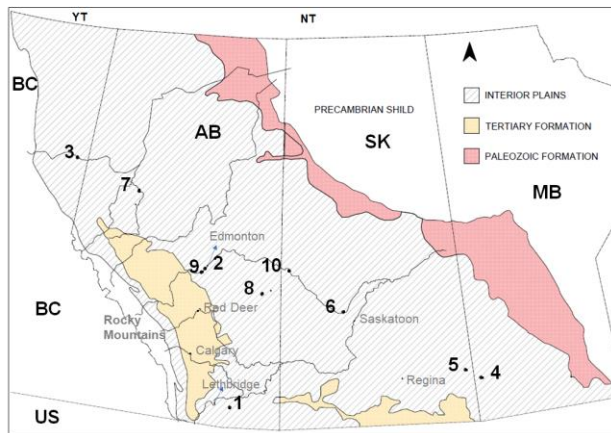


Figure 1. The Interior Plains (adapted from Klassen 1989 and Mollard 1977) and the location of the landslides used in this study

## 2 GEOLOGIC CONTEXT OF THE INTERIOR PLAINS

### 2.1 Bedrock

Bedrock in the Interior plains originated as fine-grained marine or nonmarine sediments deposited during the Cretaceous period (Klassen 1989). They occupy almost the entire Interior Plains area and are poorly consolidated, characterized by flat-lying shales, interbedded by siltstones, and sandstones.

The clay shales are usually in thrust and highly fractured due to glacial overriding. The clay shales present very low hydraulic conductivity resulting in high pore pressure within the mass, due to the high clay fraction and the presence of bentonite. Very often, thin layers of bentonite or weak coal seams are encountered interbedded in the Cretaceous bedrock, which significantly affects its engineering properties by introducing significant anisotropy (Klassen, R.W. 1969). For example, in the Edmonton area (Edmonton Formation), the average thickness of coal seams ranges from a few centimeters to meters and bentonitic seams from a few millimeters to less than one meter. (Eigenbrod et al. 1971). The bentonite originates from volcanic ash that spread over the sedimentary rocks as admixtures and consists mainly of highly expansive montmorillonite (Thomson et al. 1975).

### 2.2 Glacial deposits

The most abundant surficial deposits encountered in the Southern Canadian Interior Plains are the glacial deposits from the Pleistocene and are comprised mainly of till, glaciofluvial, and glaciolacustrine materials (Klassen 1989).

The till deposits are most abundant and are composed generally of equal amounts of sand, silt, and clay (Mollard 1977). Its behavior is significantly influenced by high clay content (Klassen 1989). The second most abundant surficial deposits found in the interior plains are the glaciolacustrine deposits, like those associated with Glacial Lake Edmonton (Edmonton area) and Glacial Lake Regina in south-central Saskatchewan (Klassen, R. W., 1989). They are comprised mostly of clay and silts; however, sands can be encountered in some areas (Klassen 1989). Glaciofluvial deposits are also present, composed mainly of sands and gravels, having clay content as an important feature (Klassen 1989).

### 2.3 Non-glacial deposits

Nonglacial deposits are from the Holocene, Tertiary, and Cretaceous and are found in just a few parts of the region in depressions and as eolian sediments. In depressions, they are characterized as clastic and organic sediments, like organic-rich mud and peat. In larger valleys, they consist of gravels and sands, silts and clays, and in smaller valleys primarily of colluvium. The eolian deposits consist basically of sand and silt encountered as loess formed by sand dunes in deltas or over coarse glaciolacustrine deposits (Klassen 1989).

### 2.4 Meltwater channels

Meltwater channels formed under the ice sheets as these retreated, incised into the flat-like surface about 10000 years ago (Fulton 1989). These are widespread in the Interior Plains and are one of the mechanisms responsible for the formation of river valleys and depressions in this region (Klassen, 1989). The valley downcutting action during meltwater channel formation is associated with valley slope elastic rebound that led to strain localization along weak seams in the valley walls, mobilizing their shear strength to or near residual values. It has also been suggested that valley walls in the Interior Plains are still in a rebound state (Hardy 1963).

Table 1. Landslide locations and geologic background.

Slide	Landslide Name	Impact	Failure mechanism	Contributing factors an trigger events	<sup>2</sup> Landslide dimensions
1	Chin Coulee landslide, 1978	Highway AB 36	A retrogressive compound landslide sliding over a low strength coal seam.	Soft coal in the bedrock, groundwater distribution pressure variation, reservoir and road.	350m wide, 45m deep and 200m long. Slope angle $\approx 12^\circ$ .
2	Whitemud road landslide, 1999	Edmonton AB urban area	A retrogressive compound landslide with active wedge pushing an passive wedge sliding over bentonitic layer.	Swelling and weaken of the bedrock due to the water contact with the bentonite seam.	120 m wide, 60m deep, and 270m long. Slope angle $\approx 40^\circ$ .
3	The Peace River Highway Bridge landslide, 1957	Highway BC 97	Translational landslide sliding over the top of softened clay shales.	Stress relief on the clay shale and surface runoff over shale bedrock	330m wide, 60m deep and 335m. Slope angle $\approx 33^\circ$
4	CN Mile 1914.4 landslide, 2014	Manitoba CN Railway corridor	A retrogressive translational landslide sliding over disturbed shale.	Pore pressure variation disturbing clay shale at residual strength state.	130 m wide, 30m deep 120 m long. Slope angle $\approx 9^\circ$
5	Tantallon landslide, 2013	Highway SK 8-06-40	A shallow and deep retrogressive translational landslide sliding over a fractured bedrock.	Weakened oxidized surface contact and pore water variation.	<sup>1</sup> Upper slide: 28.83m deep, 150m long and slope angle $\approx 8^\circ$
6	Borden Bridges landslide, 2012	Highway bridge SK 16	A retrogressive translational landslide sliding over softened clay shale	Rise in the porewater pressures on the weak zone comprised of a bentonitic clay.	400m wide and 23m deep and 210m long. Slope angle $\approx 8^\circ$
7	The Little Smoky landslide, 1958	Highway bridge AB 49	A retrogressive translational series of blocks sliding over fractured clay shale	Fractured clay shale montmorillonite rich and river eroding the toe.	730m wide, 98m deep, 650 m long. Slope angle $\approx 7^\circ$
8	The Edgerton landslide, 1976	Farming land - Alberta	Retrogressive translational failure sliding over a weak bentonitic clay shale layer.	Increase in pore pressure, groundwater seepage, stress relief of the clay shale	53 m wide, 55m deep and 275m long. Slope angle $\approx 11^\circ$
9	The Devon landslide, 1965	Highway AB 60	Non-circular slip surface sliding over a bentonite rich clay shale layer	Slope cuts, stress relief and water content on the bentonitic clay layer	60m wide, 21m deep, 56m long. Slope angle $\approx 20^\circ$
10	Deer Creek landslide, 1988	Highway Bridge 3	Retrogressive massive upper and lower wedges sliding over double horizontal slip surfaces.	Highly fractured clay shale at residual strength state and high pore pressure	65m high and 500m long. Slope angle $\approx 6.3^\circ$

<sup>1</sup> Approximate dimensions from Panesar et al., (2021).

<sup>2</sup> Estimated

1. Chin Coulee landslide (Deane 2020); 2. Whitemud Road landslide (Moe et al. 2006); 3. The Peace River highway bridge landslide (Hardy 1963); 4. CN Mile 1914.4 landslide (Bartz 2017); 5. Tantallon landslide (Panesar et al. 2021); 6. Borden Bridges landslide (Osback et al. 2021); 7. The Little Smoky landslide (Thomson et al. 1975); 8. The Edgerton landslide (Thomson et al.1978); 9. The Devon landslide (Eigenbrod et al 1971); and 10. The Deer Creek landslide (Kelly et al. 1995)

### 3 EXAMPLES OF LANDSLIDES IN THE INTERIOR PLAINS – MECHANISMS, KINEMATICS, AND TRIGGERS

#### 3.1 The Devon Landslide

The Devon Landslide is 12 m high and 23 m long. It occurred in the fall of 1965 in the town of Devon, Alberta, about 20 km southwest of Edmonton. The landslide is adjacent to Highway 60, where the road crosses the North Saskatchewan River. Excavation associated with Highway work occurred during the summer of 1965, steepening the valley wall at that location from a previous slope angle of  $12^\circ$  to approximately  $20^\circ$ . It is noted that tension cracks had been observed near what would develop into the back scarp of the landslide (Eigenbrod, et al. 1971).

#### 3.1.1 Geology and stratigraphy

The stratigraphy at the site includes till deposits consisting of sandy and silty clay with thickness ranging from 4.5 m - 6.0 m overlying bedrock. Underlying the till, the bedrock formation is comprised of a complex variation of non-homogeneous materials with two highly fractured coal layers, and two layers of soft bentonitic clay. The failure surface was inferred to be located in a lower bentonitic clay layer within the bedrock, with thickness ranging from 2.5 cm to 30 cm. The bentonite was underlain by coal and overlain by claystone in a broken state, significantly iron-stained and wet (Eigenbrod, et al. 1971). Eigenbrod, et al. (1971) divided the strata of the site into four units, bentonitic clay, weathered clay shale, weathered sandy siltstone, and un-weathered sandy siltstone, as shown in Table 3 and illustrated in Figure 2. The weathered materials were classified as softened and the un-weathered sandy siltstone as having unsoftened strength.



Two distinct piezometric water levels were found in the bedrock, in addition to a free water table located about 3m below the ground surface. The lower piezometric level was located just below the failure surface within the fractured coal, approximately 17 m below ground at the back slope surface. The upper piezometric water level was defined to be 7.5 m deep from the back slope ground level in the upper fractured coal layer. Water was observed flowing from both highly fractured coal layers at the surface (Eigenbrod, et al. 1971) suggesting they acted as drainage paths supporting a series of piezometric elevations.

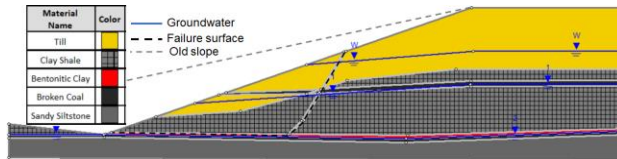


Figure 2. Geotechnical model of the Devon landslide – adapted from Eigenbrod et al. (1971).

Table 3. Assumed material properties for the Devon landslide (Eigenbrod, et al. 1971).

Material	c' (Kpa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
Bentonitic clay <sup>1</sup>	0	8	
Softened	9.1	33	17.91
Unsoftend	178	22	

<sup>1</sup>residual strenght parameters

### 3.1.2 Landslide mechanisms, triggers, and factors

The mechanism of the Devon landslide was interpreted as a non-circular slip surface defined by a basal, near-horizontal weak bentonitic layer, and a back scarp to the surface. Unfortunately, no information was reported on the landslide displacement rates. Contributing factors for the landslide included the weak bentonitic clay layer that defined the basal rupture surface, softening of the back slope material strength due to the fractured state of the rock and groundwater pressures. It is possible that the excavation work for Highway 60 generated a concentration of stresses associated with the steeper cut angle than surrounding slopes, triggering mobilization of the residual strength of the bentonitic layer, compounded by a loss of buttressing of the slope (Eigenbrod, et al. 1971).

## 3.2 The Peace River Highway Bridge landslide

On October 16<sup>th</sup>, 1957, the Peace River highway bridge at Taylor, BC, collapsed due to a landslide that developed at the north bank of the river. After the construction of the bridge, scour erosion was reported under the foundation pad of the bridge's north tower. Intense precipitation was found to exacerbate the scour erosion. It was also reported that prior to the landslide, the bridge structure had shown significant settlement and horizontal displacement.

Surveys had measured displacements of the anchor block of the bridge in the order of 50 cm prior to failure (Hardy 1963 and Thomson and Cruden 2010).

### 3.2.1 Geology and stratigraphy

The bridge structure was supported by clay shale with high montmorillonite content, interbedded with coal seams, siltstones, and sandstones. The surficial deposits consist of coarse clean sand and gravel, with some silt content in a flat terrace that overlays the clay shales. The local clay shale is highly plastic and part of the Upper Cretaceous Shaffesbury Formation (Thomson and Cruden 2010). The contact between the sediments and bedrock was approximately 30 m deep (Hardy 1963). The intact clay shale behaved as heavily over-consolidated material according to consolidation test results. In its weathered condition, its strength properties were considered to have zero cohesion and an undrained internal friction angle of 30.6° (Hardy 1963).

### 3.2.2 Landslide mechanisms, triggers, and factors

Landslide initiation was a combination of geomorphological, anthropogenic, and physical processes and factors. The shale at the contact with the terrace was found to be in a weakened state, with evidence of significant groundwater seepage, and it was interpreted as the zone where the slip surface developed (Hardy 1963). The failure was mostly associated with the expansive characteristics of the bentonitic clay shale when confinement is reduced and at contact with water. The swelling of this material was likely triggered or accelerated by the stress relief caused by the excavation of 15 m of overburden (terrace gravels) during the construction of the highway bridge. The excavation of the terrace materials also allowed for ingress of water to the clay shale, which in the 15 years leading up to failure, weathered the shale to a high plastic clay (Thomson and Cruden 2010). Thomson and Cruden (2010) asserted that the loss of strength of the clay shale following bridge construction was the major cause of the landslide. The kinematics of failure were not explicitly described in Hardy (1963), but according to the landslide description, it can be inferred it developed as a compound landslide. Figure 3 from Thomson and Cruden (2010) shows the collapsed bridge and landslides' extents.

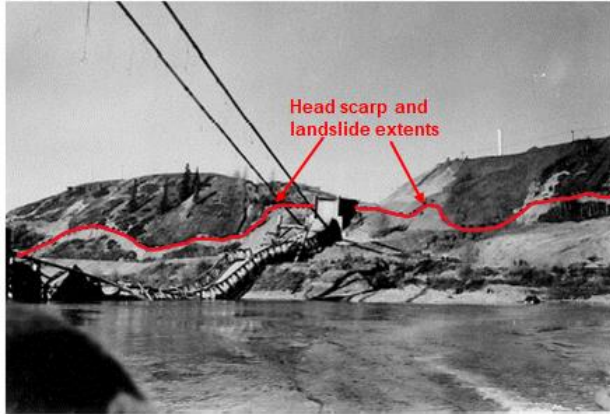


Figure 3. Peace River Bridge Landslide, after Thomson and Cruden (2010) (with permission).

### 3.3 The Whitemud Road landslide

The Whitemud road landslide in Edmonton, Alberta, occurred on October 23, 1999. Displaced trees and debris at river level had been observed on air photos prior to the landslide acceleration. Ground cracking at a park trail on the valley wall and residential lots backing onto the top-of-bank were also reported before the landslide occurrence (Moe et al. 2006).

#### 3.3.1 Geology and stratigraphy

At the location of the Whitemud Road landslide, bedrock in the North Saskatchewan River Valley consists of interbedded layers of mudstone, clay shale, and sandstones with bentonitic seams. The sandstones vary from low plastic sandy clay to weak soft rock. The mudstones and clay shale are considered extremely weak to very weak, massive with high plasticity, and without fissility. The bentonitic seams have thicknesses varying from 50 mm to 400 mm (Moe et al. 2006).

The surficial deposits consist of fill, clay, sand, and till in contact with the bedrock. The till has a thickness of 8 to 10 m and consists of a clay matrix containing local bedrock and carbonate fragments of sand size. The Holocene sand deposits overlie the till with a thickness of 30 to 35 m and were encountered in a dense state. The upper glaciolacustrine silty clay has a thickness of 1 to 6 m, soft to medium stiff, and has low to intermediate plasticity. Sandy clay fill was found at about the same level as the clay. The fill materials were used to regrade the terrain for urban development (Moe et al. 2006).

#### 3.3.2 Landslide mechanisms, triggers, and factors

The landslide evolution was inferred as initiating with a local failure at the toe of the slope resulting from bedrock softening and stress relief (AMEC 2000). Following these initial movements, the groundwater level increased from 1999, resulting in the dilation of the bedrock which caused again a possible reduction of the groundwater level resulting in significant slope movements, leading to the main head scarp (active wedge) (Moe et al. 2006). The

failure then developed as a compound landslide sliding over a weak bentonitic seam, with horst and graben features (Figure 4). Figure 4 illustrates the inferred kinematics consisting of an active wedge moving in a predominantly downward direction and pushing a passive wedge sliding on the bentonitic seam (Moe et al. 2006).

The main trigger event of the landslide was inferred to be associated with the groundwater seepage discharge within the slope mass. This seepage discharge was found to be occurring in the overall area of the landslide due to the glacial kame features and sand channel within the till (AMEC 200). In addition, the seepage quantities were suggested to be increased due to the urban development over the slope crest area (AMEC 2000). Therefore AMEC (2000) concluded that the seepage discharges caused the softening of the material strength due to the increased porewater pressures caused by the seepage discharge and its associated de-stabilizing effects.

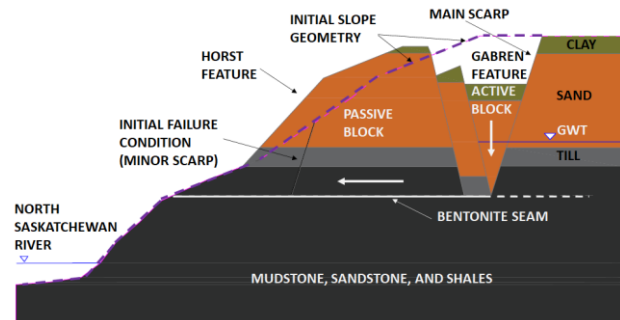


Figure 4. Whitemud road landslide kinematics – adapted from Moe et al. (2006).

## 4 THE CHIN COULEE LANDSLIDE

The Chin Coulee landslide is located approximately 60 km from Lethbridge in southern Alberta. The landslide is within a reservoir that was filled in the 1950s to supply surrounding farms with irrigation water. Highway 36 was relocated from the toe of the slope to its crest to allow reservoir filling. Between the 1960s and 1970, the reservoir was completely full, and the highway underwent a new realignment for local traffic improvements (AMEC 2001). The new realignment required shifting the road southward and placing a clay fill berm on the slope crest. Since then, the slope has slowly deformed, undermining the road continually. Landslide monitoring is in place and road observations and maintenance occur with some frequency.

### 4.1 Geology and stratigraphy

Bedrock consists of flat-lying upper cretaceous clay shales with interbeds of sandstones, siltstones, carbonaceous mudstone, and shales thinly layered with beds of non-marine coal and bentonite. The interbeds are gently dipping towards the north (Thomson et al. 1977, Prior et al. 2013). According to Golder Associates (1998), the local bedrock is generally extremely weak however; a weak and fractured coal zone is encountered at a depth of about 38

m (measured from the centre of the slope) to 17 m (measured closer to the reservoir, towards the toe). The surficial geology is comprised of Pleistocene sediments including glacial till, 35 m thick, very stiff to hard, and with a low to medium plasticity clay matrix containing trace amounts of fine gravel.

Groundwater seepage was encountered in sandier pockets within till (15 m below ground at the slope crest), and in the fractured coal layer within the shale. Both formations discharge groundwater towards the reservoir (Golder Associates, 1998). The reservoir water level variation and precipitation have been shown to have a direct effect on measured groundwater levels (Golder Associates, 1998). Groundwater measurements taken in the late 1990s suggested that pore water pressures near the head scarp of the landslide are controlled by the regional groundwater regime discharging from the sandier material, and from the middle of the slope towards the toe, the pore water pressure is controlled by the reservoir water elevation and precipitation runoff. The average groundwater elevation is illustrated graphically in Figure 5. According to Alberta Transportation's monitoring reports, the groundwater table can fluctuate by approximately 8 m.

#### 4.2 Landslide mechanisms, triggers, and factors

The Chin Coulee landslide is a retrogressive compound landslide, with its failure surface deep-seated in a highly fractured clay shale, sliding almost horizontally through a weak coal layer tilting slightly upwards, approximately 2 ° towards the reservoir (Macciotta et al. 2021, Deane et al. 2020a and 2020b, Rodriguez et al. 2021, Deane 2020, AMEC FW 2015). The landslide kinematics consist of an active wedge moving downwards and pushing a passive wedge towards the reservoir, at approximately 10 to 50 mm/year (Deane et al. 2020a and 2020b, Deane 2020, Rodriguez et al. 2021). Figure 5 illustrates the Chin Coulee landslide features in a typical cross-section. The sub-vertical red lines in this figure represent the failure surfaces between the active and passive wedges, sliding over the fractured coal, represented as a sub-horizontal red layer in Figure 5 (Macciotta et al. 2021, Deane et al. 2020, Deane 2020, Rodriguez et al. 2021). The landslide surface was updated from recent LiDAR scans (September 2021).

Geomorphological landslide development processes would have been associated with valley wall rebound due to river valley formation, leading to localized strains along the coal seam and mobilizing the residual strength of this material. Rodriguez et al. (2021) compared slope movements using single frequency dGNSS against the reservoir water level variation between July 2018 and September 2019. They observed that seasonal displacement rates increased as the reservoir level decreased, and the landslide decelerated when the reservoir levels increased, consistent with drawdown effects.

It is plausible that the combined action of filling of the reservoir and the embankment fill required to accommodate the highway realignment acted as triggers for landslide initiation. The filling of the reservoir changed the groundwater regime within the slope and the road fill increased the driving forces over the failure surface. Other

mechanisms could have a role in the landslide rate of deformation after the landslide had developed. These would include water infiltration during precipitation and spring thaw events, filling in tension cracks, and increasing lateral pressures as well as potentially increasing pore pressures at the basal sliding surface and thereby decreasing effective stress.

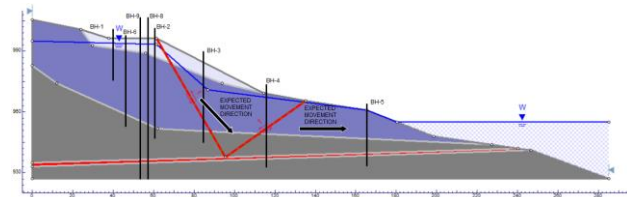


Figure 5. Typical cross-section of the Chin Coulee landslide. The surface has been updated based on LiDAR scans in September 2021. Oblique red lines represent the active and passive wedges moving through the weak coal material as interpreted in Dean et al. (2020b).

## 5 CHARACTERISTICS OF COMPOUND LANDSLIDES IN INTERIOR PLAINS

The 10 landslide case studies presented in Table 1 are seated in the Cretaceous bedrock of the Interior Plains. Consequently, bedrock materials, surficial deposits, and groundwater regimes are similar. The presence of weak materials (coal seams and bentonitic clays) as sub-horizontal layers within the sedimentary formations, define the basal sliding surfaces of these landslides. This preferential rupture surface acts to constrain the geometry of the slope failure, contributing to the development of active and passive wedges found in compound landslides.

For all of the 10 landslides listed in Table 1, including those described in detail in this paper, anthropogenic modification of the top-of-bank and/or valley wall was a common contributing factor. These modifications included slope cutting, loading through the placement of infrastructure foundations, and effects of urban development. It is noted that most well-documented landslides are those that have affected people, infrastructure, or economic activities. Therefore, a bias is expected towards reporting landslides where anthropogenic activity has occurred. However, these case studies suggest that human intervention leading to changes in the stress regime or groundwater patterns, even when seemingly benign compared to the dimension of the valley slopes, could trigger the development of instability on slopes that are marginally stable.

It was also observed that the Chin Coulee (Deane 2020a and 2020b) and the Whitemud Road (Moe et al. 2006) landslides demonstrated retrogressive behavior, with graben and horst features. It is likely that several others of the case studies could be of a retrogressive nature that has not yet developed or was not reported, as this is a common feature of compound landslides elsewhere (e.g. in the Thompson River Valley – Journault et al. 2017).

Nine of the landslides summarized in Table 1 had a river at the toe, with the tenth, Chin Coulee, adjacent to a reservoir. Reservoir fluctuations and river erosion were reported as contributing factors for the development or acceleration of these landslides. High slopes in the Interior Plains are associated with deeply-incised river valleys, and river erosion is therefore a common precursory factor and potential trigger for landslides. The Chin Coulee landslide is a particular case where it was found that the movements had a close correlation with the reservoir water level variation. Similar mechanisms have been identified for other compound landslides elsewhere (e.g. the Ripley landslide showing episodes of acceleration and deceleration as a response to river elevation – Hendry et al. 2015). Episodes of acceleration for some of the landslides have also been associated with precipitation events, which suggests marginally stable conditions of these landslides which are sensitive to fluctuations in pore water pressures at the basal sliding zone within the weak materials (in addition to lateral pressures exerted by water-filled tension cracks).

Based on the morphological features, all 10 landslides are considered slow to very slow moving according to the classification in Hungr et al. (2014), although it is noted that only three of the ten case studies reported the rate of the landslide movements. The Chin Coulee was reported to be moving between 10 mm and 50 mm/year (Macciotta et al. 2021, Rodriguez et al. 2021, and Deane 2020), the CN Mile 1914,4 was moving at 365 mm/year (Bartz 2017) and The Borden Bridge landslide at approximately 30 mm/year (Osback et al. 2021).

## 6 CONCLUSION

This paper summarized the mechanisms, kinematics, trigger events, and precursory factors associated with 10 well-known landslides in the Canadian Interior Plains. Four landslides, the Devon, Peace River Bridge, Whitemud Road, and Chin Coulee landslides, were discussed in some detail. A common characteristic of these landslides is their compound kinematics. Landslides in the Interior Plains are generally associated with the mobilization of residual strengths on weak layers within the sedimentary bedrock, in many instances triggered by the increase of water content and changes in stresses from human activities. An important aspect is their sensitivity to fluctuations in water levels of rivers and reservoirs at the toe of these slopes and to precipitation events, evidenced as episodes of reactivation or acceleration. Several compound landslides have also shown retrogressive behaviour.

The synthesis of these characteristics allows us to identify some important considerations when evaluating projects on, or in the vicinity, of valley slopes in the Interior Plains. Their synthesis in this paper can prove beneficial for practitioners in this region of Canada, with the following insights and recommendations arising from this study:

- Target site investigations to locate and describe the geotechnical behaviour of controlling weak sub-horizontal layers,
- Observe any evidence of slope instability and angle of repose in the broader area and its surroundings.

This will provide insight into the average stability state of the valley walls,

- Evaluate the change in stresses introduced by the projected works, with consideration that seemingly benign changes can induce significant deformations in marginally-stable slopes,
- Evaluate the effect of changes in river flows, reservoir filling and fluctuations, and changes in surface water runoff and infiltration, that could affect pore water pressures within the slope materials, particularly at the location of the weak sub-horizontal layers or in the presence of tension cracks,
- Consider the potential for retrogressive behaviour once the landslide has developed. This can affect the safe set-back distances from a landslide back scarp for future development, and;
- Due to the size of slope instabilities arising on deeply-incised valley walls in the Interior Plains, some of these landslides can be technically or economically prohibitive to stabilize. Early identification of slope instabilities that may impact upon a planned project, or active monitoring and risk management strategies for existing infrastructure, may prove more viable than seeking to stabilize the valley wall.

We foresee that this list of lessons learned will be enhanced as the landslide database and analyses continue to grow, as it is not comprehensive at this stage. Furthermore, it is understood that the special considerations outlined above are complementary to what a skilled practitioner would consider during the development of a project. Research on the complex Chin Coulee Landslide will continue, aiming to conduct sensitivity analyses for the effects of human activity and potential changes in the reservoir fluctuations as a response to climate change. This will provide important insights into the potential evolution of compound landslides in the Interior Plains for estimated changes in river and reservoir regimes resulting from climate change in the next few decades.

## 7 ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to acknowledge Alberta Transportation and Klohn Crippen Berger for their continued support.

## 8 REFERENCES

- AMEC Earth & Environmental Limited. 2000. Whitemud Road Landslide Geotechnical Assessment. City of Edmonton.
- AMEC Earth & Environmental Limited, 2001. *Road relocation feasibility Highway 36: North of Chin Coulee Reservoir stage 1 and 2 report*. Calgary, AB, Canada.
- AMEC FW. 2015. "Alberta Transportation - Instrumentation Monitoring Results - Site S5: Highway 36:02 - December 2015 Report." Geotechnical Risk Management Plan.

- Bartz, J.R. 2017. Analysis and design of sheet pile ribs for slope stabilization. University of Alberta, Edmonton, AB, Canada. 170.
- Bobrowsky, P. T. and Dominguez, M. J., 2012. Landslide susceptibility map of Canada; Geological Survey of Canada.
- Eigenbrod, K. D. and Morgenstern N. R. 1985. A slide in Cretaceous Bedrock, Devon, Alberta. *Department of Civil Engineering, University of Alberta*. Edmonton, AB, Canada.
- Deane, E.; Macciotta, R.; Hendry, M.; Grapel, C. & Skirrow, R., 2020a. Historical aerial photographs and digital photogrammetry techniques to investigate the development and evolution of the Chin Coulee landslide in Alberta. *Geo Virtual*. Vancouver, BC, Canada. 7p.
- Deane, E.; Macciotta, R.; Hendry, M.; Grapel, C. & Skirrow, R., 2020b. Leveraging historical aerial photographs and digital photogrammetry techniques for landslide investigation—a practical perspective. *Landslides* 17: 1989–1996.
- Deane, E. 2020. The application of emerging monitoring technologies on very slow vegetated landslides. University of Alberta, Edmonton, Canada.
- Golder Associates. 1998. *Geotechnical Investigation HWY 36:02 – Chin Coulee Landslide*. Calgary, AB, Canada.
- Hardy, R.M. 1963. The Peace River highway bridge – a failure in soft shale. *In Highway Research Record*, 17: 29-39.
- Hendry, M. T., Macciotta, R., Martin, C. D., Reich, B. Effect of Thompson River elevation on velocity and instability of Ripley Slide. *Canadian Geotechnical Journal* 52:257–267.
- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167–194.
- Journault, J. Macciotta, R., Hendry, M., Charbonneau, F., Huntley, D., Bobrowsky, P. 2017. Measuring displacements of the Thompson River valley landslides, south of Ashcroft, BC, Canada, using satellite InSAR. *Landslides* 4:1–16.
- Kelly, A. J., Sauer, E. K., Christiansen, E. A., Barbour, S. L., & Widger, R. A. 1995. Deformation of the Deer Creek bridge by an active landslide in clay shale. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(4), 701–724.
- Klassen 1989. Quaternary geology of the southern Canadian Interior Plains; in Chapter 2 of Fulton, R. J. 1989. *Quaternary Geology of Canada and Greenland*. Geological Survey of Canada, Ottawa, ON, Canada.
- Macciotta, R. and Hendry, M. T., 2021. Remote sensing applications for landslide monitoring and investigation in western Canada. *Remote Sensing*, 13: 366.
- Moe, S. K. W.; Cruden, D. M.; Martin; C. D. Lewycky, D. and Lach, P. R. 2006. Delayed failure of a river valley slope: Whitemud Road landslide. *Canadian Geotechnical Conference and Groundwater Specialty Conference*, Vancouver, BC, Canada. 2: 1476–1483.
- Mollard, J. D. 1977. Regional landslide types in Canada. *Reviews in Engineering Geology*, 3: 29–56
- Osback, J.; Clifton, D. & Panesar, H. 2021. The Borden Bridges – Remedial design for a large-scale deep-seated landslide. *GeoNiagara*. 8, Niagara Falls, ON, Canada.
- Panesar, H., Clifton, W., Kelly, A., and Buchyski, M. 2021. Risk assessment of landslides impacting provincial Highway 8-06-40 near Tantallon, SK. *Geoniagara*. Niagara Falls, ON, Canada, 1: 6.
- Prior, G.J., Hathway, B., Glombick, P.M., Pană, D.I., Banks, C.J., Hay, D.C., Schneider, C.L., Grobe, M., Elgr, R. and Weiss, J.A. (2013): Bedrock geology of Alberta; *Alberta Energy Regulator*.
- Rodriguez, J. Deane E, Hendry M. T, Macciotta R, Evans T, Gräpel C, and Skirrow R. 2021. Practical Evaluation of Single-Frequency DGNS for Monitoring Slow-Moving Landslides. *Journal of the International Consortium on Landslides*, 18: 3671–3684.
- Thomson, S. and Cruden, D. M. 2010. The Peace River Bridge Collapse: Fourteen Illustrations of the Collapse of the Bridge over the Peace River at Taylor, British Columbia in October, 1957 with some personal recollections. Canadian Geotechnical Society. 20p. <https://www.cgs.ca/pdf/heritage/111128%20-%20Cruden%20Peace%20River%20%20CHANGES%20ACCEPTED.pdf>
- Thomson, S., and Hayley, D. W. 1975. The Little Smoky Landslide. *Canadian Geotechnical Journal*, 379–392.
- Thomson, S., and Morgenstern, M. R. 1977. Factors affecting distribution of landslides along rivers in southern Alberta. *Canadian Geotechnical Society*. 508-523.
- Thomson, S., and Tweedie, R. W. 1978. The Edgerton Landslide. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 510–521.

# Case history: The benefits of lidar data reviews as part of routine geotechnical slope evaluations at three sites in Eastern Ontario and Western Quebec

Raymond Haché<sup>1</sup>, Manuel Verpaelst<sup>1</sup>, Olivier Piraux<sup>1</sup> & Gwangha Roh<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Stantec Experts-Conseils Itée., Montréal, Québec, Canada

<sup>2</sup>Stantec Consulting Ltd., Toronto, Ontario, Canada



## ABSTRACT

As part of three geotechnical slope evaluations, a LiDAR data review revealed nearby lateral spread failures assumed to be related to quick clays. For a site along the Rideau River in Ottawa, available information suggested that the nearby lateral spread was most likely caused by sand liquefaction. For a site in Oka National Park, large tension cracks suggested an imminent slope failure; however, no significant slope gradient was present. Ultimately, the tension cracks were determined to be caused by clay desiccation due to the water demand of trees during drought periods. For a development site in the Orleans suburbs of Ottawa, although the nearby relic lateral spreads would have occurred in a quick clay environment, the current site study showed that the watercourse adjacent to the development had fully penetrated the clay, and its sensitivity was no longer quick.

## RÉSUMÉ

Lors de trois études géotechniques, la revue de données LiDAR a révélé des cicatrices d'étalements latéraux qui seraient survenus dans des dépôts d'argiles liquides à proximité des sites. Pour un site près de la rivière Rideau à Ottawa, les informations disponibles suggéraient que l'étalement latéral serait plutôt lié à la liquéfaction de sable. Pour un site au parc national d'Oka, la présence de fissures de tension suggérait une rupture de pente imminente; toutefois, aucun gradient de pente élevé n'avait été relevé. Il a été déterminé que les fissures auraient plutôt été causées par la dessiccation de l'argile en raison du besoin en eau des arbres lors d'épisodes de sécheresse. Pour un site dans la banlieue d'Orléans à Ottawa, bien que d'anciens étalements latéraux aient été observés dans les argiles liquides à proximité, les résultats d'analyse ont montré que le cours d'eau adjacent au site avait, par le passé, complètement pénétré le dépôt d'argile, et qu'elle n'était plus classifiée comme liquide.

## 1 INTRODUCTION

During 2021, we conducted three geotechnical studies where scars from former retrogressive landslides were noted near the sites. These were located along the Rideau River in Ottawa, within Oka National Park in Quebec, and adjacent to a stream in the Orleans suburb east of Ottawa.

In each of these cases, the presence of former retrogressive landslides raised the possibility that the sites under investigation could be susceptible to large-scale retrogressive failures within quick clay deposits.

The benefits of a preliminary terrain analysis using Light Detection and Ranging (LiDAR) data, and a review of each site are presented below.

## 2 STUDY AREA

### 2.1 Rideau River

The proposed development area is located on the west side of Riverside Drive within the uplands of the Rideau River Valley, immediately across from the Ottawa Airport and immediately downstream of Rideau Canal Lock 13.

The overall study area is located on land that skirts the top of the river valley slope. A sand and gravel borrow pit operated within the property from the mid 1970s to the late 1990s.

The Rideau River property was initially under investigation to assess its development potential which

included a slope stability analysis. The LiDAR review revealed the presence of terrain features consistent with a large lateral spread immediately southwest of the study area, requiring further assessment to be conducted (Figure 1a).

### 2.2 Oka National Park

The Oka National Park site is located along the Chemin des Collines in Oka National Park, Quebec. The site lies within a large dormant relict landslide with approximate dimensions of 0.7 km by 1.7 km. Available surficial geology mapping of the area (SIGEOM 2021) suggested that soils consist of silt and clay remodeled by the former landslide.

The site was initially under investigation to assess tension cracks which appeared in September 2021 within the roadway embankment. The initial appearance of these cracks suggested the possibility of slope movements. The LiDAR review revealed the presence of terrain features consistent with a more recent lateral spread located on the edge of the relict landslide approximately 300 m west of the study area (Figure 1b).

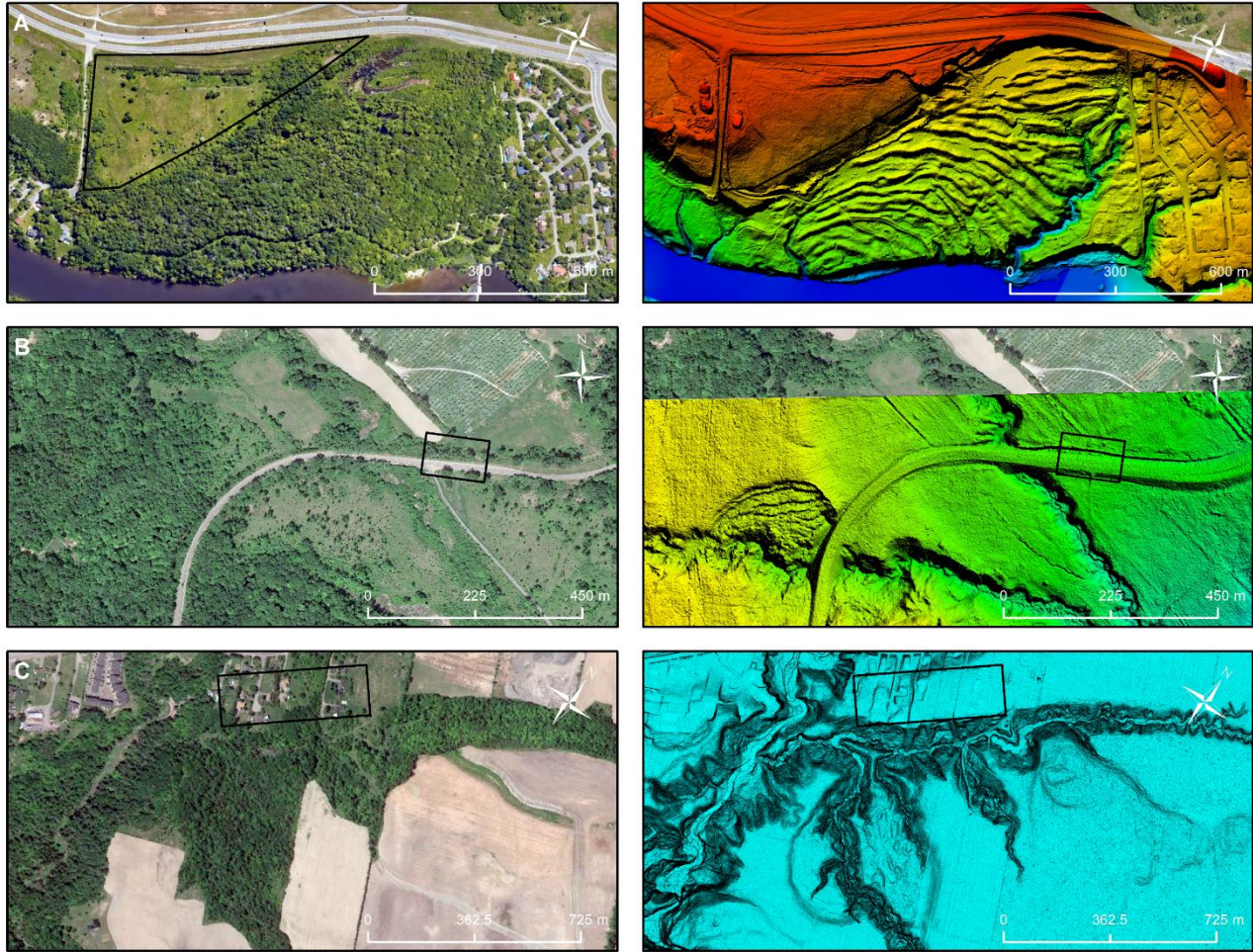


Figure 1 Satellite imagery (Credit: ESRI Service Layer) and LiDAR hillshade images of the study areas. A) Rideau River; B) Oka National Park, and; C) Orleans suburb.

### 2.3 Orleans Suburb

A slope stability assessment of the Orleans property was being carried out to assess the suitability of the site for future development. This area is known to be underlain by sensitive Champlain Sea clays. The LiDAR review revealed the presence of two former retrogressive failures near the site (Figure 1c).

## 3 RIDEAU RIVER

The geotechnical investigation on the plateau or study area (elevation 105 m) revealed that a sand deposit extended to below elevation 80 m, and that between elevation 93 m and elevation 80 m, the sand was liquefiable under a large earthquake event.

The lowland formed by the lateral spreading was not investigated, however, historical borehole information suggests that it is covered by 3 to 7 m of sand underlain by approximately 5 to 10 m of clay. Bedrock outcrops are visible at the river's edge confirming that the valley floor has fully penetrated the clay layer.

The characteristics of the geological setting are not consistent with a typical Champlain Sea clay retrogressive

failure site. However, based on the limited existing information, it could not be confirmed if the historical lateral spreading which occurred at this location was due to sand liquefaction during an earthquake event, or due to retrogressive failure within a quick clay deposit.

Because the sands beneath the study area were deemed susceptible to lateral spreading due to sand liquefaction, no further study was carried out.

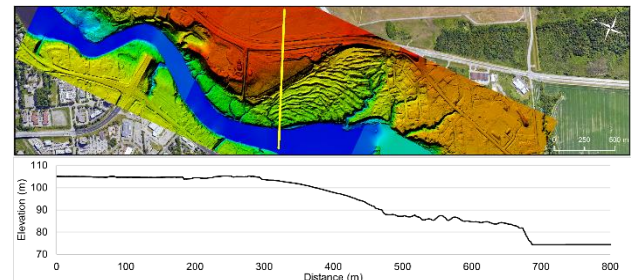


Figure 2 Cross-section at the Rideau River site.

## 4 OKA NATIONAL PARK STUDY

### 4.1 Site Condition

New tension cracks were noted within and adjacent to the roadway in September 2021, and a site visit was carried out to determine if these were due to slope movements. The overall slope angle was less than 10% and the slope height to an offset ditch was less than 2.0 m. It was concluded that the tension cracks were not related to slope movements, and that the specific site was not susceptible to large-scale retrogressive landslides. The presence of an adjacent creek with a 5 m deep valley floor was also considered and found to be unrelated to the tension cracks.



Figure 3: Photo of the tension cracks.

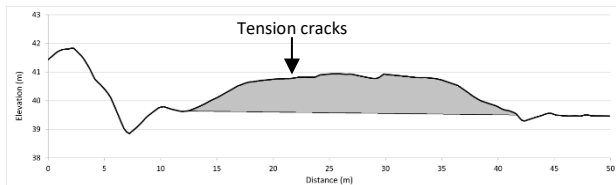


Figure 4: Cross-section showing Low Slope.

A previous slope investigation study carried out approximately 120 m west of the new tension cracks indicates that the site is underlain by about 40 m of clay and that the upper portion of the clay, beneath its crust, has a moisture content of about 65%.

Based on the wet nature of the clays at the site, the presence of trees along the roadway, and the timing of the tension cracks, it was hypothesized that the cracks were likely due to clay desiccation imposed by tree roots during drought conditions. To test this hypothesis, the following was carried out:

- The soils beneath the roadway embankment were exposed to confirm overall ground conditions, and the presence of tree roots.
- A rainfall deficit calculation was carried out for the period from 1989 to 2021.

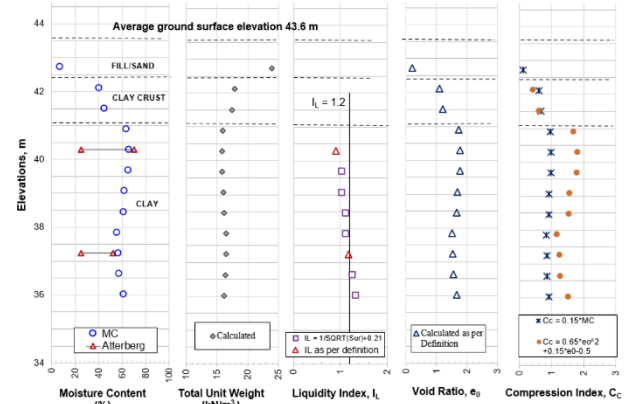


Figure 5: Soil profile 120 m west of the tension cracks.

### 4.2 Exposure of Tree Roots

At the tension cracks, the embankment fill consisted of about 1.0 m sand and gravel material overlying the natural clay deposit. The presence of a dense network of roots (up to 4 cm diameter) was confirmed within the embankment fill, along with smaller rootlets within the underlying clay (Figure 6).



Figure 6 A) Roots within the embankment fill; B) Rootlets throughout the clay.

### 4.3 Rainfall Deficit

It is known that damage to infrastructure often results from volume changes within clay. Volume changes generally arise from seasonal moisture variations and clay shrinkage caused by tree roots. Episodes of clay shrinkage generally occur during and following extended periods of dry weather (Silvestri et al. 1990).

To determine the potential impact of clay shrinkage at the site, the monthly potential evapotranspiration was calculated based on the Thornthwaite method and used to estimate the soil moisture deficit (hereafter referred to as the rainfall deficit (RD)) at the site. The RD is used as an index to determine the years that have been affected by droughts.



Based on a historical review of rainfall data from 1930 to 1988, and the occurrences of related foundation damage on the Island of Montreal, Silvestri et al. (1990) concluded that a cumulative RD value for a given year of 170 mm was a reasonable benchmark beyond which significant soil shrinkage would be anticipated. Although some clay shrinkage is anticipated at lower RD values, a value of 170 mm is currently considered as the threshold where significant soil shrinkage is anticipated.

#### 4.3.1 RD Calculation Method

The potential evapotranspiration (PET) was calculated for the years 1989 to 2021 based on the Thornthwaite method (Thornthwaite, 1948). Details of the calculation are as follows:

$$PET_j = 16.0 \left( \frac{10T}{I} \right)^a F \quad [1]$$

where

$PET_j$  = potential evapotranspiration for each month "  $j$  "

$T$  = mean monthly air temperature (°C)

$I$  = heat index, which is the sum of 12 monthly indices "  $i$  " given by

$$i = \left( \frac{T}{5} \right)^{1.514}$$

$$a = (6.75 \times 10^{-7})I^{-3} - (7.71 \times 10^{-5})I^2 + (1.792 \times 10^{-2})I + 0.49239$$

$F = \frac{N}{12} \times \frac{d}{30}$  correction factor related to the actual number of daylight hours per day

$N$  = theoretical sunshine hours each month

$d$  = number of days for each month

The rainfall deficit (RD) was then calculated based on a method used in Silvestri et al. (1990). Details of the calculation are as follows:

$$RD_j = PET_j - P_j \quad [2]$$

where

$RD_j$  = rainfall deficit for each month "  $j$  "

$P_j$  = precipitation for each month "  $j$  "

Then to calculate the accumulated RD up to a certain month "  $n$  ", the following calculation was used:

$$RD = \sum_{j=1}^n (PET_j - P_j) \quad [3]$$

Temperature and precipitation data for the years 1989 to 2021 were acquired from daily data reports from the "Montreal/Pierre Elliott Trudeau INTL" and "Montreal/Pierre Elliott Trudeau INTL A" meteorological stations (<https://climate.weather.gc.ca/>).

#### 4.3.2 Analysis Results

The RD values calculated for the years 1989 to 2021 were used to evaluate which years were more prone to clay desiccation and shrinkage (Figure 7).

Based on Silvestri et al. (1990), a RD threshold value of 170 mm (monthly) was used to determine which years could be considered as more prone to clay desiccation and shrinkage.

Based on the RD analysis results, the RD threshold of 170 mm has been exceeded every year since 2018, and five times over the last six years (since 2016). It is also shown that the year 2021 has registered a new RD historical record of 322 mm. The study conducted by Silvestri et al. (1990) for the years 1930 to 1988 did not include such high RD values.

The historical threshold RD value of 300 mm was reached in August and continued in September 2021 (Figure 8), which corresponds to the approximate timing when the new pavement cracks were observed. This observation suggests that the resulting soil moisture deficit likely has caused clay shrinkage, leading to pavement settlement and cracking at the site.

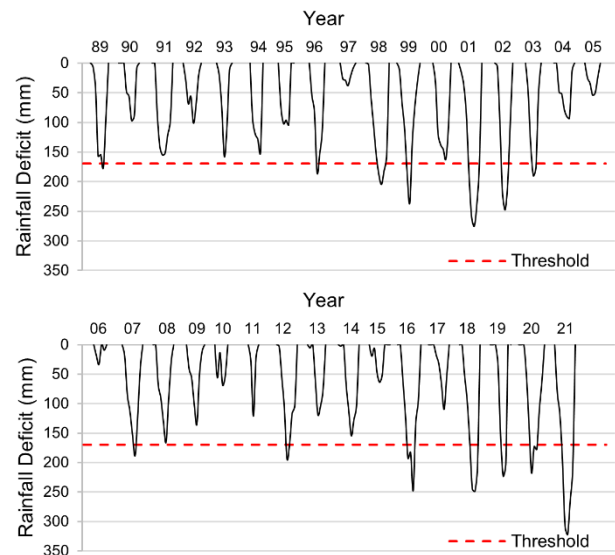


Figure 7 Rainfall deficit for the years 1989 to 2021.

Based on the exposure of the tree roots and confirmation that 2021 was a record drought year, the initial hypothesis that the observed tension cracks were due clay shrinkage was considered reasonable.

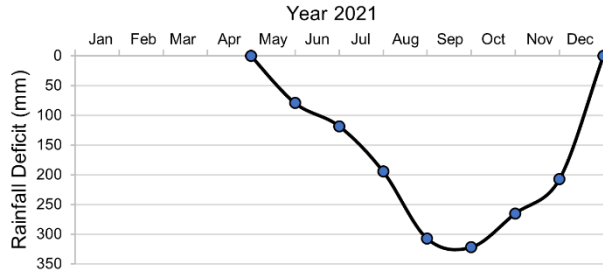


Figure 8 Rainfall deficit for the year 2021.

## 5 ORLEANS SUBURB STUDY

### 5.1 Retrogressive Failure Screening

For this site, a landslide inventory of the area was conducted to gain a general sense of how far future landslides may travel within and near the project area. A total of 65 landslides were compiled: some believed to have occurred within the last 5 years, others to be as old as 200 years.

LiDAR change detection analysis showed landslides with recent movement, reactivation of landslides and active gully erosion along the slopes.



Figure 9: Landslide inventory.

The LiDAR analysis revealed the presence of two nearby relict retrogressive landslides within the Cardinal Creek watershed area, approximately 400 m south of the site as shown on Figure 1c.

Although an existing geotechnical report suggested that quick clays were not present at this site, the presence of these nearby retrogressive landslides confirmed the requirement to carry out a more complete investigation. The geotechnical investigation included the following key elements:

- Piezocone probes
- Remolded strength fall cone measurements
- Determination of liquidity index with depth
- Calculation of the slope stability number

The following criteria were used to determine if the site was susceptible to a large retrogressive failure:

- Stability Number greater than 19 times IP
- Remolded shear strength, as measured by a fall cone, of less than 1 kPa
- Liquidity index of greater than 1.2

None of the above screening criteria indicated that the site could be at risk of a large retrogressive failure.

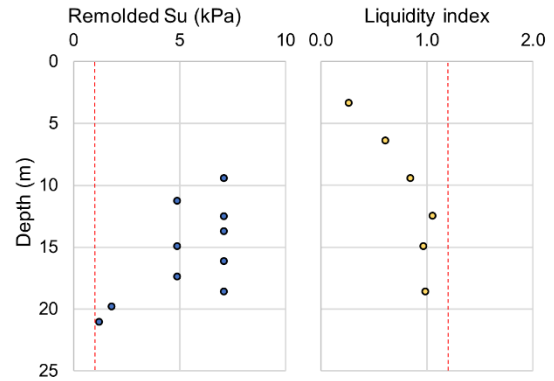


Figure 10: Remolded strength and liquidity index versus depth

Also, the results of the investigation confirmed that the valley floor has completely penetrated the clay deposit and extends into the underlying till. Based on a literature review, the nearby retrogressive failures most likely occurred when the valley formation was in its intermediate or critical stage, approaching the base of the clay layer. Regarding the safer or final phase of valley formation, Lefebvre (2017) noted that "once the valley has cut completely through the clay deposit, the river flowing on till or bedrock, the till layer is discharging in the valley with a water head at equilibrium with the water level in the river. This creates a strong underdrainage of the whole slope, a condition highly favourable to slope stability."

The geotechnical investigation did not reveal the presence of quick clays, suggesting that either the sensitivity of the deposit differs significantly over a few hundred metres or that the sensitivity of the soil has unexplainably been altered with time. Also, since the valley has reached the till layer, the peak risk period for the occurrence of a large-scale retrogressive failure is considered to have passed.

### 5.2 Determination of Setback Distance

#### 5.2.1 General Overview

Establishing the setback distance was carried out using the following steps:

1. Studying the modified Fahrböschung angle, or angle of reach, of 30 nearby rotational slope failures.
2. Calculating the probability of occurrence (PO) a rotational landslide by estimating the age range of each mapped landslide based on morphology,

vegetation, and other evidence, and applying a random probability distribution within each estimated age range, then calculating the probability of a landslide occurrence within a fixed length over a fixed period.

3. The probability of a rotational landslide exceeding the reach of the Fahrböschung angles measured on-site was calculated and determined to be too high.
4. The project's target probability of the slide reaching the setback distance was once in 10,000 years. Therefore, an alternative method proposed by Silva et al. (2008) was used to calculate a safe setback distance.

### 5.2.2 Fahrböschung Angle (Angle of Reach)

The Fahrböschung angle was defined by Heim (1932) as the line connecting the crest of a landslide source to the toe of the deposit, measured along the approximate centreline of motion. It is described by:

$$\text{TAN}(\alpha) = H/l \quad [4]$$

Where  $\alpha$  is the Fahrböschung angle,  $H$  is the vertical difference between the landslide crest and the base of the landslide toe, and  $l$  is the horizontal travel of the landslide between the same two points.

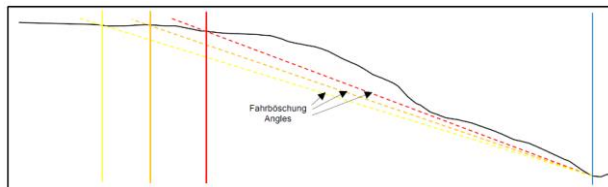


Figure 11 Fahrböschung angle of mapped landslides. Solid black line is the existing ground surface, vertical blue line is the toe of the slope, and the red, orange and yellow lines represent different Fahrböschung angles.

The Fahrböschung angle provides an empirically derived stable slope angle for relatively homogenous terrain units (in this case, a single homogenous unit).

The Fahrböschung angle was calculated along 30 different cross sections, each separated from the others by a 100 m and established along the slope in a manner that accounted for topographic variation. A cross plane was then projected through each cross-section using the average calculated Fahrböschung angle of mapped landslides, from the toe to the crest of the slopes, along each cross-section.

Table 1 Fahrböschung angle for mapped landslides.

Landslide ID	H (m)	l (m)	Fahrböschung angle (°)
03	17.7	59.5	-16.5
08	18.3	61.1	-16.7
11	16.9	56.6	-16.6
20	16.4	43.9	-20.5
23	12.5	36.6	-18.8
25	7.1	28.3	-14.1
26	10.1	33.1	-17.0
42	4.9	14.4	-18.9
46	5.2	16.8	-17.1
47	6.0	15.5	-21.2
52	5.3	18.1	-16.4
55	3.4	10.7	-17.7
58	3.5	8.6	-22.1
60	5.0	16.2	-16.9
61	3.9	9.3	-22.5
63	2.2	10.3	-11.9
64	4.2	6.6	-32.6
65	3.1	7.5	-22.5

### 5.2.3 Hazard Calculation (PO)

We calculated an annual probability of occurrence ( $P_0$ ) for rotational landslides in flat-over-steep terrain, similar in character to historical slides mapped within the setback zone. A hazard term,  $H_{T,S}$ , for each landslide was calculated where  $H_{T,S}$  is the product of the probability of occurrence of a landslide in time  $H_T$ , and space  $H_S$ :

$$H_{T,S} = H_T \times H_S \quad [5]$$

The final  $P_0$  for the study was the average of all individual iterations of  $P_0$ . Table 2 summarizes the probability analysis.

Table 2 Exceedance probability for rotational landslides in the flat-over-steep terrain within Zone 1 (see chapter 6.3)

	Number of Years				
	1	10	50	100	500
Exceedance prob.	0.00594	0.05785	0.25768	0.44896	0.94919
Exceedance prob. (%)	0.6	5.8	25.8	44.9	94.9

These results suggested that the return period of a slide reaching a setback zone defined by the existing Fahrböschung angle would be once every 168 years, which was not considered sufficient for the needs of the project.

### 5.2.4 Hazard Calculation from Slope Stability Analysis

Silva et al. (2008) proposed a method to estimate  $P_0$  from a factor of safety (FoS) analysis. The FoS used herein was compared to the  $P_0$  using Line II in Silva et al. (2008), and using the following best-fit line equation:

$$P_0 = 263525e^{-13.38\text{FoS}}$$

Where  $PO$  = Probability of Occurrence,  $e$  = Euler's number, and  $FoS$  = Factor of Safety.

For a PO of once in 10,000 years, the required  $FoS$  was calculated as 1.58.

### 5.2.5 Establishing the Setback Distance

The established  $FoS$  of 1.58 was used to calculate the setback distance required to keep the development beyond the reach of a slope failure with a period of return of 10,000.

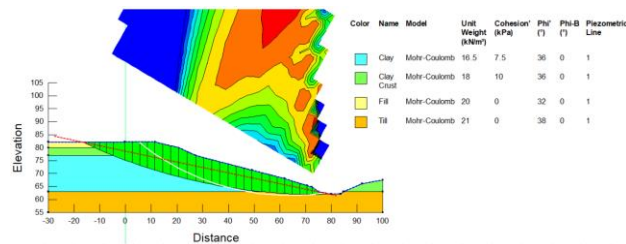


Figure 12 Fahrböschung (11°) of the 1:10,000 return period event ( $FoS \sim 1.58$ )

## 6 DISCUSSION

During routine geotechnical studies, the examination of available LiDAR data revealed the presence of large lateral spreads, which would not have been otherwise detected.

In the case of the site adjacent to the Rideau River in Ottawa, the local geology was found not to be consistent with a spread occurrence within a Champlain Sea quick clay deposit. It is considered possible that this spread was rather triggered by a deep sand liquefaction occurrence, however, further testing at the site would be required to assess this possibility.

In the case of the Oka National Park site, where large tension cracks were first observed in the early fall of 2021, an inspection of the site confirmed that the slope geometry was not consistent with slope instability issues. It was determined that 2021 was the most severe drought year on record for the area. The appearance of the tension cracks was attributed to clay desiccation caused by the water demand of trees.

In the case of the Orleans suburb area East of Ottawa, the presence of two large undated retrogressive failure scars within a few hundred metres from the site highlighted the importance that further investigation was required to confirm that the subject site was not exposed to the risk of a large retrogressive landslide prior to proceeding with the evaluation of setback distances. The results of additional investigations at the site confirmed that quick clays were not present, and that the watercourse valley floor had reached the underlying till layer. The required setback distance was established by considering the factor of safety corresponding to the maximum anticipated reach of a landslide over a 10,000-year period.

## 7 CONCLUSION

This paper is an assemblage of three routine investigations where the unexpected presence of large retrogressive failures was observed by examining available LiDAR data. Our work on these projects has led us to the following conclusions.

1. The review of LiDAR images should form part of all geotechnical investigations where sloping ground is locally present.
2. 2021 was the driest drought year currently on record and has resulted in what would appear as tension cracks in unexpected locations.
3. Where wet Champlain Sea clays are present, the potential impacts of climate change, which may result in more frequent and extreme drought periods, should be considered when carrying out forensic investigations or planning new developments.
4. LiDAR images can be used to quickly analyze multiple rotational slope failures to establish their reach angle. Probabilistic models can be used to establish the return periods.
5. For the Orleans project study, the calculated Fahrböschung angle, used to predict the reach of a rotation failure, had a return period of 168 years which was significantly less than the project's objective of a return period of 10,000 years. This required an alternative approach to establish a setback distance that could only be impacted once every 10,000. It is likely that the study of existing slope failures will ultimately always result in return periods significantly less than 10,000.

## 8 REFERENCES

- Heim, A. 1932. Landslides and human lives (Bergsturz und menschenleben): Translated by Nigel Skermer. Vancouver: Bi-Tech Publishers.
- Lefebvre, G. 2017., Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability, *Landslides in Sensitive Clays, From Research to Implementation*, Advances in Natural and Technological Hazards Research, 46:15-44.
- Silva, F., Lambe, M.T. and Marr, W.A. 2008. Probability and Risk of Slope Failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (12): 1691-1699.
- Silvestri, V., Souli., M., Lafleur, J., Sarkis, G. and Bekkouche, N. 1990. Foundation Problems in Champlain Clays During Droughts. I: Rainfall Deficits in Montreal (1930-1988), *Canadian geotechnical journal*, 27: 285-293.
- Système d'information géomorphologique du Québec (SIGEOM). 2021. Morphosedimentological zones, Interactive Map, *Énergie et ressources naturelles, Québec*.
- Thorntwaite, W. 1948. An approach toward a rational classification of climate. *Geographical review*, 38: 55-94.



**Apprendre de l'expérience de nos confrères et consoeurs / *Learn from the experience of our peers***



# A review of existing reservoir shoreline erosion prediction and monitoring methods

Beatrice Collier-Pandya<sup>1</sup>, Scott McDougall<sup>1</sup>, Andrew Mitchell<sup>2</sup>, Megan van Veen<sup>2</sup>, Michael Porter<sup>2</sup>, Ryan Mulligan<sup>3</sup> and Wim Van Gassen<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Department of Earth, Ocean, and Atmospheric Sciences - University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada

<sup>2</sup>BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada

<sup>3</sup>Department of Civil Engineering – Queens University, Kingston, ON, Canada

<sup>4</sup>BC Hydro, Vancouver, BC, Canada



## ABSTRACT

With ongoing efforts to transition energy usage to renewable sources, new hydroelectric projects are being considered. Particularly, a new hydroelectric project on the Peace River near Fort St. John, British Columbia is under construction. A detailed geotechnical assessment was undertaken in 2012 to generate preliminary impact lines that delineate potential stability, erosion, and flood hazard areas around the future reservoir. A construction headpond currently formed by river diversion provides site-specific data to potentially improve upon initial shoreline erosion predictions. Predicting shoreline erosion around reservoirs associated with new hydroelectric projects provides a challenge due to their lack of historical erosion. The wave processes driving erosion are also fetch-limited, and therefore some sites have larger waves depending on wind direction and fetch across the reservoir. Several shoreline erosion prediction and monitoring methods are compared and discussed. Future research will focus on improving material-specific erosion coefficients and gathering wave data to calibrate wind-generated wave models.

## RÉSUMÉ

De nouveaux projets hydroélectriques sont envisagés afin de migrer vers l'utilisation d'énergies renouvelables. En particulier, un nouveau projet hydroélectrique sur la Peace River, près de Fort St. John, en Colombie-Britannique, est en construction. Une évaluation géotechnique détaillée a été entreprise en 2012 pour délimiter de façon préliminaire les zones potentielles de stabilité, d'érosion et de risque d'inondation autour du futur réservoir. Un bassin d'amont de construction, présentement formé par la déviation de la rivière fournit des données spécifiques au site pour améliorer les prévisions initiales d'érosion du littoral. La prévision de l'érosion des berges autour des réservoirs associés à de nouveaux projets hydroélectriques représente un défi en raison de leur absence d'érosion historique. Les processus de vagues à l'origine de l'érosion sont également limités par le fetch et, par conséquent, certains sites ont des vagues plus importantes en fonction de la direction du vent et du fetch dans le réservoir. Plusieurs méthodes de prévision et de surveillance de l'érosion des berges sont comparées et discutées. Les recherches futures se concentreront sur l'amélioration des coefficients d'érosion spécifiques aux matériaux et sur la collecte de données sur les vagues pour calibrer les modèles de vagues générées par le vent.

## 1 INTRODUCTION

As society strives to move our energy consumption to renewable methods, new hydroelectric energy projects are being considered. These new projects will necessitate the creation of reservoirs that will require assessments of the hazards that come with reservoir creation. These hazards commonly include flooding, erosion from wind-generated waves, landslides, and landslide-generated waves (International Commission on Large Dams (ICOLD) 2000). Shoreline erosion on reservoirs is a particularly challenging hazard to predict, as the area subjected to the hazard is new and the dominant processes eroding the shoreline are changed by the rising, and potentially fluctuating, water levels.

The Site C Clean Energy Project is a new dam and hydroelectric generating station that is currently being constructed by BC Hydro on the Peace River in northeastern British Columbia, near the city of Fort St. John. The Site C dam will be approximately 60 m high and will create a reservoir approximately 83 km long and, on

average, two to three times the width of the current river (BGC Engineering Inc. (BGC) 2012). The impoundment and operation of the new reservoir is expected to cause shoreline erosion, flooding, groundwater changes, slope instability and landslide-generated waves that pose risks to public safety, land use and infrastructure in the area.

A detailed geotechnical assessment was undertaken by BGC (2012) to generate preliminary impact lines that delineate areas of potential hazard around the reservoir, in accordance with guidelines prepared by ICOLD (2000). Shoreline recession distances after up to 100 years of reservoir operation were estimated by J D Mollard and Associates (2010) Ltd. (JDMA) (2012) using a numerical model originally developed by Penner (1993).

Prediction of shoreline erosion is required at Site C as the preliminary reservoir impact lines informed decisions surrounding land use and future development. Shoreline erosion rates predicted by JDMA (2012) were also used as inputs into reservoir slope stability impact lines with the understanding that erosion of a landslide toe could trigger an acceleration of landslide movement.



New research is underway to improve our ability to accurately predict shoreline erosion rates at Site C and other reservoirs by monitoring shoreline conditions during the current phase of dam construction, where a headpond has been temporarily impounded upstream of the dam site (Figure 1). This paper describes the first objective of this research project, which focuses on understanding the current state-of practice and state-of-the-art in shoreline erosion prediction and monitoring. This review includes wind-generated wave erosion prediction and monitoring methods, from reservoir shorelines to natural lake and applicable marine shorelines. We compare and contrast existing methods and identify key sensitivities and uncertainties that will be addressed in our subsequent research.

## 2 EROSION PREDICTION METHODS

Shoreline erosion in a reservoir, lake or coastal system is primarily driven by wind-generated wave action, compared to river systems where sediment transport is primarily driven by discharge. Wave generation by winds on a reservoir or lake is generally limited by the distance the wind can blow over (i.e., fetch-limited) compared to coastal environments that can be fetch-limited or limited by how long the wind blows for (i.e., duration-limited) (Nordstrom and Jackson 2012). The process on reservoirs then differs again, even from lakes, as the initial wave-action after reservoir filling is acting on untouched shoreline that has

not experienced similar shoreline processes due to interaction with water waves. Therefore, the methods of shoreline erosion prediction on reservoirs have diverged from prediction methods in coastal environments. Figure 2 shows an example of shoreline erosion on Williston Lake, BC since reservoir filling in 1968, where the reservoir elevation was raised by 51.5 m over the 54-year period to its maximum normal reservoir.

In this section, we discuss methods developed particularly for reservoirs and lakes, and the potential applicability of methods developed for other environments. This review focuses on erosion of cohesive soils and rock that form cliffs or bluffs rather than beaches, as that is the primary shoreline type in the headpond area at Site C. Figure 3 shows the general form of a bluff shoreline and an example bluff at Site C. Table 1 summarizes the prediction methods reviewed.

### 2.1 Reservoir Methods

Generally, wave predictions in reservoirs use historical wind data to hindcast the wave conditions based on fetch, wind speed, and dominant wind directions. The methods differ in how the deep-water wave heights are translated to shoreline erosion rates.

Kamphuis (1987) considered shoreline erosion of till bluffs on Lake Erie to develop a model that relates wave power to erosion rates. Although the author considered wave energy dissipation in the breaking zone, which is within the nearshore zone (Figure 3), and offshore of the

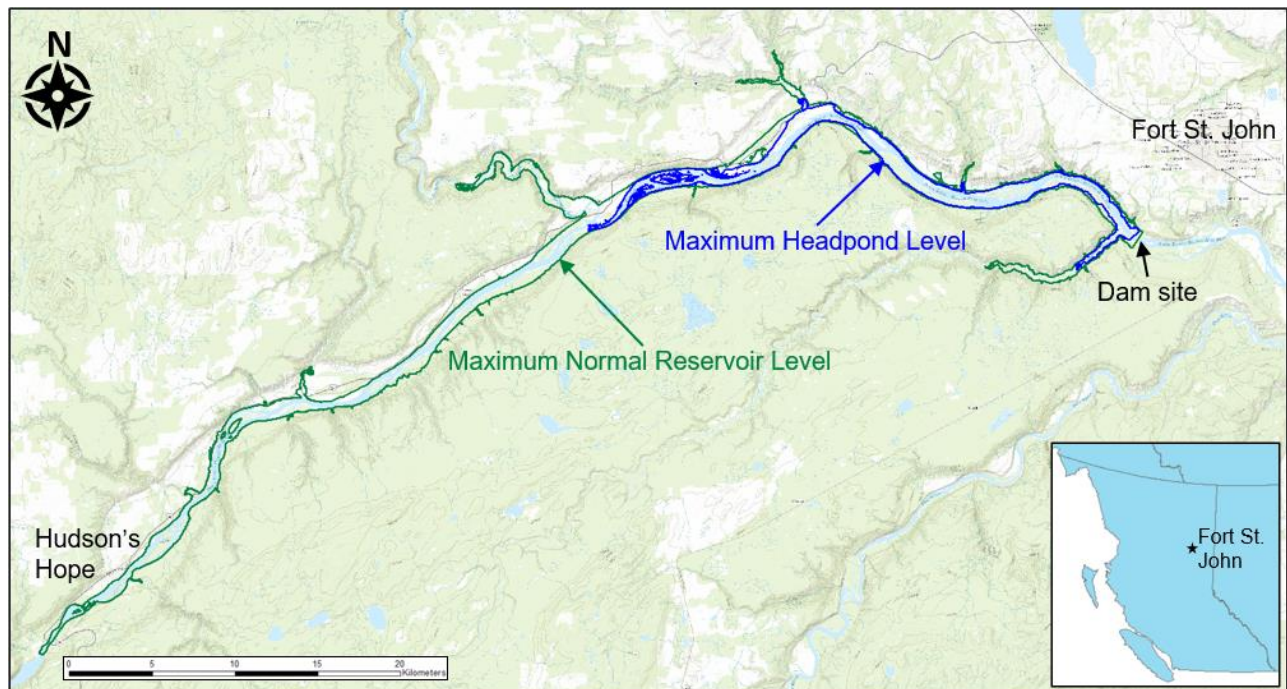


Figure 1. Site C maximum headpond and reservoir extents.

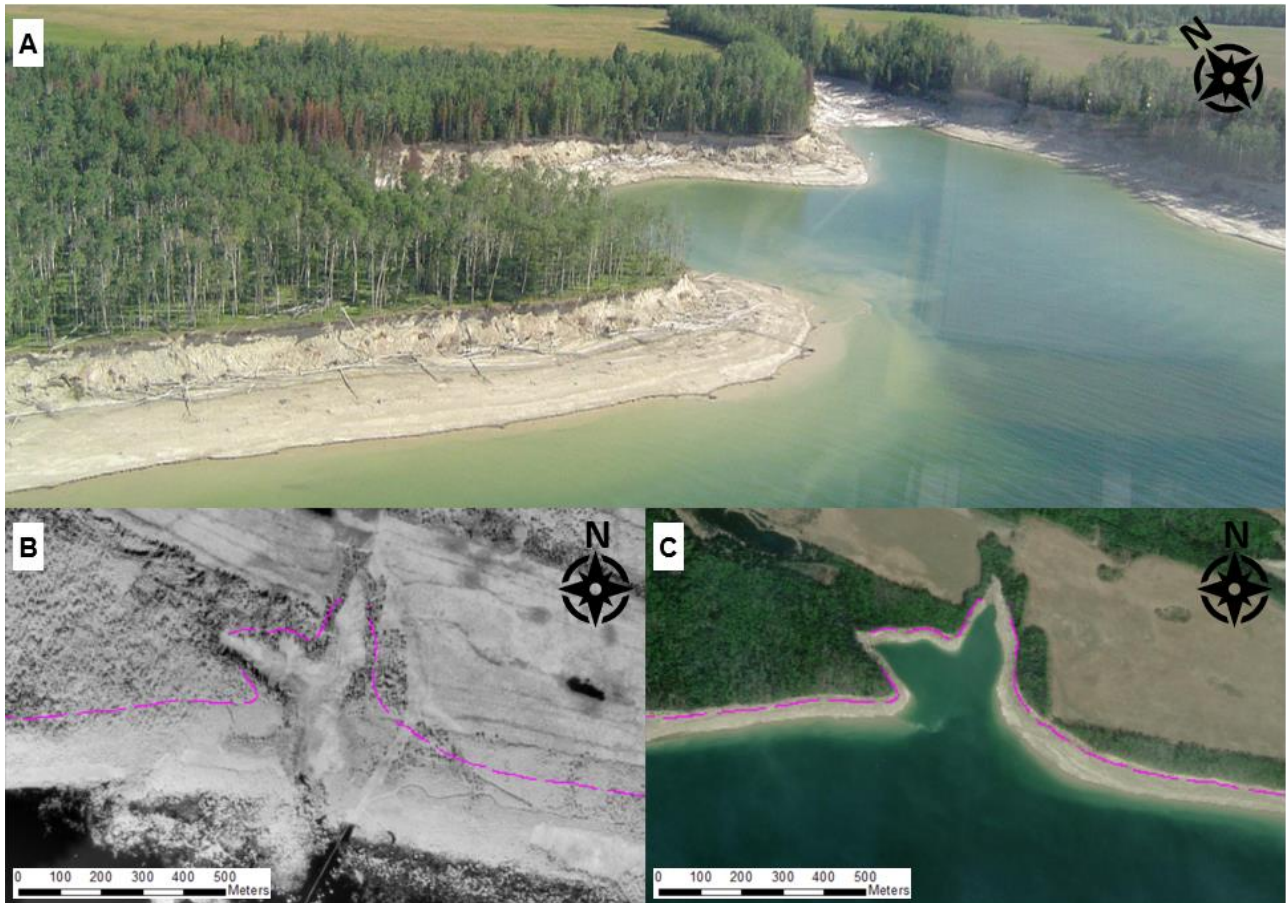


Figure 2. Example of shoreline erosion progression on Williston Lake, BC which is upstream of the Site C reservoir. A) Oblique view of shoreline section showing bluff geometry that has developed since 1968. Photo by S. McDougall, July 20, 2010. B) 1968 aerial photograph showing delineation of top of bank from 2011 orthophotos before reservoir reached maximum elevation. C) Satellite imagery from 2016 showing delineation of top of bank from 2011 orthophotos (Maxar).

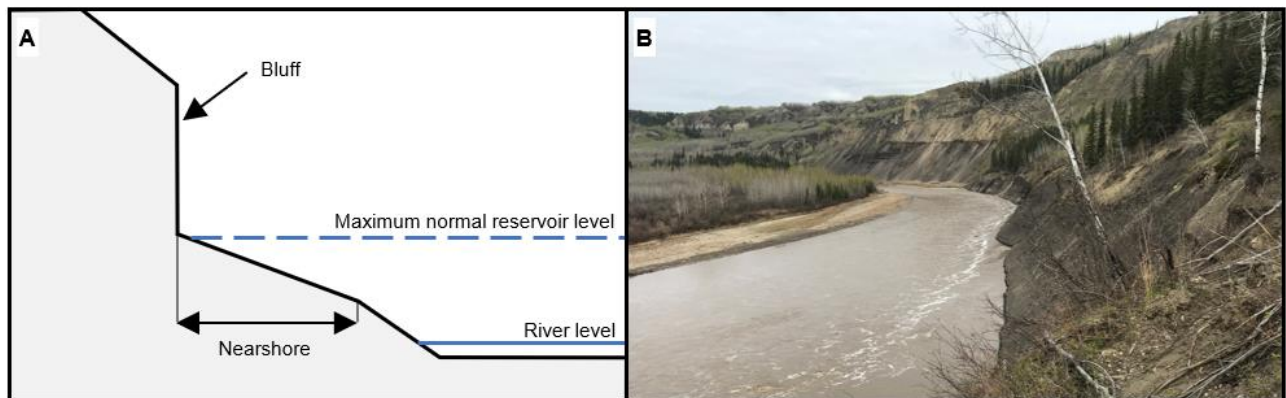


Figure 3. A) Idealized bluff shoreline geometry. B) Example of bluff geometry at Site C before impoundment of headpond. Nearshore begins to develop after reservoir filling and bluff recession provides material. Photo by C. Fish, May 10, 2020.

breaking zone, ultimately it was the dissipation of energy over the breaking zone that best predicted recession rates. The model includes a constant that requires calibration to account for varying geotechnical properties of the eroding material (Kamphuis 1987).

Penner (1993) described an early GIS-based bluff recession rate model based on total wave energy over a defined time step and the shore zone geometry based on 30 years of observations on reservoirs across Canada (Mollard 1986). This method was established using data

collected from reservoirs across Western Canada and includes an erodibility coefficient to capture the susceptibility of various materials to erosion. Initially, the model was calibrated and verified on three reservoirs: Lake of the Prairies, Manitoba, and Avonlea Reservoir and Lake Diefenbaker, Saskatchewan. The shoreline materials at these sites generally consist of varying till overburden, and sandstone, siltstone and shale bedrock. In the early 2000's, the model was also applied at Wuskwatim Lake, Manitoba (Zimmer et al. 2004), and since then, improvements were made to include effects of near-shore downcutting, two-dimensional wave modelling, and wave dissipation on the near-shore zone (Torgunrud et al. 2012). This work is the basis for the model that has been applied at Site C using erodibility coefficients estimated from historical erosion on existing reservoirs upstream of Site C.

Seker-Elci (2004) derived a model for shoreline erosion based on Thorn and Parson's (1980) erosion equation that uses critical shear stress as the threshold for erosion. Seker-Elci (2004) looked at three different water elevation and wave runup scenarios where the erosion rate would be calculated differently: 1) water elevation and wave runup below the bluff toe, 2) water elevation below the bluff toe and wave runup above the bluff toe, and 3) water elevation and wave runup above the bluff toe. This model explicitly includes the shoreline geometry in the equation, contrary to Kamphuis (1987) and Penner (1993), where geometry is accounted for only in the wave power or energy dissipation over the shoreline. Seker-Elci (2004) applied the model with good results to Hartwell Lake, a reservoir in South Carolina and Georgia.

## 2.2 Other Methods

This section presents qualitative reservoir shoreline erosion methods and methods applied in other, non-reservoir environments. Many of the methods commonly utilized in coastal environments do not apply to new reservoirs, therefore only a select number of methods that we believe could be applied to reservoir shoreline erosion prediction are presented here.

Although not a quantitative erosion model, Vilhena et al. (2019) proposed an erosivity potential mapping scheme based on wave fetch and wind hindcasting. The authors used a GIS-based analysis that allows for entire shorelines to be assessed. Although the current mapping does not integrate shoreline material types, as the analysis is already GIS-based, this information could be added. Vilhena et al. (2019) produced an erosion potential map of the reservoir of the Itumbiara Dam along the Paranaíba River in the Midwest of Brazil and found that areas of high erosion potential corresponded well to observed high rates of erosion.

Nordstrom and Jackson (2012) conducted a review of processes in short fetch environments, such as lakes and reservoirs, and identified differences between these environments and fetch unlimited environments, such as exposed coasts. Although no new methods were developed, the authors offer helpful commentary and a plethora of shoreline erosion observation case studies.

Walkden and Hall (2005) proposed a qualitative model that works through time steps to produce a stable shoreline profile according to the wave forces and calibration constants to account for material strength. The authors show model runs beginning with a vertical bluff face that transforms over time into recessed bluffs with a talus slope of sluffed material or beach profile according to the sediment transport rate specified. Walkden and Hall (2005) also show applications of the model with sea level rise and engineering intervention. Although the authors specify it is not meant as a prediction tool, the model could be used to better understand the ultimate profile that new reservoir shorelines will take as they reach stability.

Mulligan et al. (2019) discuss the development of a numerical model that uses wave and tidal data to estimate spatial and temporal patterns of shear stress, and therefore suspended sediment concentrations and sediment transport in a fetch-limited estuary environment. Although Mulligan et al. (2019) focus on bed sediment transport, further investigation could be made into the applicability of the numerical model for shoreline erosion and bluff recession.

Table 1. Summary of shoreline erosion prediction models reviewed.

Reference	Type of Model	Implementation	Inputs
Kamphuis (1987)	Lake shoreline recession	Empirical	Wave power over breaking zone Geotechnical coefficient
Penner (1993)	Reservoir shoreline recession	Empirical, GIS-based	Wave energy dissipation over nearshore zone Erodibility coefficient
Seker-Elci (2004)	Reservoir shoreline recession	Empirical	Shoreline geometry Wave runup Calibration factor
Vilhena et al. (2019)	Erosivity potential mapping	Categorization, GIS-based	Fetch Wind hindcasting
Walkden and Hall (2005)	Shoreline evolution	Empirical, process-based	Tide amplitudes and sea level change Sediment transport rate Material resistance coefficient
Mulligan et al. (2019)	Bed sediment transport	Numerical	Bathymetry Tidal water level elevations Wind observations Initial bed condition

### 3 EROSION MONITORING METHODS

With many established reservoirs around the world where shoreline erosion is ongoing and initial predictions are no longer required, research is instead focused on active monitoring and quantification of current and historical bluff recession rates. This section discusses various methods to monitor shoreline erosion.

Similar to analyzing historical recession rates in coastal environments, many case studies use historical air photographs and satellite imagery to measure recession over time (Saint-Laurent et al. 2001, Kirk et al. 2000, Kaczmarek & Tyszkowski 2009). This method is useful for calibrating new models, as well as developing values of constants or coefficients for prediction methods, if a site with similar materials and geometry is found. It can be a limiting method depending on the frequency and scale of available air photographs.

Surveying the same section over multiple years to quantify shoreline recession is also a popular, simple method that can be done by physical field surveys, or more recently, by remote sensing methods such as lidar or photogrammetry collected aerially, terrestrially or by an uncrewed aerial vehicle (UAV) (Vilmundardottir et al. 2010, Kaczmarek et al. 2016, Yermolaev et al. 2021, Hout et al. 2020). Field surveys can be simple and cost efficient, but there can be limitations on accessibility of sites and frequency of measurements. Remote sensing methods can eliminate the accessibility issues, but may not be affordable at a reasonable frequency.

Another monitoring method that has been employed on the Three Gorges Reservoir in China has been the installation of stakes at multiple shoreline sites (Su et al. 2017, Bao et al. 2015). The stakes are marked with the initial ground surface level and then checked periodically to measure erosion or deposition along the shoreline (Figure 4).



Figure 4. Bamboo stake installed to measure shoreline erosion on Three Gorges Reservoir. Photo from Xiaolei Su.

Although not a method that has been employed in a reservoir setting, Lim et al. (2011) measured microseismic

ground movements at the top of a cliff site in North Yorkshire, United Kingdom. The authors were able to successfully eliminate the noise in the monitoring, while still capturing bluff failure from high energy wave events. Using one geophone, Lim et al. (2011) were able to monitor approximately a 90 m radius of cliff.

### 4 DISCUSSION

After reviewing applicable, available shoreline erosion prediction methods, the model applied by JDMA (2012), based on Penner (1993), appears to be the easiest model to apply reservoir wide while still incorporating wave, material, and shoreline geometry data. For the preliminary impact line generation for the Site C reservoir, some assumptions were made with the sparse data available, such as material erodibility coefficients compared to other reservoirs in western Canada and wave energy estimation based on limited wind data (BGC 2012). There are improvements to be made to the accuracy of the model for this reservoir with the collection of more site-specific data. With the availability of the headpond for approximately three years before the filling of the ultimate reservoir, there is an opportunity to directly observe the effects of elevated water levels and extended fetch distances on the headpond shoreline.

Although the headpond shoreline is not identical to the full reservoir shoreline, some materials are present in both locations, and erodibility coefficients for those materials could be better estimated. Compared to previous reservoir studies, this study benefits from the expansion in availability and cost efficiency of remote sensing techniques. Aerial lidar for the entire planned reservoir shoreline is flown every two years, with select sites scanned terrestrially twice a year. Using this data, change detection analyses highlighting areas of volume loss can provide accurate material loss rates. This is an area for further exploration, as data since the headpond was created is now available (Figure 5).

A second area to improve model accuracy relates to wave energy reaching the shoreline. Initially, wave models were produced with wind data captured in a few locations around the reservoir. Pressure sensors designed to accurately measure wave height and period will be deployed for select sites to collect detailed wave data. The collected data will then be compared to the wave model and used for further calibration.

### 5 CONCLUSION

Methods to predict shoreline erosion on reservoirs differ from coastal methods due to lack of historical erosion observations. The wave processes driving erosion are also fetch limited, changing the applicable wave energy reaching the shore. Although several reservoir specific methods exist, they generally require some form of calibration or estimate of a material type or other coefficient. Erosion monitoring can provide a basis for calibration and, particularly for ongoing work at Site C, the lower elevation, short term headpond can provide

opportunities for improved shoreline erosion model parameter estimation.



Figure 5. Shoreline on Site C headpond. Orange dashed line delineating evidence of wave-action after approximately seven months of headpond impoundment over an approximately 3 m elevation interval. Photo by M. van Veen, May 3, 2021.

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the assistance of Lynden Penner in providing background information on his model and its development, and Xiaolei Su for kindly providing photos from his team's shoreline monitoring on Three Gorges Reservoir.

## 7 REFERENCES

- Bao, Y., Tang, Q., He, X., Hu, T. and Zhang, X. 2015. Soil erosion in the riparian zone of the Three Gorges Reservoir, China. *Hydrology Research*, **46**(2): 212-221.
- BGC Engineering Inc. (BGC). 2012. Site C Clean Energy Project Preliminary Reservoir Impact Lines [Report]. Prepared for BC Hydro.
- Hout, R., Maleval, V., Mahe, G., Rouvellac, E., Crouzevialle, R. and Cerbelaud, F. 2020. UAV and LiDAR data in the service of bank gully erosion measurement in Rambla de Algeciras Lakeshore. *Water*, **12**: 2748.
- International Commission on Large Dams (ICOLD). 2000. Reservoir Landslides: Investigation and Management Guidelines and case histories (Bulletin 124). ICOLD, Paris, France.
- J D Mollard and Associates (2010) Ltd. (JDMA). 2012. Site C Reservoir Shoreline Recession Estimates [Memorandum]. Prepared for BGC Engineering Inc.
- Kacsmarek, H., Mazaeva, O.A., Kozyreva, E.A., Babicheva, V.A., Tyszkowski, S., Rybchenko, A.A., Brykala, D., Bartczak, A. and Slowinski, M. 2016. Impact of large water level fluctuations on geomorphological processes and their interactions in the shore zone of a dam reservoir. *Journal of Great Lakes Research*, **42**: 926-941.
- Kaczmarek, H. and Tyszkowski, S. 2009. The use of the aerial and ground photogrammetry in the Jezioro Reservoir shore zone monitoring (The Warta River, Central Poland). *Geomorphologia Slovaca et Bohemica*, **2**: 7-12.
- Kamphuis, J.W. 1987. Recession rate of glacial till bluffs. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **113**(1): 60-73.
- Kirk, R.M., Komar, P.D., Allan, J.C. and Stephenson, W.J. 2000. Shoreline erosion on Lake Hawea, New Zealand, caused by high lake levels and storm-wave runup. *Journal of Coastal Research*, **16**(2): 346-356.
- Lim, M. Rosser, N.J., Petley, D.N. and Keen, M. 2011. Quantifying the controls and influence of tide and wave impacts on coastal rock cliff erosion. *Journal of Coastal Research*, **27**(1): 46-56.
- Mollard, J.D. 1986. Shoreline erosion and slumping studies on prairie lakes and reservoirs. Proceedings of the Symposium on Cohesive Shores, Burlington, Ontario. 277-291.
- Mulligan, R.P., Smith, P.C., Tao, J. and Hill, P.S. 2019. Wind-wave and tidally driven sediment resuspension in a macrotidal basin. *Estuaries and Coasts*, **42**(3): 641-654.
- Nordstrom, K.F. and Jackson, N.L. 2012. Physical processes and landforms on beaches in short fetch environments in estuaries, small lakes and reservoirs: a review. *Earth-Science Reviews*, **111**: 232-247.
- Penner, L.A. 1993. Shore erosion and slumping on Western Canadian lakes and reservoirs: A methodology for estimating future bank recession rates. Environment Canada, Regina, Saskatchewan.
- Saint-Laurent, D., Touileb, B.N., Saucet, J-P., Whalen, A., Gagnon, B. and Nzakimuena, T. 2001. Effects of simulated water level management on shore erosion rates. Case study: Baskatong Reservoir, Quebec, Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **28**(3): 482.
- Seker-Elci, S. 2004. Modeling of hydrodynamic circulation and cohesive sediment transport and prediction of shoreline erosion in Hartwell Lake, SC/GA. Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- Su, X., Nilsson, C., Pilotto, F., Liu, S., Shi, S. and Zeng, B. 2017. Soil erosion and deposition in the new shorelines of the Three Gorges Reservoir. *Science of the Total Environment*, **599-600**: 1485-1492.
- Thorn, M.F.C and Parsons, J.G. 1980. Erosion of cohesive sediments in estuaries: an engineering guide. Proceedings of the International Symposium on Dredging Technology, 349-358.
- Torgunrud, A.L., Cosford, J.I., Penner, L.A. and Ahmari, H. 2012. Validation of a GIS-based shore erosion model based on historical erosion rates in two northern Manitoba hydroelectric reservoirs. Proceedings of the CDA 2012 Annual Conference, Saskatoon, Saskatchewan.
- Vilhena, R.M., Mascarenha, M.M., Sales, M.M., Romao, P. and da Luz, M.P. 2019. Estimating the wind-generated

- wave erosivity potential: the case of the Itumbiara Dam Reservoir. *Water*, **11**: 342.
- Vilmundardottir, O.K., Magnusson, B., Gísladóttir, G. and Þorsteinsson, Th. 2010. Shoreline erosion and aeolian deposition along a recently formed hydro-electric reservoir, Blondulón, Iceland. *Geomorphology*, **114**: 542-555.
- Walkden, M.J.A. and Hall, J.W. 2005. A predictive Mesoscale model of erosion and profile development of soft rock shores. *Coastal Engineering*, **52**: 535-563.
- Yermolaev, O., Usmanov, B., Gafurov, A., Poesen, J., Vedeneeva, E., Lisetskii, F. and Nicu, I.C. 2021. Assessment of shoreline transformation rates and landslide monitoring on the bank of Kuibyshev Reservoir (Russia) using multi-source data. *Remote Sensing*, **13**: 4214.
- Zimmer, T.A.M., Penner, L.A. and Cook, G.N. 2004. Using integrated remote sensing and GIS technology to model and project shoreline erosion around Wuskwatim Lake, Manitoba. *Journal of Environmental Informatics Archives*, **2**: 927-937.



# Failure paths for levees - an international framework

Meindert Van<sup>1</sup>, Esther Rosenbrand<sup>1</sup>, Ligaya Wopereis<sup>1</sup>, Cor Zwanenburg<sup>1</sup>, Rémy Tourment<sup>2</sup> and Philip Smith<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Deltares, Delft, The Netherlands*

<sup>2</sup>*INRAE, Aix en Provence, France*

<sup>3</sup>*Royal HaskoningDHV, Peterborough, United Kingdom*



## ABSTRACT

For levees, failure paths can be used to analyse the sequence of events by which a high-water event can cause flooding. The technical committee for dykes and levees (ISSMGE-TC201) of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering has made a worldwide inventory of the current usage of failure paths for this purpose. The inventory contains a collection of case histories and a series of examples which illustrate how failure paths can be used for the design and assessment of levees. The inventory has been used to establish a common terminology and a failure tree framework which illustrates how different physical mechanisms can contribute to a levee failure. This framework has been applied to identify failure paths for the levees described in the case histories. The purpose of this current paper is to disseminate the key findings of the ISSMGE-TC201 report so as to engage a broader group of practitioners and researchers in the discussions relating to the use of failure paths for assessing levee performance.

## RÉSUMÉ

Dans le cadre de l'analyse relative à la performance des digues, des chemins de défaillance peuvent être utilisés pour analyser la séquence d'événements par lesquels une crue peut provoquer des inondations. Le comité technique (ISSMGE-TC201) de la société internationale de mécanique des sols et d'ingénierie géotechnique a dressé un inventaire mondial de l'utilisation des chemins de défaillance, contenant un ensemble de cas historiques et une série d'exemples d'utilisation des chemins de défaillance dans la conception et l'évaluation de digues. L'inventaire a été utilisé pour proposer une terminologie commune et un cadre contenant un arbre de défaillance qui montre la séquence des différents mécanismes pouvant contribuer à une défaillance. Ce cadre a été appliqué pour analyser les chemins de défaillance provenant de cas historiques. Cette publication permet de disséminer les principales conclusions du rapport de l'ISSMGE-TC201 et invite un groupe plus large de praticiens et de chercheurs à participer à la discussion et à l'utilisation des chemins de défaillance, ceci en présentant les principales discussions et découvertes du rapport ISSMGE-TC201.

## 1 INTRODUCTION

Flooding can occur when water passes over, through or beneath a flood retention structure. Typically, the most dangerous flooding is caused by a catastrophic breach as this can lead to an uncontrolled release of water through the flood defence under conditions of a high hydraulic load. The main objective of the design, assessment and maintenance of levees is usually to avoid a situation where breach and consequential flooding occurs. When a breach occurs, it has often been caused by a combination of events or a sequence of events (possibly over an extended period of time) which may have caused deterioration, damage and eventually failure of the structure. Such a sequence of events is called a failure path or also a failure scenario or failure mode.

For the design or assessment (risk or performance) of levees, a range of possible failure paths should be considered. Different individual mechanisms which contribute to the damage and deterioration of a levee, such as slope sliding, or internal erosion can normally be distinguished for each levee (or each discrete section of a levee). However, the exceedance of the limit state for any individual mechanism is often not enough to result in levee failure or flooding of the protected area. For instance, a slope instability may occur, but if there is enough residual

strength in the levee, additional mechanisms will need to develop before flooding occurs. Failure paths allow for the consideration of the entire sequence of mechanisms in the analyses of the levee.

Various institutions worldwide provide guidelines for working with failure paths (e.g., the International Levee Handbook, and the USBR best practice guidelines, and other examples in the international literature). The level of detail in the failure paths and the terminology varies between different countries and amongst practitioners from different technical backgrounds. This can complicate the discourse and lead to misunderstandings.

In cases where a breach has occurred, a forensic analysis can be undertaken to determine the causes of the failure and to construct the failure path that led to the flooding. In those cases, it is not unusual for breaches to have been the result of a combination of physical mechanisms, which may have occurred either simultaneously or sequentially and which could also have affected each other. These interactions can be complex; experience has shown that they are not always anticipated as part of any design and assessment process.

Technical Committee TC201 of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE-TC201) has sought to arrive at a consensus for this issue and has therefore compiled and published a



report with the aim of facilitating the international discourse on the application of failure path analysis for levee design and assessment. Whilst the focus of this report is on levees, many of the identified issues may also be applicable to small embankment dams. The failure paths considered are generally cases where the initiating event is a high-water load, and the final event is flooding of the protected area. Other initiating events may occur, such as earthquakes, but these are beyond the current scope.

The basis for this report is a compilation of case histories, and of failure paths used for assessment and design. These contributions were provided by members of ISSMGE-TC201 and ICOLD (TC-LE and EWG-IE). The information gathered has been used to construct a framework in the form of a failure tree. This framework contains the mechanisms and failure paths from different contributions at a conceptual level and shows possible interactions among mechanisms. This approach is intended to facilitate the back analysis of the complex combination of events that causes flooding, by breaking down the chain of events that together cause flooding into discrete physical mechanisms that can each be analysed. The use of the framework has been illustrated by highlighting the failure paths that occurred for each individual case history. As site specific characteristics often play an important role, the important characteristics which affected the occurrence of the different mechanisms in the failure tree were highlighted.

The aim of the current paper is to disseminate the key findings of the ISSMGE-TC201 report and engage a broader group of practitioners and researchers in the discussion on and use of failure paths. The proposed terminology is presented first. Subsequently, the failure tree framework showing the sequence and interactions among mechanisms is discussed. The individual mechanisms and key aspects affecting the occurrence of each mechanism are then identified. The conclusion of the paper summarizes the main lessons learnt from applying the framework to case histories. The individual case histories are included in the ISSMGE-TC201 report.

## 2 TERMINOLOGY: FAILURE PATHS AND MECHANISMS

Terminology relating to levee failures and failure mechanisms differs amongst practitioners from different countries or from different fields of expertise. For instance, the term failure may be used to describe the 'inability to achieve a defined performance threshold for a given function, in particular for flood defence' in the International Levee Handbook (CIRIA, French Ministry of Ecology, and USACE 2013). However, it can also be used to describe the physical collapse or disintegration of a significant part of a structure. In this section we present the concepts of failure paths and the different failure mechanisms as they are used in this paper.

The scope is limited to a high-water event as the *initiating event*. The term *failure*, used at the end of the failure path, is reserved for failure of the levee to retain the water at or below the level for which it was designed, resulting in unplanned flooding of the protected area. A *mechanism* is a physical process (mechanical, chemical,

hydraulic, geotechnical, etc.) that can lead to degradation, damage or collapse of (a part of) the levee.

Often, in the literature, the name of a mechanism is used in such a way that it is synonymous with a failure path that contains the mechanism. However, in different contexts or countries, the details of these paths can be quite different, whereas the physical process (the mechanism) itself remains the same.

A failure path is considered as the entire sequence of events by which an initial event, in this paper limited to the high-water loading, leads to failure of the levee (i.e. the flooding of the protected area). A failure path consists of a sequence of events and mechanisms as illustrated below.



Figure 1 Illustration of a generic failure path including a sequence of mechanisms.

Although the term failure path suggests a linear sequence of events, different mechanisms may occur simultaneously in time and may influence each other. The term failure tree, which indicates the presence of branches, describes such situations. A failure tree may also be used to show different parallel failure paths as illustrated in Figure 2. All parallel paths may contribute towards a specific failure, but also only some of the parallel mechanisms can be relevant for a specific failure case. Also, not every mechanism will be initiated by the flood event, e.g. deterioration such as settlement may take place over a longer period.



Figure 2 Illustration of a generic failure tree including mechanisms that can occur in parallel.

Event tree analysis and fault tree analysis are methods that are often encountered when considering failure paths. Event trees are typically used for design to identify possible failure paths, whereas fault tree analysis may typically be used as part of a back-analysis to establish how different mechanisms combined to trigger a failure. Event tree analysis starts from an initial event, to infer resulting mechanisms that can lead to failure. Fault tree analysis starts from failure and conducts a back analysis to find the underlying causes.

## 3 OVERALL FAILURE TREE FRAMEWORK

An international inventory of more than 18 case histories and over 13 examples of failure paths used for assessment and design around the world has been used to propose a conceptual framework that shows how individual mechanisms can combine to lead to a failure. This framework is shown in Figure 3 and is intended to facilitate the analysis of a failure by identifying discrete physical phenomena and their possible interactions. Some mechanisms in Figure 3 can be further subdivided into different mechanisms, for instance mechanisms of erosion on the land or water side can differ depending on the type

of revetment. As the objective of the current report is to provide an overview on a conceptual level, those distinctions are not made here. When those mechanisms

are relevant in the analysis, these will need to be considered in more detail.

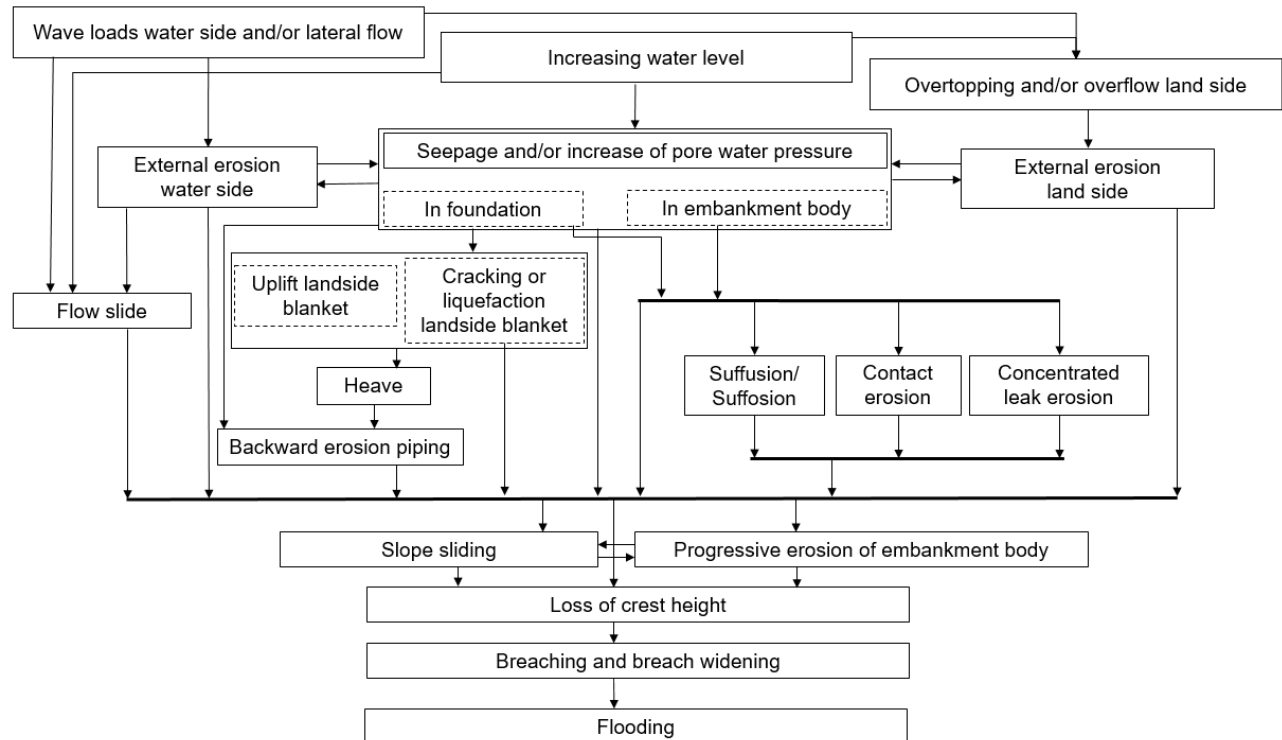


Figure 3 This framework intends to give an overview of common mechanisms that can lead to flooding as a result of a hydraulic loading. For a given situation, multiple mechanisms may in parallel or sequentially, and there may be interactions and feedback loops. The horizontal thick black lines serve to reduce the number of arrows: a phenomenon with an arrow onto the black line may lead to the occurrence of some of the phenomena indicated below the black line.

Figure 3 does not include mechanisms that are not related to the high-water event, but which may nonetheless influence the resilience of the levee against failure. For instance, localized settlement may create a situation where early overflow occurs; desiccation cracking and animal burrowing may affect the resistance against internal erosion. Such site-specific properties are important to consider in the analysis of the different mechanisms.

in the failure path. Those aspects are therefore not repeated for every mechanism.

The inventory provided little insight into the latter mechanisms in the failure tree: progressive erosion of the embankment, loss of crest height, breaching and breach widening. Further research is recommended in order to be able to include these physical mechanisms in more detail in the failure path analysis.

#### 4 DISCRETE PHYSICAL PHENOMENA

##### 4.1 Initiating event: high water loading

Whilst considerable literature relating to individual mechanisms exists (e.g., the International Levee Handbook, and the USBR Best Practice Guidelines Levee Handbook), less information on how these mechanisms can interact is generally available. This section briefly describes the events and mechanisms that are considered in Figure 3 and, on the basis of the case histories, lists key factors which were found to contribute to the occurrence of the mechanisms. These lists of important factors are meant to be illustrative. However, they are not exhaustive as local factors will often play a significant role in poor levee performance.

The initiating event for a flood may be rising water level that is retained by the levee, and/or increased wave loading or lateral flow on the outer side of the embankment, possibly leading to overtopping and or overflow on the land side. Important aspects affecting the occurrence of 'Wave loads water side/ and or lateral flow' are: large variation in water level between rainy and dry seasons; rapid lateral flow; wind and storm events; presence of a floodplain, and presence of vegetation on the floodplain damping wave loads; levee slope and local bathymetry.

Aspects which affect levee performance during high-water loading, and which affect 'seepage and/or increase in pore pressures...' also affect the mechanisms that follow

For 'overtopping and overflow' important aspects are drainage, tectonic settlement, shrinkage, oxidation, creep, consolidation; as well as wind and wave direction, the presence of a road on the crest and local bathymetry.

#### 4.2 Seepage or increase of pore water pressure in foundation or in embankment body

During long-lasting high-water events (flood or high tide), depending on the permeability of the material, an increase in pore water pressure causes seepage through the foundation and/or the embankment body.

The increase of pore water pressure is affected by the permeability of the different layers (both natural and those making up the levee cover and core) and the permeability contrasts between materials; holes or cracks (e.g. animal burrowing, desiccation cracks, holes due to cracks where sheet pile was installed) in the levee cover, the levee core, or the subsurface; and the presence of drains.

#### 4.3 External erosion water side

*External erosion water side* refers to erosion at the surface of a levee due to hydraulic loading, such as waves or run-up, on the water side slope of the levee. This mechanism is initiated when the load exceeds the resistance of the surface material (soil particles, grass, etc.) of the levee.

Important factors affecting erosion on the water side are the presence of and properties of the scour protection; the steepness of the outer slope of the levee; the presence of transition zones on the cover of the levee, e.g. transition from rock revetment to grass; holes or weaknesses in the revetment; the presence of vegetation on the water side of the levee.

#### 4.4 External erosion land side

*External erosion land side* refers to erosion at the surface of a levee due to hydraulic loading on the land side slope of the levee (Tourment, et al., 2019). The loading usually refers to discontinuous overtopping, or the continuous overflow, of water over the crest of the levee. This mechanism is initiated when the load exceeds the resistance of the surface material (soil particles, grass, etc.) of the levee.

Factors which affect erosion on the land side are similar to those mentioned for external erosion on the water side, and additionally the height of the levee relative to the water level and wave height is important for the loading.

#### 4.5 Uplift

*Uplift* occurs at the land side of a levee when constructed on alluvial flood plains with silty or clayey blankets, overlying sandy soil strata. The permeable sandy layer, due to a hydraulic gradient, can cause pressure on overlying less permeable layers. If the pressure head is high enough to lift the cover layer, this is referred to as uplift.

The properties of the cover layer (thickness, unit weight, permeability) affect uplift, as well as, features which lead to a local concentration of flow such as heterogeneity in the subsurface or man-made artefacts such as old drains.

#### 4.6 Cracking or liquefaction land side blanket layer

Cracking or liquefaction of the land side blanket layer occurs after uplift when the pore water pressure in the aquifer exceeds the resistance of the blanket.

Factors which affect uplift and horizontal forces from the embankment may affect the resistance of the blanket to cracking, as well as the presence of local weak spots due to a thinner cover caused by natural heterogeneity, the presence of ditches or other man-made artefacts.

#### 4.7 Heave

Heave occurs in cohesionless soils which are confined by an overlying lower permeability stratum when seepage pore pressures are such that the effective stress becomes zero and grains can be transported by the seepage water. This mechanism is different to moisture content related volume changes (swelling or shrinkage) that can occur in stiff clays or compacted clayey fill materials.

#### 4.8 Internal erosion

*Internal erosion* occurs when soil particles, within an embankment dam or its foundation, are carried downstream by seepage flow. Internal erosion can be classified into four types: concentrated leak erosion, backward erosion, suffusion and soil contact erosion. This follows the terminology of the ICOLD bulletin 164 (ICOLD, 2015).

For all internal erosion mechanisms, aspects which affect seepage and pore pressure in the levee or foundation play an important role in the occurrence of the mechanism. Other aspects relating to the individual mechanisms are listed per mechanism.

##### 1. Backward erosion

According to (ICOLD, 2015), *backward erosion* involves the detachment of soils particles when the seepage exits to a free unfiltered surface. Examples of unfiltered exits are situations where there is no cohesive blanket layer downstream of the levee, when there is no cover or a hole in the cover on the downstream slope, when a ditch (without a filter) is present that cuts through the blanket, when uplift and cracking result in a sand boil, etc. Detached particles are carried away by the seepage flow leading to the gradual formation of voids and then pipes within the soil mass. The process gradually works its way towards the upstream side of the embankment or through the foundation until the pipe reaches the outer water body and flow and erosion increases strongly.

There are two forms of backward erosion, "backward erosion piping" and "global backward erosion".

In *backward erosion piping* in sandy soils, the erosion pipe is essentially horizontal, and the roof of the pipe is formed by a cohesive soil layer or the base of the levee if this base consists of cohesive material.

Backward erosion piping is affected by properties of the aquifer in which the pipe forms (e.g. permeability, grading

and grain size), the presence of a cohesive layer above the pipe forming a roof, the length between the point where the pipe initiates and where it contacts the outer water body. When a blanket is present on the land side uplift, cracking and heave of the blanket may be required to create an outlet hole for the process to initiate. In such a situation the head drop in the defect in the blanket, due to a suspension of eroded material, also affects the process of backwards erosion piping.

*Global backward erosion* can occur in graded silty sand and gravel cores when short backward erosion pipes form but collapse successively resulting in widespread erosion.

Similar to backwards erosion piping, the process is affected by the properties of the material in which the pipes form (e.g. permeability, grain size) as well as factors which affect the exit.

## 2. Suffusion/suffosion

According to (ICOLD, 2015), *suffusion/suffosion* is a form of internal erosion of internally unstable soils which involves selective erosion of finer particles from the matrix of coarser particles, in such a manner that the finer particles are removed through the voids between the larger particles by seepage flow, leaving behind a soil skeleton formed by the coarser particles. The volume of finer particles is such that they fit within the voids formed by the coarser particles, i.e. the voids are under-filled.

Fannin et al. (2015) distinguish suffusion and suffosion. Suffusion is characterized by a mass loss without a change in volume and with or without any change in general hydraulic conductivity but with a change in local hydraulic conductivity. Suffosion is characterized by a mass loss accompanied with a change in volume and a change in hydraulic conductivity.

An important factor which affect suffusion and suffosion is the fact that it is a slow but continuing process of grain size distribution/ grading of the soil in which suffusion occurs during each subsequent high loading event.

## 3. Contact erosion

According to (ICOLD, 2015), *contact erosion*, also known as parallel contact erosion, involves selective erosion of fine particles from the contact with a coarser layer, caused by the flow passing through the coarser layer. This mechanism occurs when flow in the coarser layer is parallel to the interface between the coarse and fine layer.

Important factor which affect contact erosion is also the slow process during the sequence of high-water events.

## 4. Concentrated leak erosion

According to (ICOLD, 2015), *concentrated leak erosion* occurs when a crack or opening is present through which concentrated seepage occurs; this concentrated seepage then erodes the walls of the opening.

A crack can be caused by settlement of the foundation or the core fill, by hydraulic fracture in a cohesive clay core, through desiccation and tension cracks, etc. Cracks may also be related to the presence of structural elements such as spillways and pipes, the presence of ancient pavement layers, the presence of roots from dead trees, to animal burrowing, etc.

## 4.9 Slope sliding

*Slope sliding* occurs when the driving loads applied on the levee, which are the weight of the materials and/or hydraulic forces, exceed the shear strengths of the constituent materials of the embankment body and/or foundation. The unstable part of the levee then slides along the stable part. Sliding can occur both on the inner slope and on the outer slope, the latter typically occurs after a high-water event when the water level falls but pore water pressures in the levee remain high. In the case of slope sliding on the outer slope, there may be time for repairs prior to the next high-water event in order to prevent a failure.

Slope sliding on the inner slope may be preceded by uplift and cracking of the downstream blanket. On the outer slope, scour at the bottom of the slope can also play a role by undermining or oversteepening the landward slope. Depending on the depth of a slope slide, multiple slope slides may occur sequentially leading eventually to a breach.

Other aspects affecting slope sliding are the properties (strength, unit weight, and permeability) of the materials of the levee and the foundation, the presence of retaining walls or structures, the presence of discontinuities due to natural heterogeneity or due to man made artefacts, the slopes of the levee, the presence of ditches at the levee base, and weight loss and shrinkage due to dry conditions (in particular in the case of organic clays or peat in the levee or foundation).

## 4.10 Flow slide

Two types of *flow slide* failure mechanisms are generally considered in literature: *static liquefaction* followed by a shear slide, and *retrogressive breaching*, generating a sustained turbidity current downslope of the location of initiation. Static liquefaction is related to loosely packed sand layers in the subsurface that lose strength rapidly due to the generation of excess pore water pressure. Retrogressive breaching is related to more densely packed fine sand layers at the soil-water interface and may slowly retrogress over several hours.

In addition to the levee geometry, the properties of the sand layers such as the relative density of granular materials can have an important effect on the occurrence of flow slides.

## 5 APPLICATION OF FRAMEWORK TO INVENTORY OF CASE HISTORIES

Applying the framework to the inventory of case histories was found to aid in the analysis by suggesting the possible interactions among mechanisms. In many cases it was not possible to assess the relative importance of different mechanisms. Also, the sequence in which events occurred is often difficult to establish in hindsight, and after a failure little evidence remains for forensic investigation. However, it was clear that many failures involved a combination of mechanisms.

The time between an initiating event and a breach was found to be highly variable. Some cases are described where the time from observation of a defect to failure is in the order of minutes, but often this can be in the order of days during a long high-water event, or even years if this is the time between successive high-water events.

This illustrates the importance of considering the failure path fully, rather than only the limit state for an individual mechanism. Whereas exceedance of the limit state of an individual mechanism is undesirable, if this does not lead to an immediate flood, measures can be taken to mitigate the consequences.

If damage can be detected, the probability of detection, and of taking appropriate response measures, can be included in the failure path and used to assess the probability of failure. This is indeed already part of the procedure in some countries and was described in the failure paths used for design and assessment in the ISSMGE-TC201 report.

## 6 KEY FINDINGS AND RECOMMENDATIONS

The aim of this paper is to disseminate the findings of the ISSMGE-TC201 inventory of failure paths for levees and to engage a broader group of practitioners and researchers in the discussion on, and the use of failure paths by presenting the key discussions and findings. This has been done by presenting the terminology, framework of a failure tree connecting different mechanisms and summarizing the key findings of case histories and examples of failure path analysis for design and assessment. The key findings are summarized here.

The terms “*failure*”, “*failure path*”, “*scenario*”, and “*failure tree*” are much used in the context of levee performance during extreme flood events. It is well known that when failures of flood defences occur, they are often the result of a combination of loading events and failure mechanisms. However, in practice, the terms *failure*, *failure path*, *scenario* and *failure tree* are not always used consistently and hence confusion can arise.

It is recommended that a clear distinction is made between *mechanisms* (individual physical processes, e.g. a slope instability), and *failure paths* which include a sequence of loading events and mechanisms, as proposed in this paper.

It is noted that the exceedance of the limit state function for any individual mechanism will not always lead to flooding immediately. A consideration of the likely failure path at any location will make it easier to plan emergency/contingency actions. It will also help to identify the onset of critical deterioration mechanisms at an early stage so as to focus maintenance and repair works.

The analysis of failure paths allows for the consideration of all processes that lead to a failure, rather than only initiating mechanisms. However, currently there are still many questions regarding the rate at which processes take place, and the methods to assess the last steps in the failure paths. Breach growth is a process which is very relevant for the consequences of flooding, affecting the rate of inundation and the time for response measures. The case histories and the failure paths for assessment and design in this inventory do not explicitly address this

process, and further investigation of this mechanism into more detailed physical processes is recommended.

Often several mechanisms together contribute to a failure. The mechanisms may occur in parallel and affect each other, or sequentially whereby one mechanism follows the other. The framework in the form of a failure tree containing common mechanisms and their interactions that is proposed helps to break down the complex combination of events that lead to failure for the back analysis of cases. It also helps to identify the specific physical processes to be studied in further research.

Application of the framework to additional cases is recommended in order to test and further refine the framework and in order to provide further insight into important aspects that influence the occurrence of individual mechanisms.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors of this paper gratefully acknowledge the contributions of case histories and failure path analyses for design and assessment by members of the ISSMGE-TC201, ICOLD TC LE and the EWG-IE to the TC 201 report Failure paths for Levees.

## 8 REFERENCES

Reference of ISSMGE-TC201 report:

Van, M.A., Rosenbrand, E., Tourment, R., Smith, P. and Zwanenburg, C. Failure paths for levees. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) – Technical Committee TC201 ‘Geotechnical aspects of dikes and levees’, February 2022. Download <https://doi.org/10.53243/R0006>

Other references:

- CIRIA, French Ministry of Ecology, and USACE. (2013). *The International Levee Handbook*. London. Retrieved from [www.ciria.org](http://www.ciria.org)
- Tourment, R., Beullac, B., Berthelie, E., Boulay, A., Maurin, J., & Queffelec, Y. (2019). Inondations- Analyse de risque des systèmes de protection- Application aux études de dangers. Lavoisier.
- Fannin, R., Slangen, A., Mehdizadeh, A., Disfani, M., Arulrajah, A., & Evans, R. (2015). Discussion: On the distinct phenomena of suffusion and suffosion. *Geotechnique Letters* 5, 129-130.
- ICOLD. (2015). *Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations bulletin n°164 – Volume 1*. Internal erosion processes and engineering assessment.

# Lessons from recent earthquake-induced landslides in Chile and some considerations applicable to British Columbia

Sergio A. Sepúlveda<sup>1</sup> & Alejandra Serey<sup>2</sup>

<sup>1</sup>*Department of Earth Sciences, Simon Fraser University, Burnaby, British Columbia, Canada*

<sup>2</sup>*Institute of Engineering Sciences, Universidad de O'Higgins, Rancagua, Chile*



## ABSTRACT

In this paper, we review case studies of earthquake-induced landslides from the Mw 8.8, 2010 Maule subduction earthquake and the Mw 6.2, 2007 Aysén Fjord shallow crustal earthquake in Chile. The landslide inventories show that while lithological and geomorphological factors still largely control the landslide occurrence, the number, type, volume, density and distribution of landslides are strongly influenced by the earthquake source mechanism rather than other seismic parameters such as ground acceleration or magnitude. These observations have large implications for coseismic landslide hazards and must be carefully considered in tectonic settings with the potential of earthquakes of different source mechanism types such as the coastal regions of British Columbia.

## RÉSUMÉ

Dans cet article, nous examinons des études de cas des glissements de terrain au Chili induits par le séisme de subduction Maule (Mw 8.8) en 2010 et par le séisme crustal peu profond du fjord Aysén en 2007 (Mw 6.2). Les inventaires des glissements de terrain montrent que les facteurs lithologiques et géomorphologiques contrôlent encore largement l'occurrence des glissements de terrain. Cependant, le nombre, le type, le volume, la densité et la distribution des glissements de terrain sont fortement influencés par le mécanisme de la source du séisme plutôt que par d'autres paramètres sismiques, tels que l'accélération du sol ou la magnitude du séisme. Ces observations ont des implications importantes pour le risque de glissement de terrain cosismique et doivent être soigneusement prises en compte dans les contextes tectoniques présentant un potentiel de tremblements de terre avec différents types de mécanismes de source tels que les régions côtières de la Colombie-Britannique.

## 1 INTRODUCTION

Chile is one of the most seismic countries in the world. In the subduction tectonic setting of Chile, seismicity is related to different source mechanisms and seismogenic zones: large interplate earthquakes (depths 45–55 km) from the contact between the subducting oceanic Nazca plate and the continental South American plate; large intermediate-depth, in-slab earthquakes (60–200 km) with foci in the subducting plate; shallow crustal seismicity (depths 0–20 km) from fault activity in the continental plate; and outer-rise earthquakes along the subduction margin between the Nazca and South American Plates (Barrientos 2018; Serey 2020). In just the last 15 years, three Mw>8 subduction earthquakes and two Mw>6 shallow crustal earthquakes have caused severe damage, casualties, ground failure and tsunamis across the country (Legrand et al. 2011; Barrientos 2012, 2018; Candia et al. 2017; Santibáñez et al. 2019).

This paper focuses on earthquake-induced landslides from interplate and shallow crustal earthquakes. Recent case studies of coseismic landslides induced by the 2010 interplate Maule earthquake and the 2007 Aysén Fjord shallow crustal earthquake in central and southern Chile are revised. Applying the lessons learned from the Chilean cases, some preliminary remarks on earthquake-induced landslide hazard and recommendations for future specific

studies for Vancouver Island and the B.C. South Coastal Mountains are provided, in the context of potential large subduction, in-slab, or shallow crustal earthquakes in the region.

## 2 THE 2010 MAULE EARTHQUAKE

The Mw 8.8, 27 February 2010 Maule earthquake was the second largest historic subduction earthquake in Chile, after the 1960 Valdivia Earthquake (Mw 9.5). The Maule earthquake was followed by a destructive tsunami that affected an extensive area, causing significant damage (Barrientos, 2012, Figure 1). This earthquake and tsunami caused more than 500 deaths and an economic loss of close to 20% of the GDP of Chile (Verdugo and González 2015; Sepúlveda et al. 2022).

Among the most significant effects associated with ground failure were soil liquefaction and landslides. Severe liquefaction was reported during the 2010 earthquake, the large displacements induced by the liquefaction causing the failure of urban, civil, and industrial facilities across several regions in the area in front of the ca. 500 km long rupture (Verdugo and González 2015; Sepúlveda et al. 2022).

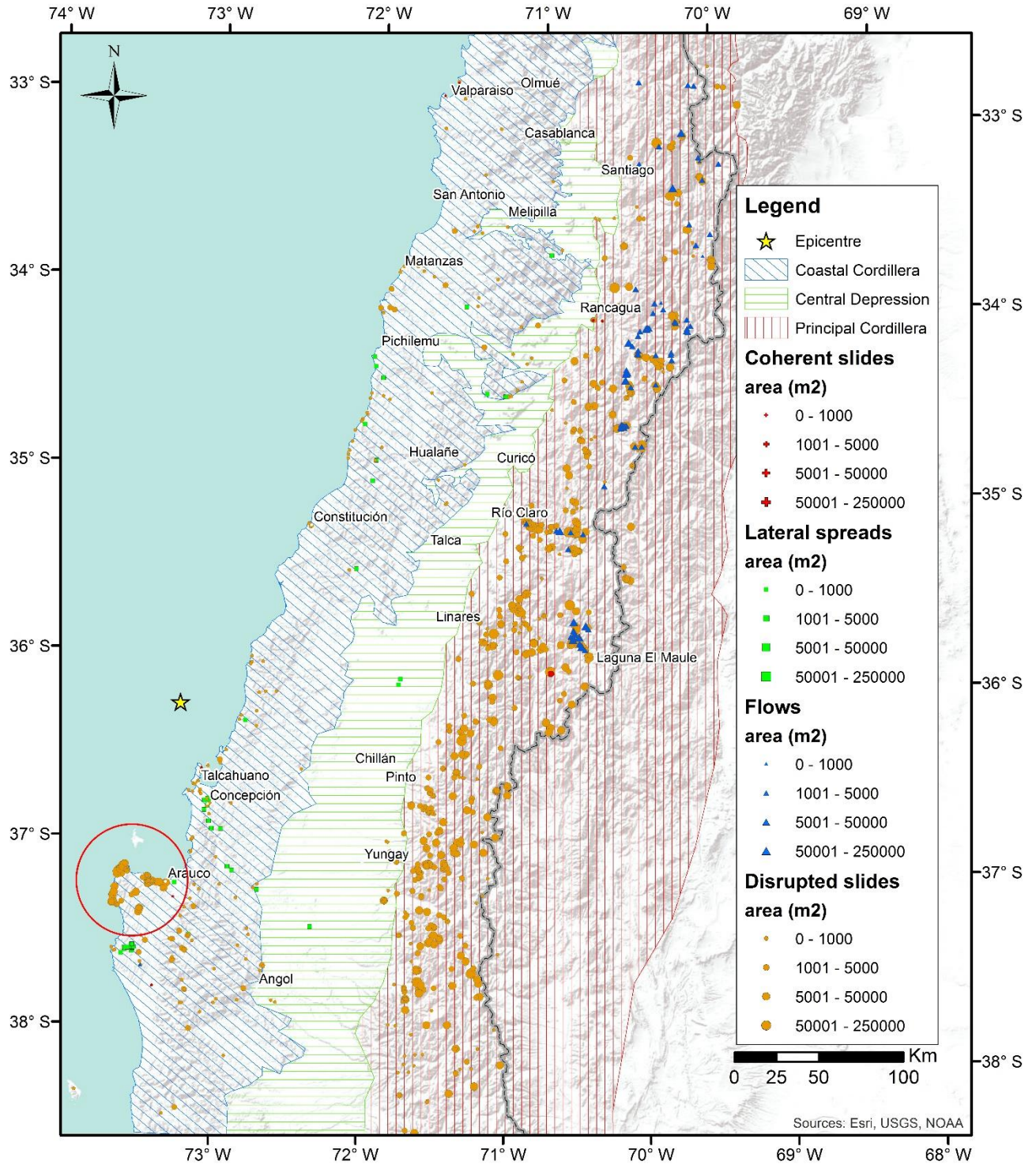


Figure 1. Area affected by the 2010 Maule earthquake and coseismic landslide inventory. The red circle shows the landslide cluster in the Arauco peninsula (modified after Serey et al. 2019 with permission by Springer Nature).

The earthquake also triggered over a thousand slope failures, including rock falls, rock and soil slides, flows and lateral spreads, among others (Serey et al. 2019, Figures 1 and 2). The maximum distance to the epicenter was 487 km. An important number of landslides (387) was in the volume range of 1000 m<sup>2</sup> to 5000 m<sup>2</sup>, while just a few (29) are more than 50,000 m<sup>2</sup> (Serey et al. 2019). No large volume landslides (> 1Mm<sup>3</sup>) were reported. Most of the landslides (over 800) were located in Andes Principal Cordillera, a mountain area with strong relief but where lower intensities were registered due to a larger distance from the rupture (Figure 1, Serey et al. 2019; Sepúlveda et al. 2022).

The landslide geographical distribution is in agreement with the predictions defined for an earthquake of magnitude 8.8 (Serey et al. 2019). However, the landslides are not evenly distributed, but tended to occur in clusters. The most important cluster (127 failures) is located in the Arauco Peninsula (Figures 1, 2), mainly triggered in low-strength, Neogene marine sedimentary rocks, suggesting an important lithologic control as a major factor in the generation of landslides (Moya et al. 2015; Moya 2016; Brain et al. 2021; Sepúlveda et al. 2022).



Figure 2. Coastal landslides triggered by the 2010 Maule earthquake in the Arauco peninsula (above, Moya 2016) and near Matanzas (below, Sepúlveda et al. 2012). Locations in Figure 1.

### 3 THE 2007 AYSÉN FJORD EARTHQUAKE

The Mw 6.2, 21 April 2007 earthquake was the peak of a seismic swarm that affected the Aysén Fjord area in the Chilean Patagonia over four months (Legrand et al. 2011). The earthquake was located in the Punta Cola Fault, a branch of the regional Liquiñe-Ofqui Fault Zone, a major active transpressional intra-arc fault system that accommodates the parallel component of the oblique subduction of the Nazca plate beneath the South American plate (Cembrano et al. 1996; Legrand et al. 2011) and that presents active seismicity and related volcanism along with it for over 1,000 km length (Vargas et al. 2013; De Pascale et al. 2021).

The mainshock triggered hundreds of landslides around the fjord coast and surrounding glacial valleys (Figures 3, 4). The coastal landslides, including a few giant rock avalanches triggered in the rock slopes of the North Patagonian Batholith (Sepúlveda et al. 2010; Oppikofer et al. 2012), induced a local tsunami, which together with some debris flows caused large destruction and 10 fatalities in salmon farms along the fjord coast. The major coastal landslides also caused significant changes in the fjord sea bottom, forming spectacular ring-shaped structures by the sediment being pushed by the incoming debris, as studied by oceanographic campaigns in the fjord (Van Daele et al. 2013; Lastras et al. 2016; Serey 2020).



Figure 3. Landslide clusters along the coast of Aysén Fjord (above), and amalgamated rock avalanche initiation zones (below).



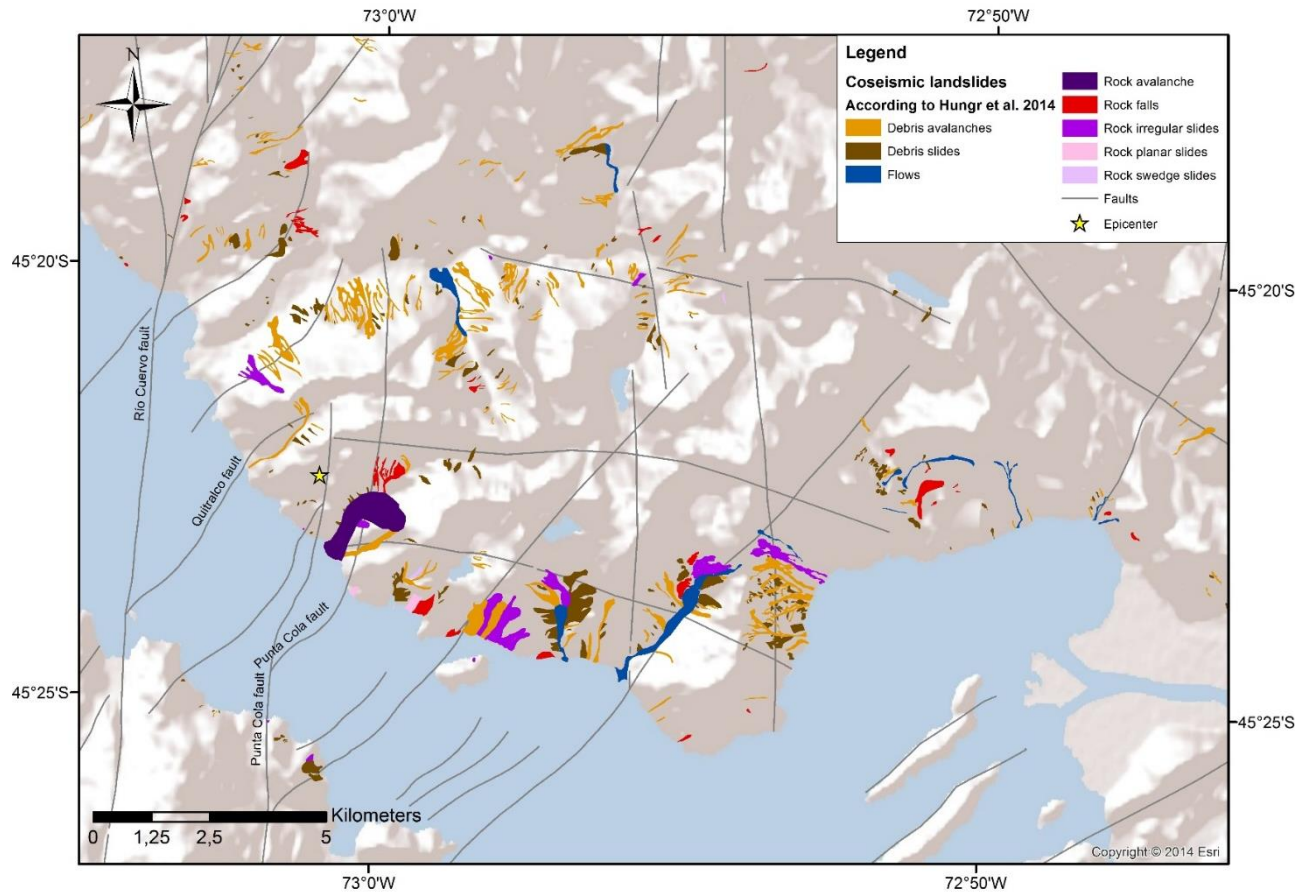


Figure 4. Revised coseismic landslide inventory of the 2007 Aysén fjord earthquake by Serey (2020, modified from Sepúlveda et al., 2010) in the epicentral region.

The first landslide inventory for the Aysén earthquake was published by Sepúlveda et al. (2010), with a total of 541 mapped landslides, classified as rock slides and avalanches, rock falls, shallow soil and soil-rock slides, and debris flows. A revised landslide inventory of this event was prepared by Serey (2020), including new field observations, remote sensing analyses, and addressing the issue of amalgamation in the previous mapping (Figure 3), which may lead to different landslide counts (Marc and Hovius 2015). The updated inventory (Figure 4) accounted for 781 landslides, which were re-classified based on the renewed Varnes classification of landslide types proposed by Hungr et al. (2014), dominantly debris avalanches and debris slides, plus rock falls, debris flows and rock avalanches (Serey 2020).

#### 4 MAIN LESSONS FROM COSEISMIC LANDSLIDE ANALYSES

The coseismic landslides from both earthquakes were mapped and analysed in detail by Sepúlveda et al. (2010), Serey et al. (2018, 2019, 2020) and Serey (2020). Their main findings are summarized here.

A total of 1226 landslides over a total area of c.120,500 km<sup>2</sup> for the 2010 Maule earthquake and 781 landslides over a total area of c.1350 km<sup>2</sup> for the Aysén Fjord

earthquake were mapped. In both inventories, the landslides are dominantly disrupted slides, following the Keefer (1984) classification for earthquake-induced landslides, and unevenly distributed in the study area, forming landslide clusters (Serey et al. 2018).

Statistical analyses suggest that relief and slope are the main geological factors controlling coseismic landslides. In addition, for the megathrust Maule earthquake, lithology is the main geological controlling factor while the seismic factor with a higher correlation with landslide occurrence is the ratio between peak horizontal and peak vertical ground accelerations (Serey et al. 2019). Meanwhile, for shallow crustal earthquakes such as the Aysén Fjord case, the distance to faults and topographic amplification are important controlling factors (Sepúlveda et al. 2010; Serey 2020).

Both Chilean earthquakes frequency density curves of coseismic landslides are similar in form as theoretical law proposed by Malamud et al. (2004) and from their analysis, it could be postulated that the frequency-size distribution may not depend on the earthquake type (Serey et al. 2018). Nevertheless, the comparison of the total number of events triggered by the 2010 Maule and 2007 Aysén Fjord earthquakes with other recent earthquakes worldwide suggest that the total number of landslides generated by subduction earthquakes is at least one or two orders of

magnitude lower than events triggered by shallow crustal earthquakes (Serey et al. 2018, 2019; Figure 5).

In terms of landslide size, the comparison of both case studies indicates a higher proportion of large volume landslides for shallow crustal earthquakes (Serey et al. 2020), including rock avalanches of up to around 20 Mm<sup>3</sup> (Oppikofer et al. 2012). This is possibly related to the shorter seismic source distance, high-frequency content, and topographic amplification effects that are more notable in the near field. However, large volume landslides cannot be disregarded for large subduction earthquakes and will depend on other site conditions, as shown by remarkable examples of large landslides in soil and rock slopes in the 1960 southern Chile earthquake (Davis and Karzulovic 1963) and the 1970 Huascarán debris avalanche in Peru (Evans et al. 2009).

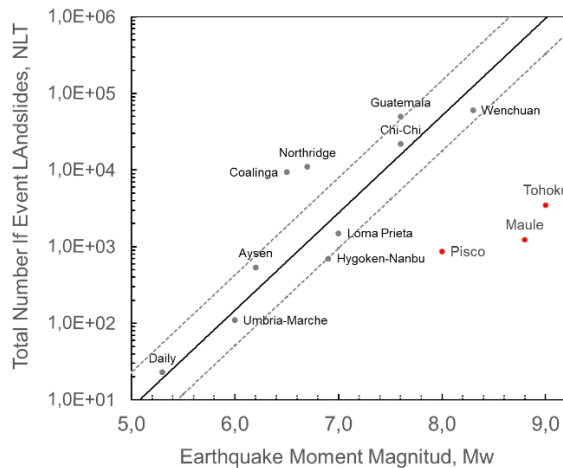


Figure 5. Relationship between the total number of landslides ( $N_{LT}$ ) and earthquake moment magnitude ( $M_w$ ) for shallow crustal (grey) and megathrust (red) earthquakes. The solid line shows the correlation from the relationship proposed by Malamud et al. (2004) with the grey dashed lines providing the corresponding error bounds (after Serey et al. 2019, with permission by Springer Nature).

## 5 DISCUSSION: PRELIMINARY CONSIDERATIONS FOR BRITISH COLUMBIA

The Maule and Aysén Fjord earthquake case studies in Chile, together with other case studies elsewhere (e.g. Wartman et al., 2013; Marc et al., 2016) have shown that the number, volume and geographic distribution of earthquake-induced landslides differ between local shallow crustal and large subduction interface earthquakes, thus their hazard assessment should consider the earthquake type and mechanism (Serey et al., 2020). In the context of long return period but high magnitude earthquake scenarios in British Columbia related to either local intra-plate faults (e.g. the 1946 Vancouver Island earthquake, Matthews, 1979) or different plate interfaces (e.g. Onur et al., 2005; Rogers et al., 2015), such as the 1700 Cascadia or the 2012 Haida Gwaii earthquakes (Barth et al., 2019), the investigation of potential coseismic landslides in B.C. should consider the application of ground shaking models

for different seismic scenarios. The mountain areas of Vancouver Island, the Gulf Islands and the South Coastal Mountains present favourable conditions for the occurrence of earthquake-induced landslides, and should be considered for future research on hazard assessment.

The seismic scenarios should also carefully take into account in-slab earthquakes triggered in the subducting Juan de Fuca plate, which have higher probabilities than subduction interface and crustal earthquakes in the Southwestern Canada region according to recent seismic hazard models (Halchuk et al. 2016a). Unfortunately, there is little published information on coseismic landslides related to in-slab earthquakes in Chile, but field observations from the 2005 Tarapacá earthquake in northern Chile confirmed the likelihood of widely distributed rock falls and some large landslides in steep terrain. It is also known that in-slab earthquakes in Chile may produce large structural damage, as was the case of the 1939 Chillán earthquake, the most fatal in Chilean history (Leyton et al., 2009).

Once defined the most likely seismic scenarios and the working scale (mountain districts, urban planning or local scales for road or railway infrastructure, dams or open open-pit, for example), different coseismic landslide hazard mapping approaches may be used (Sepúlveda 2022), depending on the available data. Ground motion models for the different earthquake types and scales (e.g. Halchuk et al. 2016b; Molnar et al. 2014a, 2014b; Kukovica et al., 2018) may be applied for the studied locations. While peak ground acceleration has been the most common seismic parameter used for regional landslide hazard studies, the use of peak ground velocity is being increasingly recognized as returning good results (Sepúlveda 2022) and could be used as an alternative ground motion parameter.

For all source mechanisms, an important additional consideration when using ground motion prediction equations is the possible occurrence of topographic site effects. Several case studies around the world, including the Aysén fjord earthquake, and experimental and conceptual models have noted the influence of topographic amplification in triggering coseismic landslides in rock slopes (e.g. Meunier et al. 2008; Sepúlveda et al. 2010; Massey et al. 2017; Sepúlveda 2022). In near-fault earthquakes, fling-pulse and directivity effects may also be relevant (Gazetas et al., 2009).

## 6 CONCLUDING REMARKS

Observations from recent earthquakes in Chile show that the number, type, size and distribution of coseismic landslides differ depending on the type of earthquake. This may have potential implications in the mountainous regions of southwestern British Columbia, which are also potentially susceptible to be affected by widespread landslides in case of major earthquakes. Thus, a combination of ground shaking models for different seismic scenarios with geomorphological and geotechnical analyses of slopes at different scales would be suggested in future research on comprehensive hazard assessment of earthquake-triggered landslides, which may pose an

important risk for local communities, connectivity and the economy in case of major earthquakes in the region.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

This work has been funded by ANID-Fondecyt 1201360 and 1140317 grants, RCUK-Conicyt Newton Fund NE/N000315/1 grant and the Simon Fraser University FRBC Research Chair in Resource Geoscience and Geotechnics Endowment Fund.

## 8 REFERENCES

- Barth, S., Geertsema, M., Bevington, A.R., Bird A.L., Clague, J.J., Millard, T., Bobrowsky, P.T., Hasler, A., and Liu, H. 2019. Landslide response to the 27 October 2012 earthquake (MW 7.8), southern Haida Gwaii, British Columbia, Canada. *Landslides* 17: 517–526.
- Barrientos, S. 2018. Terremoto (Mw=8.8) y maremoto en Chile central. In *Mw=8.8 Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010*, Universidad de Chile: 31-50.
- Barrientos, S. and National Seismological Center (CSN) Team 2018. The seismic network of Chile. *Seismological Research Letters*, 89(2A):467-474
- Candia, G., de Pascale, G.P., Montalva, G. and Ledezma, C. 2017. Geotechnical aspects of the 2015 Mw 8.3 Illapel megathrust earthquake sequence in Chile. *Earthquake Spectra*, 33(2):709-728
- Cembrano, J., Hervé, F. and Lavenue, A. 1996. The Liquiñe Ofqui Fault Zone: a long-lived intra-arc fault system in southern Chile. *Tectonophysics*, 259:55-66
- Davis, S.N. and Karzulovic, J. 1963. Landslides of Lago Riñihue, Chile. *Geological Society of America Bulletin*, 53: 1403–1414.
- De Pascale, G., Froude, M., Penna, I., Hermanns, R.L., Sepúlveda, S.A., Moncada, D., Persico, M., Easton, G., Villalobos, A. and Gutiérrez, F., 2021. Liquiñe-Ofqui's fast slipping intra-volcanic arc crustal faulting above the subducted Chile Ridge. *Scientific Reports* 11:7069.
- Evans, S.G., Bishop, N.F., Smoll, L.F., Murillo, P.V., Delaney, K.B. and Oliver-Smith, A. 2009. A re-examination of the mechanism and human impact of catastrophic mass flows originating on Nevado Huascarán, Cordillera Blanca, Peru in 1962 and 1970. *Engineering Geology*, 108: 96–118.
- Gazetas, G., Garini, E., Anatasopoulos, I. and Georgarakos, T. 2009. Effects of Near-Fault Ground Shaking on Sliding Systems *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(12):1906–1921.
- Halchuk, S., Adams, J. and Allen, T.I. 2016. *Fifth Generation Seismic Hazard Model for Canada: Crustal, In-slab, and Interface hazard values for Southwestern Canada*. Geological Survey of Canada, Open File 8090, 1 .zip file. doi:10.4095/299244
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L. 2014 The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11(2):167-194.
- Keefer, D.K. 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406–421
- Kukovica, J.J., Molnar, S. and Ghofrani, H., 2018. Deterministic seismic hazard analyses of Victoria, British Columbia, Canada: Considering an Active Leech River Fault. *Seismological Research Letters* 89(2B):882.
- Lastras, G., Amblas, D., Canals, M. and Detsufa Party (2016) Fjord-flank collapse and associated deformation in Aysén Fjord, Chile. *Geological Society of London Memoirs*, 46(1):107-108
- Legrand, D., Barrientos, S., Bataille, K., Cembrano, J., and Pavez A. 2011. The fluid-driven tectonics warm of Aysén Fjord Chile (2007) associated with two earthquakes (Mw=6.1 and Mw=6.2) within the Liquiñe-Ofqui Fault Zone. *Continental Shelf Research* 31:154-161.
- Leyton, F., Ruiz, J., Campos, J. and Kausel, E. 2009. Intraplate and interplate earthquakes in Chilean subduction zone: A theoretical and observational comparison. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 175: 37-46.
- Malamud, B.D., Turcotte, D.L., Guzzetti, F. and Reichenbach P 2004b. Landslides, earthquakes, and erosion. *Earth and Planetary Science Letters* 229(1–2):45–59
- Marc, O. and Hovius, N. 2015. Amalgamation in landslide maps: effects and automatic detection. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 15(4):723-733.
- Marc, O, Hovius, N, Meunier, P, Gorum, T, Uchida, T (2016) A seismologically consistent expression for the total area and volume of earthquake-triggered landsliding. *Journal of Geophysical Research Earth Surface* 121(4):640–663
- Massey, C., Della Pasqua, F., Holden, C., Kaiser, A., Richards, L., Wartman, J., McSaveney, M.J., Archibald, G., Yetton, M. and Janku, L., 2017. Rock slope response to strong earthquake shaking. *Landslides* 14:249–268.
- Matthews, W.H. 1979. Landslides of central Vancouver Island and the 1946 earthquake. *Bulletin Seismological Society of America* 69(2): 445–450.
- Meunier, P., Hovius, N. and Haines, J.A. 2008. Topographic site effects and the location of earthquake induced landslides. *Earth and Planetary Science Letters* 275: 221–232.
- Molnar, S., Cassidy, J.F., Olsen, K.B., Dosso, S.E. and He, J. (2014a) Earthquake ground motion and 3D Georgia Basin amplification in southwest British Columbia: Deep Juan de Fuca Plate scenario earthquakes. *Bulletin Seismological Society of America* 104(1) 301 – 320.
- Molnar, S., Cassidy, J.F., Olsen, K.B., Dosso, S.E. and He, J. (2014b) Earthquake ground motion and 3D Georgia Basin amplification in southwest British Columbia: Shallow blind-thrust scenario earthquakes. *Bulletin Seismological Society of America* 104(1): 321 –335.
- Moya, S. 2016. *Comportamiento monotónico y cíclico de suelos y rocas blandas afectadas por remociones en masa cosísmicas*. MSc. Thesis, Universidad de Chile.

- Moya, S., Sepúlveda, S.A., Serey, A., and García, M. 2015. Remociones en masa generadas por el terremoto del Maule del 2010 en la Península de Arauco. In *Proceedings XIV Congreso Geológico de Chile*, La Serena, Chile.
- Onur, T. et al., 2005. Regional seismic risk in British Columbia - damage and loss distribution in Victoria and Vancouver. *Canadian Journal of Civil Engineering* 32: 361–371.
- Oppikofer, T., Hermanns, R., Redfield, T.F., Sepúlveda, S.A., Duhart, P. and Bascuñán, I. 2012. Morphologic description of the Punta Cola rock avalanche and associated minor rockslides caused by the 21 April 2007 Aysén earthquake (Patagonia, southern Chile). *Revista Asociación Geológica Argentina*, 69: 339–353.
- Rogers, G., Halchuk, S., Adams, J. and Allen, T. 2015. 5th generation (2015) seismic hazard model for southwest British Columbia. *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 10p.
- Santibañez, I., Cembrano, J., García-Pérez, T., Costa, C., Yañez, G., Marquardt, C., Arancibia, G., and Gonzalez G 2019. Crustal faults in the Chilean Andes: geological constraints and seismic potential. *Andean Geology* 46(1):32-65
- Sepúlveda, S.A., Serey, A., Lara, M., Pavez, A. and Rebolledo, S. 2010. Landslides induced by the 2007 Aysén Fjord earthquake, Chilean Patagonia. *Landslides*, 7: 483–492.
- Sepúlveda, S.A., Rebolledo, S., Farías, M., Vargas, G. and Arriagada, C. 2012. Efectos Geológicos. In *Mw=8.8 Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010*, Universidad de Chile: 51-61
- Sepúlveda S.A. 2022 Earthquake-induced landslide susceptibility and hazard assessment approaches. In: Towhata I., Wang G., Xu, Q., Massey, C. (Editors). *Coseismic Landslides - Phenomena, Long-Term Effects and Mitigation*. Springer Nature Singapore, in press.
- Sepúlveda, S.A., Ochoa-Cornejo, F., Serey, A. 2022. Earthquake-induced landslides and ground failure in Chile: The cases of Aysén 2007 and Maule 2010 earthquakes. In: Towhata I., Wang G., Xu, Q., Massey, C. (Editors). *Coseismic Landslides - Phenomena, Long-Term Effects and Mitigation*. Springer Nature Singapore, in press.
- Serey, A. 2020. *Coseismic landslides during strong shallow crustal and large interplate earthquakes: Controlling factors and conceptual hazard geomodels*. Ph.D. Thesis, Universidad de Chile.
- Serey, A., Piñero-Feliciangeli, L., Sepúlveda, S.A., Poblete, F., Petley, D.N. and Murphy, W. 2019. Landslides induced by the 2010 Chile megathrust earthquake: a comprehensive inventory and correlations with geological and seismic factors. *Landslides*, 16: 1153–1165.
- Serey, A., Sepúlveda, S.A., Petley, D.N., Murphy, W., 2018. Landslides induced by the 2010 Maule megathrust and the 2007 Aysén shallow crustal earthquakes: Geological, geomorphological, structural and seismological correlations. In *Proceedings XV Congreso Geológico Chileno*, Concepción, Chile: 263.
- Serey, A., Sepúlveda, S.A., Murphy, W., Petley, D.N., and De Pascale, G., 2020. Developing conceptual models for the recognition of coseismic landslides hazard for shallow crustal and megathrust earthquakes in different mountain environments—an example from the Chilean Andes. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 54: qjeh2020-023.
- Van Daele, M, Versteeg, W, Pino, M, Urrutia, R and De Batist, M 2013. Widespread deformation of basin-plain sediments in Aysén fjord (Chile) due to impact by earthquake-triggered, onshore-generated mass movements. *Marine Geology*, 337:67-79.
- Vargas, G., Rebolledo, S., Sepúlveda, S.A., Lahsen, A., Thiele, R., Townley, B., Padilla, C., Rauld, R., Herrera, M. and Lara, M. 2013. Submarine earthquake rupture, active faulting and volcanism along the major Liquiñe-Ofqui Fault Zone and implications for seismic hazard assessment in the Patagonian Andes. *Andean Geology* 40(1):141-171.
- Wartman, J, Dunham, L, Tiwari, B, Pradel, D. 2013. Landslides in Eastern Honshu induced by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* 103(2B):1503–1521.



# Back analysis of the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall near Lover's Arch at Hopewell Rocks Provincial Park, New Brunswick

William R. Hoyle<sup>1</sup>, Jennifer J. Day<sup>1</sup>, Amanda Hyslop<sup>1</sup> & Kevin Snair<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Geological Sciences and Geological Engineering – Queen's University, Kingston, ON, Canada

<sup>2</sup>Hopewell Rocks Provincial Park, Department of Tourism, Heritage and Culture, New Brunswick, Canada



## ABSTRACT

This paper presents an analysis of the shoreline cliff rockfall that occurred on September 5<sup>th</sup>, 2021, in Hopewell Rocks Provincial Park, New Brunswick, Canada, by using Structure-from-Motion photogrammetry of the rockfall site (after failure) and meteorological data. This failure occurred near the major staircase access point to the beach for geotourists (Staircase Cove) and in an area with high pedestrian traffic. Specifically, this study presents an analysis of the roughness and curvature of the failure surface and an interpretation of how the rockmass failed. The resulting failure interpretation is comprised of multiple stages: (i) long-term tidal erosion undercut the rockmass, (ii) gravity-driven tensile cracks propagated through the rockmass, and (iii) a large precipitation event ultimately catalyzed the rockfall.

## RÉSUMÉ

Cet article présente l'analyse d'une chute de roches d'une falaise littoral qui s'est produite le 5 septembre 2021 dans le parc provincial des Rochers Hopewell au Nouveau-Brunswick, Canada, en utilisant la technique d'imagerie photogrammétrique Structure-from-Motion sur le site de l'incident (après l'échec) et des données météorologiques. Cette rupture s'est produite à proximité du point d'accès principal à la plage pour les géo-touristes (L'Anse aux Escaliers), une zone piétonnière qui est couramment fréquentée. En détail, cette étude présente une analyse de la rugosité et de la courbure de la surface de rupture et une interprétation du mécanisme de rupture de la falaise. L'interprétation de l'effondrement est divisée en plusieurs étapes : (i) l'érosion par les marées a creusé la masse rocheuse à long terme, (ii) des fissures de traction entraînées par la gravité se sont propagées à travers la masse rocheuse, et (iii) un grand événement de précipitation a finalement catalysé la chute de roches.

## 1 INTRODUCTION

Rockfalls are a common geohazard that can pose a serious threat to downslope infrastructure and people. In the context of this study at Hopewell Rocks Provincial Park (Figure 1a), rockfalls primarily pose a risk to the health and safety of geotourists and Park employees. More than 250,000 geotourists visit Hopewell Rocks Provincial Park during the open season from May to October every year (Bioldeau, 2019).

Rockfalls are caused by a variety of factors such as freeze-thaw cycles, chemical dissolution of rock matrix, heavy rainfall, and tidal erosion (e.g. Wyllie and Mah 2004; Westoby et al. 2020). Failures can often have complex mechanisms with multiple intersecting failure surfaces which tend to be confined along planes of inherent weakness in the rockmass (such as joints or bedding) or where crack propagation has occurred from tensile failure of the rockmass over time (Corominas et al. 2017). The latter of these failure surfaces is especially common in weak coastal rockmasses where rockfalls are common above notches caused by marine action (Gong et al. 2017). Tidal driven failures of this kind are the result of decades of coastal erosion but may ultimately be triggered by a specific catalyzing event (Kogure and Matsukura 2010).

One of the common failure triggers of concern in Hopewell Rocks Provincial Park is frost jacking, which

occurs when water seeps into open joints or cracks in the rock and freezes, causing the water to expand and generate pressure between each section of the rock. To mitigate this, the Park employs scaling to remove unstable sections of rock each spring before the Park opens for the season. Rockfalls have been noted to often occur at the Park in the late winter to spring months. While frost jacking is a significant factor in these seasonal rockfalls, other factors contribute to rockfalls occurring during the open season (May to October), such as the September 5<sup>th</sup>, 2021 cliff rockfall that is the subject of this study.

The September 5<sup>th</sup>, 2021 cliff rockfall occurred near Lover's Arch, which is one of the most famous sea arch formations in the Park, located near the main beach access staircase in Staircase Cove (Figure 1b,c). Furthermore, debris from this rockfall covered a major footpath that provides primary access to southern parts of the beach and therefore sees high pedestrian traffic. The timing of this failure (late summer and shortly after a major storm) suggests the ultimate failure trigger(s) were related to water infiltration along joints and within the intact rock.

This paper presents a failure analysis of the September 5<sup>th</sup>, 2021 cliff rockfall event. The data used in this study includes 3-dimensional Structure-from-Motion (SfM) photogrammetry models of the rockfall site (after failure), meteorological data leading up to the failure, and historical photographs of the rockfall site (before failure).

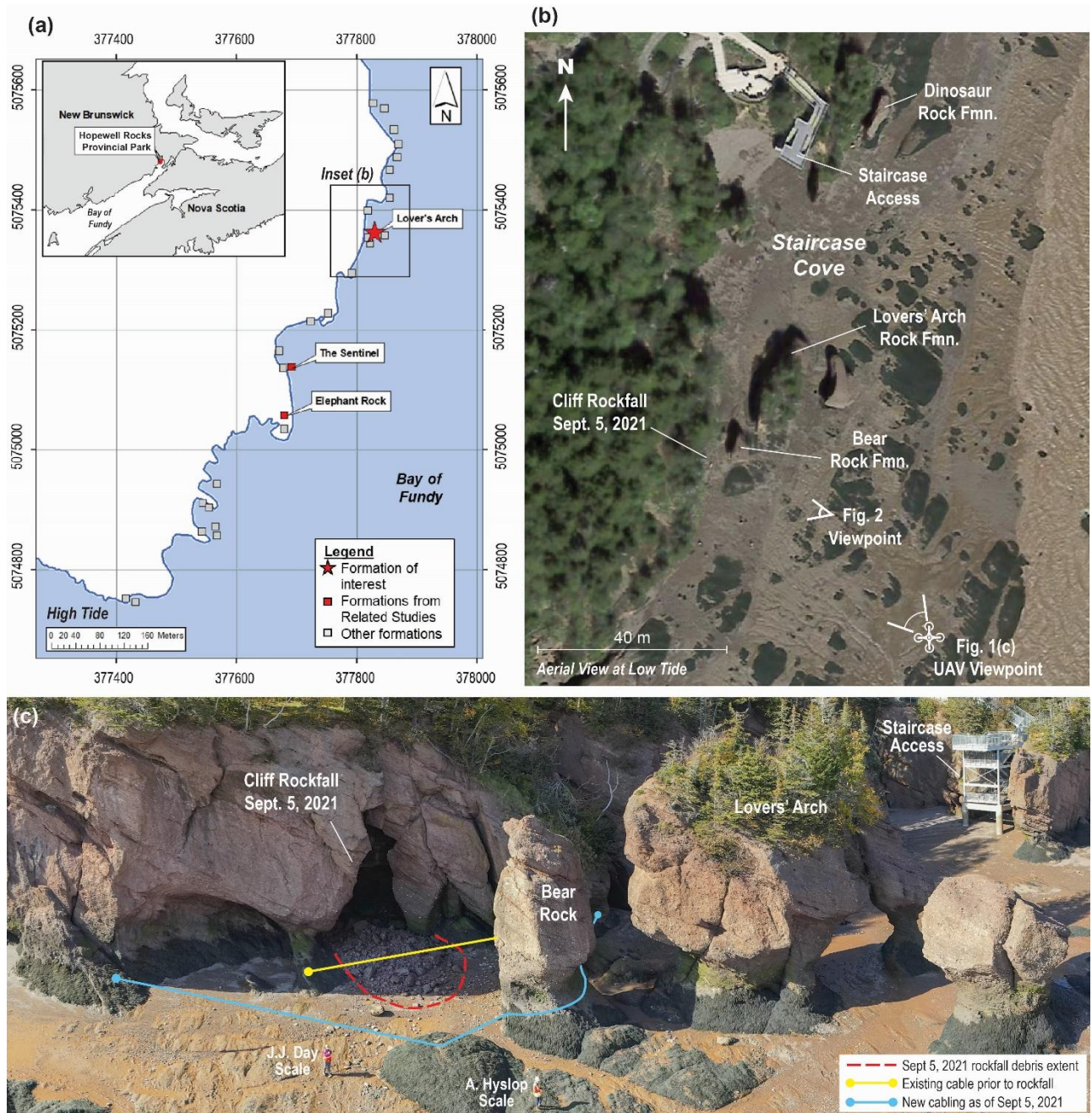


Figure 1. Site location: (a) maps of the Maritimes (inset) and coastal features of Hopewell Rocks Provincial Park; (b) Google Earth satellite image of Staircase Cove showing key landmarks, location of Sept. 5, 2021 cliff rockfall, and viewpoint of Figure 1(c); (c) panoramic photograph from UAV (taken Oct. 15, 2021) labelled with key landmarks and features.

## 2 GEOLOGICAL SETTING

The bedrock at Hopewell Cape is primarily composed of arkosic sandstone and coarse red conglomerate from the Hopewell Group, which overlies a dark grey fossiliferous limestone from the Windsor Group (Wallace 1998). These sedimentary successions dip toward the northeast at approximately  $35 \pm 10^\circ$  (Hyslop et al. 2021). The bedding in the Hopewell Group averages 20-30 cm thick and tends to be defined by changes in grain size (e.g. conglomerate

and sandstone facies). In the conglomerate layers, grains are very poorly sorted and clasts range in size from 10-15 cm in diameter and occasionally up to 30 cm. These clasts are predominantly composed of granite, gneiss, and volcanic lithologies. This succession is interpreted to be a moderate to high energy alluvial fan deposit spreading easterly from a source area in the Caledonia Mountains as a result of lowering paleo-sea levels (Wallace 1998). Joints are widely spaced, some undulate, and range from moderately to extremely weathered.



Figure 2. Preliminary 3D photogrammetry model of the cliff with the failure surface highlighted in yellow. Note that this model is a separate, lower resolution model compared to the models in Figures 3 & 4, and the yellow signs in the foreground are 75 cm x 30 cm each for scale.

### 3 PHOTOGRAMMETRY MODELLING

Preliminary photographs of the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall failure surface and surrounding cliff face were taken on September 18, 2021, and used to build a 3D SfM photogrammetry model (Figure 2). Detailed photographs of the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall failure surface and debris pile were collected on October 13, 2021 from an Unmanned Aerial Vehicle (UAV) platform (DJI Matrice M300 RTK model) using a DJI Zenmuse P1 Camera (45 MP) payload. The photographs were used to create detailed 3-dimensional (3D) SfM photogrammetry point cloud models of the failure surface (Figure 3) using Agisoft Metashape software (Agisoft 2021). This detailed model was analyzed using CloudCompare (2019) software to assess the roughness and curvature of the failure surface (using three methods). This analysis is important for determining if the failure surface developed through pre-existing discontinuities (i.e., joints), from fracture propagation through intact rock, or a combination of both.

#### 3.1 Failure Surface Curvature Quantification

Three methods were used to quantify the curvature of the failure surface. The first two methods calculate (i) roughness and (ii) surface normal rate of change in CloudCompare. The major difference between these two methods is that roughness is dependent on the distance from points to their local plane of best fit within a user defined kernel (a spherical neighbourhood of points), and surface normal rate of change curvature measures the change in the angle between the normal of local planes of best fit for adjacent kernels.

The third method (iii) used to assess the curvature of the failure surface involves analyzing the distribution of normal orientations on a stereonet (Sturzenegger and Stead 2009; Hyslop et al. 2021).

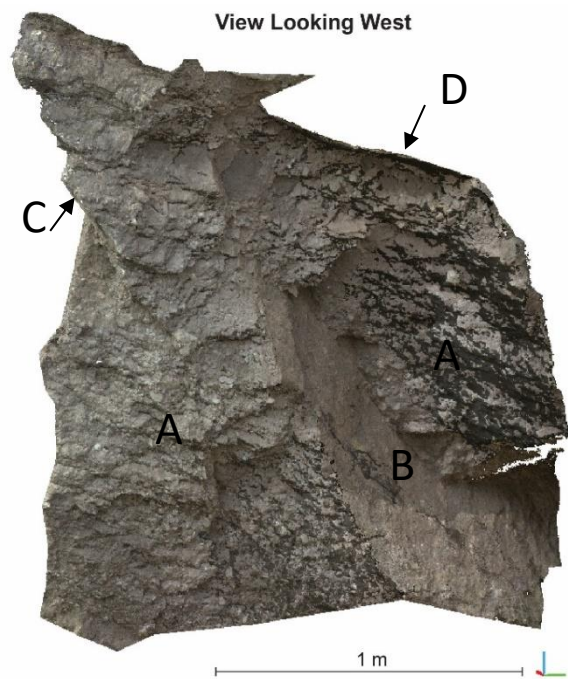


Figure 3. Detailed SfM 3D photogrammetry model of the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall failure surface. Note that this view is at a different orientation to the view found in Figure 2. This was chosen as it is more oblique to the failure surface. Surfaces C and D are difficult to see at this orientation as they are planar surfaces that are perpendicular to the page.

#### 3.1.1 Failure Surface Roughness Analysis

Numerous researchers have investigated methods of evaluating rock discontinuity roughness using SfM photogrammetry models (e.g. Packulak et al. 2019; Salvini



et al. 2020; Bonneau 2021). CloudCompare (2021) has a built-in algorithm to calculate the roughness of a surface from a 3D point cloud. It first finds the plane of best fit for all points within a kernel with a user defined radius (10 mm in this study, which is the smallest possible resolution for the image quality in the model). Next, the distance from the plane to each point is calculated parallel to the normal of the plane of best fit. The further the point is away from the plane of best fit the higher value of roughness it receives. Surfaces where almost all points along the plane of best fit have very low roughness values represent smooth, planar features. It is important to define a kernel radius as this will determine the scale of the roughness being calculated.

The roughness calculation for the failure surface of the rockfall (shown in Figure 4a) indicates the vast majority of the failure surface has a roughness of less than 2 mm (in the context of the 10 mm measurement kernel). There are two distinct surfaces on the failure surface that have different roughness characteristics and orientations. The rougher segment (A) of the failure surface (higher concentrations of roughness >2.5 mm) has a mean dip direction/dip of 223/61°, which matches a joint orientation recorded at the nearby Elephant Rock failure by Hyslop et al. (2021) that was classed as wavy with a 1 mm gap and a Joint Roughness Coefficient (from Barton and Choubey, 1977) of 19. This rougher segment that comprises approximately 77% of the failure surface suggests tensile fractures developed through intact rock to form the failure surface; however, this segment's similar orientation to a local joint set suggests there may have been pre-existing microfractures formed in this section of the rockmass during the brittle joint-forming tectonic regime of the area, which would have contributed to increasing connectivity of induced tensile cracks that propagated during this rockfall. Bedding in the area has a mean dip direction/dip of 045/37° according to Hyslop et al. (2021). Incipient bedding through the failure surface may have also contributed to increasing tensile crack connectivity during the failure process.

The other dominant surface segment (B) with lower roughness (majority less than 0.5 mm) is a smooth, planar joint with surface staining and a mean dip direction/dip of 013/70°, which comprises approximately 13% of the failure surface area. This joint orientation is kinematically aligned with the cliff wall to be prone to planar sliding. The surface staining on this segment suggests this joint provides a flow pathway for water to infiltrate the rockmass, and its steep inclination makes it well suited to drain precipitation down through the rockmass from the top of the cliff.

Overall, the rougher segment (A) has a mean roughness of 0.873 mm (standard deviation of 0.718 mm), and the planar sliding segment (B) has a mean roughness of 0.534 mm (standard deviation of 0.683 mm).

### 3.1.2 Failure Surface Normal Change Rate Curvature

The second method that quantifies the surface curvature of this failure surface calculates the rate of change of the normal vector of the plane of best fit across adjacent kernels using CloudCompare (2021). Failure change rates are measured in inverse metres and the values come from the magnitude of the difference between the Gaussian curvatures of adjacent kernels, essentially the square root of Gaussian curvature. Because this method applies one value for every set of kernels and not each kernel, the resulting contoured image highlights larger scale curvature, while small scale roughness is smoothed out.

The result of this method (Figure 4b) also shows the presence of two dominant and distinct failure surface segments (A and B), although some areas of segment A (rougher) exhibit curvature as low as in segment B (pre-existing joint). The mean normal rate of change curvature for surface segment A (rougher) is  $2.98 \times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$  (standard deviation of  $2.34 \times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$ ) and for segment B (joint) is  $5.1 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$  (standard deviation of  $5.2 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ ).

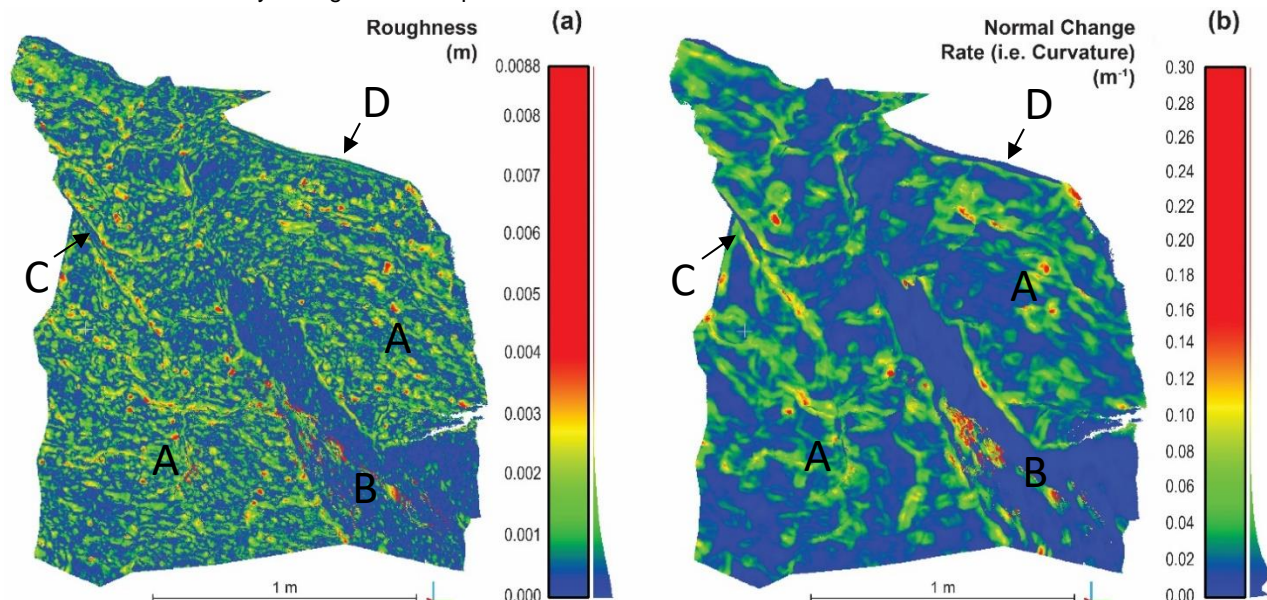


Figure 4. a) Roughness (m) with kernel of 1 cm, b) Normal change rate ( $\text{m}^{-1}$ ) with kernel of 1 cm. Note that values of roughness and normal rate of change are restricted to the lowest 50% of values for definition. Note that Surfaces C and D are difficult to see at this orientation as they are planar surfaces which are perpendicular to the page.

### 3.1.3 Failure Surface Normal Pole Distributions

This method was developed by Sturzenegger and Stead (2009) and was employed in the Elephant Rock failure analysis by Hyslop et al. (2021). The normal vectors of every plane of best fit (kernel radius = 1 cm) are plotted on a stereonet and the relative distribution of the poles can be used to identify the roughness of the failure surface. Surfaces with higher variation in their pole orientations are rougher/undulating, while smoother/planar surfaces exhibit a lower variation. This analysis revealed two major and two minor pole clusters (Figure 5). The major cluster (mean pole orientation in plunge  $\rightarrow$  trend notation of  $70\pm 25^\circ \rightarrow 013\pm 025^\circ$ ) corresponds to the gently undulating joint in the failure surface (segment B). The second major pole cluster (mean pole orientation in plunge  $\rightarrow$  trend notation of  $55\pm 45^\circ \rightarrow 223\pm 050^\circ$ ) corresponds to the rougher tensile failure surface (segment A).

Both minor clusters (segments C and D) are planar joints with low variation in normal orientation that did not play a significant role in the failure because they are pre-existing fractures near the top of the failure surface. It should be noted that the tensile failure surface had a normal variation that was 2.2x greater than the sliding surface for dip and 2.4x greater than the sliding surface for dip direction.

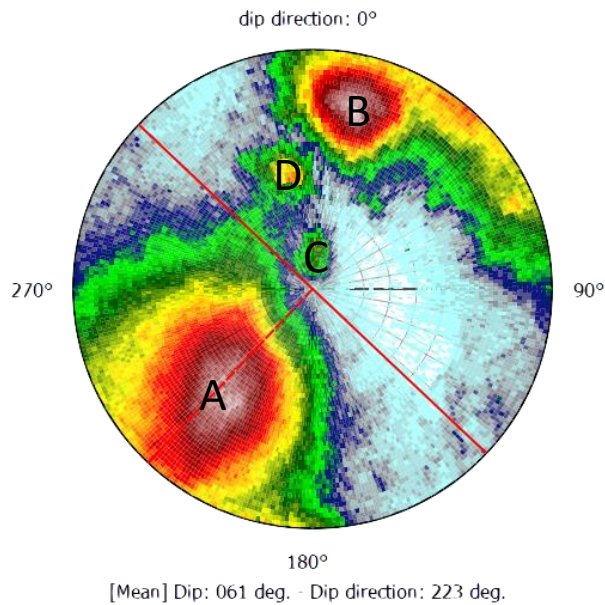


Figure 5. Stereonet of failure surface showing the major rough surface segment A (bottom left), planar surface segment B (top right), minor planar surface C (lower middle), and minor planar surface D (upper middle)

## 4 METEOROLOGICAL ANALYSIS

Precipitation has a significant impact on the weathering of rocks both chemically (in the case of precipitation caused dissolution of matrix in carbonates) and physically (in the cases of frost jacking and wetting and drying cycles). While

the underlying cause of failure on this coastal rockface is due to gradual weathering from wave action at high tide, it is important to identify what event triggered the rockfall. For many rockfalls in the Park, frost jacking (repeated cycles of freeze-thaw, where freezing water in a rockmass expands and induces fracture propagation) is the driving seasonal factor; however, as this event occurred in September, frost jacking was not the primary trigger. A single major precipitation event leading up to failure is identified and presented in the next section as the primary trigger for the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall.

### 4.1 Precipitation Intensity

Failure along discontinuities in the rock can be caused by reduced frictional shear strength between blocks caused by increased pore pressure. Pore pressure can increase due to heavy precipitation, which is evidenced by rainfall events leading up to the time of the rockfall. In this case, a large rainstorm produced over 130 mm of rain in the Park, as shown in Figure 6, between August 31<sup>st</sup> and September 3<sup>rd</sup>, 2021. This precipitation is directly attributed to Hurricane Ida (National Hurricane Center 2022). It is therefore very likely that the September 5<sup>th</sup>, 2021 rockfall was caused by a large increase in precipitation intensity just a few days prior. The delay in the rockfall after the rainstorm is attributed to the time required for water to infiltrate the rockmass and add excess mass to the block, triggering gravity-driven failure.

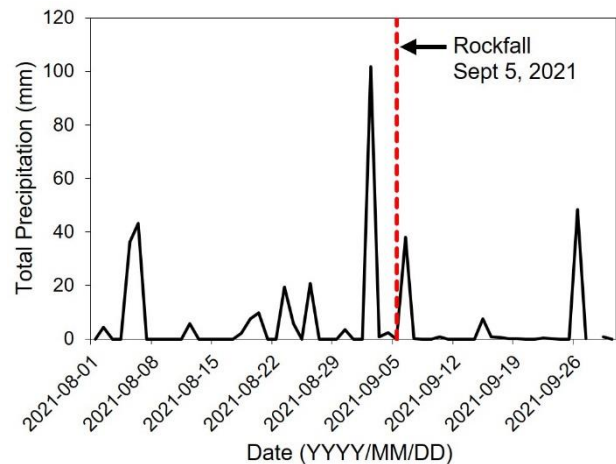


Figure 6. Plot of precipitation intensity during August and September 2021 in Hopewell Rocks Provincial Park, NB

## 5 CONCLUSIONS AND FUTURE WORK

The rockfall that occurred on September 5<sup>th</sup>, 2021 near Lover's Arch at Hopewell Rocks Provincial Park, New Brunswick, is interpreted to be the result of long-term tidal erosion, seasonal freeze-thaw cycles, and was ultimately triggered by a large precipitation event.

Long-term tidal erosion caused undercutting at the toe of the shoreline cliff face. Seasonal freeze-thaw cycles caused frost jacking that induced fracture development and

joint opening within the rockmass. The large precipitation trigger event increased the saturated weight in the rockmass, as well as pore pressures along fractures, to induce gravity-driven tensile failure through the remaining rock bridges to release the rockfall material from the cliff wall.

This failure interpretation was determined through structural analysis through 3D SfM photogrammetry modelling and analysis of meteorological records leading up to the time of the failure.

Future work is planned to analyze the volume and spatial distribution of failure debris, which aims to aid the Park in designing cables to block unsafe areas from public access for future potential rockfall events. Additional future work aims to investigate the geomechanical properties of the rock comparing dry and saturated states.

## 6 ACKNOWLEDGMENTS

This research was financially supported by the Queen's University Catalyst Fund and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada. Thank you to Erika DeGrace and others from Hopewell Rocks Provincial Park for their ongoing support of this research, to Paul-Mark DiFrancesco and David Bonneau for their advice on photogrammetry model analysis, and to the useful comments by the anonymous reviewer.

## 7 REFERENCES

- Agisoft. 2021. Metashape photogrammetry model software, v. 1.7.6, <https://www.agisoft.com/>.
- Barton, N. and Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and in practice, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10, 1-54.
- Bilodeau, S., 2019. Overall increase of visitors for summer 2019, *News Releases* Government of New Brunswick Department of Tourism, Heritage, and Culture, Fredericton, NB.
- Bonneau, D.A. 2021. *Applications of remote sensing for characterizing debris transfer processes*. PhD Thesis, Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, ON, Canada, 351p.
- CloudCompare. 2021. CloudCompare point cloud software [64-bit], v. 2.11.3 (Anoia), <https://www.danielgm.net/cc/>.
- Corominas, J., Mavrouli, O., and Ruiz-Carulla, R. 2017. Rockfall occurrence and fragmentation. In: Sassa K., Mikoš M., Yin Y. (eds) *Advancing Culture of Living with Landslides. WLF 2017*. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-59469-9\\_4](https://doi.org/10.1007/978-3-319-59469-9_4).
- Gong, B., Wang, S., Sloan, S.W., Sheng, D., and Tang, C. 2018. Modelling coastal cliff recession based on the GIM-DDD method. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51: 1077-1095. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1382-0>.
- Hyslop, A., Day, J.J., Kruse, S., and Snair, K. 2021. Structural and geomechanical analysis of the 2016 Elephant Rock failure at Hopewell Rocks Provincial Park, New Brunswick. In: Proc. 74<sup>th</sup> Canadian
- Geotechnical Society Annual Conference, GeoNiagara 2021*, Sept. 26-29, Niagara Falls, ON, Canada.
- Kogure, T. and Matsukura, Y. 2010. Critical notch depths for failure of coastal limestone cliffs: case study at Kuroshima Island, Okinawa, Japan. *Earth Surf. Process. Landforms*, 35, 1044-1056. DOI: 10.1002/esp.1940.
- National Hurricane Center. 2022. 2021 Atlantic hurricane season: North Atlantic hurricane tracking chart. Available from [accessed 1 April 2022]: <https://www.nhc.noaa.gov/data/tcr/index.php>.
- Packulak, T.R., Bonneau, D.A., Dossett, W.C., Rudderham, G.A., and Day, J.J. 2019. Evaluating characterization methods for joint surface roughness. *53<sup>rd</sup> US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, New York, NY, USA, 23-26 June 2019, 8p.
- Salvini, R., Vanneschi, C., Coggan, J.S., and Mastrococco, G. 2020. Evaluation of the use of UAV photogrammetry for rock discontinuity roughness characterization. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53: 3699-3720. <https://doi.org/10.1007/s00603-020-02130-2>.
- Sturzenegger, M. and Stead, D. 2009. Close-range terrestrial digital photogrammetry and terrestrial laser scanning for discontinuity characterization on rock cuts. *Engineering Geology*, 106, 163-182, <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2009.03.004>.
- Wallace, P. 1998. Hopewell Cape: Stratigraphy of the Windsor and Hopewell Groups. In: *Discovering Rocks, Minerals and Fossils in Atlantic Canada; A geology field guide to selected sites in Newfoundland, Nova Scotia, Prince Edward Island, and New Brunswick*. Atlantic Geoscience Society, 148p.
- Westoby, M., Lim, M., Hogg, M., Dunlop, L., Pound, M., Strzelecki, M. and Woodward, J. 2020. Decoding complex erosion responses for the mitigation of coastal rockfall hazards using repeat terrestrial LiDAR. *Remote Sensing*, 12, 2020. DOI:10.3390/rs12162620.
- Wyllie, D.C. and Mah, C.W. 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining, 4<sup>th</sup> Edition*. Spon Press, Taylor & Francis Group: London and New York, 456p.

# La coulée argileuse de la Grande rivière de la Baleine du 22 avril 2021

Thomas Fournier, Pascal Locat, Julie Therrien, Laurence Poulin Leboeuf, Stéphane Paradis et Denis Demers  
Direction de la géotechnique et de la géologie, Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

Une immense coulée argileuse s'est produite le 22 avril 2021 à environ 8 km en amont du village de Kuujjuarapik/Whapmagoostui, en rive droite de la Grande rivière de la Baleine. La distance de rétrogression du glissement de terrain est d'environ 1,8 km, ce qui en fait l'événement historique avec la plus grande rétrogression au Québec. L'objectif du présent article est de présenter une description préliminaire du glissement de terrain basée sur un modèle numérique de terrain obtenu à partir d'un levé lidar effectué dans la région le 26 avril 2021 ainsi que sur des informations recueillies lors des visites du site à l'été 2021. Les conditions préruptures sont aussi étudiées afin de formuler une hypothèse sur les causes.

## ABSTRACT

On April 22, 2021, a huge flowslide in sensitive clays occurred about 8 km upstream from the village of Kuujjuarapik/Whapmagoostui, on the right bank of the Great Whale River. The retrogression distance of the landslide is approximately 1.8 km, making it the historical event with the largest retrogression in Québec. The aim of this paper is to provide a preliminary description of the landslide based on field data collected in summer 2021 and on a digital elevation model derived from an airborne lidar survey that was carried out on April 26, 2021. A pre-failure analysis of the site conditions is also presented to formulate a hypothesis on the causes of the landslide.

## 1 INTRODUCTION

En début de journée le 22 avril 2021, un immense glissement de terrain fortement rétrogressif s'est produit sur la rive droite de la Grande rivière de la Baleine, approximativement 8 km en amont de l'embouchure de cette dernière et des communautés limitrophes de Whapmagoostui et de Kuujjuarapik, aux abords de la baie d'Hudson, dans la région du Nunavik (figure 1). Malgré ses grandes dimensions, le glissement n'a pas causé de pertes de vies humaines ni de pertes ou de dommages matériels significatifs puisqu'il a emporté des terres boisées non habitées. Les débris ont toutefois entravé l'écoulement de la rivière sur plusieurs kilomètres, ce qui a rendu la navigation difficilement praticable ou impossible. De plus, les sédiments en suspension ont créé un panache qui s'étirait le long de la côte de la baie d'Hudson, perturbant entre autres les activités de pêches traditionnelles des habitants du village.

À la suite du glissement de terrain, un levé lidar aéroporté et une prise de photos aériennes ont été réalisés pour caractériser le site. Dans les jours ayant suivi l'événement, des intervenants locaux ont effectué quelques survols du site par hélicoptère (CBC News, 2021). Une visite de terrain s'est ensuite déroulée les 8 et 9 septembre 2021.

L'objectif du présent article est de documenter cet événement exceptionnel en fournissant une description préliminaire du glissement de terrain, basée sur un modèle numérique de terrain obtenu à partir d'un levé lidar effectué dans la région le 26 avril 2021 ainsi que sur des informations recueillies lors des visites du site à l'été 2021. Les conditions préruptures sont aussi étudiées afin de poser une hypothèse sur les causes.

## 2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

La région est caractérisée par de nombreuses collines associées au relief des roches métamorphiques et volcaniques de la province géologique du Supérieur. Les portions basses du relief rocheux sont recouvertes de dépôts meubles, souvent en couverture mince, mais parfois sur des épaisseurs plus importantes au sein des dépressions plus marquées.

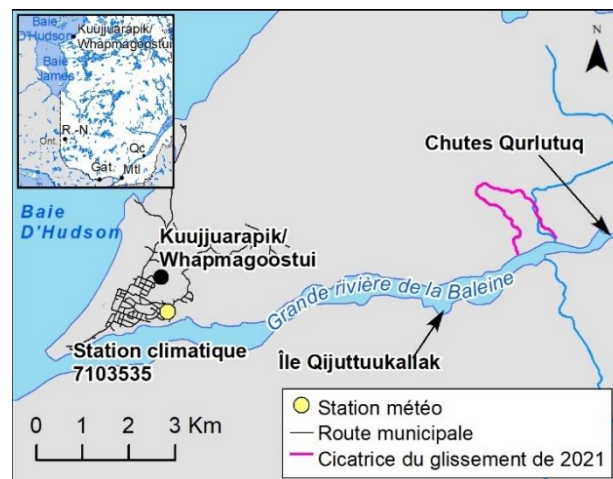


Figure 1. Localisation générale du site de la coulée argileuse du 22 avril 2021 le long de la Grande rivière de la Baleine.

Les dépôts meubles dans la région sont principalement des sédiments associés à l'ancienne mer post-glaciaire de

Tyrrell (entre 8100 et 6000 ans B.P. selon Hillaire-Marcel, 1976). Celle-ci a déposé des sols argileux et silteux dans les bassins de sédimentation plus profonds et des sables et graviers deltaïques en surface, comme illustré sur la carte des formations de surface réalisée par Paradis et Parent (1997), dont un extrait est montré à la figure 2. Les dépôts marins d'eau profonde sont présents à plusieurs endroits le long de la Grande rivière de la Baleine (figure 2).

Les côtes de la baie d'Hudson, incluant le secteur à l'étude, sont cartographiées comme une région de pergélisol discontinu (Allard et coll., 2012). Plusieurs thermokarsts y sont par ailleurs répertoriés sur la carte des formations de surface (figure 2).

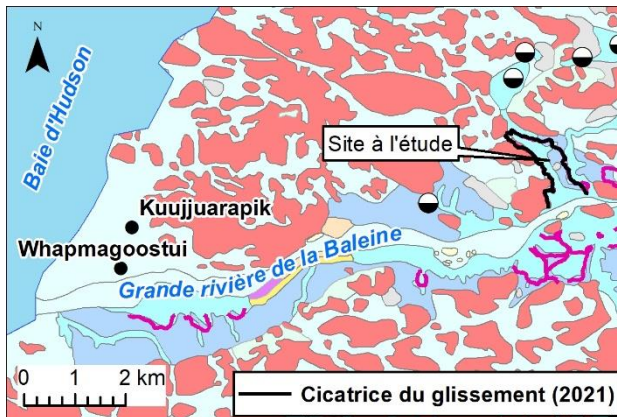


Figure 2. Extrait de la carte des formations de surface (modifiée de Paradis et Parent, 1997). En bleu pâle, les dépôts marins d'eau profonde (silts et argiles), en lilas, les dépôts marins deltaïques (sables et graviers) et en rouge, le roc. Les contours approximatifs des cicatrices de glissements de terrain anciens sont indiqués par les lignes magenta. Les cercles noir et blanc représentent les thermokarsts.

Plusieurs cicatrices d'anciens glissements fortement rétrogressifs sont visibles sur les rives de la Grande rivière de la Baleine entre son embouchure et les chutes Qurlutuq, situées 10 km en amont (figure 2). La plupart de ces cicatrices avaient déjà été recensées par photographies aériennes et caractérisées en détail sur le terrain par Bégin et Fillion (1987), ce qui incluait une série de cicatrices situées sur la berge opposée au glissement de 2021 (figure 3). Ces cicatrices sont identifiées par les lettres A, B, C et D sur la figure 3. Leurs distances de rétrogression (R) approximatives, mesurées sur le lidar à partir du sommet du talus, sont de l'ordre de 300 à 750 m, et leurs largeurs maximales sont de l'ordre de 325 à 500 m. Considérant la position perchée du plancher de la cicatrice A et le taux de relèvement isostatique pour ce secteur qui est d'environ 1,5 cm/an (Begin et coll., 1993), Bégin et Fillion (1987) estiment qu'elle daterait d'au moins 1000 ans. Les cicatrices B, C et D ont quant à elles été datées au  $^{14}\text{C}$  par Bégin et Fillion (1988) à environ 2200, 880 et 160 ans B.P. Malgré l'âge ancien des glissements de terrain A, B et C, les débris à l'intérieur de ces cicatrices

présentent une succession régulière de creux et de bosses linéaires (horsts et grabens) ayant une différence d'élévation de l'ordre de 1 à 2 m, qui est une caractéristique typique des glissements fortement rétrogressifs de type étalement (Demers et coll., 2014). L'élévation moyenne de la surface des débris à l'intérieur des cicatrices A, B et C est de 36 à 46 m, soit 10 à 15 m sous l'élévation de la terrasse intacte environnante, qui se situe entre 50 et 56 m d'élévation. La surface des débris dans la cicatrice D est quant à elle jusqu'à 33 m en dessous du niveau de la terrasse et semble donc davantage vidée de ses débris par rapport aux trois autres. De plus, elle ne montre que peu de rubanements linéaires, ce qui tendrait à indiquer qu'il s'agirait principalement d'un phénomène de type coulée argileuse, comme le cas du 22 avril 2021. Bégin et Fillion (1988) ont aussi analysé trois autres importantes cicatrices de glissements fortement rétrogressifs ( $150 < R < 350$ ) situées en face des zones habitées près de l'embouchure de la rivière (figure 2), et leur âge n'excéderait pas 200 ans.

Du point de vue géotechnique, la présence de cicatrices de glissements fortement rétrogressifs de grandes dimensions révèle la présence d'argile très sensible dans les talus qui forment les berges de la Grande rivière de la Baleine. Cela a d'ailleurs été confirmé lors d'investigations réalisées plus en amont de la rivière pour Hydro-Québec dans les années 1970 et 1980 (Locat et Lefebvre, 1986). Les résultats d'investigations géotechniques réalisées pour une digue projetée à une quarantaine de kilomètres en amont indiquent la présence d'un dépôt argileux extrêmement sensible au remaniement, avec des valeurs d'indices de liquidité ( $I_L$ ) très élevées, comprises entre 1,4 et 4,4, et une sensibilité de l'ordre de 300.

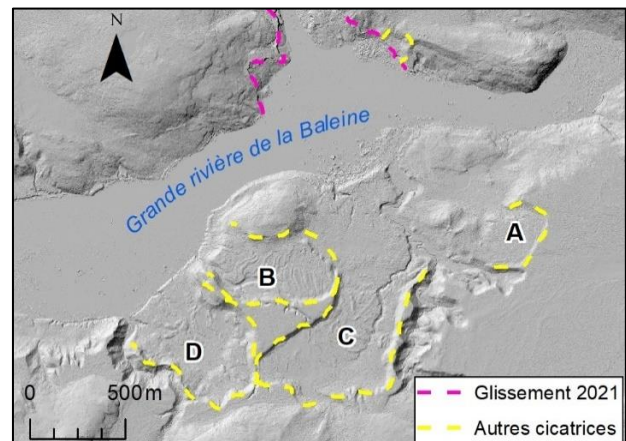


Figure 3. Image ombragée obtenue à partir du modèle numérique de terrain du 26 avril 2021 montrant les cicatrices de glissements fortement rétrogressifs sur la rive opposée en face de l'embouchure du glissement de 2021.

### 3 DESCRIPTION DU GLISSEMENT DE TERRAIN

#### 3.1 Conditions préruptures

Au site du glissement de terrain, la base des talus est pratiquement au niveau de la baie d'Hudson, soit approximativement à l'élévation 0 m. Elle est soumise au battement des marées, dont l'amplitude est de l'ordre de 1,5 à 2 m selon la table des marées du Canada pour la station de Kuujuarapik (Gouvernement du Canada, 2021).

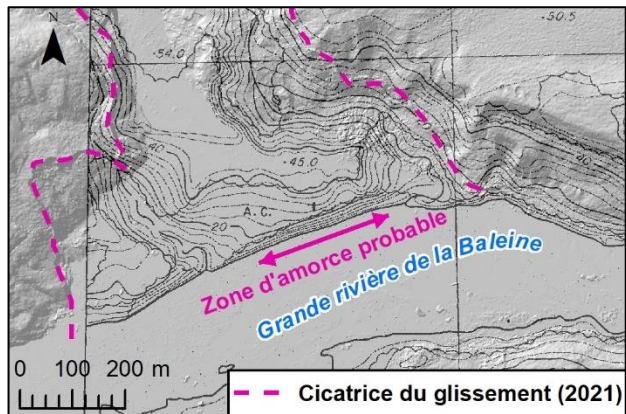


Figure 4. Aperçu de la topographie du site avant la rupture, avec courbes hypsométriques tous les 4 m, basé sur une carte réalisée par Hydro-Québec (1979). En trame de fond, l'image ombragée obtenue du lidar du 26 avril 2021.

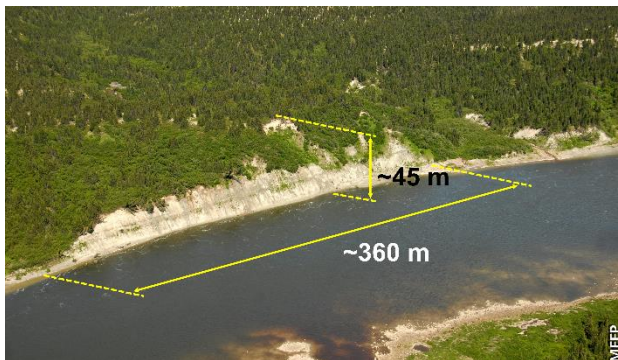


Figure 5. Photographie prise en 2012 par le ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec (MFFP, 2012) montrant la berge en érosion au niveau du point d'amorce de la coulée argileuse de 2021.

Des données topographiques et bathymétriques provenant de cartes à l'échelle 1 : 10 000 d'Hydro-Québec fournissent un bon portrait des conditions qui existaient avant la rupture (figure 4). En analysant ces données et le modèle de terrain provenant du levé lidar d'avril 2021, il est possible de déterminer que le talus initial vers le centre du glissement avait une hauteur totale d'environ 45 m. Dans la portion inférieure du talus, l'inclinaison était très forte sur

les premiers 24 m. Cette portion abrupte de la pente est d'ailleurs complètement dénudée de végétation sur une photographie de la berge prise en 2012 par le ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec (MFFP, 2012), mettant en évidence l'érosion sévère qui affectait la berge. Les marques d'érosion y sont visibles sur une longueur approximative de 360 m, ce qui englobe l'entièreté du talus affecté par le glissement (figure 5). De part et d'autre de ce segment en érosion, deux ruisseaux relativement profonds incisaient la terrasse de dépôts meubles, dont la hauteur continuait à augmenter légèrement derrière le sommet de talus. L'élévation de cette terrasse était, en moyenne, de 50 à 60 m dans le secteur emporté par la première partie du glissement, et elle atteint environ 65 m d'élévation à l'extrémité arrière de la coulée argileuse. D'autre part, les données bathymétriques indiquent la présence d'une fosse dans la rivière, qui atteignait une profondeur de 13 m vis-à-vis le glissement.

Les photos prises par le satellite Copernicus Sentinel-2 L2A dans les jours précédant le glissement révèlent la présence d'un chenal libre de couvert de glace dans la rivière, indiquant la présence de courant érosif à ce moment (figure 6). Le chenal longe la rive gauche de la rivière en amont du site du glissement de 2021 et bifurque vers la rive opposée tout juste en aval du glissement, pour se diriger tout droit vers la zone d'amorce probable.

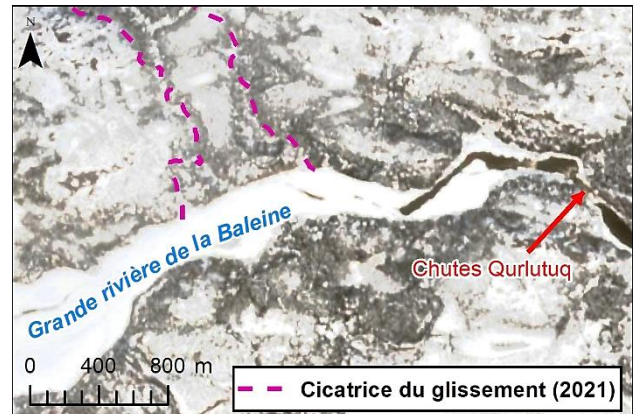


Figure 6. Image captée par le satellite Sentinel-2 L2A en date du 17 avril 2021, montrant la présence d'un chenal libre de glace dans la rivière (source : satellite Copernicus Sentinel 2021 traitée par Sentinel Hub).

#### 3.2 Description du glissement de terrain

La distance de rétrogression du glissement de terrain, mesurée à partir de la position du sommet de talus avant l'événement de 2021, est d'environ 1 800 m (figures 6 et 7), ce qui en fait le glissement fortement rétrogressif historique ayant la plus grande distance de rétrogression observée au Québec (Demers et coll., 2014). La largeur moyenne du glissement est de l'ordre de 400 m, et sa superficie totale est d'environ 74 ha, soit plus de deux fois supérieure à la coulée argileuse de Saint-Jean-Vianney de 1971 (Demers et coll., 2017).

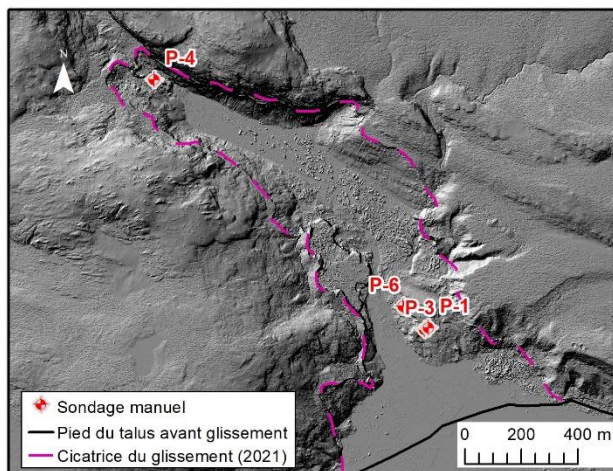


Figure 7. Image ombragée obtenue du lidar du 26 avril 2021. Les lignes magenta délimitent le pourtour du glissement de terrain.

L'analyse du modèle numérique de terrain de 2021 et des différentes photographies du glissement dévoilent la présence du socle rocheux de part et d'autre de la coulée argileuse, indiquant que ce dernier a vraisemblablement contrôlé le recul et l'extension latérale à plusieurs endroits (figures 7 à 10). Près de l'embouchure du glissement, les limites latérales de la cicatrice semblent avoir été contrôlées en partie par la présence des deux cours d'eau qui entaillaient le dépôt argileux.



Figure 8. Vue aérienne du site du glissement de terrain prise par hélicoptère le 29 août 2021. Le nouveau chenal creusé par la rivière dans les débris est visible (photo : D. Sarrazin, Centre d'études nordiques [CEN]).

En l'absence de sondage à l'intérieur de la cicatrice, il n'a pas été possible de déterminer l'épaisseur des débris du glissement qui gisent au fond de la coulée. Ceux-ci, constitués majoritairement de sols argileux très fortement remaniés, ont toutefois presque totalement été évacués de la cicatrice du glissement, exposant les matériaux intacts sous-jacents à plusieurs endroits. Il s'est cependant accumulé au fond de la cicatrice une certaine quantité de

débris. Ces derniers sont principalement composés d'argile remaniée dans laquelle « flottent » de nombreux blocs et plaques d'argile relativement intacte de plusieurs mètres de largeur ainsi que des arbres souvent encore debout (figure 9). L'élévation de la surface de ces débris est d'environ 23 m vers l'arrière du glissement et de près de 10 m près de son embouchure sur la rivière. Cette différence d'élévation indique une possible inclinaison de la surface de rupture. L'épaisseur moyenne de sol qui a été évacué de la cicatrice est donc d'environ 35 à 40 m dans la partie centrale de la cicatrice. Le volume total de débris qui s'est vidé dans la rivière peut être estimé préliminairement à environ 17 millions de m<sup>3</sup>.



Figure 9. Vue de l'intérieur du glissement de terrain lors de la visite de terrain du 21 septembre 2021. L'hélicoptère posé au centre de la cicatrice au milieu de la photo donne une idée de l'échelle. Le roc dégagé dans les parois de la cicatrice est visible à l'arrière-plan.



Figure 10. Vue aérienne du site du glissement de terrain prise par hélicoptère le 29 août 2021 sur laquelle est visible le roc de part et d'autre de la cicatrice (photo : D. Sarrazin, CEN).

La surface de rupture du glissement a été observée à plusieurs endroits dans la cicatrice, étant donné que les débris, fortement remaniés, ont majoritairement été

évacués vers la rivière. Sa forme est irrégulière, parfois ondulée, et présente des paliers à différents niveaux (figure 11).

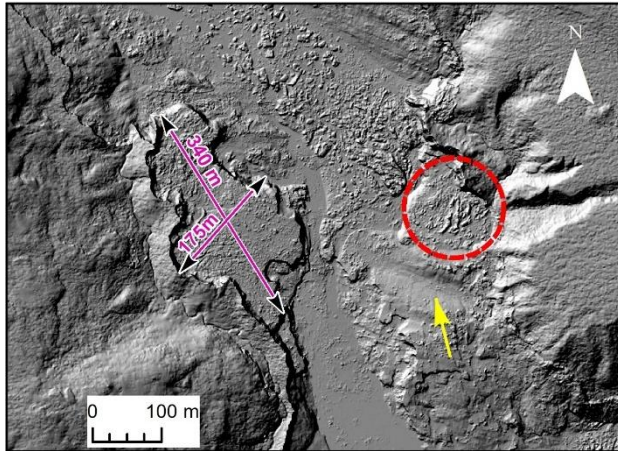


Figure 11. Image ombragée obtenue du lidar du 26 avril 2021 d'une portion de l'intérieur de la cicatrice montrant un plateau intact, à gauche, la surface de rupture de forme ondulée (flèche jaune) et la zone de horsts (cercle rouge).



Figure 12. Accumulation de blocs dans le flanc de la portion nord-est de la cicatrice, associée à la chute de blocs des parois rocheuses sus-jacentes.

En plus d'avoir contrôlé les limites du glissement de terrain, la topographie du roc semble également avoir en partie contrôlé la position de la surface de rupture du glissement. À plusieurs endroits, notamment sur les flancs de la cicatrice, l'argile marine reposait directement sur le socle rocheux, lequel a alors été mis à nu (figures 9 et 12).

Ailleurs, une couche de sols intacts d'épaisseur variable est demeurée accrochée sur le roc. L'épaisseur de sols et la profondeur du roc sous la surface de rupture est parfois mise en évidence au niveau de chenaux d'érosion possiblement créés par le passage d'eau et de débris provenant de l'arrière de la cicatrice (figures 11 et 13).

L'analyse de la morphologie du glissement de terrain à l'aide des observations réalisées sur le terrain et du modèle numérique de terrain obtenu avec le levé lidar rendent possible la reconstitution sommaire de la chronologie des principales phases de l'événement.

Dans un premier temps, un glissement de terrain se serait produit en bordure de la rivière, dans le secteur où le talus était le plus haut et le plus raide (figures 4 et 5). Il aurait affecté le talus sur une hauteur considérable, voire sur son entièreté, qui est d'environ 45 m. Cette première rupture aurait dégagé le dépôt d'argile sensible et aurait laissé un escarpement haut et raide, qui aurait mené aux phases rétrogressives du glissement, en conditions non drainées. Celles-ci ont entraîné le recul des parois du glissement vers l'arrière et latéralement. L'écoulement des débris depuis l'arrière de la cicatrice vers l'embouchure du glissement, et éventuellement dans la Grande rivière de la Baleine, a mené à la formation de chenaux d'érosion parfois profonds au sein de la cicatrice. Ces chenaux d'érosion, créés possiblement de façon synchrone à la succession de ruptures en conditions non drainées dans la partie arrière de la cicatrice, ont ainsi formé de nouvelles pentes instables au cœur de la cicatrice et la formation de surfaces de rupture plus profondes.



Figure 13. Chenal d'érosion creusé dans les sols intacts par le passage des débris venant de l'amont de la cicatrice (a) et ayant localement dégagé le roc sous-jacent (b).



Dans les jours et les semaines qui ont suivi, plusieurs autres mouvements et ruptures sont survenus à l'intérieur de la cicatrice subséquentement aux ruptures en conditions non drainées. Ils se sont produits au niveau des parois nouvellement formées par le glissement, au pourtour de la cicatrice ainsi qu'à l'intérieur de celle-ci. De nombreux glissements plus ou moins profonds, associés au réajustement des parois et dont les débris se sont accumulés au fond de la cicatrice, ont été observés lors de l'investigation réalisée sur le terrain en septembre 2021.

Vers l'extrémité nord-est de la cicatrice, le glissement a dégagé une paroi rocheuse d'environ 40 m de hauteur et inclinée à environ 45°, où des chutes de blocs se sont produites à cause du déconfinement rapide de la paroi, qui était enfouie sous le niveau du terrain avant l'événement (figure 12).

Dans la portion centre-est de la cicatrice, une série de crêtes allongées semble correspondre aux horsts d'une rupture par étalement, qui se serait produite à cet endroit au niveau de l'escarpement latéral est de la coulée argileuse (figures 11 et 14). Le mouvement s'est produit en direction du centre du glissement principal, soit vers l'ouest. Au moins 4 horsts, dont la longueur atteint environ 60 m, ont été repérés. Leur hauteur, mesurée sur le levé lidar, est d'environ 2 m au-dessus des grabens, qui correspondent aux dépressions adjacentes. La portion arrière de l'étalement est venue recouper le cours d'eau qui coulait à l'est du site, dont le fond se trouve approximativement à l'élévation 30 m dans le secteur. Quelques dizaines de mètres à l'ouest des structures de horsts et de grabens, la surface de rupture du glissement principal est visible à une élévation de 23 m.



Figure 14. Série de horsts observés à l'intérieur de la cicatrice (localisation à la figure 11).

Du côté ouest du glissement, à approximativement 300 m de son embouchure, une portion de la surface de rupture du glissement est située à un niveau nettement plus élevé, et un imposant plateau d'argile intacte et totalement dénudé est resté en place (figure 12). Celui-ci a une longueur d'environ 300 m et une largeur moyenne d'une centaine de mètres. Le dessus du plateau, situé aux environs de l'élévation 33 m, semble correspondre à un niveau de la surface de rupture perchée à cet endroit. L'élévation du plancher de la cicatrice à la base de ce plateau est de 12 m au sud et de 27 m au nord. Les parois qui bordent le plateau ont une hauteur maximale d'une vingtaine de mètres, et leurs conditions de stabilité sont précaires. Elles ont d'ailleurs été affectées par plusieurs ruptures dans les semaines et les mois qui ont suivi la coulée argileuse (figure 15).

Des blocs d'argile non remaniée de quelques mètres de diamètre ont été observés dans les débris du glissement, à la fois dans le fond de la cicatrice et sur la berge opposée au glissement. De plus, ces énormes blocs d'argile sont nombreux au sein même de la langue de débris qui s'est propagée dans la rivière jusqu'à plusieurs kilomètres en aval de la zone de départ (figure 16). La présence de ces blocs suggère que l'argile qui les compose devait être moins sensible au remaniement pour qu'ils puissent voyager sur d'aussi grandes distances sans se remanier. Les observations de terrain sur quelques-uns de ces blocs ont révélé une consistance pâteuse à l'état remanié, ce qui, par expérience, équivaut à une résistance supérieure à 1 kPa. Étant donné l'emplacement où certains de ces blocs ont été observés, une matrice de débris très liquide a été nécessaire afin de pouvoir les transporter de façon intacte sur d'aussi grandes distances.

### 3.3 Données stratigraphiques et géotechniques

La stratigraphie du site à l'étude avait été étudiée par Hillaire-Marcel (1976) à l'aide d'une coupe en bordure de la rivière. La visite de terrain a permis de compléter les observations stratigraphiques. Notamment, des échantillons de quelques-unes des unités rencontrées ont été récupérés à l'aide d'une pelle manuelle et analysés en laboratoire (figure 7). La stratigraphie dans le secteur est en partie contrôlée par la topographie du socle rocheux. Au niveau des dépressions dans celui-ci, l'épaisseur de sols sus-jacents est plus importante, et la séquence stratigraphique est souvent plus complète.

Les unités stratigraphiques analysées sont présentées du haut vers le bas. En bordure de la Grande rivière de la Baleine, une mince couche de sable d'exondations recouvrant le terrain avait été repérée par Hillaire-Marcel (1976). Cette unité, qui devait se trouver aux abords de la rivière, a été complètement emportée dans le glissement.

Sous le sable, une unité d'argile marine constitue la majeure partie des sols emportés par le glissement de terrain. Ce sont 11 échantillons relativement intacts provenant de 4 sites différents qui ont été prélevés dans cette unité à l'intérieur de la cicatrice (figure 7), juste sous le niveau de la surface de rupture. Des essais ont été réalisés sur certains échantillons. Les essais de laboratoire indiquent une faible plasticité. La limite de plasticité ( $w_P$ ) varie de 15 à 21 %, tandis que la limite de liquidité ( $w_L$ )

varie de 17 à 26 %. Les indices de liquidité ( $I_L$ ) mesurés sont très élevés et varient de 4,0 à 8,8. Le poids volumique moyen est de 19,6 kN/m<sup>3</sup>.

Des essais au cône suédois ( $s_{uc}$ ) ont été réalisés sur 4 des échantillons récupérés. La résistance au cisaillement à l'état remanié ( $s_{ur}$ ) est inférieure à 0,07 kPa, soit la limite détectable par l'essai au cône suédois, pour presque tous les échantillons, ce qui révèle un comportement très liquide.

Une valeur moyenne de la résistance au cisaillement à l'état intact ( $s_u$ ) de l'argile marine peut être estimée en utilisant le nombre de stabilité et les relations établies par Taylor (Steward et coll., 2011). Ainsi, un nombre de stabilité ( $N_s$ ) d'une valeur d'environ 4,5 peut être attribué aux falaises qui bordent le plateau intact, étant donné leur inclinaison subverticale et leurs conditions de stabilité précaire. Considérant que leur hauteur est environ de 15 à 16 m, une résistance à l'état intact ( $s_u$ ) de l'ordre de 65 à 70 kPa peut donc être obtenue en utilisant la définition du paramètre  $N_s$ .

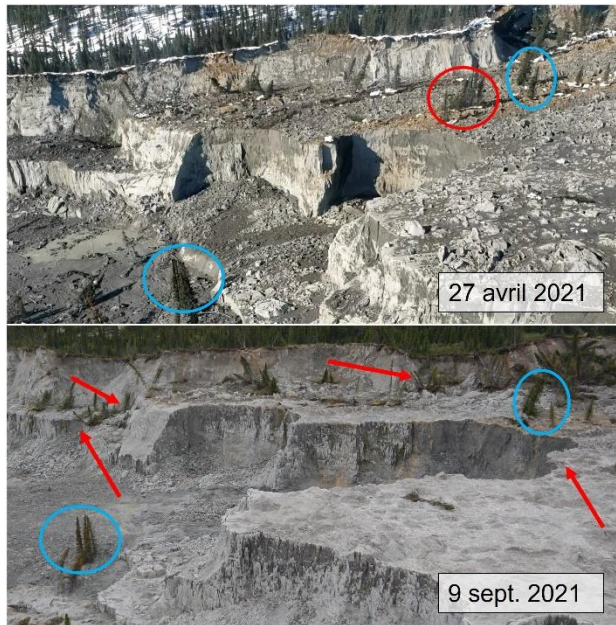


Figure 15. Photographies du secteur du plateau intact (localisé sur la figure 12) où sont survenues plusieurs ruptures (flèches et cercle rouges) entre le 27 avril et le 9 septembre 2021. Les cercles bleus indiquent des arbres demeurés au même endroit (photo du 27 avril : Whapmagoostui First Nation).



Figure 16. Blocs d'argile non remaniée observés sur la berge de la rive gauche de la rivière, face au glissement de terrain.

Sous l'argile marine repose une couche de silt et d'argile brune avec un peu de sable. Il s'agit probablement de la couche décrite comme des rythmites par Hillaire-Marcel (1976). Des essais de laboratoire ont été réalisés sur deux échantillons. Ils indiquent une limite plastique ( $w_p$ ) variant de 17 à 19 % et une limite liquide ( $w_L$ ) de 19 à 28 %. Les valeurs de l'indice de liquidité mesurées sont de 1,4 et 8,6. La valeur de 1,4 est nettement inférieure aux valeurs observées dans l'argile sus-jacente. L'état des échantillons récupérés n'a pas permis de mesurer la résistance au cisaillement à l'état intact ( $s_{uc}$ ). Une résistance à l'état remanié ( $s_{ur}$ ) de 0,45 kPa a été obtenue pour le premier échantillon, alors qu'elle est de moins de 0,07 kPa pour le deuxième.

Enfin, à la base de la séquence stratigraphique, une unité de diamicton fossilifère a été observée par endroits au-dessus du socle rocheux. Il s'agit d'un sable silteux ou argileux très compact avec des traces de gravier. Cette unité a été observée près de l'embouchure de la cicatrice et dans la partie centrale de cette dernière.

#### 3.4 Répercussions sur la Grande rivière de la Baleine

La grande majorité des sols mobilisés par la coulée argileuse s'est écoulée dans la rivière, remplissant le lit de cette dernière sur toute sa largeur (CBC News, 2021). Les débris ont chevauché la berge en face du glissement jusqu'à l'élévation 15 m. Ils ont remonté vers l'amont en direction des chutes Qurlutuq sur une distance d'environ 1,3 km et se sont écoulés vers l'aval sur une distance d'environ 2,8 km jusqu'à l'île Qijuttuukallak (figures 17 et 18). L'élévation de la surface des débris au centre de la rivière, vis-à-vis le glissement de terrain, était de l'ordre de 10,5 m, alors que le niveau de l'eau était près de 0 m initialement. Les débris ont ainsi obstrué la rivière, dont le niveau d'eau a monté jusqu'au pied des chutes Qurlutuq situées environ 1,5 km en amont (figure 17). Étant donné que l'élévation du niveau d'eau au sommet des chutes est de l'ordre de 14 m, les débris du glissement n'ont pas eu de répercussion sur la rivière en amont des chutes. À l'embouchure de la coulée argileuse, les glaces qui étaient présentes sur la rivière ont été poussées par les débris sur la rive opposée sur une distance d'environ 250 m, jusqu'à une élévation maximale d'environ 28 m. Des embâcles de

glace se sont créés en aval et en amont du glissement au front des débris. Aucun autre amoncellement de glace considérable n'a été observé au pourtour des débris sur les photographies prises quelques heures après l'événement. Les débris semblent donc s'être écoulés en majorité par-dessus la glace lors de l'événement.

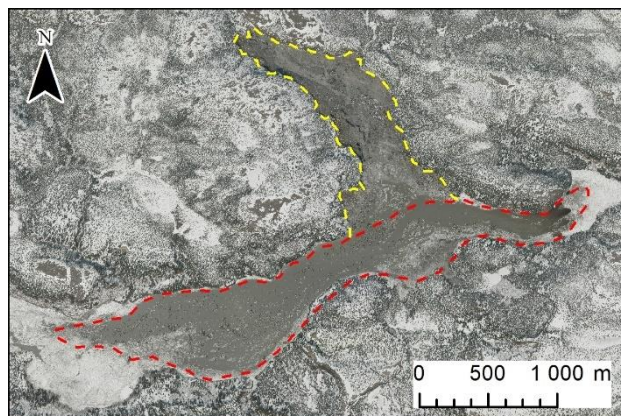


Figure 17. Vue aérienne verticale du site du glissement de terrain prise le 26 avril 2021. Le contour du glissement est délimité par les lignes jaunes et les débris dans la Grande rivière de la Baleine sont délimités par les lignes rouges.

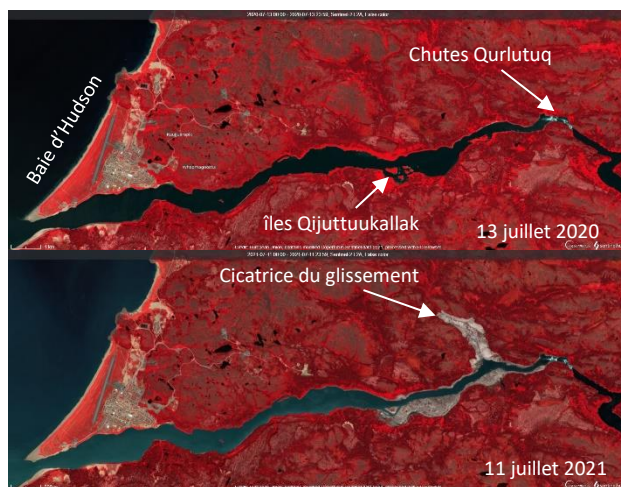


Figure 18. Comparaison d'images du satellite Sentinel-2 L2A, datant de 2020 (en haut) et de 2021 (en bas), montrant la cicatrice du glissement, le nouveau chenal et les débris principalement sur la rive opposée (source : Satellite Copernicus Sentinel 2021 traitées par Sentinel Hub).

La rivière a rapidement érodé le barrage créé par ces débris et a creusé un nouveau chenal (figures 8 et 18). Au début du mois de juin 2021, la largeur de ce chenal, en face du glissement de terrain, s'apparentait à sa largeur avant l'événement, soit environ de 100 à 200 m. Toutefois, des débris sont demeurés empêtrés où il y avait jadis des

élargissements, notamment dans le secteur de l'île Qijuttuullakk, située à environ 2 km en aval, obstruant les chenaux qui les séparaient (figure 18).

D'un point de vue hydraulique, l'érosion des débris et la création du nouveau chenal n'ont pas entraîné de répercussion majeure en aval. Selon Gosselin-Lessard et Poirier (2021), les sols argileux érodés ont néanmoins été transportés vers l'aval et ont perturbé la turbidité de l'eau et, par conséquent, l'écosystème du milieu, jusqu'à plus de 5 km dans la baie d'Hudson (figure 18). Ces répercussions sont d'ailleurs probablement celles qui ont été les plus préoccupantes pour les communautés de Whapmagostui et de Kuujjuarapik, pour lesquelles la pêche sur la rivière et à son embouchure constitue une activité de subsistance importante. Malgré cela, aucune érosion notable n'a été observée le long des berges dans la partie en aval au-delà de la zone des débris.



Figure 19. Vue de l'étendue des débris du glissement jusque dans la baie d'Hudson le 19 mai 2021 (source : Satellite Copernicus Sentinel 2021 traitée par Sentinel Hub).

#### 4 DONNÉES CLIMATIQUES ET HYDRIQUES

Les données climatiques et hydriques analysées proviennent des stations d'observation 7103535 (figure 1) et 093801 du ministère de l'Environnement du Québec. La station climatique est située à la station du CEN à une altitude de 14 m. Elle est en service depuis 1996. Celle des données hydriques est localisée le long de la Grande rivière de la Baleine à environ 60 km en amont du village. Elle est en service depuis août 1961 avec quelques années d'arrêt.

Les normales de température moyenne quotidienne durant les mois de mars et d'avril sont de  $-18$  à  $-1$  °C. En 2021, la température moyenne quotidienne a été de  $-11$  à  $6,5$  °C au cours de ces deux mois, soit plusieurs degrés au-dessus de la normale (figure 20a). La quantité de neige au sol a été faible, voire nulle, de la mi-janvier à la mi-février 2021. En moyenne, le couvert de neige au sol est de l'ordre de 25 cm pour ces deux mois. Celui-ci, qui a

toutefois été supérieur à 40 cm jusqu'au 9 avril 2021, a ensuite fondu en 5 jours au niveau de la station climatique (figure 20b). À la date du glissement, le 22 avril 2021, les photos du satellite Copernicus Sentinel-2 L2A montrent toutefois encore un couvert neigeux sur l'ensemble du secteur. Par ailleurs, les températures moyennes ont dépassé le point de congélation durant au moins 6 jours consécutifs en avril 2021. Les températures maximales ont aussi dépassé le point de congélation du 4 au 18 avril 2021, à une journée près d'être consécutives. Les précipitations totales cumulées mensuelles ont été près du double de la normale au mois de mars 2021. La fonte rapide de la majeure partie du couvert neigeux, la hausse des précipitations sous forme de pluie en mars 2021 et la hausse marquée de la température en avril 2021 sont une combinaison de conditions propices aux glissements de terrain. Toutefois, les précipitations cumulées en avril ont été significativement inférieures à la normale.

Selon la station hydrique localisée environ à 60 km en amont du site du glissement, le niveau d'eau de la rivière ne présente pas de variation significative tout le long de l'année.

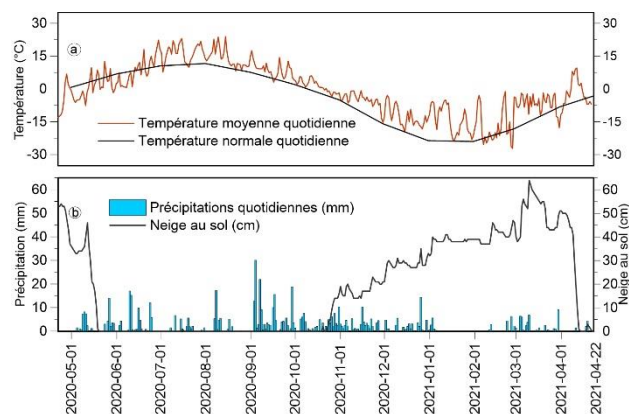


Figure 20. Données météorologiques de la station 7103535 située au CEN, pour l'année précédant le glissement. La date d'occurrence de ce dernier correspond à l'extrémité droite du graphique.

## 5 DISCUSSION ET CONCLUSION

Les données recueillies montrent que les conditions étaient toutes réunies pour qu'un glissement fortement rétrogressif se produise à ce site. D'une part, la présence d'un dépôt d'argile très sensible prédisposait ce secteur à ce type d'aléa. Les données de topographie et de bathymétrie indiquent par ailleurs un talus haut et abrupt, propice à une première rupture importante et constituant donc un point d'amorce potentiel. Enfin, les conditions météorologiques et l'érosion active de la berge, notamment dans les jours qui ont précédé le glissement, ont contribué à dégrader les conditions de stabilité du site et ont permis d'amorcer le glissement.

La distance de rétrogression de cette coulée argileuse est nettement supérieure à celle de tous les autres

glissements fortement rétrogressifs recensés dans le secteur. La deuxième distance de rétrogression en importance observée pour les cicatrices le long de la rivière est environ 2,4 fois plus faible (cicatrice C sur la figure 3). Il aurait donc été très difficile de prévoir l'extension de l'événement de 2021 sur une base statistique en se servant des événements antérieurs, selon l'approche proposée par Lebeus et coll. (1983).

L'immense distance de rétrogression du glissement est attribuable notamment à la présence d'un dépôt d'argile extrêmement sensible au remaniement. Celui-ci devait avoir une forte épaisseur et il devait constituer une portion importante des dépôts meubles qui ont été mobilisés. Cela a permis aux débris d'avoir une consistance liquide une fois remaniés et a ainsi favorisé le transport de gros blocs intacts et la propagation des débris sur de grandes distances. Le dépôt d'argile extrêmement sensible devait également se poursuivre jusqu'à l'interface avec le till ou encore jusqu'au socle rocheux, puisque ces matériaux ont été complètement mis à nu à plusieurs endroits au fond de la cicatrice et dans les escarpements latéraux. La forme très étroite de la vallée ainsi que la présence du till et du roc sous-jacent au dépôt argileux ont probablement contribué de manière importante au lessivage de ce dernier ainsi qu'à l'extrême sensibilité observée.

La morphologie du glissement indique qu'il s'agit d'une rupture complexe, comportant plusieurs phases. D'abord, des surfaces de rupture ont été observées à plusieurs niveaux, incluant une perchée, du côté ouest, où est demeuré un gros plateau intact. De plus, une portion de type étalement du côté est indique que le mouvement est caractérisé par plus d'un mode de rupture. À l'aide de sondages géotechniques plus détaillés, il serait possible de mieux comprendre le glissement de terrain et de détailler ses différentes composantes ainsi que la chronologie des événements.

## 6 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les personnes qui ont facilité les visites de terrain, dont le ministère de la Sécurité publique du Québec (MSP) et les intervenants de Kuujuarapik et de Whapmagoostui First Nation, notamment M. Georges Kawapit, M. Joshua Kawapit, M. William Shecapio et M. Brian Atchynia. Des remerciements sont aussi adressés à ces derniers pour les photos et les vidéos, prises dans les premiers jours qui ont suivi l'événement et mis à la disposition des auteurs, notamment celles des figures 15 et 17. Les auteurs veulent également remercier M<sup>me</sup> Patricia Miles et M. Daniel Verret d'Hydro-Québec, le ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques, l'équipe du CEN, dont M. Denis Sarrazin pour les données fournies, ainsi que les réviseurs.

## 7 RÉFÉRENCES

- Allard, M., Lemay, M., Barrette, C., L'Hérault, E., Sarrazin, D. et coll. 2012. Permafrost and climate change in Nunavik and Nunatsiavut: Importance for municipal and transportation infrastructures, sous la direction de M. Allard et M. Lemay, *Nunavik and Nunatsiavut: From science to policy. An Integrated Regional Impact Study (IRIS) of climate change and modernization*, ArcticNet Inc., Québec, Canada, 171-197.
- Bégin, C. et Fillion, L. 1987. Morphologie et interprétation des glissements de terrain de la région de Poste-de-la-Baleine, Québec subarctique, *Géographie physique et Quaternaire*, 41(1):19-32.
- Bégin, C. et Fillion, L. 1988. Age of landslides along the Grande Rivière de la Baleine estuary, eastern coast of Hudson Bay, Québec (Canada), *Boreas*, 17:289-299.
- Bégin, Y., Bérubé, D. et Grégoire, M. 1993. Downward migration of coastal conifers as a response to recent land emergence in Hudson Bay, Québec, *Quat. Res.*, 40:81-88.
- CBC News. 2021. *Massive landslide upstream of northern Quebec communities being investigated*, <https://www.cbc.ca/news/canada/north/landslide-cree-inuit-northern-quebec-1.6002865>.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clays in the province of Québec, Canada: preliminary analysis, *Landslides in sensitive clays: from geosciences to Risk management*, sous la direction de J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers et J. Locat, Springer, 36:77-90.
- Gosselin-Lessard, F. et Poirier, C. 2021. *Recommandations techniques hydrauliques à la suite de la visite sur le terrain du 21 juillet 2021*, ministère des Transports du Québec, dossier n° MSP21013, rapport interne soumis au ministère de la Sécurité publique, 6 p.
- Gouvernement du Canada, station Kuujjarapik 04645, Table des marées du Canada : <https://www.marees.gc.ca/fra/station?sid=4645>.
- Hillaire-Marcel, C. 1976. La déglaciation et le relèvement isostatique sur la côte est de la baie d'Hudson, *Cahiers de géographie du Québec*, 20(50):185-220.
- Hydro-Québec, 1979. Carte topographique n° 33N05-100-0104.
- Lebuis, J., Robert, J. M. et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Quebec, *Rapport-Statens Geotekniska Institut*, (17):205-262.
- Locat, J. et Lefebvre, G., 1986. The origin of structuration of the Grande-Baleine marine sediments, Quebec, Canada, *Q. J. Engng. Geol.*, 19(4):365-374.
- Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs, 2012. Photos héliportées du secteur de la Grande rivière à la Baleine.
- Owczarek, P., Opała-Owczarek, M., Boudreau, S., Lajeunesse, P. et Stachnik, Ł. 2020. Reactivation of landslide in sub-Arctic areas due to extreme rainfall and discharge events (the mouth of the Great Whale River, Nunavik, Canada), *Sci. Total Environ*, 744, 140991.
- Paradis, S. J. et Parent, M. 1997. Géologie des formations en surface, Kuujjarapik-Whapmagoostui, Québec – Territoires du Nord-Ouest, Commission géologique du Canada, Carte 1896A, échelle 1/100 000.
- Stewart, T., Sivakugan, N., Shukla, S. K., et Das, B. M. 2011. Taylor's Slope Stability Charts Revisited, *International Journal of Geomechanics*, 11(4):348-352.

# Debris flow surges in a numerical model – Mount Currie case study

Andrew Mitchell<sup>1</sup>, Sophia Zubrycky<sup>1</sup>, Scott McDougall<sup>2</sup>, Jordan Aaron<sup>3</sup>, Christoph Graf<sup>3</sup>, Mylène Jacquemart<sup>4</sup>, Johannes Hübl<sup>5</sup> & Roland Kaitna<sup>5</sup>

<sup>1</sup>BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada

<sup>2</sup>Department of Earth, Ocean & Atmospheric Science – University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada

<sup>3</sup>Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL, Birmensdorf, Switzerland

<sup>4</sup>Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW), ETH Zurich, Zurich, Switzerland & Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL, Birmensdorf, Switzerland

<sup>5</sup>University of Natural Resources and Life Sciences, Vienna, Austria



## ABSTRACT

The mobility of debris flows is highly variable, which makes runout prediction challenging. Numerical runout models are often used to estimate inundation area, flow depth and velocity for debris-flow analyses. Runout models typically use initiation conditions that disregard the fact that debris flows commonly occur in multiple surges. In this work, we modified the Dan3D runout model to enable a more realistic hydrograph initiation condition. We analyzed a 2019 debris flow at Mount Currie in southwestern British Columbia to examine the effects of complex inflow hydrographs on model outputs. The impact area, flow depths and velocities were sensitive to the inflow hydrograph, particularly depths and velocities higher on the fan. The results from the case study demonstrated that, in addition to variations in material and rheological parameters, the simulated debris flow runout is sensitive to variations in the inflow hydrograph. The numerical model results are also interpreted using an empirical runout relationship to assess the plausibility of the numerical results.

## RÉSUMÉ

La mobilité des laves torrentielles est très variable, ce qui rend la prédiction de l'écoulement difficile. Les modèles numériques de déposition sont souvent utilisés pour estimer la superficie de la zone inondable, la profondeur et la vitesse d'écoulement au courant des laves torrentielles. Les modèles de déposition utilisent généralement des conditions initiales qui ne tiennent pas compte du fait que les laves torrentielles se produisent généralement en plusieurs vagues. Pour cette étude, nous avons modifié le modèle de déposition Dan3D afin de permettre la mise en place d'une condition initiale avec un hydrogramme plus réaliste. Afin d'examiner les effets d'un hydrogramme complexe sur les résultats du modèle, nous avons analysé une lave torrentielle survenue en 2019 au Mont Currie, situé dans le sud-ouest de la Colombie-Britannique. La superficie de la zone d'inondation, la profondeur et la vitesse d'écoulement se sont révélées sensibles à l'hydrogramme d'entrée, en particulier la profondeur et la vitesse d'écoulement plus élevées sur le cône de déjection. Les résultats de l'étude de cas ont démontré qu'en plus d'être sensibles à la variation des paramètres des matériaux et des paramètres rhéologiques, les simulations de laves torrentielles sont sensibles aux variations de l'hydrogramme d'entrée. Les résultats du modèle numérique de déposition sont également interprétés à l'aide d'une relation empirique de déposition pour évaluer si les résultats numériques sont plausibles.

## 1 INTRODUCTION

Debris flows are surging, channelized flows of sediment and water that occur repeatedly in the same catchment, and deposit on a debris-flow fan (Hungri et al., 2014). Communities and infrastructure located on debris-flow fans are susceptible to impacts that can cause fatalities or damages (Dowling & Santi, 2014). Estimating the potential damages from debris flows requires estimating both the spatial extents of impacts, and the flow depths and velocities, also referred to as the intensity, at the locations of elements at risk.

Empirical runout analyses can be used to provide high-level estimates of debris-flow impacts and deposition patterns. Several authors have shown that debris flows with larger volumes tend to have longer runout distances (e.g., Corominas, 1996; Rickenmann, 1999; Legros, 2002).

Similarly, larger volumes tend to result in larger deposition areas, which is supported by geometric scaling arguments (e.g., Berti & Simoni, 2007; Crosta et al., 2003). Empirical runout analyses have also been incorporated into GIS software (Griswold & Iverson, 2008; Scheidl & Rickenmann, 2010; Horton et al., 2013; Guthrie & Befus, 2020).

Numerical runout models offer more detailed estimates of flow depths and velocities for debris flows. Many models have been developed with varying physical assumptions and levels of complexity (see McDougall (2017) for a summary). Numerical models used in practice typically use an "equivalent fluid" assumption, where the complex, multi-phase nature of a debris flow is represented as a relatively simple fluid that approximates the bulk behaviour of the mixture (Hungri, 1995). Examples of equivalent fluid models are Dan3D (McDougall & Hungri, 2004) and RAMMS

(Christen et al., 2010). Runout models typically use single-pulse initiation conditions, either resulting from a “block start” or a simple triangular hydrograph. Hydrograph inputs have been developed for several debris-flow runout models (e.g., Chen & Lee, 2000; Christen et al., 2010; Deubelbeiss & Graf, 2013; Schraml et al., 2015; Mergili et al., 2017), however, selecting an appropriate inflow hydrograph is a significant challenge, especially considering the variability of natural debris flows.

A variety of technologies have been used for monitoring debris flows, obtaining observations of flow depths and, in some cases, surface velocities (Hürlimann et al., 2019). Eyewitness accounts of the surging behaviour of debris flows have been validated and quantified through these detailed observations. Despite these observations, there has been little investigation on the potential effect of complex, surging behaviour on debris flow mobility.

This study details a numerical modelling approach that uses complex inflow hydrographs obtained from real debris-flow observations. The application of this modelling approach is demonstrated through a case study of a debris flow that occurred in 2019 at Mount Currie in southwestern BC. The numerical results are compared to empirical runout curves developed for a regional dataset. This paper demonstrates the variability arising from both inflow conditions and runout model flow-resistance parameters, and how this variability can be contextualized using empirical data.

## 2 METHODOLOGY

The numerical landslide runout model modified for this study, Dan3D, is a semi-empirical, Lagrangian, depth-averaged model for simulating landslide runout over complex three-dimensional terrain (McDougall & Hungr, 2004). The model treats the landslide material as an equivalent fluid with internal and basal flow resistances that control its mobility (McDougall & Hungr, 2004). This study utilizes a version of this model that has been modified by the authors to allow for a hydrograph input starting condition, including complex hydrographs based on records of real debris flow events. These hydrographs are input to the model at the fan apex to focus the simulation on the lower part of the runout. This avoids the need to address the complex conditions in the upper catchment that lead to the development of surging debris-flow behaviour, as these physical complexities in the catchment are impractical to address for most cases. Details on the implementation of the hydrograph input for Dan3D are provided by Mitchell et al. (2021).

Our work utilizes the Voellmy flow resistance model, which is commonly used for debris-flow simulations. The Voellmy flow-resistance model is defined as:

$$\tau_{zx} = -(\sigma_z f + \rho g v_x / \xi) \quad [1]$$

Where:  $\tau_{zx}$  is the basal shear resistance;  
 $\sigma_z$  is the bed-normal stress;  
 $\rho$  is the equivalent fluid bulk density;  
 $g$  is acceleration due to gravity;  
 $v_x$  is the velocity in the local direction of motion;

$f$  is the Voellmy Coulomb friction parameter; and  
 $\xi$  is the Voellmy velocity-dependent (turbulence) parameter.

For the case history, we used a 3 m DEM of pre-event topography. We assumed a bulk density of 2,000 kg/m<sup>3</sup> for the deposited material and a solids density of 2,600 kg/m<sup>3</sup>. We assumed the material in the deposit had a greater density than the flowing material due to drainage and consolidation of the deposited material over time. For the simulations, we assumed the flowing material was fully saturated with a solids content of 50% by volume, resulting in a bulk density when flowing of 1,800 kg/m<sup>3</sup>, or a total volume considering bulking and water content approximately 1.5 times greater than the deposit volume.

Inflow hydrographs were obtained from two study sites in Switzerland and one site in Austria. There are eleven debris-flow records at Dorfbach, Switzerland between 2011 and 2014, and one event record at Spreitgraben, Switzerland in 2014 (Jacquemart et al. 2017). There are records of nine debris flows at Lattenbach, Austria between 2007 and 2018 (Arai et al., 2013; Hübl and Kaitna, 2021). Three of the debris-flow records for Lattenbach were split in two to remove periods with extended low flow between high flow periods (low flow periods ranging from 410 s to 540 s). Additional details on the records selected are summarized in Mitchell et al. (2021). An example of one of the inflow hydrographs used in this study is shown in Figure 1. The hydrograph observations were scaled to obtain the target volume and maximum peak discharge using the procedure outlined in Mitchell et al. (2021).

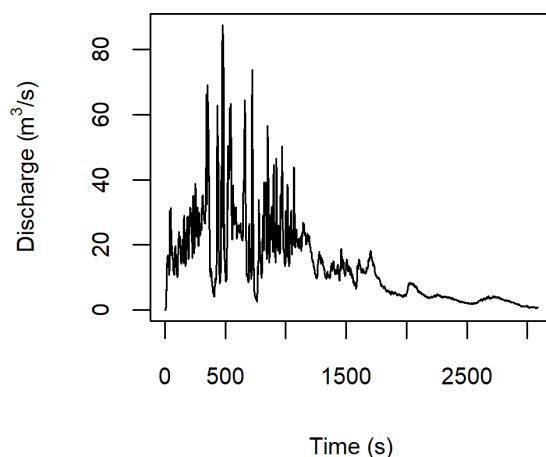


Figure 1. An example of one of the real hydrographs used in this study, from Lattenbach, Austria, July 30, 2017.

In the present work, we conducted two sets of simulations. In the first set, we only considered variability from the inflow hydrographs. Voellmy parameters were assigned based on an initial calibration not considering variable inflows. We conducted a second round of modelling using a Monte Carlo sampling approach to randomly combine the inflow hydrographs with Voellmy parameters sampled from uniform distributions based on

the ranges of  $f$  and  $\xi$  from a regional calibration study (Zubrycky et al., 2019). The ranges of Voellmy parameters from six calibrations detailed in Zubrycky et al. (2019) are  $0.08 \leq f \leq 0.18$  and  $50 \leq \xi \leq 500 \text{ m/s}^2$ .

A regional empirical study by Zubrycky et al. (2021a) compiled 146 debris-flow observations on 30 fans in southwest BC. Spatial impacts down-fan and cross-fan were normalized relative to the mapped fan boundary. In this study, the regional down-fan runout distance curve presented by Zubrycky et al. (2021a) was used to help interpret the plausibility of simulated runout cases. A similar idea was presented by Mitchell et al. (2020), where probabilities for numerical model cases were estimated using empirical-statistical analysis. In that case, a multiple-linear regression model for the runout distance or impact area predicted from the event volume and fall height was used to estimate the probability associated with different flow-resistance parameters within a numerical runout simulation (Mitchell et al., 2020). The empirical curves compiled by Zubrycky et al. (2021a) do not consider the volume of the events, so an equivalent quantitative analysis cannot be completed, however, the empirical data can be used qualitatively. To compare the simulation data to the empirical curve, the proportion of simulations impacting a point along the stream were extracted and normalized by the distance between the fan apex and fan boundary. As the distance from the fan apex to fan boundary varies across the fan, the maximum was used to be consistent with the value assumed by Zubrycky (2020). Our hypothesis is that the distribution of the simulation results would fall within the regional curves if realistic volumes and flow-resistance parameters are used in the model.

### 3 MOUNT CURRIE STUDY SITE

Mount Currie is located in southwestern BC, approximately 4 km southeast of Pemberton, BC. The geology of the watershed is intrusive rocks of the Pemberton Diorite complex. The climate is temperate, with warm, dry summers and cool, wet winters, and winter precipitation primarily falling as snow at high elevations. Debris flows on Mount Currie are primarily derived from the extensive talus slopes within the upper catchment areas, resulting in supply unlimited conditions (Zubrycky et al., 2021a). There are four debris-flow fans on the north face of Mount Currie, Currie A through D, and this study focuses on the western-most fan, Currie D (Figure 2).

The history of debris-flow activity at Currie D has been developed through air photo and satellite image interpretation, field mapping, and lidar change detection analysis (Zubrycky et al. 2021a). A total of 15 impact areas have been identified and mapped for this fan (Figure 3). Due to the time frame between images (in the case of air photos, multiple years), the impact areas may represent the aggregate of multiple events. Despite this uncertainty, it is clear that Currie D is one of the most active debris-flow fans within the southwest BC dataset compiled by Zubrycky et al. (2021a).

A debris flow occurred at Currie D between July 3 and 12, 2019. The total deposition volume of this event was estimated as  $100,000 \text{ m}^3$ , with  $35,000 \text{ m}^3$  eroded from the

upper fan (Zubrycky et al., 2021a). These volumes were estimated using 2017 airborne lidar data provided by the Squamish Lillooet Regional District and October 2019 UAV-lidar data collected by UBC, which is available through the Pangaea repository (Zubrycky et al., 2021b). A field visit was also completed to obtain estimates of flow depths and velocities associated with the 2019 event.

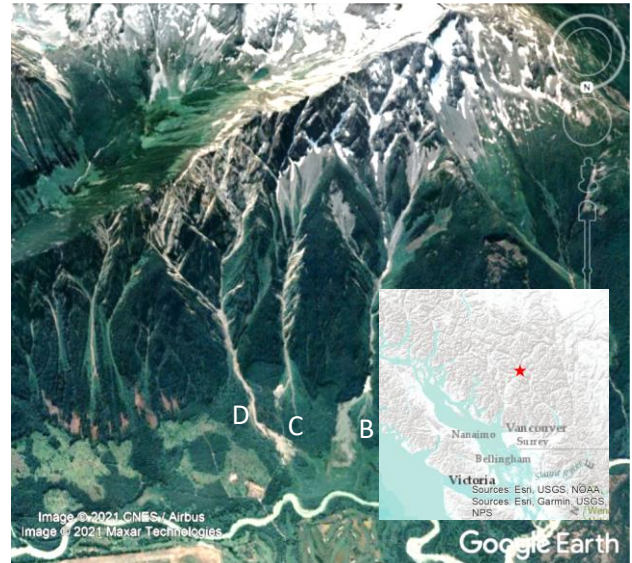


Figure 2. Oblique view of the north face of Mount Currie showing fans B, C, and D (from right to left on the image) (Google Earth, 2021). The location of the site within southwest BC is shown in the inset.

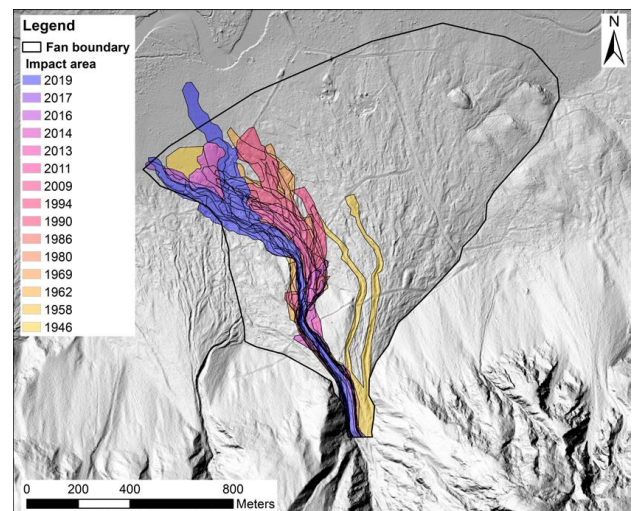


Figure 3. Mapped debris flow impacts at Currie D from 1946 to 2019 (Zubrycky, 2020).



## 4 RESULTS

Our initial calibration found that a friction value of  $f = 0.13$  provided a good match for the runout distance of the event that occurred between July 3 and 12, 2019. We used three different values of the velocity-dependent resistance term that are within the range found from the regional calibration work (Zubrycky et al., 2019):  $\xi = 50, 100$  and  $200 \text{ m/s}^2$ . The impact area for a simulation is defined as any grid cell with a maximum flow depth at any time in the simulation greater than  $0.3 \text{ m}$ . Figure 4 demonstrates the variability in the impact areas for the simulations using each combination of inflow hydrograph and Voellmy parameters. Similarly, the range of flow depths and velocities at the field observation points A, B, and C are shown in Figure 5.

If a previous, well-documented event was not available to use as a calibration case, the regional calibration data could be used to develop a plausible range of input parameters. Figure 6 shows the impact area distribution resulting from 100 Monte Carlo simulations randomly sampling the 24 input hydrographs used previously, and Voellmy parameters from within the range of the regional calibration study (Zubrycky et al., 2019).

The range of impacts shown in Figure 6 provides an indication of the potential variation in runout and impact area for a debris flow of this magnitude in the southwest BC region. The proportion of simulations impacting a point along the channel were extracted and normalized by the distance between the fan apex and fan boundary (Figure 7a). Considering both the potential variability in inflow conditions and Voellmy parameters, the maximum normalized runout was between  $0.69$  and  $0.91$  for the 100 simulations. Finally, we compared the range of maximum normalized runout from the simulations to the regional empirical curve shown in Figure 7b. The 2019 Currie D event is in the original empirical dataset, thus we removed it from this comparison. We found the range of simulated runouts plots within the range of approximately  $0.70$  to  $0.26$  probability of exceedance. Put another way, the lowest mobility combination of parameters and inputs has a normalized runout greater than 30% of the cases from this region, and the highest mobility combination has a normalized runout greater than 74% of the cases.

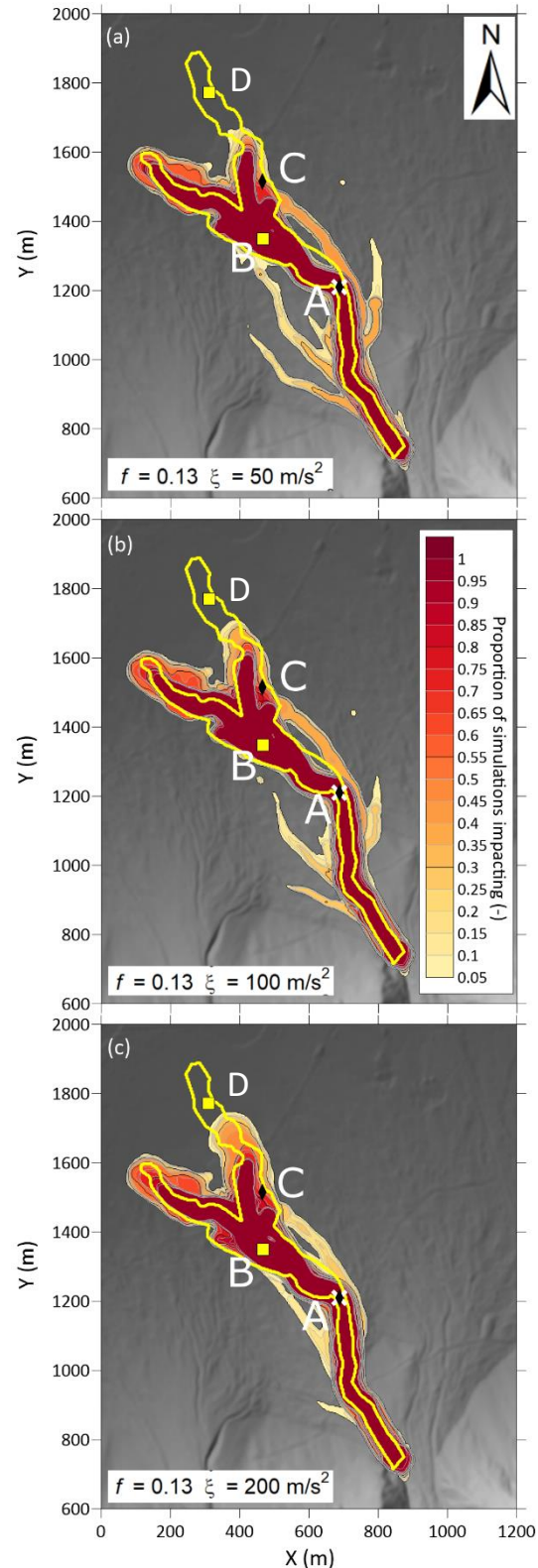


Figure 4. Variability in impact area using 24 real hydrographs and three sets of Voellmy parameters. The yellow outline on the impact proportion plots indicates the observed impact area from the actual event (Mitchell et al., 2021).

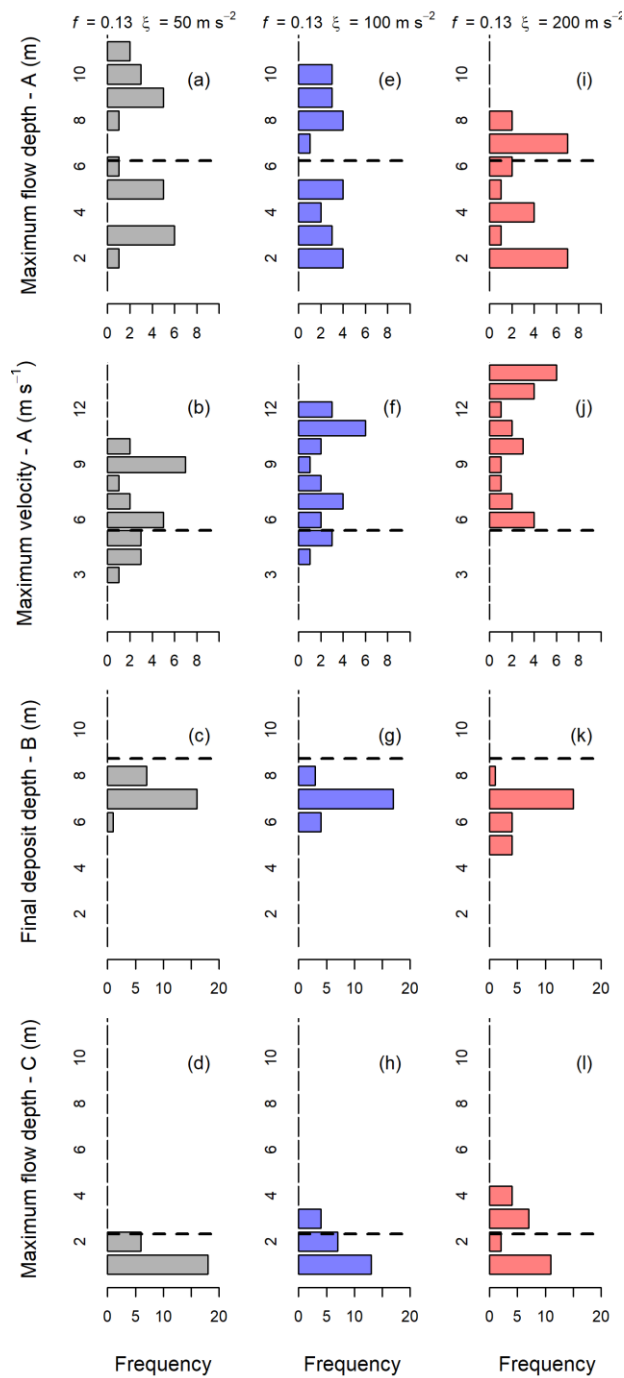


Figure 5. Variability in flow depths and velocities using 24 real hydrographs and three sets of Voellmy parameters. The locations indicated on the left axis correspond to the locations on Figure 4 (Mitchell et al., 2021). The dashed lines indicate the field observation values. Note results are not shown at observation point D as all modelled depths are less than 0.5 m.

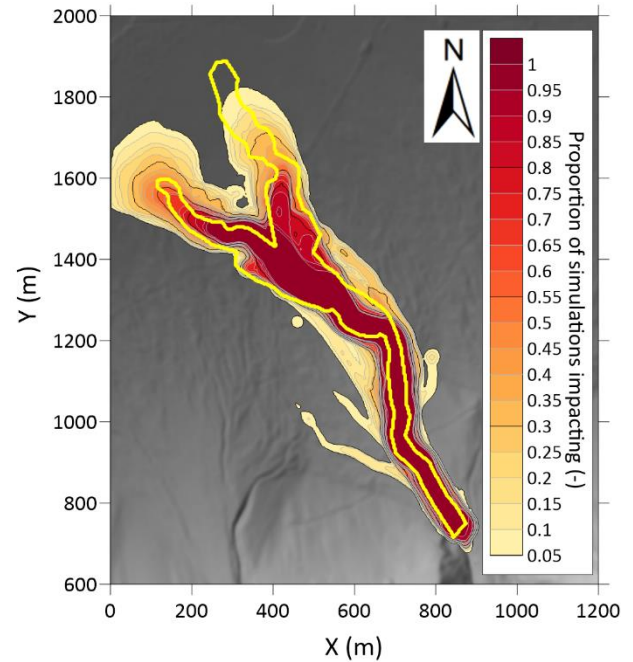


Figure 6. Variability in impact area from 100 Monte Carlo simulations with variable inflow hydrographs and Voellmy parameters.

## 5 SUMMARY & DISCUSSION

Many numerical modelling studies of debris flows have focused on model details, and material or rheological parameters. Studies of instrumented debris-flow channels have quantified the large variability in discharge that occurs in natural debris flows. In this study, we incorporated the natural variability of debris-flow discharge as an input for an equivalent fluid numerical runout model and applied the technique to the analysis of a debris flow at Mount Currie, in southwest BC. Our study examined the variability in model outputs arising from both complex inflow hydrographs, and variation in the flow-resistance used in the simulations.

We found that the debris-flow mobility and flow depths and velocities were sensitive to the inflow hydrograph, with all other model inputs held constant (Figures 4 and 5). The sensitivity to inflow conditions is greatest near the fan apex, where the energy is the highest, and decreases down-fan as the material comes to rest.

We completed a Monte Carlo simulation using random combinations of inflow hydrographs and Voellmy parameters to examine the combined effect of inflow and flow-resistance uncertainty. There is uncertainty around inflow conditions and flow-resistance for runout analysis, as a range of mobility is observed in events, even within the same debris-flow channel. Professional judgement is required to assign model inputs to address this uncertainty.

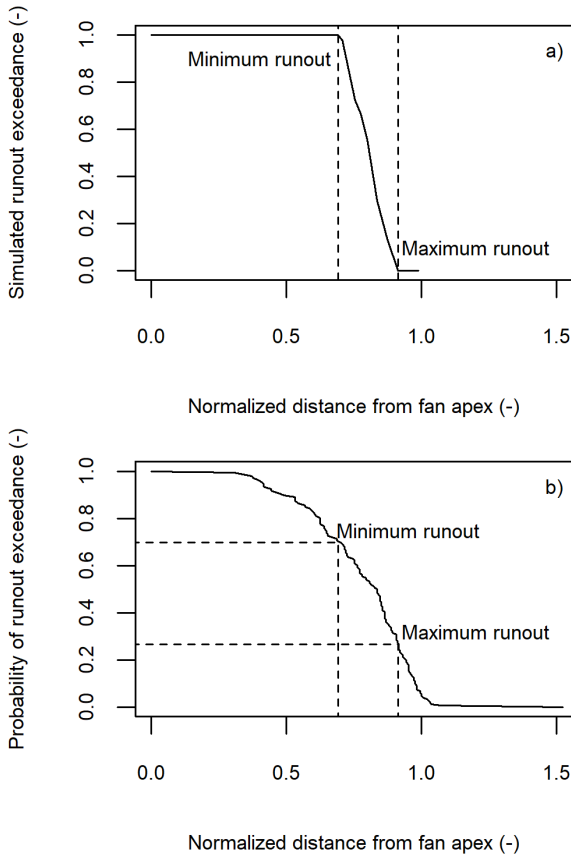


Figure 7. a) Range of simulated runout exceedances from the 100 Monte Carlo simulations, normalized to the distance from the fan apex to fan boundary (shown on Figure 2). b) Comparison of the range of simulated runout exceedances (dashed lines) to the empirical probability of runout exceedance curve in the down-fan direction presented by Zubrycky et al. (2021).

The approach we have taken is to use empirical relationships for debris-flow runout in southwest BC to provide a means of cross-checking the professional judgement required to assign parameters. As expected, the variable Voellmy parameters increased the uncertainty in the predicted impact area (Figure 6 compared to Figure 4). The maximum runout tended to reach the distal fan (normalized distance from the fan apex greater than 0.69 in all cases). Compared to the regional empirical curves, these simulations all plotted in the middle of the of mobility distribution, implying the range of Voellmy parameters and inflow hydrographs used in the simulations are reasonable.

The volume of the event is another important consideration when interpreting these results. Relatively small events are expected to be skewed towards lower runout extents (higher probability of exceedance), whereas larger events tend towards longer runouts (lower probability of exceedance). As the empirical curve is developed from events with a range of volumes, this interpretation must be done in a qualitative sense. For example, the event volume of 100,000 m<sup>3</sup> in this study is relatively large compared to most other events used to

generate the curve shown on Figure 7b. Conversely, the fan is also large relative to others in the region, which could be the result of more frequent, high-volume events at this location (i.e., the event may be large in the context of the region, but not atypical at the specific site). There was an event on one of the other fans on Mount Currie in 2017 (Mount Currie B) with an estimated volume of 500,000 m<sup>3</sup> (Zubrycky et al., 2021a), supporting the idea that large events may be more frequent at this location.

## 6 CONCLUSIONS

Numerical modelling is often used to aid in the design of protective structures or assess hazards or risks to people and buildings, which requires not only estimating where a debris flow will impact, but also estimating the flow depths and velocities associated with an impact. We completed a numerical modelling study to examine how complex inflow hydrographs and flow resistance parameters can affect model outputs. We found the model results to be sensitive to inflow conditions, particularly the flow depths and velocities in the upper channel.

There is a high degree of uncertainty in assigning model inputs for predictive analyses of debris flows. We demonstrate a method to quantify the uncertainty associated with inflow conditions and flow resistance by running Monte Carlo simulations using real debris-flow hydrograph inputs and a range of Voellmy parameters based on a regional calibration study. Results from the Monte Carlo analysis were compared to empirical runout distributions from the same area in BC to confirm the range of simulated outcomes was reasonable.

Wider application of these techniques will require additional work to better estimate debris-flow hydrographs for predictive analysis. Additional detailed observations of debris flows within the southwest BC region will also help to develop better methods for forward prediction of event volumes. Together, better estimates of inflow conditions and potential event volumes will aid in estimating the potential mobility and impact intensity of future events.

## 7 REFERENCES

- Arai, M., Hübl, J., and Kaitna, R. (2013). Occurrence conditions of roll waves for three grain-fluid models and comparison with results from experiments and field observations. *Geophysics Journal International*, 195, 1464-1480.
- Berti, M. & Simoni, A. (2007) Prediction of debris flow inundation areas using empirical mobility relationships. *Geomorphology*, 90(1-2), 144-161.
- Chen, H., & Lee, C.F. (2000). Numerical simulation of debris flows. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 146-160.
- Christen, M., Kowalski, J., & Bartelt, P. (2010). RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in three-dimensional terrain. *Cold Regions Science and Technology*, 63, 1-14.

- Corominas, J. (1996). The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal* 33(2): 260-271.
- Crosta, G.B., Cucchiari, S. & Frattini, P. (2003) Validation of semi-empirical relationships for the definition of debris-flow behaviour in granular materials. In: Rickenmann, D. & Chen, C. (Eds.) *Debris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*. Rotterdam: Millpress, pp. 821–832.
- Dowling, C.A., Santi, P.M. (2014). Debris flows and their toll on human life: a global analysis of debris-flow fatalities from 1950 to 2011. *Natural Hazards* 71, 203-227.
- Deubelbeiss, Y., & Graf, C. (2013). Two different starting conditions in numerical debris-flow models - Case study at Dorfbach, Randa (Valais, Switzerland). In: Graf, C. (Red.) *Mattertal - ein Tal in Bewegung*. Publikation zur Jahrestagung der Schweizerischen Geomorphologischen Gesellschaft 29. Juni - 1. Juli 2011, St. Niklaus. Birmensdorf, Eidg. Forschungsanstalt WSL. 125-138.
- Griswold, J.P., & Iverson, R.M. (2008) Mobility statistics and automated hazard mapping for debris flows and rock avalanches (version 1.1. April 2014): U.S. Geological Survey Scientific Investigation Report 2007-5276, 59 p.
- Guthrie, R., Befus, A. (2021). DebrisFlow Predictor: an agent-based runout program for shallow landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 21, 1029-1049.
- Horton, P., Jaboyedoff, M., Rudaz, B., Zimmermann, M. (2013). Flow-R, a model for susceptibility mapping of debris flows and other gravitational hazards at a regional scale. *Natural Hazards Earth System Sciences*, 13, 869-885.
- Hübl, J. & Kaitna, R. (2021). Monitoring debris-flow surges and triggering rainfall at the Lattenbach Creek, Austria. *Environmental and Engineering Geoscience* 27, 213-220.
- Hungr., O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal* 32, 610-623.
- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11, 167-194.
- Hürimann, M., Coviello, V., Bel, C., Guo, X., Berti, M., Graf, C., Hübl, J., Miyata, S., Smith, J.B., Yin, H.-S. (2019). Debris-flow monitoring and warning: Review and examples. *Earth-Science Reviews* 199: 102981, 1-26.
- Jacquemart, M., Meier, L., Graf, C., and Morsdorf, F. (2017). 3D dynamics of debris flows quantified at sub-second intervals from laser profiles. *Natural Hazards* 89, 785-800.
- Legros, F. (2002). The mobility of long-runout landslides. *Engineering Geology* 63: 301-331.
- McDougall, S., & Hungr, O. (2004). A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 1084-1097.
- McDougall, S. (2017). 2014 Canadian Geotechnical Colloquium: Landslide runout analysis—current practice and challenges. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(5), 605-620.
- Mergili, M., Fisher, J.-T., Krenn, J., and Pudasaini, S.P. (2017). r.avaflow v1, an advanced open-source computational framework for the propagation and interaction of two-phase mass flows. *Geoscientific Model Development* 10, 553-569.
- Mitchell, A., McDougall, S., Aaron, J., & Brideau, M.-A. (2020). Rock avalanche-generated sediment mass flows: definitions and hazard. *Frontiers in Earth Science* 8, 53937.
- Mitchell, A., Zubrycky, S., McDougall, S., Aaron, J., Jacquemart, M., Hübl, J., Kaitna, R., Graf, C. (2021). Variable hydrograph inputs for a numerical debris-flow runout model. *Natural Hazards Earth System Sciences Discussions* <https://doi.org/10.5194/nhess-2021-352>.
- Rickenmann, D. (1999). Empirical relationships for debris flows. *Natural Hazards* 19, 47–77.
- Scheidt, C. & Rickenmann, D. (2010) Empirical prediction of debris-flow mobility and deposition on fans. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(2), 157–173.
- Schraml, K., Thomschitz, B., McArdeell, B.W., Graf, C., & Kaitna, R. (2015). Modeling debris-flow runout patterns on two alpine fans with different dynamic simulation models. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 15, 1483-1492.
- Zubrycky, S., Mitchell, A., Aaron, J., McDougall, S. (2019). Preliminary calibration of a numerical runout model for debris flows in southwestern British Columbia. 7<sup>th</sup> International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, Golden, USA.
- Zubrycky, S. (2020). Spatial impact trends on debris flow fans in southwestern British Columbia. M.A.Sc. Thesis. University of British Columbia, Vancouver.
- Zubrycky, S. Mitchell, A., McDougall, S., Strouth, A., Clague, J.J., Menounos, B. (2021a) Exploring new methods to analyze spatial impact distributions on debris-flow fans using data from southwestern British Columbia. *Earth Surface Processes and Landforms*, 46, 2395-2413.
- Zubrycky, S., Mitchell, A., McDougall, S. (2021b). Geomorphic mapping and UAV lidar of debris flow fans in southwestern British Columbia, Canada. PANGAEA, <https://doi.pangaea.de/10.1594/PANGAEA.932864>.



# Back-analyzing the triggering of a retrogressive loess flowslide

Longde Jin<sup>1</sup>, Liming Zheng<sup>2</sup>, Andrew Fuggle<sup>3</sup> & Fangzhou Liu<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Golder Associate (Member of WSP), Atlanta, GA, USA

<sup>2</sup>Department of Civil and Environmental Engineering - University of Alberta, Edmonton, AB, Canada

<sup>3</sup>Golder Associate (Member of WSP), Atlanta, GA, USA

<sup>4</sup>Department of Civil and Environmental Engineering - University of Alberta, Edmonton, AB, Canada



## ABSTRACT

Loess contains predominately silt-sized quartz grains bonded by various cementation agents. Understanding the mechanical behaviour of loess is of significant interest given the widespread occurrence of loess deposits globally and the potential for flowslides. Loess slopes can become problematic upon wetting as its metastable structure can rapidly transform from a cemented solid body to a fluidized material. More than 20 flowslides have been observed in the Heifangtai (HFT) terrace, Gansu Province, northeastern China. These flowslides exhibit pronounced retrogressive behaviour with fluidized slope movement and long-runout. While the mechanism of loess flowslides has been ascribed to the development of flow liquefaction, the triggering mechanism remains unclear. This study presents a back-analysis of the DC#2 loess flowslide in HFT, which exhibited retrogressive flow failure induced by irrigation. The post-liquefaction shear strength is back-calculated using the postfailure geometry and factor of safety of unity. The results indicate that the first failure of the DC#2 flowslide may have occurred under drained conditions and that liquefaction is the most likely cause to induce the subsequent flow failure under undrained conditions.

## RÉSUMÉ

Le loess contient principalement des grains de quartz de la taille d'un limon liés par divers agents de cimentation. Comprendre le comportement mécanique du loess est d'un intérêt significatif compte tenu de la présence généralisée de dépôts de loess dans le monde et du potentiel de glissements de terrain. Les pentes de loess peuvent devenir problématiques lors du mouillage car sa structure métastable peut rapidement se transformer d'un corps solide cimenté en un matériau fluidisé. Plus de 20 coulées ont été observées sur la terrasse Heifangtai (HFT), province de Gansu, nord-est de la Chine. Ces coulées présentent un comportement rétrogressif prononcé avec un mouvement de pente fluidisé et un long faux-rond. Alors que le mécanisme des coulées de loess a été attribué au développement de la liquéfaction de l'écoulement, le mécanisme de déclenchement reste incertain. Cette étude présente une analyse rétrospective du glissement de flux de loess DC # 2 dans HFT, qui présentait une défaillance d'écoulement rétrogressive induite par l'irrigation. La résistance au cisaillement post-liquéfaction est rétro-calculée en utilisant la géométrie post-rupture et le facteur de sécurité de l'unité. Les résultats indiquent que la première défaillance du glissement de flux DC # 2 peut s'être produite dans des conditions drainées et que la liquéfaction est la cause la plus probable d'induire la défaillance de flux ultérieure dans des conditions non drainées.

## 1 INTRODUCTION

Loess is typically a silt-sized soil, with a silt fraction of 70%-100%, that is bonded by various cementation agents, e.g. salt (Fan et al. 2017), water-film (Derbyshire and Mellors 1988, Pye 1995), carbonate (Milodowski et al. 2015), and clay (Smalley et al. 2006). Researchers are not unanimous about the origins of the interparticle bonds (Barden et al. 1973, Derbyshire et al. 1995, Delage et al. 1996, Jiang et al. 2012).

As a cemented soil, loess is problematic upon wetting as its metastable structure can rapidly transform from a cemented solid matrix to a fluidized material. Loess-related landslides in the Heifangtai terrace (HFT) in northwestern China have provided many case studies. Peng et al. (2018) reported more than 70 loess slope failures induced by irrigation on HFT. The irrigation program in HFT applies 6 to 30 events per year, depending on the type of crop, with a flooding depth of 10-15 cm for each irrigation event. These events have resulted in water infiltration and

increased the ground-water level at the average rate of 0.4 m yr<sup>-1</sup> (Xu et al. 2021). Qi et al. (2018) analyzed 20 retrogressive loess flowslides with medium- to large-scale failures with rapid movement and long-runout exhibiting liquefied and fluidized flow behaviour. The mechanism of loess flowslides has been ascribed to flow liquefaction, characterized by the sudden loss of strength with the development of large strains accompanied by increasing pore water pressure under monotonic loading. Liu et al. (2019) analyzed the flow behaviour of the HFT loess and indicated that the effect of structure could either facilitate or impede the onset of flow liquefaction depending on the state of the soil. Such a state-dependency is mainly attributed to the offset of critical state lines (CSL) between the intact and reconstituted loess samples in the  $e: \ln p'$  plane. Liu et al. (2020) studied the effects of structure on the strain-softening behaviours of the HFT loess based on constitutive modelling with the *NorSand* model; the results indicated that the intact HFT loess has a higher peak strength but a significantly lower post-peak strength (i.e.,

about 50% reduction) than that of the reconstituted loess sample at the same state parameter for  $p'_0$  ranging from 50-100 kPa. While the structure has been found to facilitate the onset of 'flow-like' movement using laboratory testing, as strong contractive responses with a rapid decrease in strength are observed for intact silty loess samples, the triggering of flowslides has not been fully studied under the *in situ* conditions.

The Dangchuan (DC) #2 loess flowslide occurred on April 29, 2015, which provides an important case history to analyze the failure mechanism of flow failures in Chinese loess. The main objective of this study is to analyze the triggering mechanism of the retrogressive DC#2 flowslide by back-calculating the shear strength and comparing it with the liquefied shear strength,  $s_u(\text{LIQ})$ , at different failure stages with the factor of safety (FoS) of unity. This analysis is needed for the quantitative understanding of the triggering of flowslides.

## 2 LOESS FLOWSLIDES

### 2.1 Study Area

Heifangtai terrace is an arid loess terrace (area: ~12 km<sup>2</sup>) of the Yellow River in the loess plateau of China (see Fig. 1); it consists of the Malan silty loess (thickness: 30 – 50 m), clay (3 – 20 m), and gravel (1 – 10 m) in sequence. The bedrock comprises sandstone with mudstone partings and the bedding plane dipping 135°∠11°. The thickness of the exposed bedrock is greater than 70 m. The average annual

precipitation and evaporation are 287.6 mm and 1600 mm, respectively (Zhao et al. 2020). Local inhabitants were re-settled in HFT in the 1960s. Agricultural irrigation was started on the terrace surface by pumping water from the adjacent Yellow River, covering an area of 7.5 km<sup>2</sup> (exceeding 83% of the surface area), with annual water consumption of  $6 \times 10^6 - 8 \times 10^6$  m<sup>3</sup>.

Sub-vertical joints are observed in the loess layer, providing preferential paths for groundwater recharge. The apparent spring lines are visible at the bedrock slope along the edge of the terrace, with groundwater seepage at and near the bottom of the loess layer. Land subsidence (> 1 m) was found at several locations in HFT in the early 1980s (Derbyshire et al. 1995). There is no prior knowledge of the groundwater status before irrigation.

### 2.2 DC#2 Retrogressive Loess Flowslide

Xu et al. (2016) detailed the field investigation of the DC#2 loess flowslide and conducted a preliminary analysis of the failure process (Fig. 1). The work documented important perishable field data that we have used in back-analyzing of the triggers of this failure. The field monitoring of the DC#2 flowslide indicated two failures within 4 hrs. The first failure appeared to be a more localized failure, while the second was a flowslide involving a much larger mass of material. The combined failures resulted in a retreat of about 130 m with a runout distance of 789 m. Three ground markers were placed behind the scarp since Jan 2015.

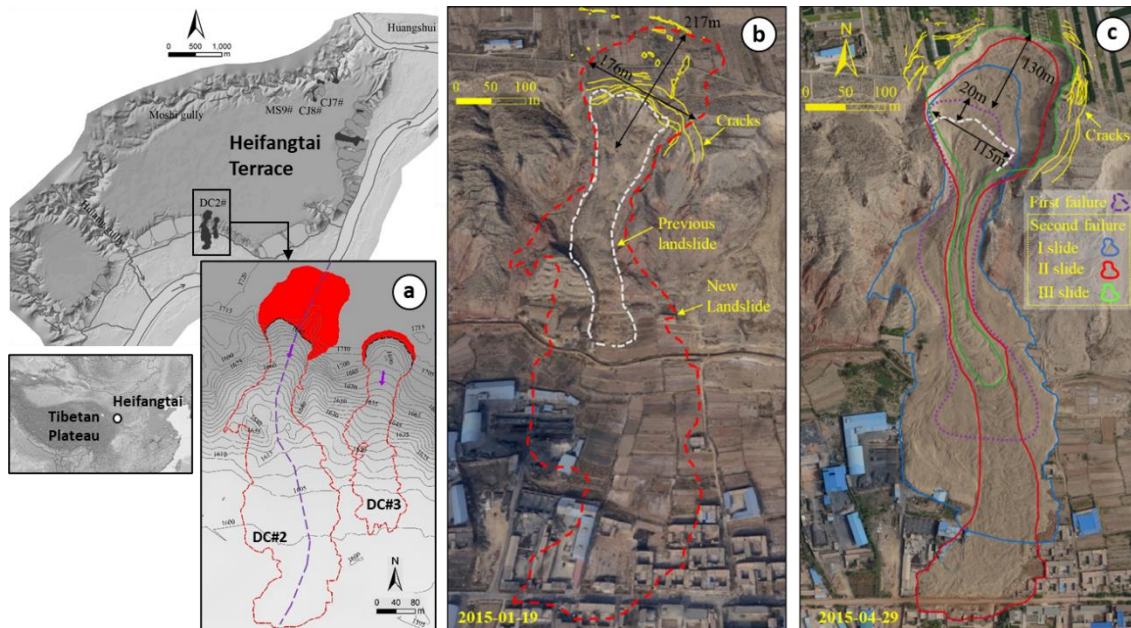


Figure 1. Study area and landslides along the margin of the Heifangtai terrace (HFT): a) location and contour of the DC#2 and DC#3 flowslide (as of May 2016); b) pre-failure oblique aerial view of DC#2; and c) post-failure oblique aerial view of the flowslide showing three sliding events for the retrogressive failure (after Qi et al. 2018).

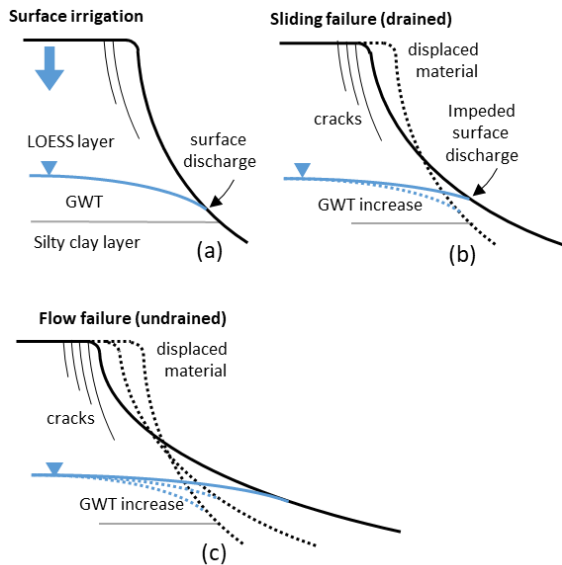


Figure 2. Schematic representation of the failure process of the DC#2 loess flowslide proposed by Qi et al. (2018).

These ground markers have showed small cumulative displacements three months prior to the initial failure, which occurred around 7:50 AM on April 29, 2015, followed up by a flow failure at 10:47 AM on the same day (Qi et al. 2018). Field data showed no evident deformation between the first failure and at least 2 hrs prior to the flow failure. The flow failure involved three individual sliding events within about 4 minutes. No information on the groundwater dynamics was obtained between failures. The estimated total volume of the failure is  $32.4 \times 10^4 \text{ m}^3$ .

Qi et al. (2018) analyzed the undrained behaviour of the reconstituted HFT loess and proposed a failure mechanism based on the field monitoring data of the DC#2 flowslides and other flow failures in HFT. The failure is typically a two-stage failure process involving a small-scale localized failure and a subsequent large-scale long-runout flow failure, with both failures developed behind the same scarp (Fig. 2). It is postulated that the failure mechanism involves a localized hydraulic gradient induced by the preceding failure, which induces groundwater convergence at the newly developed scarp. However, it is difficult to provide any predictive measures on the time lapse between the initial failure and the subsequent flow failure, which may

depend on the groundwater level and irrigation activities. The initial localized failure may be attributed to the weakening of the base of the loess layer due to groundwater. The displaced materials of the first failure may impede the existing seepage on the slope surface while increasing the localized hydraulic gradient. At this stage, pore-water pressure is built up below the displaced material of the first failure, and the soil system is to be expected to transform from a drained to an undrained loading condition. As deformation continues with an increasing groundwater level, a small axial deformation can induce liquefaction under monotonic loading at the saturated loess layer and propagate in the slope, eventually leading to a liquefied movement of loess. As the flowslide occurs, groundwater converges with slope deformation, and thus by its very nature, a new flowslide is likely to follow.

### 3 BACK-ANALYSES OF DC#2 FLOWSLIDE

#### 3.1 Back-calculation using Postfailure Geometry

Each combination of shear strength parameters ( $c-\phi$  or  $c'-\phi'$ ) produces different locations for the critical slip surface in the back-calculation, and it applies the premise that the FoS is unity at failure; this enables the development of a slope model at the time when the failure occurred (Duncan et al. 2014). The SLIDE2 from Rocscience Inc. was used for the back-calculation. The Spencer's method (2-D limit equilibrium) is used for this study with circular slip surfaces. The simplified subsurface conditions and the approximate pre- and post-failure geometries of the DC#2 flowslide are shown in Fig 3.

#### 3.2 Material and groundwater table

At a depth of 20 m, the HFT loess sample has an initial void ratio range from 0.86-0.89 and a silt content (0.005-0.075 mm) of 87.9%, with a specific gravity of 2.69-2.71 and an *in situ* water content of about 8%. The average liquid and plastic limits of the samples are  $w_L = 26.8\%$  and  $w_P = 17.5\%$ , with a plastic index  $PI = 9.3$ , which is slightly above the A-line and classified as CL. With a saturated water content readily over 100% and  $w_c/w_L > 0.85$ , the HFT loess is susceptible based on the liquefaction criteria proposed by Bray and Sancio (2006).

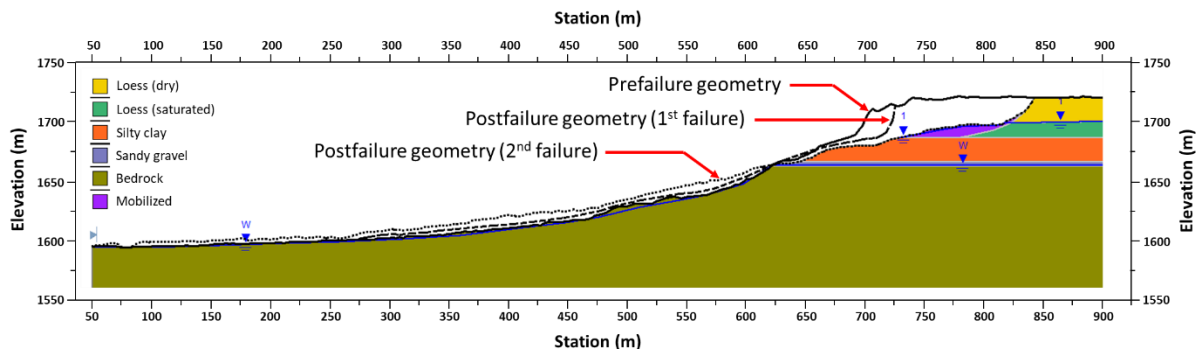


Figure 3. Simplified prefailure geometry overlaying the approximate postfailure geometries of the first and flow failures of the DC#2 loess flowslide for slope stability back-analysis (location of the cross-section profile shown in Fig. 1a).



Several series of isotropically consolidated undrained tests (CIU) have confirmed the intense strain-softening behaviour of the HFT loess with positive state parameters (Zhou et al. 2013, Qi et al. 2018, Xu et al. 2018, Liu et al. 2019). The critical state friction angle of intact HFT loess samples is tested as 33.7° for samples collected at a depth of 20 m (Liu et al. 2019) and 34.1° for 30 m (Xu et al. 2018). As loess loses the cementation upon wetting, the drained strength for use in the stability analysis of wet loess is selected as 33° with zero cohesion. The cementation provides some tensile strength for the dry loess; thus, an apparent cohesion of 20 kPa is assumed, and friction angle is selected the same as wet loess. Strength parameters for other types of soils are estimated based on the general range of values for similar materials. Material parameters for the back-calculation are listed in Table 1.

Table 1. Characteristics of tested soils

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
Loess (dry)	15	20	33
Loess (saturated)	19.5	0	33
Silty clay	20	10	30
Sandy gravel	20	0	40
Bedrock	20	-	-
Displaced material	15	0	22

### 3.3 Liquefied Strength and Liquefied Strength Ratio

The liquefied shear strength,  $s_u(\text{LIQ})$ , is the shear strength mobilized at large strain by a saturated, contractive soil following the development of strain-softening response; this strength includes any potential effects of drainage, pore-water pressure re-distribution, soil mixing, etc. (Olson and Stark 2002). The term was originally devised to describe the shear strength of liquefied soil under undrained conditions (Stark 1998), which differs from the yield shear strength, referring to the shear strength that can be

mobilized by the soil at the triggering of liquefaction. The liquefied strength ratio is defined as the liquefied shear strength normalized by the prefailure vertical effective stress, i.e.,  $s_u(\text{LIQ})/\sigma'_{v0}$ . Olson and Stark (2002) evaluated 33 cases of liquefaction flow failures and indicated a linear relationship between  $s_u(\text{LIQ})$  and the average prefailure vertical stress  $\sigma'_{v0}$ , typically ranging from  $s_u(\text{LIQ}) = 0.03$  to  $0.12\sigma'_{v0}$ .

To investigate the triggering of flow liquefaction in the saturated base of the loess layer, a range of  $s_u(\text{LIQ})/\sigma'_{v0}$  is back-calculated to provide the computed critical slip surface matching the approximate postfailure geometry with FoS of unity. Results show the back-calculated strength ratio ranges from 0.073 to 0.090 for an FoS ranging from 0.95 to 1.05.

## 4 RESULTS AND INTERPRETATIONS

### 4.1 First failure

A small-scale failure occurred at the DC#2 site in July 2012 (Fig. 1b). Prior to the flowslide in 2015, tensile cracks were densely distributed at the crown area with the maximum cumulative displacement exceeding 500 mm about 7-days before the first failure (Qi et al. 2018). Surface seepage can also be observed before the failure.

The gradual deformation of the slope is analyzed in light of the responses of the FoS under drained conditions with an increasing phreatic surface using the prefailure geometry, as shown in Fig. 4. The FoS reaches unity when the phreatic surface at the same station of the first scarp crest reaches 1690 m-MSL, approximately 5 m above the bottom of the loess layer (Fig. 4c). A further increase in the phreatic surface level will reduce the minimum FoS to 0.9, indicating that the first failure was likely triggered under drained conditions. The computed critical slip surface (FoS = 1) is located about 20 m ahead of the scarp of the first failure (Fig. 4c), which may suggest the possibility of a retrogressive behaviour in the first failure that was not documented in field observation.

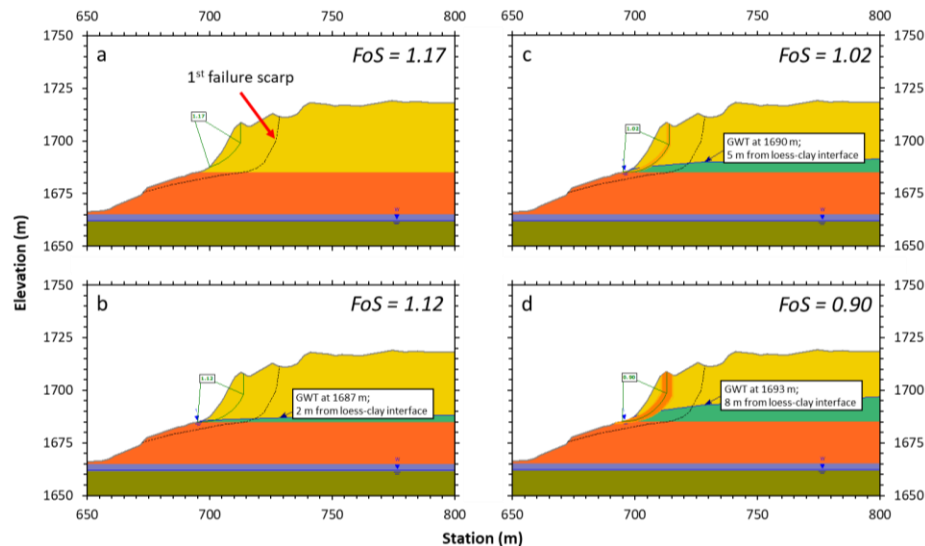


Figure 4. The continuous reduction of FoS with an increasing phreatic surface in the loess layer induced by irrigation.

## 4.2 Flow liquefaction and failure

The subsequent flow failure occurred about 3 hrs after the first failure, involving three consecutive sliding events within 4 mins. Hence, it is important to understand the FoS after the first failure, especially at the location adjacent and at a distance behind the newly developed scarp.

The critical slip surfaces are found immediately behind the scarp of the first failure under drained conditions (Fig. 5a). Although these slip surfaces cannot represent the failure surface associated with the liquefaction flow failure, it emphasizes that the slope was not at a stable state after the first failure. Therefore, a subsequent failure is likely to occur even without some of the proposed external factors that are unfavourable to the overall slope stability, including the rise of pore-water pressure due to the newly introduced hydraulic gradient and the drained-to-undrained transition due to the impeded surface seepage (Fig. 2).

The critical slip surface (FoS = 1) is found to be close to the observed scarp of the flow failure when liquefied shear strength of the saturated loess layer was employed under undrained conditions (Fig. 5b). The computed slip surface suggests the development of flow liquefaction that is required to lead to an extended size of flow failure, as such a retrogressive and diffuse failure is unlikely to be achieved under drained conditions within only 3 hrs. Hence, the active deformation after the first failure likely has served as the trigger for the subsequent flow failure, which also provides qualitative support to the development of the individual sliding events observed in the field. These results indicate the development of flow liquefaction in the DC#2 flowslide and provide a plausible explanation to the triggering of the flow liquefaction adheres to the field observation.

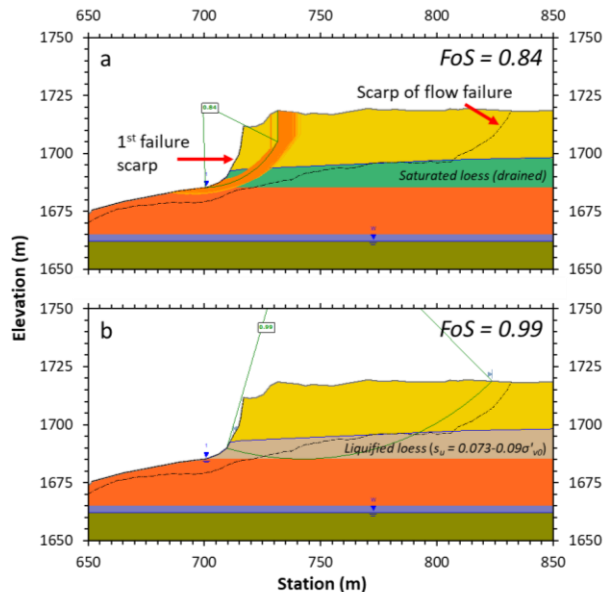


Figure 5. The FoS and critical slip surfaces of the flow failure: a) critical slip surface computed under a drained condition immediately after the first failure, and b) critical slip surface of the fully-softened loess under an undrained

condition with a retreat of the scarp of approximately 120 m behind the first failure.

## 4.3 Postfailure Slope Stability

It was noted that an evolution of the apparent spring line developed and expanded in the depletion zone after a year of failure (Fig. 6). The maximum elevation of the line has increased from 1697 to 1703 m. Postfailure stability of the site due to the increasing phreatic surface is analyzed.

The results show that the FoS is greater than unity immediately after the failure under drained conditions, indicating stabilization of the slopes. However, as the water table continues to rise and saturates the bottom of the loess, FoS drops and is calculated to be below unity if the groundwater table is above Elevation 1703 m-MSL, as shown in Figure 6. Thus, with the continuous development of the hydraulic gradient or irrigation, similar flow slides could occur in the back of the scarp.

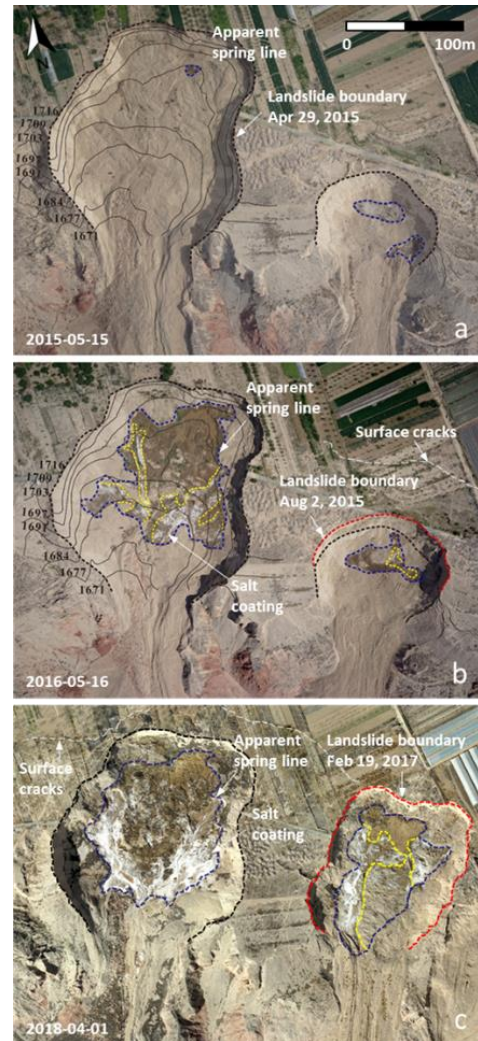


Figure 6. The consecutive failures of the DC#2 (left) and DC#3 (right) flowslides show the displaced material near landslide scarps with changes in elevation of the apparent spring line (after Liu et al. 2020).

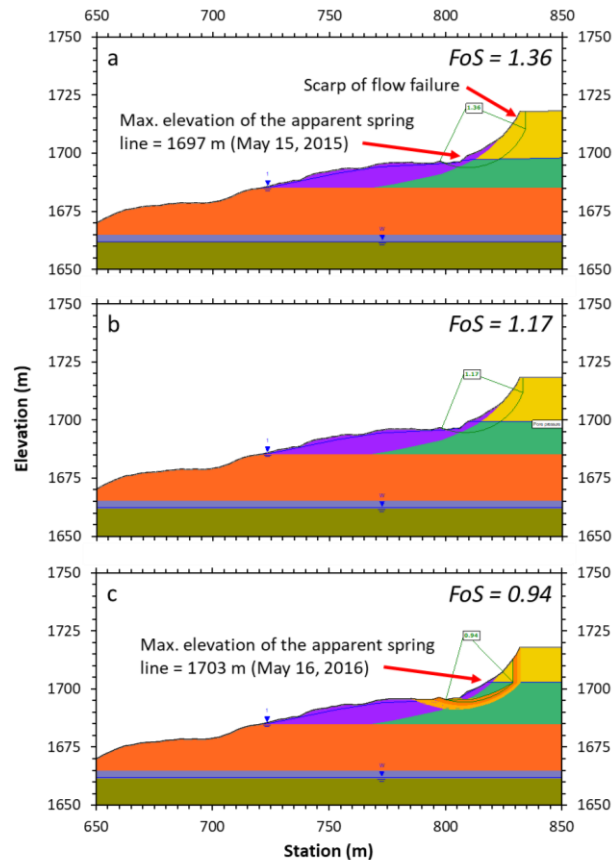


Figure 7. The postfailure FoS of the DC#2 flowslide under drained conditions with the apparent spring line increasing from 1697-1703 m based on the aerial views shown in Fig. 6.

#### 4.4 Revised Failure Mechanism

The failure mechanism of the DC#2 flowslide proposed by Qi et al. (2018) is shown in Fig. 2; this is based primarily on the field investigation and laboratory tests of the HFT loess. While the conceptual failure mechanism has arguably captured the principal failure process, the results from this study have provided some additional insights that require revisiting the proposed failure mechanism.

As shown in Fig. 4, the first failure is likely to develop under drained conditions with a gradual increasing phreatic surface. This has been supported by the field data on the irrigation-induced groundwater recharge. The results from this study suggest that the size of the first failure is likely to be smaller, and it may involve multiple small-scale failures under drained conditions.

Qi et al. (2018) indicated that the flow liquefaction was likely to be facilitated by the drained-to-undrained transition due to the displaced material covering surface seepage, with increased pore-water pressure behind the scarp. This observation agrees, in principle, with the field observations. However, the results from this study showed that the slope remains at an unstable state with active deformation after the first failure. The flow liquefaction is to be triggered, likely at the basal zone of the saturated loess layer, by a small axial deformation and to propagate in the saturated base,

and eventually leads to the large-scale flow failure. The failure mechanism suggested by this study may not require the proposed 'drained-to-undrained' transition, and the pore-water pressure increase was not considered as a key driver to the onset of flow liquefaction.

## 5 DISCUSSION AND CONCLUSION

Stability analysis using LEM shows the first failure of DC#2 loess flowslide occurred under drained conditions as a result of the gradual rise of the groundwater table in loess due to prolonged irrigation program on the surface of HFT. The subsequent flow failure occurred under undrained conditions, as the back-calculated undrained strength indicates a significant reduction in strength in the saturated loess layer, and thus flow liquefaction may have developed within that region.

The development of flow liquefaction in soils requires: 1) a sufficient degree of saturation, 2) the potential of *in situ* contractive state to collapse, and 3) the stress state that leads to the deformation-induced strain softening. The *in situ* degree of saturation of the wetted loess is largely unknown at HFT, and therefore the threshold degree of saturation that triggers the onset of liquefaction requires further investigation.

The LEM approach provides a meaningful perspective analyzing stability based on static equilibrium. However, loading conditions under drained or undrained mode must be user-determined. The change from drained to undrained loading, and thus the triggering of the flow liquefaction, requires further study. The termination of liquefaction after the flow failure provides additional unknown complexity that may involve dynamic soil mixing.

Current failure analysis heavily relies on assumptions based on field observation and surface-based geological surveys without the aid of accurate subsurface information. Geotechnical exploration is highly recommended to justify the subsurface conditions, including groundwater level changes and the *in situ* tests of soil strength is needed to prevent further landslides in HFT. High-quality undisturbed sampling is recommended to study the *in situ* behaviours of the saturated loess.

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the financial support of the start-up fund from the Faculty of Engineering at the University of Alberta. The authors acknowledge the invaluable input and discussion with Dr. Qiang Xu at the Chengdu University of Technology and with Dr. Kuanyao Zhao at the Huanghuai University. The assistance for the field investigation from the students at the Chengdu University of Technology is greatly appreciated.

## 7 REFERENCES

- Barden, L., McGown, A., and Collins, K. 1973. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7(1): 49–60.

- Bray, J.D., and Sancio, R.B. 2006. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, **132**(9): 1165–1177. American Society of Civil Engineers.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J., and Howat, M.D. 1996. Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, **33**(1): 150–158. NRC Research Press.
- Derbyshire, E., and Mellors, T.W. 1988. Geological and geotechnical characteristics of some loess and loessic soils from China and Britain: A comparison. *Engineering Geology*, **25**(2–4): 135–175. doi:10.1016/0013-7952(88)90024-5.
- Derbyshire, E., Meng, X., Wang, J., Zhou, Z., and Li, B. 1995. Collapsible loess on the loess plateau of China. *In Genesis and Properties of Collapsible Soils*. Springer Netherlands. pp. 267–293.
- Fan, X., Xu, Q., Scaringi, G., Li, S., and Peng, D. 2017. A chemo-mechanical insight into the failure mechanism of frequently occurred landslides in the Loess Plateau, Gansu Province, China. *Engineering Geology*, **228**(June): 337–345. doi:10.1016/j.enggeo.2017.09.003.
- Jiang, M., Hu, H., and Liu, F. 2012. Summary of collapsible behaviour of artificially structured loess in oedometer and triaxial wetting tests. *Canadian Geotechnical Journal*, **49**(10): 1147–1157. doi:10.1139/t2012-075.
- Liu, F., Frost, J., Macedo, J., and Xu, Q. 2020. Effects of structure on the mechanical behavior of loess: implications for flowslides in cemented soils. *In Proceedings of the 73rd Canadian Geotechnical Conference (GeoVirtual 2020)*.
- Liu, F., Xu, Q., Zhang, Y., Frost, J.D., and Zhang, X. 2019. State-dependent flow instability of a silty loess. *Géotechnique Letters*, **9**(1): 22–27.
- Milodowski, A.E., Northmore, K.J., Kemp, S.J., Entwisle, D.C., Gunn, D.A., Jackson, P.D., Boardman, D.I., Zoumpakis, A., Rogers, C.D.F., Dixon, N., Jefferson, I., Smalley, I.J., and Clarke, M. 2015. The mineralogy and fabric of 'Brickearths' in Kent, UK and their relationship to engineering behaviour. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **74**(4): 1187–1211. doi:10.1007/s10064-014-0694-5.
- Olson, S.M., and Stark, T.D. 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(3): 629–647. NRC Research Press Ottawa, Canada. doi:10.1139/t02-001.
- Peng, D., Xu, Q., Liu, F., He, Y., Zhang, S., Qi, X., Zhao, K., and Zhang, X. 2018. Distribution and failure modes of the landslides in Heitai terrace, China. *Engineering Geology*, **236**(June 2016): 97–110. Elsevier. doi:10.1016/j.enggeo.2017.09.016.
- Pye, K. 1995. The nature, origin and accumulation of loess. *Quaternary Science Reviews*, **14**(7–8): 653–667. doi:10.1016/0277-3791(95)00047-X.
- Qi, X., Xu, Q., and Liu, F. 2018. Analysis of retrogressive loess flowslides in Heifangtai, China. *Engineering Geology*, **236**: 119–128. doi:10.1016/j.enggeo.2017.08.028.
- Smalley, I.J., Mavlyanova, N.G., Rakhmatullaev, K.L., Shermatov, M.S., Machalett, B., O'Hara Dhand, K., and Jefferson, I.F. 2006. The formation of loess deposits in the Tashkent region and parts of Central Asia; and problems with irrigation, hydrocollapse and soil erosion. *Quaternary International*, **152**: 59–69. doi:10.1016/j.quaint.2006.02.018.
- Stark, T.D. 1998. *Shear Strength of Liquefied Soils*, April 17-18, 1997, Urbana, Illinois: final proceedings of the workshop. [University of Illinois at Urbana-Champaign].
- Xu, L., Coop, M.R., Zhang, M.S., and Wang, G. 2018. The mechanics of a saturated silty loess and implications for landslides. *Engineering Geology*, **236**(5): 29–42. Elsevier.
- Xu, Q., Peng, D., Qi, X., Dong, X., Li, H., and Ju, Y. 2016. Dangchuan 2# Landslide of April 29, 2015 in Heifangtai Area of Gansu Province: Characteristics and Failure Mechanism. *Journal of Engineering Geology*, **24**(2): 167-180 (in Chinese).
- Xu, Q., Zhao, K., Liu, F., Peng, D., and Chen, W. 2021. Effects of land use on groundwater recharge of a loess terrace under long-term irrigation. *Science of The Total Environment*, **751**: 142340. Elsevier.
- Zhao, K., Xu, Q., Liu, F., Xiu, D., and Ren, X. 2020. Field monitoring of preferential infiltration in loess using time-lapse electrical resistivity tomography. *Journal of Hydrology*, **591**: 125278. Elsevier.
- Zhou, Y., Tham, L.G., Yan, W.M., and Xu, L. 2013. Mechanism of infiltration-induced loess landslides. *Rock and Soil Mechanics*, **34**(11): 3173-3180 (in Chinese).



# Programme de recherche sur les géorisques à l'Université Laval depuis 2015 et perspectives futures

Ariane Locat<sup>1</sup>, Jean-Michel Lemieux<sup>1</sup>, Richard Fortier<sup>1</sup>, Dominique Turmel<sup>2</sup>, Denis Demers<sup>3</sup>, Pascal Locat<sup>3</sup>, Jonathan Arel<sup>4</sup>, Josée Desgagné<sup>4</sup> et Jean Côté<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire d'études sur les risques naturels, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Québec, Canada

<sup>2</sup>Ministère de l'environnement et de la lutte contre les changements climatiques, Québec, Québec, Canada

<sup>3</sup>Section des Mouvements de terrain, Ministère des Transports du Québec, Québec, Québec, Canada

<sup>4</sup>Direction du soutien à la réduction des risques de sinistres, Ministère de la Sécurité publique, Québec, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

Le ministère de la Sécurité publique, le ministère des Transports du Québec et le Laboratoire d'études sur les risques naturels de l'Université Laval participent depuis 2015 à un programme de recherche sur les géorisques au Québec. Les principaux objectifs de cet effort de concertation sont d'améliorer les connaissances en matière de géorisques en lien avec les changements climatiques afin de mieux planifier l'utilisation du territoire dans les zones exposées aux mouvements de terrain, d'établir les meilleurs choix d'intervention pour la prévention et l'atténuation des risques et de former du personnel hautement qualifié pour la gestion des problématiques liées aux mouvements de terrain. Les volets de ce programme de recherche, leurs avancées et les perspectives futures sont présentés dans cet article.

## ABSTRACT

Since 2015, the ministère de la Sécurité publique, the ministère des Transports du Québec and the Laboratoire d'études sur les risques naturels of Université Laval have been participating in a research program on natural geohazards in Québec. The main objectives of this concerted effort are to improve knowledge on geohazards related to climate change for planning the territory use in areas exposed to landslides, establishing the best choice of intervention for the prevention and mitigation of risks, and training of highly qualified personnel for management of risk due to landslides. The components of this research program, their progress and the future perspectives are presented in this article.

## 1 INTRODUCTION

Au Québec, lors des quinze dernières années, une moyenne annuelle de 181 cas de mouvements de terrain a été signalés au ministère de la Sécurité publique (MSP) et transmis pour avis au ministère des Transports du Québec (MTQ, 2022). Parmi ces cas, 87% surviennent à l'intérieur des limites de transgression marine de la mer de Champlain et du golfe de Laflamme, où réside 90% de la population du Québec (Poulin-Leboeuf et coll., 2022). Près de 40% de ces événements seraient reliés à une intervention humaine (Demers et coll. 2008). Selon David et coll. (2022), qui ont fait un recensement d'événements historiques pour la période de 1663 à 1975, les glissements de terrain auraient provoqué à eux seuls 268 décès et 245 blessés, dont notamment lors d'une coulée argileuse à l'origine de 31 décès en 1971 à Saint-Jean-Vianney (Tavenas et coll. 1971; Potvin et coll. 2001). Le cas le plus

récent ayant engendré des décès est celui de l'étalement survenu à Saint-Jude en 2010, où quatre personnes ont perdu subitement la vie (Locat et coll. 2017). Des événements météorologiques extrêmes, tels que la tempête de 1996 au Saguenay-Lac-St-Jean au Québec, qui a causé environ 1000 glissements de terrain en 36 heures (Perret et Bégin, 1997), ainsi que les pluies abondantes du printemps 2017 à l'origine du signalement de 207 cas de glissements de terrain au Québec entre le 1er avril et le 31 mai 2017 (Demers et coll., 2018), démontrent que la sécurité de la population et les infrastructures civiles sont vulnérables aux effets néfastes du climat. Les divers facteurs qui influencent la stabilité d'un talus sont bien connus (Leroueil 2001) mais, selon des études récentes sur l'influence du climat sur les mouvements de terrain (Gariano et Guzetti 2016; Ho et coll. 2016 pour une synthèse mondiale, et Cloutier et coll. 2016 pour une synthèse canadienne), les liens entre les

paramètres déclencheurs des mouvements de terrain, dont les précipitations et le climat d'une région, demeurent incertains. De plus, les processus qui entrent en jeu dans le développement d'une surface de rupture et les conséquences associées (rétrogression, propagation des débris et tsunami) doivent être étudiés plus en détails afin d'établir des relations utiles entre le comportement du sol en laboratoire et celui observé à l'échelle d'une pente naturelle. En outre, des études sur les liens de cause à effet entre les variations fines et à long terme du climat, et celles des pressions interstitielles et des contraintes effectives dans un talus argileux sur le déclenchement d'une instabilité et ses conséquences sont nécessaires afin de préciser et de mieux anticiper les moments critiques où de tels événements se produisent pour des fins de sécurité de la population.

Dans ce contexte, le MSP, le MTQ et le Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN) de l'Université Laval participent depuis 2015 à un programme de recherche sur les géorisques naturels, qui s'inscrit dans la « Politique québécoise de sécurité civile 2014-2024, notamment dans les objectifs d'améliorer la connaissance des risques et d'accroître le partage d'information et le développement des compétences (MSP, 2014). Cette collaboration, qui a bénéficié d'un appui financier de 2,71 M\$ en provenance du Cadre pour la prévention des sinistres 2013-2022 et du PACC 2013-2020 sur les changements climatiques, est une initiative novatrice et importante pour la gestion des risques de différents phénomènes naturels dans le but de pouvoir agir en amont afin d'éviter de potentiels sinistres. Les trois objectifs principaux de cet effort de concertation entre le gouvernement du Québec et l'Université Laval sont: 1) d'améliorer les connaissances sur les géorisques et leurs conséquences en lien avec les changements climatiques, afin de mieux planifier l'utilisation du territoire dans les zones exposées aux mouvements de terrain, 2) d'établir les meilleurs choix d'intervention pour la prévention et l'atténuation des risques et 3) de former du personnel hautement qualifié pour la gestion des problématiques liées aux mouvements de terrain.

Les projets de ce programme de recherche portent principalement sur les quatre axes de recherche suivants: 1) la documentation et la compréhension de l'effet des variations des conditions climatologiques sur la stabilité des talus argileux du Québec, 2) l'investigation détaillée, l'analyse et la modélisation de glissements de terrain fortement rétrogressifs afin de d'améliorer les connaissances sur leur mécanisme de rupture et de post-rupture dans le contexte des changements climatiques, 3) l'estimation de la force d'impact des débris des glissements superficiels et 4) le développement de méthodologies pour préciser la délimitation des zones exposées aux glissements de terrain fortement rétrogressifs et la caractérisation de ceux-ci à partir de méthodes géophysiques.

Les différents axes de recherche, leurs principales avancées et les perspectives futures de la suite de ce programme sont présentés dans cet article.

## 2 IMPACT DES CHANGEMENTS CLIMATIQUES SUR LA STABILITÉ DES TALUS ARGILEUX DU QUÉBEC

Dans le cadre de cet axe du programme de recherche, l'effet des changements climatiques sur la stabilité des talus le long de dépôts d'argile sensible du Québec est premièrement documenté à l'aide d'un réseau de stations de suivi des variations de charge hydraulique, de mouvement de talus et des conditions météorologiques au droit de plusieurs sites témoins. Deuxièmement, un des sites instrumentés a été sélectionné afin d'analyser numériquement l'effet d'événements climatiques sur la stabilité de ce site.

### 2.1 Développement et exploitation du réseau de stations de suivi

Lors de la phase initiale de ce volet, un réseau de stations de suivi des variations de charge hydraulique, de mouvement de talus et des conditions météorologiques au droit de plusieurs sites témoins a été conçu et son déploiement a été débuté. La deuxième étape de ce volet comprenait deux aspects complémentaires: (1) la poursuite du déploiement du réseau de stations de suivi des charges hydrauliques dans les talus argileux et la validation des données initialement recueillies, et (2) le développement et la réalisation de projets de recherche pour exploiter les données générées par ce réseau.

Lors de la conception du réseau de suivi, quatre types de sites ont été considérés afin de représenter la diversité des contextes géologiques et morphologiques observés dans les dépôts d'argile du Québec (Cloutier et coll. 2017). Les sites de Type 1 ont été instrumentés dans le cadre des activités de cartographie du risque lié aux glissements de terrain du MTQ. Même s'ils n'ont pas été conçus spécifiquement pour le réseau, les données accumulées sont pertinentes étant donné le grand nombre de ces sites sur le territoire du Québec. Les sites de Type 2 sont situés dans des plaines argileuses où l'écoulement vertical de l'eau souterraine peut être étudié sans qu'il ne soit affecté par des terrains en pente à proximité. Les sites de Type 3 permettent l'étude de l'écoulement de l'eau souterraine dans les talus argileux susceptibles aux glissements de terrain et ils sont divisés en deux sous-catégories. Les sites de Type 3a sont des talus argileux situés dans un secteur reconnu pour être susceptible aux glissements de terrain, soit par la présence d'anciennes cicatrices ou l'identification d'événements récents. Ces sites peuvent présenter ou non des signes d'érosion active. Les sites de Type 3b sont des secteurs susceptibles aux glissements superficiels avec une croûte argileuse en surface. Ces sites comprennent des talus argileux inactifs, sans érosion active à leur base, et pour lesquels des glissements superficiels se sont déjà produits à proximité. Les sites de Type 4 sont des sites de Type 3 pour lesquels un suivi de la déformation est aussi effectué.

Ce réseau de suivi comprend présentement vingt-quatre sites de Type 1, un seul site de Type 2, un site est à la fois de Types 2 et 3 (instrumentations près du sommet du talus et aussi très loin en arrière du sommet où

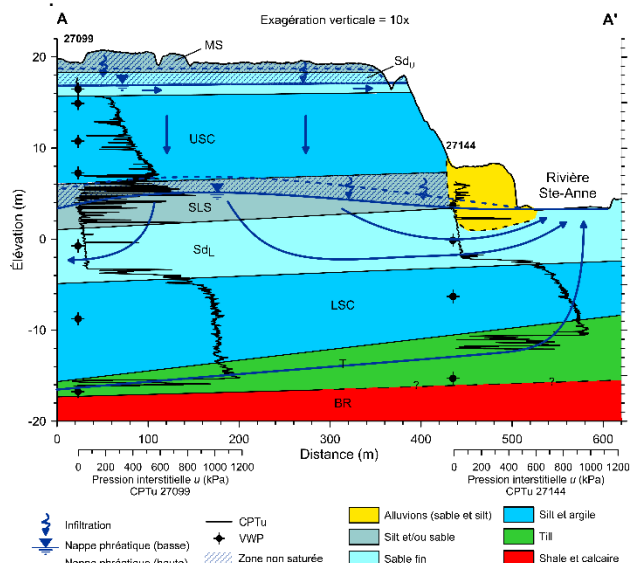


Figure 1 : Modèle conceptuel de l'écoulement de l'eau souterraine au site de Sainte-Anne-de-la-Pérade. Modifié de Germain et coll. (2021)

l'écoulement est vertical), neuf sites de Type 3a, et deux sites de Type 4 qui sont en voie d'être complétés. Ces sites sont localisés dans les régions du Centre-du-Québec, de Chaudière-Appalaches, de la Côte-Nord, de Lanaudière, de la Mauricie, de la Montérégie et du Saguenay-Lac-Saint-Jean. Ils se trouvent tous à l'intérieur des limites marines post-glaciaires de la mer de Champlain et du golfe de Laflamme.

Ce réseau est constitué de deux types de piézomètres: 1) des tubes ouverts crépinés à faible profondeur dans des dépôts d'argile qui sont instrumentés avec des systèmes d'acquisition automatique de données de niveau d'eau (Levellogger de Solinst) pour suivre en continue les variations de la nappe de surface; et 2) des piézomètres électriques multiniveaux (Young et coll. 2021). Ces derniers ont été installés selon trois méthodes différentes:

- Nid de piézomètres multiniveaux avec lanterne de sable, bentonite et pierre nette;
- Nid de piézomètres multiniveaux complètement scellés avec un coulis de ciment et de bentonite, et parfois une lanterne de sable à la base; et
- Nid de piézomètres multiniveaux complètement scellés avec l'agent de scellement EZ-Seal.

Grâce à ce projet, il a été noté qu'il est fondamental d'effectuer la compensation barométrique des données piézométriques afin d'observer les variations réelles de charge hydraulique au droit des sites instrumentés. Cette compensation barométrique est simple à réaliser à l'aide d'un système d'acquisition automatique de données de pression atmosphérique (Barologger de Solinst). Elle permet de déterminer la compressibilité du sol, un paramètre clé pour la détermination de l'emmagasinement spécifique des sols (Marefat et coll. 2015).

Les analyses comparatives ont permis de déterminer la performance de différents types d'aménagements de nids de piézomètres (Young et coll. 2021). La performance des piézomètres avec des lanternes de sable unique, des nids

de piézomètres complètement scellés avec l'agent EZ-seal ainsi que des nids de piézomètres avec des lanternes de sable, des bouchons de bentonite et de pierre nette est jugée bonne. Toutefois, les nids de piézomètres complètement cimentés avec un coulis de ciment-bentonite ne semblent pas donner de résultats fiables.

Lors de l'étude du site de recherche de Sainte-Anne-de-la-Pérade (Type 2, Figure 1), il a été constaté que le contexte hydrogéologique de ce site est complexe et qu'il diffère du contexte hydrogéologique typique observé dans les argiles marines de la mer de Champlain (Germain et coll. 2021). En effet, une couche de sable perméable a été identifiée au centre du massif argileux. Cette couche n'est pas saturée toute l'année. De plus, une nappe libre est parfois présente dans cette couche. Même si ce site se situe à plus de 450 m de la rivière Sainte-Anne, les fluctuations de la nappe libre sont influencées par les variations du niveau d'eau dans la rivière. L'identification de cette couche et le réseau d'écoulement associé sont déterminants dans l'analyse de la stabilité des pentes argileuses dans ce type de contexte.

Une analyse préliminaire des données de charge hydraulique en provenance du réseau de suivi a été effectuée. Plus particulièrement, les variations annuelles de charge hydraulique ont été calculées et portées en graphique selon la profondeur pour les nids de piézomètres du réseau qui fonctionnent correctement. Les variations de charges hydrauliques dans ce site sont de l'ordre de 1 m à plus de 15 m de profondeur. De plus, une analyse qualitative des courbes de charges hydrauliques en fonction du temps pour des piézomètres situés à différentes profondeurs ont montré une grande similitude. Cela suggère donc la présence de fractures profondes qui sont hydrauliquement actives (Young et coll. soumis). Il est probable que ces fractures affectent la dynamique de l'écoulement de l'eau souterraine à des profondeurs importantes dans plusieurs sites du réseau.

## 2.2 Effet d'évènement climatique sur la stabilité d'un talus argileux

Le but de ce deuxième volet de cet axe de recherche est d'analyser l'effet d'évènements climatiques sur la stabilité d'un talus argileux bien documenté. Pour ce faire, le site du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes de 2016, décrit par Tremblay-Auger et coll. (2021) et instrumenté dans le premier volet de cet axe de recherche, a été sélectionné. Les lectures des trois nids de piézomètres mis en place sur le site ont servi de base à la modélisation de l'écoulement avec SEEP/W en régime transitoire, et permettront de simuler ainsi que d'analyser l'effet des précipitations et du climat actuel sur les pressions interstitielles dans ce talus. Des analyses de stabilité avec SLOPE/W permettent d'évaluer l'effet de ces conditions climatiques (conditions régulières et conditions intenses) et de voir la sensibilité de la stabilité du site sélectionné à ces conditions. L'analyse portera sur trois aspects: 1) l'effet de précipitations intenses, 2) l'effet du niveau d'eau dans la rivière en pied du talus et 3) l'effet de la géométrie du pied du talus. Ces analyses sont en cours et elles indiquent l'importance du niveau d'eau et de la géométrie de la rivière en pied de talus sur la stabilité des talus argileux.





Figure 2: Étalement du 10 décembre 2005 à Saint-Barnabé-Nord (Source : MTQ).

### 3 ANALYSE DE LA RUPTURE ET DE LA POST-RUPTURE DES GRANDS GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LES ARGILES SENSIBLES

Les objectifs de ce deuxième axe du programme de recherche sont de développer des connaissances sur les mécanismes de rupture et de post-rupture des grands glissements dans les argiles sensibles, d'améliorer l'identification des zones potentiellement exposées à cet aléa et de mieux comprendre l'effet des changements climatiques sur les glissements de terrain dans les argiles. Cet axe se divise en deux volets.

#### 3.1 Compréhension du mécanisme de rupture des étalements dans les argiles sensibles

Le premier volet concerne les glissements de terrain de type étalement et le mécanisme de rupture progressive (Figure 2). Une synthèse de quatorze cas d'étalement survenus principalement au Québec mais aussi en Ontario a été réalisée récemment (Therrien 2020). Les différents éléments analysés dans cette synthèse sont les caractéristiques géotechniques des sols impliqués, de pré-rupture du talus, de la rupture et de post-rupture. L'analyse des caractéristiques de la pré-rupture de talus a fait ressortir que les étalements peuvent survenir dans des talus dont les hauteurs et les inclinaisons peuvent être assez faibles. En outre, les étalements surviennent dans presque tous les types de sols argileux des mers postglaciaires. L'analyse des caractéristiques de la post-rupture est principalement axée sur la géomorphologie des débris. Les horsts présentent des angles en pointes près de 60°, ce qui indique une rupture active du dépôt d'argile. Il existe une possible relation entre le nombre de horsts et la hauteur du talus avant la rupture. Des relations avec d'autres paramètres morphologiques ont aussi été explorées. Cette synthèse met en évidence la complexité d'identifier des conditions particulières qui prédisposent aux étalements et les aspects qui restent à approfondir.

Une analyse séquentielle du mouvement de terrain mixte « coulée – étalement » qui a eu lieu à Saint-Luc-de-Vincennes en novembre 2016 a aussi été réalisée (Tremblay-Auger et coll. 2021). L'analyse géotechnique et

géomorphologique de ce cas a permis de reconstituer la séquence des événements afin de différencier la partie « coulée argileuse » de la partie « étalement » et d'analyser les volumes de sol impliqués dans cet événement. C'est la première fois qu'un cas mixte a été documenté aussi en détail par le MTQ et le LERN.

La méthode numérique qui a été développée au LERN en collaboration avec le Norges Geotekniske Institutt (NGI) afin d'appliquer le concept de rupture progressive aux étalements dans les argiles sensibles canadiennes (Locat et coll. 2013) a été appliquée à quatre étalements différents: a) Sainte-Monique 1994 (Locat et coll. 2015), b) Saint-Barnabé 2005 (Locat et coll. 2022), c) Casselman 1971 (Durand 2016) et d) Saint-Luc-de-Vincennes 1986 (Durand 2016). Le logiciel d'éléments finis Plaxis 2D a été utilisé pour définir les conditions de contraintes initiales dans une pente naturelle alors que le modèle d'éléments finis Bifurc qui a été développé au NGI a été employé pour modéliser la rupture progressive le long d'une surface de rupture potentielle. Cette méthode permet de déterminer la susceptibilité d'une pente à une rupture progressive en estimant l'ampleur de la perturbation nécessaire pour initier la rupture. De plus, l'estimation de l'étendue finale de la surface de rupture, une fois que la rupture est amorcée, est obtenue par cette modélisation numérique. Grâce à la modélisation de la rupture progressive de ces quatre études de cas, il est maintenant reconnu, qu'avant la rupture, la contrainte de cisaillement initiale le long d'une surface de rupture horizontale potentielle était répartie inégalement avec, dans certains cas, un maximum proche de la résistance au cisaillement intact du sol. Si tous les autres paramètres sont considérés fixes, une plus grande sensibilité, c'est-à-dire une réduction de la résistance au cisaillement à grande déformation, conduit à une plus grande distance de propagation de la surface de rupture. Lorsque des zones de cisaillement minces se forment, les sols présentent un comportement de cisaillement plus fragile qui est défini comme une diminution rapide de la résistance au-delà de la résistance maximale au cisaillement. La susceptibilité à la rupture progressive est alors augmentée car un déchargement moindre du pied de la pente est nécessaire pour initier le glissement de terrain. De plus, le comportement contrainte-déformation du sol nécessaire pour calculer à rebours la rupture est généralement beaucoup plus fragile que celui mesuré dans les essais de compression triaxiale ou de cisaillement simple, avec une résistance au cisaillement à grande déformation plus faible. Des essais de cisaillement qui permettent une plus grande déformation de cisaillement, comme le cisaillement annulaire, doivent donc être effectués pour estimer la résistance au cisaillement à grande déformation du sol. De plus, la réduction de la contrainte horizontale lors de la propagation de la rupture semble suffisamment importante pour expliquer la formation de horsts et de grabens par une rupture active du massif de sol.

#### 3.2 Analyse de la post-rupture des coulées argileuses

Dans un premier temps, à partir des données de Locat et coll. (2008) qui ont été bonifiées, ce deuxième volet s'est

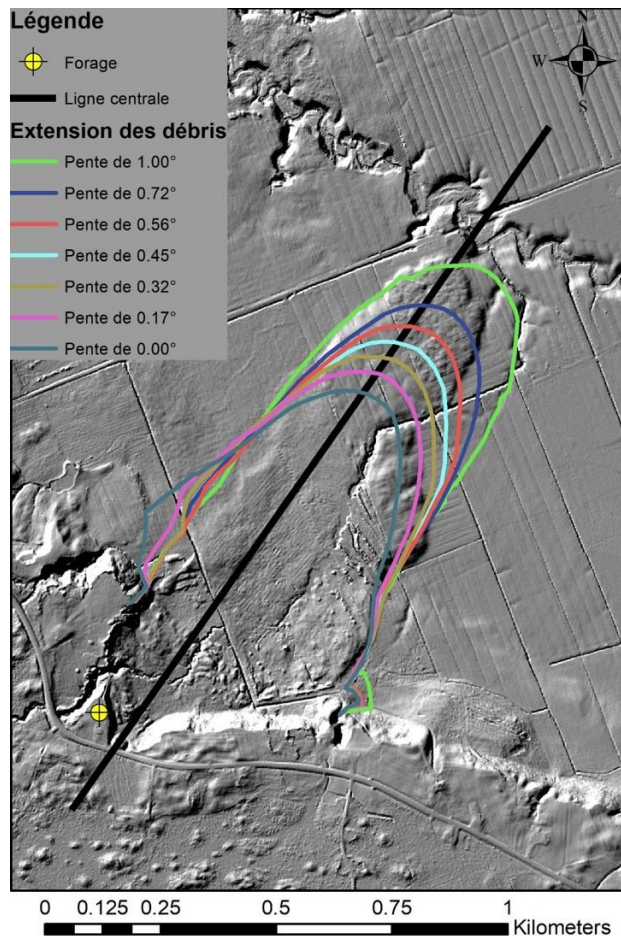


Figure 3: Influence de la pente sur la distance de parcours des débris pour le glissement de Alfred, dans la municipalité d'Alfred et Plantagenet, Ontario. Pour ces simulations, un seuil d'écoulement de 200 Pa et une  $F_{ER}$  de 0,13 ont été utilisés.

concentré sur l'analyse de cas historiques de coulées argileuses dont les débris se sont écoulés dans des espaces non confinés, afin d'évaluer si, de manière statistique, la distance d'écoulement des débris pouvait être expliquée par des paramètres géotechniques et morphologiques. L'analyse statistique a montré que les principaux paramètres qui permettent d'évaluer la mobilité des débris sont la distance de rétrogression ainsi que la largeur maximale des glissements et, de manière moindre, l'épaisseur moyenne du glissement ainsi que la superficie de ce dernier. Dans le cas où des paramètres géotechniques sont disponibles, la résistance moyenne intacte non drainée, la sensibilité moyenne, l'indice de plasticité moyen ainsi que l'indice de liquidité moyen permettent de raffiner les modèles statistiques utilisés.

L'analyse d'études de cas historiques a permis de vérifier si les modèles empiriques dans la pratique au Québec et en Norvège sont comparables et/ou suffisamment adéquats (Turmel et coll. 2018). Suite à l'analyse de plusieurs cas, il a été démontré que les méthodes actuelles peuvent reproduire en partie les cas étudiés. Cependant, la méthodologie norvégienne tend à toujours surestimer la largeur des débris et, dans certains

cas, à sous-estimer la distance de propagation. La forme des débris pour la méthode québécoise est assimilée à un demi-cercle. Cette forme, pour un rapport de la distance de parcours sur la demi-largeur de propagation qui est égal à 1, est rencontrée pour certains cas. Cependant, dans plusieurs cas étudiés, la distance d'étalement des débris est supérieure à la largeur de ces derniers. Des analyses numériques de l'écoulement des débris ont été effectuées, en se basant sur des géométries simplifiées, afin de mieux comprendre la forme des débris

L'utilisation de deux logiciels de modélisation numérique R.coulée et OpenFOAM a été validée pour l'étude des coulées argileuses (Turmel et coll. 2017 et Locat et coll. 2017). Ces deux logiciels ont été appliqués sur plusieurs cas de coulées argileuses bien documentées autant au Québec qu'en Norvège (Figure 3). Une méthodologie basée sur le concept de facteur de réduction d'énergie a été développée dans le cadre de ce projet. Ce concept novateur permet d'intégrer l'énergie requise pour remanier les débris des coulées argileuses qui est calculée à partir des données géotechniques dans la modélisation numérique (Turmel et coll. 2019). Ces concepts et les méthodes numériques ont été appliqués sur une dizaine de cas différents et, dans la plupart des cas, les prédictions effectuées sont approximativement conformes avec les observations sur les glissements.

#### 4 ESTIMATION DE LA FORCE D'IMPACT DES DÉBRIS DES GLISSEMENTS SUPERFICIELS

Dans le but de définir les bases d'une méthodologie d'estimation de la force d'impact des débris des glissements superficiels, les logiciels DANW et DAN3D (McDougall et Hungr, 2005) a été utilisé pour effectuer l'analyse de la post-rupture des glissements superficiels survenus en 2009 aux Escoumins et celui survenu à Deschaillons en 2019, au Québec. Cette analyse préliminaire indique que le modèle rhéologique frictionnel convient le mieux pour modéliser la géométrie finale des débris du cas des Escoumins et que le modèle de Bingham semble mieux convenir pour simuler le cas de Deschaillons. Les valeurs de la force d'impact ont été estimées sans facteur correctif à partir des données des modèles DANW et DAN3D. Ces valeurs semblent être du même ordre de grandeur que les estimations disponibles dans la littérature.

#### 5 IDENTIFICATION DES ZONES EXPOSÉES AUX GLISSEMENTS DE TERRAIN FORTEMENT RÉTROGRESSIFS À PARTIR DE MÉTHODES GÉOPHYSIQUES

Dans le cadre de cet axe du programme de recherche, une méthode d'investigation non destructive des massifs argileux, qui fait appel à la tomographie de résistivité électrique, a été utilisée pour délimiter des zones d'argile sensible afin d'appuyer le MTQ dans son mandat de cartographie des zones vulnérables aux glissements de terrain dans les différentes régions du Québec. À cette fin, des corrélations entre la résistivité électrique des argiles et

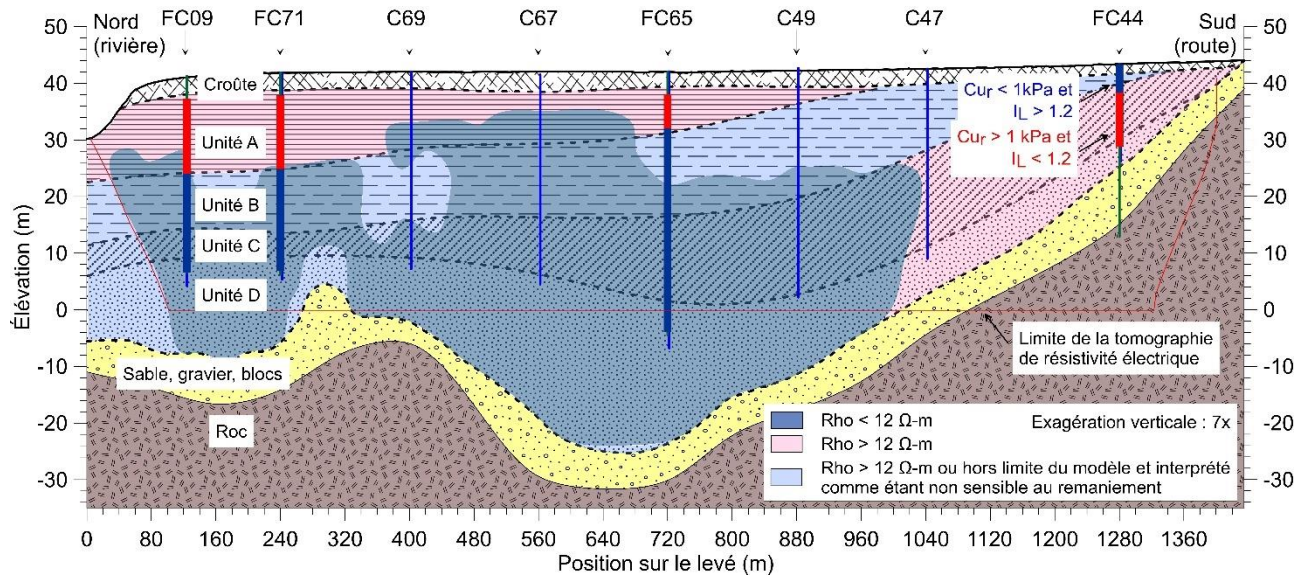


Figure 4: Coupe stratigraphique synthèse du site de Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud le long de la ligne de levé géophysique S2 où ont été réalisés trois forages (F) et huit essais de pénétration au piézocône (C). Les zones d'argile sensible lessivée dont la résistance au cisaillement remaniée ( $C_{ur}$ ) est plus faible que 1 kPa présentent une résistivité électrique supérieure à 12  $\Omega$ -m sont identifiées en rose. (modifiée de Veillette 2020).

leurs propriétés géotechniques indicatrices de leur sensibilité ont été établies grâce à des travaux d'investigation de massifs argileux réalisés dans le cadre de trois projets de recherche à la maîtrise aux sites d'études de Brownsburg (Bélangier 2017), de Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud (Veillette et coll. 2018) et de Louiseville (Caron 2020). Suite aux investigations géotechniques et géophysiques sur le terrain et en laboratoire, des relations empiriques ont été déterminées entre les différents paramètres mesurés pour évaluer la vulnérabilité des massifs argileux investigués aux glissements de terrain. Lors de ces travaux d'investigation, des forages avec échantillonnage, des essais de pénétration au piézocône avec un module de résistivité électrique et des tomographies de résistivité électrique ont été effectués sur le terrain alors que différents essais géotechniques, géophysiques et chimiques ont été réalisés en laboratoire.

Il existe une forte corrélation entre la résistivité électrique, la résistance au cisaillement non drainé à l'état remanié et la salinité de l'eau interstitielle de l'argile (Torrance 1975, Solberg et coll. 2008, Long et coll. 2012 et Crow et coll. 2014). Selon les valeurs de résistivité électrique obtenues avec la tomographie de résistivité électrique et les valeurs de sensibilité des argiles mesurées en laboratoire, les zones d'argile sensible vulnérables aux grands glissements de terrain sont caractérisées par des valeurs de résistivité électrique supérieures à 10,9  $\Omega$ -m pour le site d'étude de Louiseville et 12,0  $\Omega$ -m pour celui de Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud (Figure 4). Selon une revue de littérature des études réalisées au Canada et en Scandinavie, il est généralement reconnu que les sols argileux dont la résistivité électrique est inférieure à 10  $\Omega$ -m sont considérés comme non lessivés et, par conséquent, non susceptibles aux glissements de terrain fortement rétrogressifs. Une limite plus faible de résistivité électrique

a été obtenue pour les argiles de Brownsburg, soit une valeur supérieure à 2,8  $\Omega$ -m pour des argiles jugées sensibles. Les sols argileux du Québec dont la résistivité électrique est supérieure à 10  $\Omega$ -m sont donc plus sensibles et la salinité de l'eau interstitielle de ces sols est généralement inférieure à 2 ou 3 g/l tels qu'à Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud (2,8 g/l) et Louiseville (2,1 g/l). La faible valeur limite de résistivité électrique obtenue pour les argiles sensibles à Brownsburg est plutôt associée à une valeur de salinité plus élevée de 6,2 g/l, comme il a aussi été observé dans des argiles de Suède (Andersson-Sköld et coll. 2005). Différents facteurs, tels que la stratigraphie propre à chacun des sites, le niveau de lessivage et la sensibilité de l'argile et leur minéralogie peuvent expliquer les différences de valeurs de résistivité électrique obtenues pour les trois sites.

L'inversion des données de tomographie de résistivité électrique pour produire un modèle de résistivité électrique du massif argileux investigué peut être contrainte en utilisant de l'information a priori sur la profondeur du socle rocheux obtenue à l'aide d'essais de microvibration (Stanko et Snjezana 2020), de forages ou de sondages. En effet, le fort contraste de résistivité électrique attendu au contact entre les dépôts quaternaires superficiels et le socle rocheux en profondeur peut être mieux reproduit dans un modèle de résistivité électrique si l'information sur la profondeur au roc est intégrée lors de l'inversion. Sans cette information a priori, un modèle de résistivité électrique présente des variations adoucies de résistivité électrique en profondeur alors qu'un fort contraste de résistivité électrique est plutôt attendu au contact avec le roc. Ces variations adoucies de résistivité électrique en profondeur rendent plus difficile la détermination du contact entre le massif argileux et le socle rocheux en profondeur sur le modèle de résistivité électrique.

Afin de diminuer le nombre de sondages et de forages avec échantillonnage nécessaire pour la caractérisation géotechnique d'un massif argileux, il est recommandé de réaliser en premier lieu des tomographies de résistivité électrique et des essais de microvibration. En effet, des cibles anormales de résistivité électrique supérieure à 10  $\Omega$ -m peuvent être identifiées sur les modèles de résistivité électrique construits pour orienter et maximiser l'investigation géotechnique effectuée en second lieu. Grâce à ces validations ciblées sur le terrain en faisant appel aux méthodes usuelles d'investigation géotechnique, les causes des cibles anormales de résistivité électrique, dont notamment la présence d'argile sensible, peuvent être déterminées. En procédant ainsi, il est possible de diminuer les coûts d'investigation d'un massif argileux car les coûts de mobilisation de la tomographie de résistivité électrique sont plus faibles alors que le secteur investigué par cette méthode géophysique est nettement plus grand que les méthodes d'investigation géotechnique usuelles. Le potentiel de la tomographie de résistivité électrique est jugé pertinent pour la délimitation de zones d'argile sensible vulnérables aux glissements de terrain. L'utilisation de la tomographie de résistivité électrique combinée à des essais de microvibration et à des mesures in situ de résistivité électrique lors d'essais de pénétration au piézocône améliore la qualité des résultats et augmente la confiance des géotechniciens envers ces méthodes géophysiques d'investigation des massifs argileux.

## 6 PERSPECTIVES FUTURES

Lors des prochaines années, l'atteinte des trois grands objectifs mentionnés précédemment à la section 1 se poursuivra et s'articulera autour des sept axes de recherche suivants:

- (1) Influence du climat sur les glissements de terrain: aspects hydrogéologiques;
- (2) Modélisation de l'écoulement souterrain dans les pentes;
- (3) Changements climatiques et mouvements de terrain: aspects géotechniques;
- (4) Glissements fortement rétrogressifs: investigation et modélisation numérique;
- (5) Post-rupture des glissements dans les sols argileux;
- (6) Investigation géophysique des massifs argileux vulnérables aux glissements de terrain; et
- (7) Problèmes de suffosion et de formation de cavités souterraines dans les sols naturels.

Les trois premiers axes de recherche feront appel directement aux données du réseau de suivi des variations de charge hydraulique dans les massifs argileux qui a été mis en place lors de la première phase du programme de recherche afin de documenter et de comprendre les effets des changements climatiques sur les mouvements de terrain. Les axes 4 et 5 poursuivent le développement des connaissances sur les grands glissements de terrain dans les argiles sensibles, leur initiation, leurs mécanismes de rupture et de post-rupture, qui a débuté dans la première phase de ce programme de recherche, afin d'améliorer les méthodes de cartographie et d'évaluation du risque lié à ces derniers. L'axe 5 portera sur la propagation des débris

des glissements argileux et leurs conséquences. L'axe 6 découle directement des travaux sur les méthodes géophysiques d'investigation des argiles sensibles réalisés durant la période de 2015 à 2020 qui se poursuivront par l'application d'autres méthodes géophysiques tel que la sismique aux problématiques des glissements de terrain dans les sols argileux. L'axe 7 est un nouveau thème à explorer suite à la demande du MSP et du MTQ. Cet axe a pour but de développer une meilleure compréhension du processus de suffosion dans les sols naturels qui peut engendrer des phénomènes de ravinement accélérés ainsi que l'apparition soudaine de dolines (Figure 5). En raison du peu de documentation sur cette problématique, les méthodes actuelles pour gérer ce risque et s'en prémunir sont très limitées.



Figure 5 : Exemple d'une cavité formée par suffosion ayant un diamètre de 3 m et une profondeur de 1.5 à 2 m (Source : MTQ).

Le programme de recherche proposé par le LERN de l'Université Laval s'appuie sur les besoins établis en collaboration étroite entre le MSP et le MTQ. Cette collaboration permettra de faire avancer significativement les connaissances sur les mouvements de terrain au Québec et d'améliorer la sécurité de la population et des infrastructures dans un contexte de changements climatiques. Concrètement, la poursuite de ce programme de recherche permettra: (i) de développer une meilleure compréhension des effets du climat sur les processus associés à l'évolution des pentes naturelles; (ii) de réduire les conséquences causées par les glissements de terrain; (iii) d'améliorer les outils utilisés dans la pratique du génie pour prévenir et anticiper les glissements de terrain; (iv) de raffiner les méthodes de cartographie et d'évaluation du risque lié aux mouvements de terrain; et (v) d'assurer la relève en formant du personnel hautement qualifié dans le domaine des mouvements de terrain au Québec. Ce programme aura un impact significatif pour les praticiens et les chercheurs qui œuvrent dans le domaine des glissements de terrain en utilisant dans leurs pratiques du génie les données et les outils développés en collaboration avec le MSP et le MTQ.

## 7 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'appui financier du Cadre pour la prévention des sinistres et du PACC 2013-2020 sur les changements climatiques du gouvernement du Québec. La collaboration constructive de Messieurs Jacques Locat et Serge Leroueil a aussi été grandement appréciée à toutes les étapes de ces projets. Il n'aurait pas été possible de réaliser ces projets sans la participation des étudiant(e)s: Julian Andres Ospina Llano, Karine Bélanger, Thomas Caron, Alain Durand, William Larouche-Tremblay, Rihab Omri, Julie Therrien, Frédérique Tremblay-Auger et Sandra Veillette. Finalement, la participation de M. Kevin Hébert, de Mme Alexandra Germain, comme professionnel(le)s de recherche, et de M. Nathan Young et Mme Floriane Provost, comme stagiaires postdoctoraux, a permis d'atteindre efficacement les objectifs du programme de recherche. Mme. Mylène Sansoucy et les éditeurs de ce compte-rendu sont aussi remerciés pour la révision constructive de cet article.

## 8 RÉFÉRENCES

- Andersson-Sköld, Y., Torrance, J., Lind, B., Odén, K., Stevens, R. et K. Rankka, 2005. Quick clay - A case study of chemical perspective in Southwest Sweden. *Engineering Geology*, 82, pp. 107-118.
- Bélanger K. 2017. Caractérisation géotechnique et géophysique des argiles sensibles de Brownsburg, Québec. Mémoire de maîtrise ès sciences, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, 233 p.
- Caron T. 2020. Corrélation entre la résistivité électrique et certaines propriétés géotechniques. Caractérisation des argiles sensibles de Louiseville, Québec. Mémoire de maîtrise ès sciences, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, 125 p.
- Cloutier C., Locat J., Geertsema M., Jakob M., Schnorbus M. 2016 Canadian report on climate change impacts on landslides. In: KKS H., Lacasse S., Picarelli L. (eds) Preparedness for climate change impact on slope safety. CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, Leiden.
- Crow H.L., Hunter J.A., Pugin A., Pullan S.E., Alpay S., Hinton M. 2014. Empirical Geophysical/Geotechnical Relationships in the Champlain Sea Sediments of Eastern Ontario. Dans J.-S. L'Heureux (Éd.), *Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management*, pp. 253-263. Springer.
- David E., Leblanc J.-F., Gauthier M.-L., Potvin J., Demers D. 2022 Inventaire des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois. *Géorisques-VIII*, Québec.
- Demers D., Robitaille D., Poulain-Leboeuf L., 2018. 2017 : Une année exceptionnelle pour les glissements de terrain au Québec. *Présentation au Colloque sur la sécurité civile 2018*, Ministère de la Sécurité publique, Québec.
- Demers D., Robitaille D., Potvin J., Bilodeau C., Dupuis C., 2008. La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec. *Géorisques IV*, Québec, Presse de l'Université Laval.
- Durand A. 2016. Contribution à l'étude des étalements dans les argiles sensibles de la mer de Champlain : Étude des étalements de Casselman (1971) et de Saint-Luc-de-Vincennes (1986). *Mémoire de maîtrise*, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval. 174 p.
- Gariano S.L., Guzetti F. 2016. Landslides in a changing climate. *Earth-Science Reviews.*, November 2016: 227-252.  
<https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2016.08.011>
- Germain A., Young N., Lemieux J.-M., Locat A., Delottier H., Fortier P., Leroueil S., Locat P., Demers D., Locat J., Cloutier C. 2021. Hydrogeology of a complex Champlain Sea deposit (Quebec, Canada): implications for slope stability. *Revue canadienne de géotechnique*, 58: 1611–1626 (2021) dx.doi.org/10.1139/cgj-2020-0500
- Ho, K., Lacasse, S., Picarelli, L. 2016. Slope safety preparedness for impact of climate change. In : Ho, K. et al. (eds.) *Slope safety preparedness for impact of climate change*. CRC Press. Joint Technical Committee JTC-1, TR3 Forum, November 17-18, 2015, Naples, Italy. pp.1-42.
- Leroueil S. 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, 51(3): 197–243. doi:10.1680/geot.2001.51.3.197.
- Locat A., Leroueil S., Demers D. et Locat J. 2022 The Saint-Barnabé case study. Dans Leroueil S. et Picarelli L. *Understanding landslides through case studies*. Taylor & Francis Goup. Accepté.
- Locat A., Jostad H.P., Leroueil S. 2013. Numerical modeling of progressive failure and its implication to spreads in sensitive clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 50 (9): 961-978.
- Locat A., Leroueil S., Fortin A., Demers D., Jostad H.P. 2015. The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis. *Revue canadienne de géotechnique*, 52 (4): 490-504.
- Locat A., Locat P., Demers D., Leroueil S., Robitaille D., Lefebvre G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism. *Revue canadienne de géotechnique*, 54(10): 1357-1374.
- Locat P., Leroueil S., Locat J. 2008. Remaniement et mobilité des débris de glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'est du Canada. *Comptes-rendus, 4th Canadian Conf. Geohazards: Causes to Management*. Québec: Presse de l'Université Laval, pp. 97–106.
- Long M., Donohue S., L'Heureux J.-S., Solberg I.-L., Rønning J.S., Limacher R., et coll. 2012. Relationship between electrical resistivity and basic geotechnical parameters for marine clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 49, pp. 1158-1168.

- Marefat, V., Duhaime, F., and Chapuis, R.P. 2015. Pore pressure response to barometric pressure change in Champlain clay: prediction of the clay elastic properties. *Engineering Geology*, 198: 16–29. doi:10.1016/j.enggeo.2015.09.005.
- McDougall, S., and Hungr, O. 2005. Dynamic modelling of entrainment in rapid landslides. *Revue canadienne de géotechnique*, 42(5): 1437-1448.
- MSP, 2014. Politique québécoise de sécurité civile 2014-2024 – Vers une société québécoise plus résiliente aux catastrophes. Ministère de la Sécurité publique, 2014, 92p.
- MTQ, 2022. Compilation des demandes d'avis techniques du MSP auprès du MTQ. *Ministère des Transports du Québec, Direction de la géotechnique et de la géologie, Section des mouvements de terrain*, document interne.
- Perret D., Bégin C. 1997. Inventaire documenté des glissements de terrain associés aux fortes pluies de la mi-juillet 1996, région du Saguenay-Lac Saint-Jean. Institut national de la recherche scientifique (INRS-Géoresources). Rapport présenté au Bureau de reconstruction et de relance du Saguenay-Lac Saint-Jean, Gouvernement du Québec.
- Potvin J., Pellerin F., Demers D., Robitaille D., La Rochelle P., Chagnon J.-Y. 2001. Revue et investigation supplémentaire du site du glissement de Saint-Jean-Vianney. *Comptes-rendus, 54<sup>ième</sup> Conférence Canadienne de géotechnique*, Calgary 2, pp 792–800
- Poulin-Leboeuf L., Demers D. et Allard M. 2022. Portrait statistique de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec. *Géorisques-VIII*, Québec.
- Solberg I.-L., Rønning J.S., Dalsegg E., Hansen L., Rokoengen K., Sandven R. 2008. Resistivity measurements as a tool for outlining quick-clay extent and valley-fill stratigraphy: a feasibility study from Buvika, central Norway. *Revue canadienne de géotechnique*, 45, pp. 210-225.
- Stanko D., Snjezana M. 2020. An empirical relationship between resonance frequency, bedrock depth and Vs30 for Croatia based on HVSr forward modelling. Springer Nature B.V., *Natural Hazards* 103:3715-3743, <https://doi.org/10.1007/s11069-020-04152-z>
- Tavenas F., Chagnon J.-Y., LaRoche P. 1971. The Saint-Jean-Vianney landslide: Observations and eyewitness accounts, *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 8, n° 3, p. 463- 478.
- Therrien J. 2020. Étalements dans les argiles marines du Québec – Analyse et compilation de 14 cas. Mémoire de maîtrise ès sciences, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval. 532 p.
- Torrance J.K. 1975. On the Role of Chemistry in the Development and Behavior of the Sensitive Marine Clays of Canada and Scandinavia. *Revue canadienne de géotechnique*, 12, pp. 326-335.
- Tremblay-Auger F., Locat A., Leroueil S., Locat P., Demers D., Therrien J., Mompin R. 2021. The 2016 landslide at Saint-Luc-de-Vincennes, Quebec: geotechnical and geomorphological analysis of a combined flowslide and spread. *Revue canadienne de géotechnique*, 58: 295–304 (2021) dx.doi.org/10.1139/cgj-2019-0671
- Turmel D., Locat J., Locat P., Demers D. 2017. Parametric analysis of the mobility of debris from flow slides in sensitive clays, in V. Thakur et coll. (eds), *Landslides in sensitive clays*, Springer book series *Advances on natural and technological hazards research* 46, doi:10.1007/978-3-319-56487-6\_27
- Turmel D., Locat A., Locat J., Locat P., Demers D. 2018. Propagation of sensitive clay flowslides: a new approach. Second JTC1 Workshop, Hong Kong. 77-80.
- Turmel D., Locat A., Locat J. 2019. The energy reduction factor for flowslides: a new parameter to assess the energy used for landslide-tsunami initiation. *Comptes-rendus, 72<sup>ième</sup> Conférence Canadienne de géotechnique*, St. John's, Newfoundland & Labrador, Canada. 8 p.
- Veillette S., Locat A., Fortier R. 2018. Geotechnical and electrical properties of sensitive clay in Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud, Québec. *Comptes-rendus, 71<sup>ième</sup> Conférence canadienne de géotechnique (GEOEdmonton 2018)*. Edmonton.
- Veillette S. 2020. Caractérisation géotechnique et géophysique des argiles sensibles de Saint-François-de-la-Rivière-du-Sud, Québec. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, 169 p.
- YOUNG N. LEMIEUX J.-M., MONY L., GERMAIN, A., LOCAT, P., DEMERS, D., LOCAT A. and LOCAT J. 2021. Field performance of four vibrating-wire piezometer installation methods. *Revue Canadienne de géotechnique*. *Accepté*.
- Young N.L., Lemieux J.-M., Ospina J.A., Locat P. Soumis. Deep, hydraulically-active fractures in sensitive clay deposits: Implications for slope stability. *Soumis à Geophysical Research Letters*.



# Utilisation des drones pour la gestion des risques de mouvements de terrain au Québec

Alexis Fortin, Jonathan Fortin, François Bossé, Martin D'Anjou, Sandra Veillette, Alexandre Lavoie, Daniel Ouellet  
*Ministère des Transports du Québec, Québec, Québec, Canada*



## RÉSUMÉ

L'objectif de cet article est de faire état de l'utilisation des drones au ministère des Transports du Québec (MTQ) dans les opérations de gestion des risques d'aléas naturels comme les glissements de terrain pour les infrastructures publiques, mais aussi en soutien au ministère de la Sécurité publique pour les situations pouvant menacer des infrastructures municipales ou la population en général. L'utilisation de drones permet notamment aux ingénieurs appelés à se rendre en urgence sur les sites touchés par un mouvement de terrain d'effectuer une première inspection sécuritaire des lieux, de caractériser les endroits autrement inaccessibles ou non visibles, de mieux comprendre et analyser les phénomènes étudiés et de faciliter la communication avec les autres intervenants. Les drones sont aussi utilisés pour faire de la surveillance régulière de talus potentiellement instables. Une formation et des procédures développées à l'interne permettent un encadrement sécuritaire de l'utilisation des drones. Le potentiel d'utilisation des drones dans un contexte plus général de gestion des risques et des actifs au ministère est discuté.

## ABSTRACT

The objective of this article is to report on the use of drones at the Quebec Ministry of Transport (MTQ) in the risk management operations of natural hazards such as landslides for public infrastructure, but also in support to the Ministry of Public Security for situations that could threaten municipal infrastructures or the population in general. In particular, the use of drones allows engineers called to go urgently to sites affected by land movement to safely carry out a first inspection of the site, to characterize areas otherwise inaccessible or not visible, to better understand and analyze the phenomena observed and facilitate communication with other stakeholders. Drones are also used for regular surveillance of sites that are potentially unstable and in a broader context of risk management and asset management in the ministry. Training and procedures have been developed internally to supervise the use of drones. The potential for the use of drones in a broader context of risk management and asset management in the ministry is discussed.

## 1 INTRODUCTION

L'usage des drones dans le domaine des glissements de terrain est de plus en plus répandu dans le monde. Cet appareil permet d'obtenir rapidement des informations utiles, principalement par photogrammétrie, de façon peu coûteuse. Il est très utile pour les endroits difficiles d'accès et/ou non sécuritaires (Lin et al., 2016; Afif et al., 2019). Il est souvent utilisé pour produire des modèles numériques de terrain qui permettent d'étudier les glissements, d'en faire des inventaires et d'en évaluer les volumes (Gupta et Shukla, 2018). Des séquences de prises de vue temporelles peuvent permettre de faire le monitoring des déformations et de préciser la dynamique des mouvements (Lucieer et al., 2013; Asghar, 2017; Farina et al., 2017; Rossi et al., 2018; Yaprak et al., 2018; Wang et al., 2021). La méthode photogrammétrique est souvent utilisée en comparaison avec des levés lidar aéroportés mais plus récemment, on lui a adjoint des caméras lidar qui permettent des prises de mesures topographiques encore plus précises (Rothmund et al., 2017, Pellicani et al., 2019).

L'objectif de cet article est de faire état de l'utilisation des drones au ministère des Transports du Québec dans les opérations de gestion des risques d'aléas naturels comme les mouvements de terrain pour les infrastructures publiques, mais aussi en soutien au ministère de la Sécurité publique pour les situations pouvant menacer des infrastructures municipales ou la population en général.

En effet, les mouvements de terrain sont parmi les aléas naturels qui menacent le réseau de transport du ministère des Transports du Québec (MTQ), les infrastructures municipales et la population en général (David et al., 2022; Poulin-Leboeuf et al., 2022). Entre 150 à 350 cas de mouvements de terrain sont analysés et traités chaque année par la Direction de la géotechnique et de la géologie (DGG) du MTQ, dont un grand nombre en soutien au ministère de la Sécurité publique (MSP). L'inspection de sites affectés par un glissement de terrain ou des chutes de bloc rocheux n'est pas toujours possible dans son ensemble ou demande d'utiliser des techniques d'approches spécialisées et plus coûteuses comme l'hélicoptère, la descente en rappel, la location d'embarcation nautique, etc. Certains sites peuvent d'ailleurs présenter des risques pour les ingénieurs appelés à se rendre sur place en urgence ou pour les intervenants appelés à y effectuer certains relevés de terrain ou à faire de la surveillance. C'est dans ce contexte que des systèmes d'aéronefs télépilotés (SATP), ci-après appelés drones, sont utilisés depuis 2016 au MTQ.

## 2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE

Le contexte géologique qui contrôle le développement des mouvements de terrain dans les zones habitées du Québec méridional peut être résumé de façon relativement simple. D'une part, le socle rocheux où se concentre la



population méridionale du Québec se divise en trois grandes provinces géologiques, chacune ayant des contextes de glissements de terrain assez bien cernés. D'abord, les roches précambriennes du Bouclier canadien, qui occupent le nord de la vallée du fleuve Saint-Laurent (figure 1), sont constituées de roches ignées et métamorphiques généralement plus massives. Le long du fleuve Saint-Laurent et dans la région du Saguenay – Lac-Saint-Jean, la plate-forme des Basses-terres est constituée essentiellement de roches sédimentaires peu déformées datant du Paléozoïque. La province des Appalaches, du Paléozoïque aussi est située au sud du fleuve Saint-Laurent et est constituée principalement de roches sédimentaires fortement plissées et parfois très altérées. Dépendamment du contexte géologique local, et de sa géomorphologie, les types de ruptures dans le roc et leur ampleur sont divers : glissements plans, en dièdre, rotationnels, par renversement et chutes de blocs, etc. Généralement, les contextes géologiques où le roc est plus déformé et friable favorisent des ruptures plus importantes, mais quelques grands glissements surviennent également dans les roches précambriennes du Québec (Locat et al., 1997), même si le roc est plus résistant.

Ce socle rocheux est recouvert de sédiments meubles d'âge quaternaire, principalement des dépôts glaciaires et glaciomarins. La majorité de la population du Québec est installée sur les plaines exondées à la suite du retrait des mers postglaciaires où se sont accumulées de grandes épaisseurs de sédiments argileux. Ces zones subissent différents types de glissements de terrain dont la très grande majorité implique des sols argileux (Demers et al., 2008). Ces derniers ayant été lessivés après leur exondation, ils sont souvent très sensibles au remaniement et montrent un comportement très fragile avec un fort anti-écrouissage. Les glissements de terrain qui en résultent sont pratiquement toujours très rapides et soudains, et peuvent parfois atteindre de très grandes dimensions (Demers et al., 2014).

Puisque les glissements de terrain peuvent survenir soudainement dans ce type d'environnement, l'inspection par drone permet de garantir la sécurité des investigateurs.

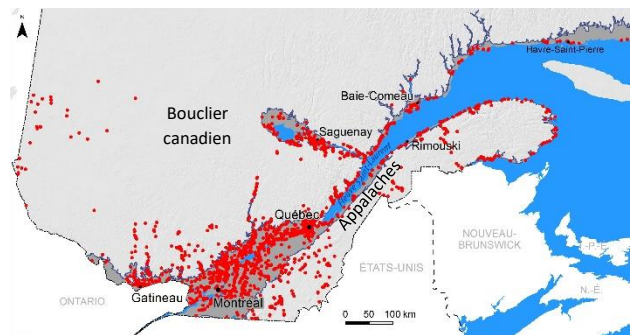


Figure 1 : Inventaire des glissements de terrain dans les sols pour le Québec méridional (points rouges). La zone en gris foncé délimite les zones d'immersion marine postglaciaire et recouvre principalement les Basses-Terres du Saint-Laurent.

### 3 UTILISATION DU DRONE POUR L'AIDE À LA GESTION DE RISQUE DE GLISSEMENTS DE TERRAIN

Au MTQ, l'expertise associée aux mouvements de terrain relève de la DGG. Les ingénieurs de la DGG utilisent les drones notamment afin d'assurer leur sécurité lors de déplacements sur des sites de mouvements de terrain en leur permettant d'effectuer une première inspection sécuritaire des lieux. Le poids des drones utilisés à cette fin sur une base régulière est de moins de 250 grammes et ceux-ci ne nécessitent pas l'obtention d'un certificat de pilote de drone délivré par Transports Canada. Ces petits drones, qui sont de type multi rotors, offrent une grande stabilité de vol et sont équipés d'une caméra de 12 MP pivotante sur l'axe vertical (haut/bas). Cette résolution est amplement suffisante pour permettre le repérage de formes de terrain ou d'indices reliés aux mouvements de terrain investigués. L'utilisation de plusieurs batteries lithium-polymère (Li-Po) permet d'atteindre l'autonomie de vol requise pour effectuer les différents types de relevés à réaliser.

L'utilisation d'un drone permet également la caractérisation du site aux endroits autrement inaccessibles ou non visibles à l'aide de points de vue aériens rapprochés ou d'ensemble. Ces relevés facilitent la compréhension et l'analyse des phénomènes étudiés. Certaines mesures peuvent également être prises directement sur le terrain à l'aide du drone sans exposer son opérateur à un quelconque danger.

Ainsi, l'ingénieur spécialiste peut alors émettre les premières recommandations rapidement sans s'exposer au danger, tout en tenant compte de l'ensemble des caractéristiques visibles du site. Ces recommandations concernent habituellement le périmètre de sécurité et les mesures de protection temporaires à mettre en place au besoin, le type et la fréquence de monitoring du site et toutes autres interventions jugées requises afin d'assurer la sécurisation du site à court terme.

Les photographies obliques, verticales ainsi que les vidéos obtenues permettent également de faciliter l'explication des phénomènes parfois complexes à l'auditoire visé ou d'illustrer clairement certains éléments importants comme les périmètres de sécurité à mettre en place.

Les modèles numériques de surface (MNS) générés par photogrammétrie à partir de photographies prises à la verticale permettent de faciliter l'analyse de la situation et la compréhension du phénomène. À la DGG, la réalisation des relevés servant à cette fin est généralement faite à l'aide d'un appareil plus imposant, plus stable et équipé d'une caméra de meilleure définition que celle des drones plus petits utilisés pour les visites de terrain. Ce drone peut être équipé de différentes caméras selon les besoins. En général, une caméra de 20,8 MP est installée sur le drone de la DGG. Les MNS peuvent notamment être utiles à l'analyse plus détaillée de la situation en permettant de réaliser rapidement et à moindres frais des mesures et des calculs de surface ou de volume.

Enfin, en matière de gestion des risques de glissements de terrain, les drones sont également utilisés pour effectuer

de la surveillance régulière de sites potentiellement instables.

### 3.1 Inspection préliminaire des lieux

En cas de signalement d'un glissement de terrain ou de signe précurseur de glissement, les relevés à faire sur le site pour bien comprendre les mécanismes en cause sont souvent réalisés au moment où les conditions de stabilité du site sont toujours critiques. Or, les glissements de terrain qui se produisent dans les sols meubles peuvent survenir ou s'agrandir rapidement, parfois sans signe précurseur préalable, ce qui nécessite de demeurer en retrait des zones instables qu'il importe de bien localiser (fissures, escarpements très raides, terrains en porte-à-faux, etc.). Cela est particulièrement important dans un contexte favorable aux glissements de terrain de type fortement rétrogressif qui peuvent emporter rapidement de très grandes superficies de terrain. L'utilisation de drones permet alors de réaliser ces relevés et observations en demeurant à une distance sécuritaire des zones dangereuses, laquelle varie en fonction du type de glissement de terrain et des sols en présence (figure 2). Il en va de même pour les sites de glissements dans le roc où les dangers d'ajustements d'escarpements arrière et latéraux rendent très dangereuse la prise de données structurales nécessaires à l'analyse du mode de rupture.



Figure 2. Observations réalisées par drone sans s'exposer au danger, soit en demeurant à l'arrière d'un ouvrage de protection temporaire mise en place en pied de talus (Matane, 1<sup>er</sup> mai 2021).

L'utilisation d'un drone, dont le décollage s'effectue à partir d'un emplacement jugé sécuritaire, permet de réaliser des observations en temps réel. Ces premiers relevés permettent d'effectuer rapidement une première reconnaissance des lieux et d'avoir une vue d'ensemble du site, d'apprécier l'ampleur des désordres, d'identifier les secteurs présentant des dangers qu'il est préférable d'éviter et d'établir un plan d'intervention s'il est jugé nécessaire de s'approcher du site pour effectuer de plus amples relevés terrestres. Les photos et les vidéos réalisés au site à l'étude peuvent être étudiés plus en détail au retour de visite afin de compléter l'analyse de la situation.

### 3.2 Caractérisation du site aux endroits inaccessibles ou non visibles

L'accès à des images prises par les drones permet également aux ingénieurs de mieux caractériser le site aux endroits autrement inaccessibles ou non visibles en raison des particularités du site affecté par le mouvement de sol ou de sa dangerosité en général.

L'accès au pied du talus peut notamment être compliqué ou impossible à cause de la présence d'un cours d'eau ou de débris limitant l'accès au site.

Dans le cas de ruptures dans le roc, des pentes trop abruptes ou trop hautes ou encore le fort couvert végétal peuvent entraver l'accessibilité et la visibilité de l'escarpement rocheux. L'accès au site peut également être hasardeux sinon impossible (figure 3) sans avoir recours à des techniques de déplacement en appui sur cordes, qui demandent une préparation rigoureuse et des formations spécifiques. En région riveraine ou côtière, la caractérisation d'escarpement rocheux peut nécessiter la location d'embarcation afin d'accéder à certains sites, alors que le drone peut se déployer rapidement. Par ailleurs, certains escarpements peuvent présenter des orientations rendant leur caractérisation impossible à partir d'un point de vue terrestre.

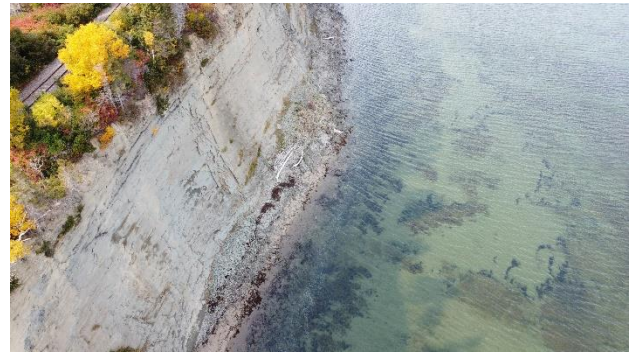


Figure 3. Observations réalisées à l'aide d'un drone à un site difficile d'accès où des instabilités de pente affectaient les sols meubles surmontant une haute falaise rocheuse (Gaspé, 28 septembre 2020).

### 3.3 Obtention de points de vue aériens rapprochés ou d'ensemble

Les drones permettent de prendre des photos et des vidéos selon des points de vue aériens rapprochés ou d'ensemble, ce qui facilite la compréhension et l'analyse des phénomènes étudiés. Sans l'accès à un drone, certaines prises de vue ne sont qu'envisageables à bord d'un hélicoptère, dont le coût peut s'avérer prohibitif. De plus, l'hélicoptère ne peut pas s'approcher de la zone d'intérêt autant que le drone ni prendre des images dans un angle optimal pour certaines observations.

Une vue rapprochée peut permettre d'effectuer une bonne caractérisation visuelle des sols constituant les escarpements du glissement et d'apprécier leur hauteur et leur inclinaison à partir d'une vue de côté en pénétrant à l'intérieur de la cicatrice par exemple (figure 4). Ces vues

rapprochées peuvent aussi révéler toutes sortes d'indices ayant une incidence sur les conditions de stabilité du site comme la présence de fissures, de concentrations d'eau naturelle par l'observation de sillons formés par ravinement dans la cicatrice, d'éléments de drainage, etc. La prise de vues rapprochées des débris d'un glissement de terrain peut aussi en faciliter la caractérisation. Entre autres, il est possible d'apprécier visuellement le type de matériaux emportés, leur état de remaniement et leur degré d'évacuation de la cicatrice du glissement, les caractéristiques morphologiques de la masse de sols mobilisée ou tout autre indice révélateur du type de glissement de terrain survenu comme le soulèvement du lit du cours d'eau en bordure duquel s'est initié le mouvement. Toutes les informations recueillies sont prises en compte dans l'évaluation du danger d'agrandissement à court terme du glissement pour les biens essentiels potentiellement menacés ou les infrastructures situées à proximité.



Figure 4. Vue rapprochée prise par drone d'un escarpement argileux (Sainte-Genève-de-Batiscan, 19 août 2021).

Au niveau des parois rocheuses, les vues rapprochées permettent aussi de caractériser la géologie structurale et ainsi de déterminer le mode de rupture qui caractérise la paroi à l'étude. Elles permettent également de repérer les signes précurseurs d'une rupture comme les fissures ouvertes dans le roc ou dans le couvert végétal sus-jacent ou d'évaluer le volume approximatif de roc instable.

Au sol, lorsque la configuration des lieux le permet, l'obtention de vues d'ensemble d'un glissement de terrain est souvent rendue possible de face ou de biais à partir d'une rive opposée ou d'un pont. Le cas échéant, elle demeure généralement limitée à ce point de vue. Dans le cas de hautes falaises rocheuses, une vue d'ensemble obtenue à partir d'un point au sol est parfois imparfaite étant donné que l'angle de vue peut ne pas permettre de bien voir la niche d'arrachement. L'utilisation du drone rend possibles les prises de vue d'ensemble, peu importe les caractéristiques du terrain (figures 5 et 6). Les observations d'ensemble permettent notamment de constater l'ampleur du glissement, de voir l'étendue de la zone touchée par ce dernier et ses débris, d'observer la configuration et l'occupation des lieux environnants, de tenir compte de l'étendue de possibles retenues d'eau formées en amont des débris, etc. La possibilité d'ajuster l'angle de vue peut

aussi permettre d'obtenir un meilleur visuel de la cicatrice en terrain fortement végété.



Figure 5. Vue d'ensemble prise par drone d'un glissement de terrain (Grande-Pile, 13 avril 2020).



Figure 6. Vue générale prise par drone d'une rupture dans le roc à Mont-Saint-Pierre (été 2021) et du talus d'éboulis particulièrement volumineux à cet endroit.

### 3.4 Réalisation de mesures en toute sécurité

Certaines mesures peuvent également être prises directement sur le terrain avec le drone afin d'évaluer rapidement les dénivelés, notamment en ce qui a trait à la hauteur des escarpements d'un glissement par exemple. En utilisant la télémétrie qui s'affiche dans le logiciel de contrôle du drone, la hauteur d'un escarpement est déterminée en utilisant l'altitude au décollage (0 m) comme référence et la différence entre l'altitude à la base et le sommet de l'escarpement en positionnant le drone à ces emplacements. Des estimations de largeur, de longueur et de distance peuvent aussi être réalisées avec la méthode par télémétrie du drone. Cette méthode est particulièrement efficace pour évaluer de grandes distances, comme à l'occasion la distance d'étalement des débris, la distance qui sépare un escarpement de biens et d'infrastructures environnants ou la largeur d'un cours d'eau. Ces mesures approximatives peuvent être utilisées lorsque l'accessibilité du site ou ses contraintes (ex. : terrain boisé) ne permettent pas d'obtenir rapidement une mesure plus précise sur le terrain, ou lorsque la cicatrice du glissement est considérable (figure 7).



Figure 7 : Exemple d'un glissement de type étalement dans des sols argileux, dont les dimensions sont de l'ordre du kilomètre (Brownsburg, 28 mars 2018).

### 3.5 Explications claires de phénomènes ou de propos complexes

Les images recueillies par drone permettent souvent de simplifier l'explication de phénomènes parfois complexes à l'auditoire visé (figure 8). Ces images permettent aussi d'illustrer clairement certaines particularités du mouvement ou de représenter des éléments comme les périmètres de sécurité à respecter dans des avis techniques ou lors de communication avec divers intervenants. De telles images permettent également d'illustrer l'ampleur de certains phénomènes, d'informer et de sensibiliser les résidents d'un secteur touché, les intervenants municipaux ou ceux du ministère à la problématique et aux enjeux. Des banques de photos et de vidéos relevées par drone sont aussi alimentées afin de faciliter l'illustration de certains propos. Par exemple, les drones sont parfois utilisés pour effectuer des relevés lors de travaux de stabilisation de talus afin de capter certaines séquences ou méthodes de travail recommandées afin de s'assurer que chaque étape de réalisation des travaux en chantier contribue à l'amélioration progressive des conditions de stabilité du site à stabiliser. Ces relevés peuvent être utilisés par la suite à titre d'exemple de bonnes pratiques lors de rencontre de prédémarrage ou de démarrage d'autres travaux de stabilisation de talus.



Figure 8. Vue générale prise par drone qui permet de bien visualiser la double rupture d'un remblai de granulat (Vaudreuil-Dorion, 9 octobre 2019).

### 3.6 Génération d'orthomosaïques et de modèles numériques de surface (MNS)

À partir de séries de photographies prises par drone à la verticale, certains logiciels commerciaux utilisent la technique de la corrélation d'images, qui est dérivée de la photogrammétrie, pour générer rapidement des orthomosaïques (figure 9) et des MNS (figure 10).



Figure 9. Orthomosaïque constituée de photographies aériennes qui montre un glissement de terrain fortement rétrogressif à Saint-Luc-de-Vincennes (Tremblay-Auger et al., 2020). Relevés réalisés par drone le 11 novembre 2016.

Les MNS obtenus permettent la prise de mesures topographiques dans un logiciel SIG (Système d'Information Géographique), notamment des mesures de distances et d'inclinaison, ainsi que des calculs d'aires et de volumes. En paroi rocheuse, les MNS permettent également un relevé exhaustif des structures géologiques à la base des analyses de la stabilité, particulièrement lorsque ces structures ne sont pas accessibles. Ces MNS peuvent aussi être utilisés dans des logiciels pour l'analyse trajectométrique de zones exposées aux chutes de blocs. Ce genre de modèles peut également être utilisé afin de dimensionner ou valider la capacité de fosses de captage de débris qui constituent à l'occasion une mesure de protection temporaire mise en place rapidement contre les débris de glissements de terrain ou contre le danger de chute de blocs rocheux. Ces mesures sont relativement fiables lorsqu'il y a peu de végétation sur la zone d'intérêt. Plus spécifiquement, les modèles créés par défaut ont une précision de l'ordre de 3 à 5 mètres en planimétrie et de 10 à 15 mètres en altimétrie, mais la précision des produits dérivés peut être augmentée de façon significative (dans l'ordre du décimètre) en procédant au captage de cible au sol à l'aide d'un récepteur GNSS (Global Network Satellite System) de précision.

### 3.7 Surveillance régulière de sites potentiellement instables

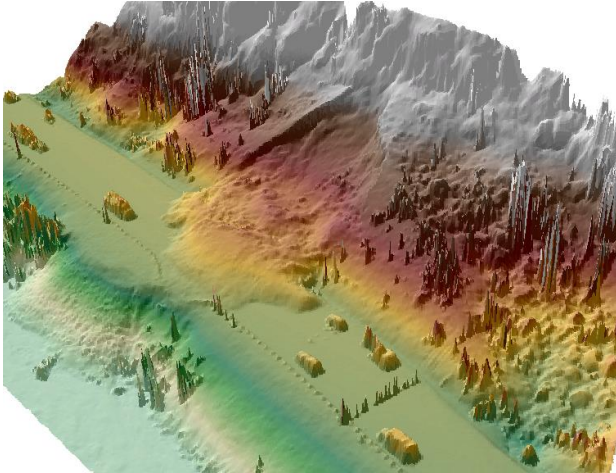


Figure 10. Exemple d'un modèle numérique de surface généré à partir de séries de photographies prises par drone à la verticale du site de la figure 5.

Afin d'obtenir un MNS de qualité, le drone doit avoir la possibilité d'effectuer des missions de vol automatisées à l'aide de logiciels appropriés. Certains logiciels permettent d'effectuer des missions de vol automatisées avec un double recouvrement (figure 11). Par conséquent, cela permet d'obtenir un plus grand nombre de points homologues entre les photos. Par ailleurs, afin d'augmenter la précision du modèle géoréférencé, un minimum de 4 cibles doit être réparti sur le site et chacune d'elles doit être relevée à l'aide d'un récepteur GNSS de précision.



Figure 11. Patrons de prise de vue en simple (à gauche) et en double recouvrement (à droite).

La technique de corrélation d'images ne permet toutefois pas de capter le sol sous la végétation. À cette fin, des systèmes lidar ont été miniaturisés et peuvent maintenant être transportés par des drones. Les signaux émis par le lidar réussissent à pénétrer jusqu'au sol, permettant une meilleure définition de la topographie. À la DGG, ce type de relevé est réalisé par drone, par hélicoptère ou par avion (Demers et al., 2017).

En matière de gestion des risques de glissements de terrain, les drones sont aussi utilisés pour effectuer de la surveillance de sites potentiellement instables, notamment pour détecter de premiers glissements d'importance qui pourraient dégénérer en glissement fortement rétrogressif présentant une menace pour les infrastructures et le bâti du secteur (figure 12). Certains de ces sites peuvent d'ailleurs être difficiles d'accès et les points d'amorce potentiels de glissement de terrain peuvent s'étendre sur de grandes distances le long d'un cours d'eau, et ce au niveau des berges situées de part et d'autre. L'utilisation d'un drone permet alors d'effectuer ces relevés de surveillance de façon sécuritaire et beaucoup plus rapidement qu'en ayant à procéder à l'inspection des berges du cours d'eau en parcourant la distance à pied. Cette efficacité permet notamment d'augmenter la fréquence de suivi de sites où des travaux de stabilisation de talus sont prévus dans un horizon de temps plus ou moins rapproché.

Pour le repérage de nouveaux glissements de terrain ou pour les glissements de terrain dont les déplacements sont lents, une série temporelle de MNS peut être consultée. Dans le cas de mouvement lent, la comparaison de différents relevés dans le temps permet de déduire le déplacement, la vitesse ou même l'accélération de la masse de sols ou de roc instables. Cette surveillance permet de statuer sur le niveau de danger associé à l'accélération des déplacements d'une zone instable.



Figure 12. Exemple de photographie prise par drone dans le cadre de la réalisation d'un relevé de surveillance (Blainville, 25 novembre 2019).

## 4 CONTRAINTES À L'UTILISATION

L'utilisation de drones est encadrée par la Loi sur l'aéronautique (Loi sur l'aéronautique, L.R.C. 1985, c. A-2), et plus particulièrement, par le Règlement de l'aviation canadien (Règlement de l'aviation canadien, 1996, DORS/96-433 (Gaz. Can. II). Plusieurs conditions de pilotage de base sont requises (Transports Canada, 2019), entre autres :

- la visibilité (contact visuel direct) entre le drone et le pilote doit être bonne en tout temps;
- le vol doit s'effectuer en dessous de 122 mètres (400 pieds AGL (Above ground level)) et à une distance horizontale minimale de 30 mètres des passants, des routes et de tous bâtiments pour les opérations de base;
- l'interdiction de voler à l'intérieur ou au-dessus des opérations d'urgence et des événements annoncés (manifestations, concert, etc.);
- maintenir une distance sécuritaire des autres aéronefs;
- respecter les distances minimales réglementées des aéroports (3 milles nautiques) et des héliports (1 mille nautique) et hors des espaces aériens contrôlés (opérations de base seulement).

Une certification de pilote de drone est requise pour le pilotage de drones dont le poids varie entre 250 g et 25 kg, comme c'est le cas pour un des drones utilisés à la DGG. L'obtention de cette certification nécessite non seulement une formation adéquate, mais également de passer le test de base ou avancé de Transports Canada et d'obtenir un certificat restreint d'opérateur radio. Les pilotes doivent aussi maintenir leurs connaissances et compétences à jour tous les 2 ans.

La certification de pilote pour opérations avancées permet de piloter un drone à l'intérieur de zones contrôlées et de réduire la distance horizontale minimale à respecter à 5 mètres par rapport à tout objet, route ou personne. Il demeure interdit d'effectuer un vol au-dessus des routes en utilisation, à moins qu'un observateur confirme que les voies sont libres et sécuritaires lors d'une traversée.

Par ailleurs, il faut toujours tenir compte des conditions météorologiques dans la planification de toutes missions de relevés par drone et dans le respect des limites d'utilisation recommandées par le fabricant pour chacun des modèles de drone utilisés afin de déterminer le meilleur moment pour effectuer les opérations. Ces différents facteurs peuvent parfois représenter des contraintes majeures à l'utilisation des drones en situation d'urgence, notamment en zone fortement urbanisée.

## 5 FORMATION ET BONNES PRATIQUES AU MTQ

Une formation et des procédures ont été développées pour les besoins internes de la DGG afin d'encadrer l'utilisation des petits drones non réglementés (moins de 250 grammes) employés sur une base régulière lors de déplacement sur les sites de glissements de terrain. La formation consiste en une partie théorique d'environ deux heures et d'une partie pratique sur le terrain d'environ une heure. La formation théorique aborde les principes de base des phénomènes météorologiques pouvant affecter les drones, les principaux systèmes montés à bord d'un drone, les bonnes pratiques pour opérer un drone de façon sécuritaire, les procédures spéciales (opérations par temps froid, comment traverser une route, etc.) et les spécifications du drone utilisé.

La deuxième partie de la formation permet de se familiariser avec l'appareil à utiliser et de mettre en pratique

les notions théoriques associées à l'analyse de l'environnement. Une séance de pilotage du drone avec de petits exercices en vol supervisé et en vol libre complète la formation.

Enfin, pour toutes les opérations de décollage et d'atterrissage de drone s'effectuant hors des emprises du ministère, une permission écrite ou verbale du propriétaire du terrain doit être obtenue préalablement.

## 6 PERSPECTIVE D'UTILISATION DE DRONES AU MTQ EN MATIÈRE DE GESTION DE RISQUE

D'abord utilisés par les militaires, les drones sont aujourd'hui utilisés par le public et les entreprises grâce aux progrès technologiques et à la baisse des coûts (Transports Canada, 2021). Le potentiel d'utilisation des drones dans un contexte plus général de gestion des risques et de gestion des actifs semble incontournable. Le ministère compte se porter prochainement acquéreur d'un appareil pour des relevés lidar par drone, afin d'investiguer plus rapidement et à moindres coûts que des levés héliportés des endroits plus difficiles d'accès ou présentant des dangers. Par ailleurs, des relevés de reconnaissance visuelle pourraient notamment servir à des fins de relevés d'inspection des emprises, de repérage de nouveaux tracés, à l'inspection sommaire de structures aériennes comme des ponts, à accélérer de façon courante la réalisation de divers relevés de terrain, etc.

## 7 CONCLUSION

Les drones sont utilisés au MTQ en gestion de risque de glissements de terrain pour les infrastructures publiques, mais aussi en soutien au MSP pour les situations pouvant menacer des infrastructures municipales ou la population en général. La simplicité d'utilisation et le coût d'acquisition de certains modèles de drone en fait un outil très accessible et performant qui est devenu rapidement un outil indispensable et très économique et qui apporte une contribution incomparable dans la gestion des risques de glissements de terrain au Québec et des aléas naturels en général. Les perspectives d'utilisation des drones au ministère dans un contexte plus général de gestion de risque et de gestion des actifs représentent des avenues intéressantes à explorer. En raison des avantages et facilités qu'apportent les drones dans divers aspects du travail, leur usage est assurément appelé à se répandre à plusieurs niveaux.

## 8 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier M. Denis Demers, du ministère des Transports, ainsi que les réviseurs, pour leurs commentaires sur le document. Cet article est publié avec la permission du ministère des Transports du Québec.

## 9 RÉFÉRENCES

- Afif H.A., Saraswati R., Hernina R. 2019. UAV Application for Landslide Mapping in Kuningan Regency, West Java. *ICENIS 2019, E3S Web of Conferences*, p.1-4.
- Asghar U., 2017. Landslide mapping from analysis of UAV-SFM point clouds. *Master thesis, University of British Columbia*, Vancouver, Canada, 128p.
- David E. Leblanc J.-F., Gauthier M.-L., Potvin J. Demers D. 2022 Inventaire des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois. Géorisques-VIII, Québec.
- Demers D., Robitaille D., Lavoie A., Paradis S., Fortin A., Ouellet D. (2017) The Use of LiDAR Airborne Data for Retrogressive Landslides Inventory in Sensitive Clays, Québec, Canada. In: Thakur V., L'Heureux JS., Locat A. (eds) *Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research*, vol 46. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-56487-6\\_25](https://doi.org/10.1007/978-3-319-56487-6_25)
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J., 2014. Inventory of large landslides in sensitive clays in the province of Québec, Canada: preliminary analysis. *Landslides in sensitive clays: from geosciences to Risk management.*, 36. Edited by: J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers and J. Locat. Springer, p. 77-90
- Demers D., Robitaille D., Potvin J., Bilodeau C., Dupuis C., 2008. La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec. *Géorisques IV*, Québec, Presse de l'Université Laval.
- Farina P., Rossi G., Tanteri L., Salvatici T., Gigli G, Moretti S., Casagli N., 2017. The use of multi-copter drones for landslide investigations. *3rd North American Symposium on Landslides*, June 4-8, Roanoke, Virginia, USA, p.978-984.
- Gupta S.K. et Shukla D.P., 2018. Application of drone for landslide mapping, dimension estimation and its 3D reconstruction. *Journal of the Indian Society of Remote Sensing*, 46(3)
- Lucieer A., de Jong S.M., Turner D., 2013. Mapping landslide displacements using Structure from Motion (SfM) and image correlation of multi-temporal UAV photography. *Progress in Physical Geography: Earth and Environment*, 38(1):97-116.
- Lin H., Huang H. Lv Y., Du X., Yi, W. 2016. Micro-UAV based remote sensing method for monitoring landslides in Three Gorges Reservoir, China. *Géorisques-VIII, Québec. 2016 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS)*, 2016, p.4944-4947
- Locat, J., Dubé, S., et Couture, R., 1997. Analyse de l'éroulement rocheux du Mont Éboulé, Québec. *Comptes rendus de la 50e Conférence canadienne de géotechnique*, Ottawa, pp. 118-126.
- Loi sur l'aéronautique, L.R.C. 1985, c. A-2.
- Pellicani R., Argentiero I., Manzari P., Spilotro G., Marzo C., Ermini R., Apollonio C., 2019. UAV and Airborne LiDAR Data for Interpreting Kinematic Evolution of Landslide Movements: The Case Study of the Montescaglioso Landslide (Southern Italy). *Geosciences*, 9(6): 248
- Poulain-Leboeuf L., Allard M., Demers D. 2022. Portrait statistique de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec. *Géorisques-VIII, Québec.*
- Règlement de l'aviation canadien, 1996, DORS/96-433 (Gaz. Can. II).
- Rossi G., Tanteri L., Tofani V., Vannocci P., Moretti S., Casagli N. 2018. Multitemporal UAV surveys for landslide mapping and characterization. *Landslides*, 15 :1045-1052.
- Rothmund S., Vouillamoz N., Joswig M. 2017. Mapping slow-moving alpine landslides by UAV — Opportunities and limitations. *The Leading Edge*, 36(7):538-620.
- Transports Canada, 2021. Stratégie de Transports Canada en matière de drones à l'horizon 2025. TP N° 15467 F, TC-1006893. IMPRIMÉ. N° de cat. T52-4/111-2021F. ISBN 0000 978-0-660-37529-8. PDF N° de cat. T52-4/111-2021F.
- Transports Canada, Troisième édition, 1 juin 2019. Connaissances exigées pour les pilotes de systèmes d'aéronefs télépilotés de 250 g à 25 kg inclusivement, utilisés en visibilité directe (VLOS) - TP 15263
- Tremblay-Auger, F., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D., Therrien, J., et Mompin, R. 2020. The 2016 landslide at Saint-Luc-de-Vincennes, Quebec: geotechnical and morphological analysis of a combined flowslide and spread. *Revue canadienne de géotechnique*. Online 30 avril 2020. DOI: 10.1139/cgj-2019-0671
- Wang Z., Huang T., Bao X., Ma S., Sun C., Liu G., 2021. Study on Extraction of Landslide Information Based on UAV Survey. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 658:1-7.
- Yaprak S., Yildirim O., Susam T., Inyurt S., Oguz I., 2018. The Role of Unmanned Aerial Vehicles in Monitoring Rapidly Occurring Landslides. *Geod. list*, 2:113–132.

**Décrypter les géorisques / *Decrypting geohazards***





# Modelling the impact of deep fractures on groundwater flow in post-glacial marine clay hillslopes: implications for slope stability

Julián Ospina-Llano, Nathan Lee Young, Jean-Michel Lemieux, John Molson  
*Département de géologie et de génie géologique – Université Laval, Québec, Québec, Canada*

Quebec Water Research Center (CentrEau), Quebec, Quebec, Canada



## ABSTRACT

Widely-used groundwater flow and slope stability models developed in the 1970s have led to the common assumption that post-glacial marine clay deposits of Quebec are generally intact below a fractured crust, which usually extends to depths of 3 to 5 m. However, recent work has shown the presence of hydraulically active fractures up to 15 m deep. In light of these findings, this project aims to explore the potential impact of these fractures on groundwater flow dynamics and slope stability. Results show that the presence of fractures allows changes in the hydraulic head on the surface to propagate through the formation significantly faster, to greater depths, and with greater magnitudes than in simulations without fractures. These results will allow the delineation of slope stability response to transient groundwater flow in a slope with fractures and, consequently, a better understanding of the mechanisms that trigger landslides in post-glacial marine clay hillslopes.

## RÉSUMÉ

Les modèles d'écoulement des eaux souterraines et de stabilité des pentes supposent généralement que les dépôts d'argile marine post-glaciaires du Québec sont intacts sous une croûte fracturée de 3 à 5 m d'épaisseur. Cependant, des études récentes ont montré la présence de fractures hydrauliquement actives jusqu'à 15 m de profondeur. Au vu de ces résultats, ce projet vise à explorer l'impact potentiel de ces fractures sur la dynamique de l'écoulement des eaux souterraines et la stabilité des pentes. La présence de fractures permet aux variations de charge hydraulique en surface de se propager plus rapidement, à grandes profondeurs et avec des amplitudes plus larges que dans les simulations sans fractures. Ces résultats permettront de connaître la réponse de la stabilité de la pente à l'écoulement des eaux souterraines dans une pente avec des fractures et, par conséquent, de mieux comprendre les glissements de terrain dans les dépôts d'argile marine post-glaciaires.

## 1 INTRODUCTION

Landslides in Quebec represent the largest natural risk to human life and civil infrastructures. Because 80% of the reported landslides in the province occur in sensitive marine clay deposits, there is a practical interest in improving the understanding of the mechanisms that trigger landslides in these deposits (Fortin et al., 2008). Widely-used geologic conceptual models developed in the late 1970s have led to the common assumption that these marine clay deposits can be simplified as an intact thick layer of clay bounded at the bottom by a thin layer of till and the top by either a layer of sand or a highly-oxidized and fissured clay crust (Lafleur, 1978; Lafleur & Lefebvre, 1980, 1986). The crust is a product of both weathering (desiccation and seasonal freeze-thaw cycles) as well as vertical and lateral erosion. The thickness of the crust generally varies from 1 to 5 m and is often of the order of 3 m (Lefebvre et al., 1987).

In practice, hydrogeological and slope stability models typically assume that the clay beneath the crust is intact (i.e., unweathered and unfractured). Furthermore, steady-state conditions are generally assumed, and the highest observed pore pressure is used as a conservative assumption to run slope stability models. These simplifications are often made due to a lack hydrogeological characterization, and limited pore pressure measurements. However, these simplifications

may not capture the true risk of landslides, as variations in pore pressure do not occur at the same time everywhere within a given slope, and do not incorporate the effects of deep fractures which may extend below the crust.

Recent analysis of hydraulic head data from the groundwater monitoring network of the *Ministère des Transports du Québec* (MTQ) found evidence of hydraulically active fractures extending to depths of 15 m along a 600 km transect of the Saint Lawrence River Valley (Young et al. *in review*). The presence of fractures beneath the crust may have significant implications for slope stability, as fractures effectively act as conduits with high hydraulic diffusivity within a matrix that otherwise possesses low hydraulic diffusivity and could enable larger, faster increases in pore pressure than would otherwise be expected in intact clay (Sedghi and Zhan, 2016). To date, little is known about how deep fractures in the post-glacial marine clays of Quebec could influence groundwater flow and slope stability, as the only hydrogeological investigation of fractures in these deposits was conducted on flat-lying sites for waste disposal purposes (O'Shaughnessy and Garga, 1994).

In light of the evidence that deep hydraulically active fractures are located close to clay hill slopes, this project aims to explore the potential impact of fractures on transient groundwater flow dynamics and slope stability. To explore the impact of the fractures, a hydrogeological numerical model was developed based on a generic slope

composed of post-glacial marine clay deposits. Two scenarios with discrete fractures were simulated, and the results were compared to output from a 'base case' scenario without fractures. This 'base case' represents the conventional representation of the groundwater flow system in post-glacial marine clay deposit that is commonly used in hydrogeological and slope stability assessments.

It is relevant to note that in this work, the impact of fractures on slope stability is only addressed from a hydrogeological point of view, and thus the impact of fractures on soil mechanics is not considered in the analysis. Moreover, geometry, depth, spacing and spatial distribution of fractures are currently unknown. Therefore, a wide range of plausible conditions are explored here. Field work is already planned to better understand these characteristics.

## 2 METHODOLOGY

### 2.1 Extent of the post-glacial marine clay deposits and the groundwater monitoring network

This study focuses on the primary surficial material present within the St. Lawrence and Saguenay-Lac St-Jean Lowlands, in Southern Quebec, Canada. This region was inundated by post-glacial seas at the end of the Wisconsin glaciation, resulting in the deposition of thick, landslide-prone clayey sediments (Figure 1). These marine clay deposits comprise deposits from the Champlain, Laflamme and Goldthwait seas (Parent & Occhietti, 1988). The groundwater monitoring network used in this study is composed of a number of multilevel vibrating-wire piezometers, which were installed by the Quebec Ministry of Transport and the Quebec Ministry of Public Security from 2016 to 2020 to document how climate change-driven alterations to groundwater flow could influence the stability of clay hillslopes (Cloutier et al. 2017; Young et al. 2022).

This study focuses on the installation located at Desbiens, in the Lac-Saint-Jean Lowlands, approximately 200 km north of Quebec City (Figure 1b). Piezometer data were barometrically compensated using the method of linear regression, as detailed in Germain et al. (2020). Geotechnical parameters were also gathered at each instrumented site, as reported in Caron et al. (2021) and Germain et al. (2020).

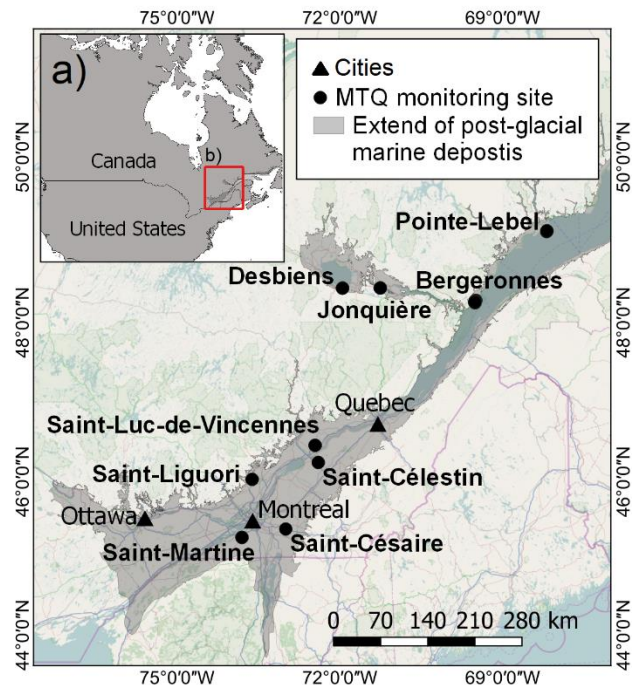


Figure 1. Map showing a) the location of the study area in North America, b) the location within the province of Quebec, and the current extent of the post-glacial marine clay deposits instrumented with vibrating-wire piezometers by the MTQ.

### 2.2 Numerical model

Groundwater flow simulations were performed with the numerical modelling code HydroGeoSphere (HGS; Aquanty, 2015). HGS is a fully-integrated surface and subsurface flow model capable of simulating flow under both unsaturated and saturated conditions. The model treats fractures as idealized planar geometries within which variably-saturated flow is simulated using a 2-D form of Richards' equation. Exchange between the 2-D fracture domain and the 3-D porous media domain is governed by a fluid exchange term, as documented in Gerke and van Genuchten (1993).

### 2.3 Simulation domain and conceptual model

The conceptual model used in this study considers a vertical 2D cross-section that is 400 m wide and 42 m high (Figure 2). The stratigraphy is based on the conceptual model presented by Lafleur & Lefebvre (1980). The clay deposit is 40 m thick with a hydraulic conductivity of  $1 \times 10^{-9}$  m/s. At the bottom, the clay overlies a 2-m-thick till layer with a hydraulic conductivity of  $1.2 \times 10^{-6}$  m/s. The top 4 m of the clay is considered a highly-permeable weathered crust which has a hydraulic conductivity of  $2 \times 10^{-5}$  m/s (Caron et al., 2021).

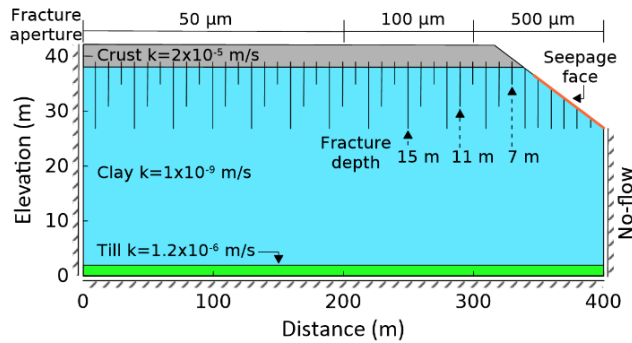


Figure 2. Conceptual model of the simulation domain, showing fracture spacing and aperture values, assigned hydraulic conductivities, boundary conditions, and the location and extent of the clay crust (grey) and the underlying till unit (green).

Steady-state and transient simulations were performed. The upper boundary condition of the steady-state model was prescribed in two steps: first, an initial simulation with an upper flux boundary was run to simulate the maximum position of the water table. Subsequently, the resulting hydraulic head distribution along the top boundary that resulted from the initial simulation was exported and used as the prescribed head values at the top boundary for all steady-state scenarios. Similarly, the upper boundary condition of the transient simulations (i.e., the variation in the water table) was also prescribed in two steps: first, an initial simulation with a transient flux boundary was run to simulate the annual cycle of the water table. This was designed to schematically represent the higher amounts of recharge seen in the spring as a result of snowmelt, and increased precipitation in the fall. The resulting hydraulic head distribution along the top boundary that resulted from the use of this specified flux condition was then exported and used as the prescribed head values at the top boundary in subsequent transient simulations. This formulation makes it easier to compare the results between the scenarios, as the effect of the fractures on the water table position is removed, therein isolating the impact of the fractures on the hydraulic head distributions within the slope. Note that these simulations are not trying to exactly recreate the hydraulic head distributions observed in the field, and instead are seeking to capture the broader dynamics of the water table over time. In both cases, the right and bottom boundaries are prescribed as no-flow, as the right boundary is considered to be an axis of symmetry and at the bottom is considered to be impermeable bedrock. Although there is no physical barrier on the left boundary, it is also considered impermeable as groundwater flow in clay is mainly vertical in flat areas.

The fractures are prescribed in the model as discrete vertical fractures, following the observations of O'Shaughnessy and Garga (1994), who observed that fractures in the Champlain clay deposits are predominantly vertical, with few horizontal or randomly oriented fractures. Measurements of fracture apertures in flat-lying areas range from 10 to 61  $\mu\text{m}$  (McKay et al., 1993; O'Shaughnessy & Garga, 1994). However, the stress relief associated with lateral erosion of river valleys and terraces

creates a horizontal stress that can increase fracture apertures close to a slope (Lefebvre & Morissette, 1984). Therefore, the conceptual model includes three groups of fracture apertures according to their proximity to the slope: at the plateau, between 0 and 200 m, fracture aperture is 50  $\mu\text{m}$ ; close to the slope, between 200 and 300 m, the aperture is 100  $\mu\text{m}$ ; on the slope, between 300 and 400 m, the fracture aperture is 500  $\mu\text{m}$ .

In the Champlain clay deposits the fracture spacing steadily increased from one fracture every 0.04 m at 1.5 m depth to one fracture every 0.4 m at a depth of 3.5 m (O'Shaughnessy & Garga, 1994). Other studies in clay till reported fracture spacings between 0.02 and 1.0 m in the upper 6 m of the soil (McKay et al., 1993). In order to consider decreasing fracture density with depth, the fractures are prescribed from the crust to three depths: 7, 11 and 15 m deep, which alternate as shown in Figure 2. The fractures that are located in the slope extend from the soil surface to a depth of 15 m.

## 2.4 Scenarios

All the proposed scenarios were simulated first under steady-state conditions and then assuming transient conditions. While recent work has identified the depth of active fractures, along with some information on how they control hydraulic head distributions, little is known about the exact spacing of these fractures, and how they can influence groundwater flow at field scales (Young et al. in review). Therefore, this work seeks to explore the impact of the fractures under three different scenarios: a base case scenario without fractures, as well as scenarios with 1- and 10-meter fracture spacings.

## 3 RESULTS

In this section, the results of the steady-state and transient simulations are compared with field data. It should be noted that this is a parametric study, so it is not intended to represent site-specific conditions, but rather is a general representation of post-glacial marine clay deposits. Therefore, comparisons with field data were made in order to show that the simulated behavior was similar, but not to reproduce them. The steady-state section shows the spatial changes of the hydraulic head within the slope due to the presence of fractures and the transient simulation section shows the changes in the groundwater flows dynamics.

### 3.1 Steady state

The impact of fractures was first evaluated under steady-state groundwater flow conditions, as such conditions are commonly used in slope stability models. Simulation results show that for all three scenarios discussed in Section 2.4, hydrostatic conditions are present in the crust and in the till due to the high hydraulic conductivity of these layers (Figure 3a). Below the crust, the base case exhibits a constant hydraulic gradient. In the fractured zone, the hydraulic gradient is lower in both scenarios compared to the base case. This occurs as a result of the fractures allowing increases in hydraulic head

at the surface to rapidly propagate to greater depths in the clay deposit, thereby increasing the hydraulic head at the base of the fractured zone. This increase in the hydraulic head then gradually attenuates as it diffuses downward from the bottom of the fractured zone through the intact clay. The "1 m" scenario shows the highest hydraulic head increase beneath the fractured zone, though the hydraulic gradient is similar for the three scenarios since the material is homogeneous.

The simulations including fractures better represent the hydraulic responses observed in the field data at the Desbiens study site in the MTQ monitoring network (Figure 1b) shown in Figure 3c. The lowest hydraulic gradient occurs between piezometers located at 4- and 9-meters depths, likely due to the high fracture density at these depths (Caron et al., 2021; Young et al. in review). According to O'Shaughnessy and Garga (1994), the hydraulic gradient is lower in the upper highly fractured zone but becomes progressively larger with a decreasing fracture density, which corresponds to the results obtained in the simulations.

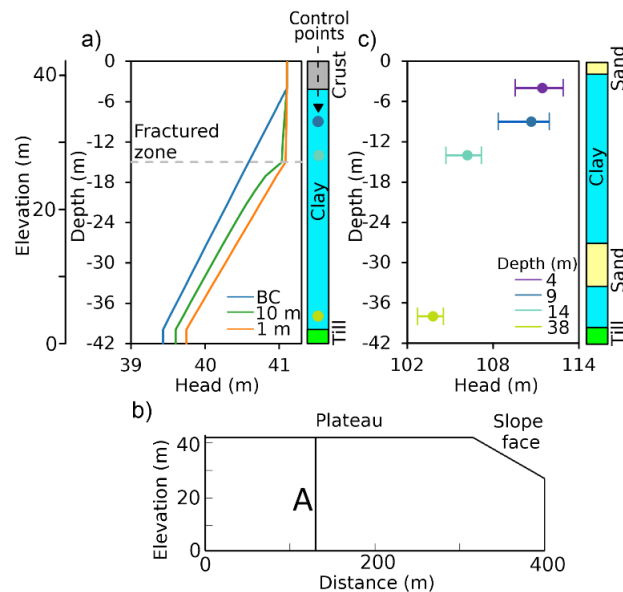


Figure 3 a) Steady-state hydraulic heads at profile A for the base case (BC) and the "10 m" and "1 m" spacing scenario. b) location of Profile A within the simulation domain c) Average hydraulic head of a piezometer nest of the MTQ monitoring network at the Desbiens site (Caron et al., 2021). The whiskers are the minimum and maximum value of the records.

To compare the changes in the hydraulic head distribution due to the presence of fractures, the values of the hydraulic head of the base case were subtracted from the simulated values in each of the scenarios with fractures (Figure 4). The red color indicates the areas where the presence of fractures increases the hydraulic head while the blue color indicates a reduced value. In both scenarios, no change was observed in the crust. The hydraulic head increases at the plateau because increases in hydraulic head at the surface are transmitted through the fractures, rather than

diffusing through (and subsequently being attenuated by) the intact clay. In the simulations, the largest changes occur at the bottom of the fractured zone, which agrees with field observations made by O'Shaughnessy and Garga (1994), who observed with hydraulic piezometers significant increases in the hydraulic head within the clay matrix at the end of a fracture. This occurs due to the high contrast between the hydraulic conductivity and specific storage of the fractures relative to the soil matrix. As a result, fractures effectively act as a "source" of high hydraulic head, which then diffuses outward through the soil matrix. Thus, by reducing the spacing between the fractures, the individual effects are superimposed, causing the changes of the hydraulic head to propagate further and with greater magnitude. This was particularly evident in the "1 m" spacing scenario, which shows greater increases than the "10 m" scenario below the fracture zone.

Close to the seepage face, the presence of fractures results in a reduction in the hydraulic head, as the fractures effectively serve as drains, allowing greater volumes of water to flow out of the slope face. The reduction of the hydraulic head extends beyond the fractured zone and the reduction is greater when the spacing between the fractures is reduced.

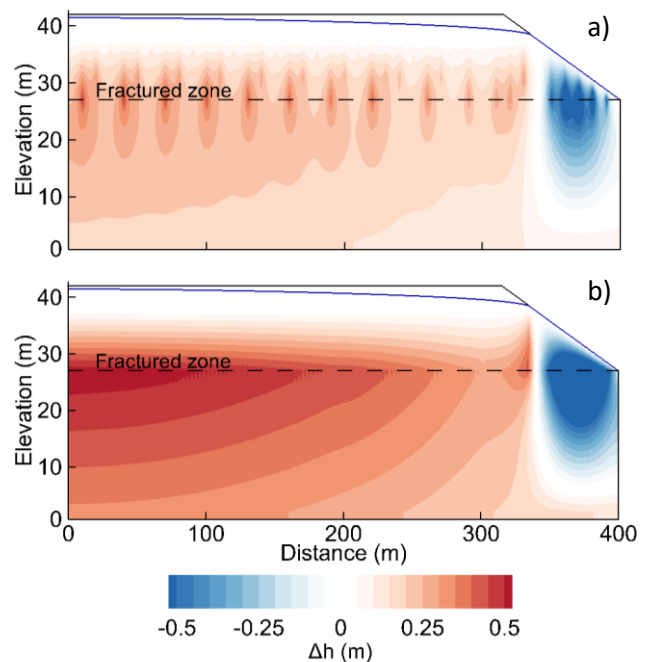


Figure 4. Steady-state simulation results showing the difference in hydraulic head between the base case scenario and simulations with (a) 10-m-fracture spacing and (b) 1-m-fracture spacing.

### 3.2 Transient simulations

According to Keller et al. (1989), piezometers are influenced by fractures when they exhibit large variations in hydraulic head and when the variations occur approximately simultaneously with the hydraulic head

variations in the crust. A good example of these characteristics are the hydraulic head profiles from the piezometer nest at Desbiens (Figure 5a; Caron et al., 2021). This piezometer nest shows rapid increases in the hydraulic head that are greater than 2 meters, even at 14 meters depth, something that cannot be achieved by hydraulic diffusion in intact clay. In addition, piezometers show similar variations, especially piezometers located at 4- and 9-meter depths, where the variations occur almost simultaneously and with similar magnitudes. It should be noted that piezometer short-circuits were also evaluated as a possible explanation for this behavior. However, two piezometers constructed differently yielded the same results, which suggests that the observations are not related to piezometer construction problems.

Control points were located at depths of 9, 14 and 38 meters in profile A (Figure ) to allow for analysis of the transient variations in the simulation outputs. These depths were chosen because observations were available at these depths. Figure 5 shows the variation of the water table at the top of profile A and the results of the control points for the base case and the “1 m” spacing scenario. In general, in the three control points, the fractures increase the hydraulic head for the entire simulation period. The base case results show that as the water table rises, changes in hydraulic head propagate downward through the intact clay, gradually reducing the amplitude until they become very small at 38 meters deep. On the other hand, in the fracture scenario, the amplitude of the variations at 9- and 14-meter depths have the same magnitude as the changes in the water table. Below the fracture zone (15 m deep), the higher hydraulic head signal gradually attenuates as in the base case.

In the base case, the time shift between the maximum values at each control point and the peak of the water table signal increases gradually as the depth increases. It takes 18, 39 and 117 days for the peak of the water table signal to reach a depth of 9, 14 and 38 m, respectively. In the “1 m” spacing scenario, the maximum hydraulic head value observed in the crust almost immediately reaches depths of 9 and 14 meters. For the control point located at 38 m, the signal takes 84 days.

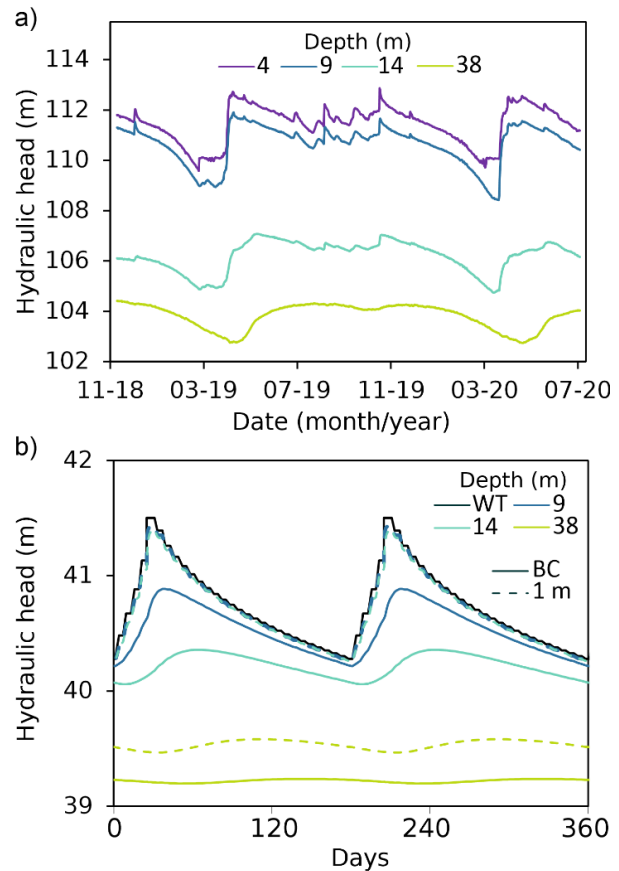


Figure 5. a) Hydraulic head profiles from a MTQ piezometer nest at Desbiens (Figure 1b; Caron et al., 2021). b) Transient simulation at control points located at profile A (Figure 3) for the base case (BC) and the “1 m” spacing scenario. Note that the results of the “10 m” spacing scenario are not shown in this figure, as the results look the same as the “1 m” scenario.

Three profiles were extracted from the simulation as shown in Figure 6 to better understand the impact of the fractures on the amplitude of the hydraulic head variations. The dark lines represent the average of the hydraulic heads for the simulation period and the shaded area shows the amplitude of the variations. The average hydraulic head values show similar results in the three profiles to those obtained in the steady-state simulation. The profiles B and C, which are closer to the slope, show a lower hydraulic gradient because this area is a “transition zone” where the flows change from being downward to upward. In the crust, the amplitude of the variations is the same for the three scenarios.

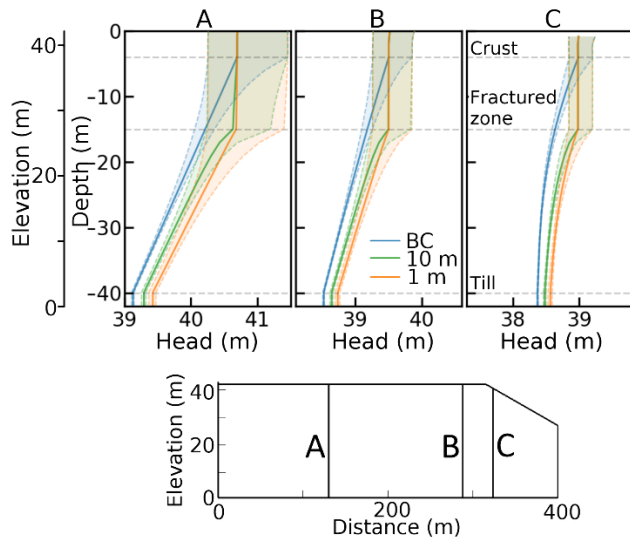


Figure 6. Hydraulic head profiles for the transient simulation of the base case (BC) and the “10 m” and “1 m” spacing scenarios.

In the base case, the amplitude of the hydraulic head variations in the crust rapidly decreases in the three profiles. In fact, at 15 meters depth the amplitude is approximately 24% of the amplitude in the crust. On the other hand, in the “1 m” and “10 m” scenarios, the amplitude increases in the fractured zone. In profile A, both scenarios show that the minimum value in the crust is constantly propagated downward in the fractured zone, while the maximum values remain constant only for the “1 m” scenario and the maximum values of the “10 m” scenario are slightly attenuated. In profiles B and C, the amplitude of the variations that occur in the crust remains constant in the fractured zone for both scenarios. In all three profiles, the amplitude of the hydraulic head variations below the fractured zone is greater for the “1 m” scenario compared to the “10 m” scenario.

The amplitude of the variation of the fracture scenarios better capture the dynamics of the field data shown in Figure 3c, where seasonal variations extend from the top of the soil to 14 meters depth with similar magnitude and amplitude. Then, as the fractured simulation shows, the amplitude signal is attenuated by the soil matrix as it travels downward.

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSION

To date, little is known about how deep, hydraulically-active fractures impact both groundwater flow and slope stability within the post-glacial marine clay deposits of Quebec. While some observations of the presence of fractures exist in the literature, the observations are usually qualitative in nature, and are often made in the aftermath of a slope failure (e.g., Eden and Mitchell 1970). This has led to the assumption that the clay is intact below the fractured crust 3-5 meters deep. In order to show the impact of the fractures on the hydraulic head distribution and the implications on slope stability, this study performed hydrogeological simulations based on a typical clay slope with discrete fractures.

The results of the fracture simulations better represent the groundwater flow dynamics observed in the field data. The field data show a low hydraulic gradient up to 15 meters deep, along with rapid, large increases in the hydraulic heads which occur approximately simultaneously across all piezometers within a given installation. Simulation results indicate that fracture spacing plays a significant role in controlling the magnitude of these effects, since the effects are amplified as the density of fractures increases.

In the steady-state and transient simulations, the fractures increase the hydraulic head at the plateau and at the crest of the slope, while the hydraulic head decreases within the slope face. Interestingly, the results of this work show that, from a hydrogeological point of view, the presence of fractures would appear to improve slope stability. By reducing the hydraulic head close to the slope face, the effective stress increases and thus the stability of the slope also increases. As a result, neglecting fractures could cause an error in the estimation of the safety factor of a slope. However, this result is specific to the slope configuration studied here and is related to the boundary conditions in the slope face which are prescribed as seepage faces. Another slope configuration could yield different results. For this reason, various slope configurations will be studied next.

The impact of fractures also needs to be further investigated, as this work only considers the impact of the fractures from a groundwater perspective, and does not account for any material weaknesses that these features would impart. Future work should focus on the feedbacks and interactions between fracture properties, material properties, and the local hydrologic regime. For example, this work considers a constant fracture aperture in time, however there may be a seasonal component to the in-situ aperture size, which can be influenced by soil freezing or saturation. Soil mechanical processes will also need to be considered, as the relationship between aperture size, pore pressure, and slope stability is not currently well understood. The results presented here suggest that a coupled hydromechanical model will be needed to better understand the role of fractures in slope stability. While such models have been used previously to examine the stability of fractured rock masses (e.g., Chen, 2013; Preisig, 2016), the flow system and material properties of the unconsolidated post-glacial marine clay deposits are very different, and allow for significant components of groundwater flow in both the matrix and fractures.

#### 5 ACKNOWLEDGEMENTS

This work was funded by the Quebec Ministry of Public Security through the 2013-2020 Action Plan on Climate Change (PACC 2013-2020) and the Québec Government's Green Fund.

## 6 REFERENCES

- Aquanty. (2015). *HydroGeoSphere User Manual* (No. 2332).
- Eden, W. J., & Mitchell, R. J. (1970). The mechanics of landslides in Leda clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 7(3), 285-296.
- Caron, T., Lemieux, J.-M., St-Cyr, M., & Carrier, M.-P. (2021). Catalogue des conditions hydrogéologiques associées aux sites du réseau de suivi des pressions interstitielles dans les talus argileux. Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, 47 pages + fiches.
- Chen, H., Zhao, Z., & Sun, J. (2013). Coupled hydro-mechanical model for fractured rock masses using the discontinuous deformation analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 506-516.
- Cloutier C., Locat, P., Demers, D., Fortin, A., Locat, J., Leroueil, S., Locat A., Lemieux, J.-M. and C. Bilodeau (2017) Development of a Long-Term Monitoring Network of Sensitive Clay Slopes in Québec in the Context of Climate Change. In: Thakur V., L'Heureux J.S., Locat A. (eds) *Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research*, vol 46, pp. 549-558, Springer
- Fortin, A., Ouellet, D., Paradis, S., & Demers, D. (2008). Développement au Ministère des Transports du Québec d'un portail informatique pour l'accès à des bases de données géotechnique. *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*, Québec, Que, 20-24.
- Gerke, H. H., & Van Genuchten, M. T. (1993). A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media. *Water Resources Research*, 29(2), 305-319.
- Keller, C.K., van der Kamp, G., & Cherry, J.A. (1989). A multiscale study of the permeability of a thick clayey till. *Water Resources Research* 25(11): 2299-2317.
- Lafleur, J. (1978). Influence de l'eau sur la stabilité des pentes naturelles d'argile [PhD thesis Université de Sherbrooke]. Retrieved from <http://hdl.handle.net/11143/13642>
- Lafleur, J., & Lefebvre, G. (1980). Groundwater regime associated with slope stability in Champlain clay deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(1), 44-53. <https://doi.org/10.1139/t80-004>
- Lafleur, J., & Lefebvre, G. (1986). Slope instability and valley formation in Canadian soft clay deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 261-270. <https://doi.org/10.1139/t86-039>
- Lefebvre, G., & Morissette, L. (1984). Fissuration des dépôts d'argile légèrement surconsolidés et application à la dégradation des talus. *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*, University of Toronto Press, 283-288.
- Lefebvre, G., Pare, J. J., & Dascal, O. (1987). Undrained shear strength in the surficial weathered crust. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 23-34. <https://doi.org/10.1139/t87-003>
- McKay, L. D., Cherry, J. A., & Gillham, R. W. (1993). Field experiments in a fractured clay till: 1. Hydraulic conductivity and fracture aperture. *Water Resources Research* TA - TT -, 29(4), 1149-1162. <https://doi.org/10.1029/92WR02592> LK - <https://ulaval.on.worldcat.org/oclc/5156403565>
- O'Shaughnessy, V., & Garga, V. K. (1994). The hydrogeological and contaminant-transport properties of fractured Champlain Sea clay in eastern Ontario. Part 1. Hydrogeological properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6), 885-901. <https://doi.org/10.1139/t94-104>
- Parent, M., & Occhietti, S. (1988). Late Wisconsinan deglaciation and Champlain sea invasion in the St. Lawrence valley, Québec. *Géographie Physique et Quaternaire*, 42(3), 215-246. <https://doi.org/https://doi.org/10.7202/032734ar>
- Preisig, G., Eberhardt, E., Smithyman, M., Preh, A., & Bonzanigo, L. (2016). Hydromechanical rock mass fatigue in deep-seated landslides accompanying seasonal variations in pore pressures. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(6), 2333-2351.
- Young, N.L., Lemieux, J.-M., Ospina, J.A. and Locat, P. (in review). Deep, hydraulically-active fractures in clay slopes: Implications for slope stability. Submitted to *Geophysical Research Letters* on January 2022





# Effect of undrained shear strength profile on retrogressive landslides in sensitive clays

Piash Saha, Ripon Karmaker and Bipul Hawlader  
*Memorial University of Newfoundland, St. John's, NL, Canada*



## ABSTRACT

The undrained shear strength of normally and lightly overconsolidated clays generally increases linearly with depth, which could significantly influence the failure of a slope. For sensitive clays, the strength profile could affect the progressive failure mechanisms, including the formation of shear bands. The traditional limit equilibrium (LE) methods cannot model the progressive failure, and the typical Lagrangian-based finite element (FE) modelling technique cannot simulate the complete process of sensitive clay landslides because of significant mesh distortion around the failure planes. The present study investigates the effects of the shear strength profile on failure patterns through Eulerian-based FE simulations. Higher shear strength and slower softening of the soil in the lower part of the sensitive clay layer could change the failure pattern and increase the retrogression distance.

## RÉSUMÉ

La résistance au cisaillement non drainé des argiles normalement et légèrement surconsolidées augmente généralement linéairement avec la profondeur, ce qui pourrait influencer significativement la rupture d'un talus. Pour les argiles sensibles, le profil de résistance pourrait affecter les mécanismes de rupture progressive, y compris la formation de bandes de cisaillement. Les méthodes traditionnelles d'équilibre limite (LE) ne peuvent pas modéliser la rupture progressive, et la technique typique de modélisation par éléments finis (FE) à base lagrangienne ne peut pas simuler le processus complet des glissements de terrain d'argile sensible en raison de la distorsion importante du maillage autour des plans de rupture. La présente étude examine les effets du profil de résistance au cisaillement sur les modèles de rupture par le biais de simulations EF basées sur Euler. Une résistance au cisaillement plus élevée et un ramollissement plus lent du sol dans la partie inférieure de la couche d'argile sensible pourraient modifier le schéma de rupture et augmenter la distance de régression.

## 1 INTRODUCTION

Field investigations show a wide range of variations of undrained shear strength of clay with depth. A weathered crust is observed in many cases near the ground surface. Below the crust, the undrained shear strength generally increases almost linearly with depth (Quinn et al. 2011; Locat et al. 2015; Perret et al. 2019). Slope stability for the undrained conditions ( $\phi = 0$ ) was the focus of some previous studies (e.g., Gibson and Morgenstern 1962; Hunter and Schuster 1968; Booker and Davis 1972; Koppula 1984; Griffiths and Yu 2015). An idealized linearly increasing soil profile is considered in these studies without considering the crust and softening of sensitive clays. Assuming circular failure planes, analytical solutions were developed in those studies based on the limit equilibrium (LE) methods. Some of those studies compared the location of the critical failure plane obtained from LE methods with FE simulation results (e.g. Griffith and Yu 2015). The results were presented in the form of a stability chart as a function of stability number.

While the above-simplified approaches could be easily used in practical engineering, it is not suitable for analyzing large landslides in sensitive clays because of several reasons, including the following: (i) failure surface is not circular (e.g., in the spread or the failure of a soil block due to toe erosion); (ii) failure occurs by progressive formation of shear bands, which cannot be modelled by LE methods; and (iii) strain-softening plays a major role on failure.

Based on post-slide investigations of large-scale sensitive clay landslides, the location of the failure surface was inferred from field tests (e.g., piezocone tests) (Delisle

and Leroueil 2000; Locat et al. 2008; Locat et al. 2019). These studies confirmed the formation of non-circular failure planes. The failure surface often starts from a point near the toe of the slope and propagates quasi-horizontally into the intact soil deposit (Locat et al. 2013).

In addition, to increase the undrained shear strength with depth, post-slide investigation of large-scale landslide areas also shows different soil units above and below the failure planes. For example, Bélanger et al. (2017) presented geophysical and geotechnical investigations of an area located upstream of Vases Creek Valley where numerous sensitive clay landslides occurred. The authors found two sensitive clay layers. Below the crust, the soil is highly sensitive, having high clay content, less silt content, high liquidity index and low residual shear strength. However, the soil layer, a few meters below the bottom of the valley, is relatively less sensitive, which has less clay content but higher silt content, lower liquidity index and higher residual shear strength. A similar pattern was found in other sensitive clay landslide areas—the soil layer below the sliding plane is somehow different in terms of particle size distribution and liquidity index (e.g. Locat et al. 2017). In some cases, locally increased undrained shear strength is observed below the failure plane (e.g. Saint-Jude landslide, Locat et al. 2017; Rigaud landslide, Carson 1979).

The failure process might be affected by different soil units approximately below and above the toe level, at least, because of two reasons. First, the undrained shear strength could be slightly higher in the lower clay layer, as observed in some field investigations. Second, the rate of strain-softening might be lower when clay content is lower.

For example, during Ormen Lange gas field development in offshore Norway, Kvalstad et al. (2005) showed that marine clay (clay content 45%–65%) exhibits significant strain-softening behaviour while glacial deposits (clay content 30%–40%) shows very little or no softening.

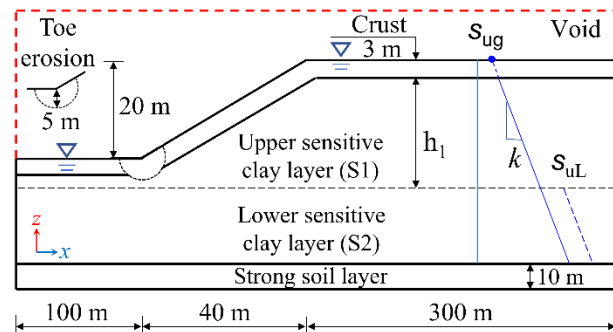
The objective of the present study is to investigate the effects of the shear strength profile and rate of strain-softening on retrogressive landslides using a large deformation finite element (FE) modelling technique.

## 2 PROBLEM DEFINITION

A 2:1 (horizontal to vertical) slope is used for numerical simulations (Fig. 1). The height of the slope is 20 m. There is a 3-m weathered crust near the ground surface. Below the crust, there are two sensitive clay layers of a total 47 m thickness. The thickness of the upper sensitive clay layer (S1) is  $h_1$ , which has high clay content, and strain softening occurs rapidly as compared to those for the lower sensitive clay layer (S2). The top surface of the lower sensitive clay layer S2 is at or below the toe of the slope. In some simulations, a lower rate of softening or higher shear strength ( $s_{uL}$ ) is given, as shown by the dashed line of the shear strength profile in Fig. 1. The soil is very strong at a large depth (50 m below the crest level), and this soil is modelled as an elastic material. The groundwater table is at the ground surface and along the slope. The effects of the opposite bank in the case of a riverbank slope are not modelled. The debris might move along the river, which could not be modelled in this two-dimensional simulation; therefore, the left boundary is placed at 100 m far from the toe such the debris does not accumulate near the toe. The right boundary is placed at 300 m from the crest, which is sufficiently far from the failure zone and does not affect the results. The landslide is triggered by the failure of a circular soil block of 5 m depth from the toe, which is called the “toe erosion” in this paper (Fig. 1).

Figure 1: Geometry used in finite element analysis (not to scale)

## 3 FINITE ELEMENT MODELLING



For slope stability analysis, most of the FE models available in the literature were developed in a Lagrangian framework (Griffith and Lane 1999; Loukidis et al. 2003). The present study utilizes the Eulerian-based FE technique in Abaqus 6.19 software in which the Eulerian material

(soil) can flow through the fixed mesh without causing numerical issues related to mesh distortion, even at very large deformations.

In numerical modelling, zero velocity boundary conditions are applied in all directions (i.e.,  $v_x = v_y = v_z = 0$ ) at the bottom of the soil model (Fig. 1). Zero velocity boundary condition is also applied to all of the vertical faces of the domain except for the left side, where  $v_x = 0$  is applied only to the elements below the toe level. There is no velocity boundary condition along the soil–void interface, which allows the soil to move into the void space when needed.

Only three-dimensional elements are available for Eulerian FE simulations. Therefore, the modelling is performed with a single element in the out-of-plane direction to simulate the plane strain conditions. The Eulerian domain is discretized into 0.5-m cubical elements using EC3D8RT in the software, which are 8-node linear brick elements of multi-materials with reduced integration, thermally coupled and hourglass controlled. The mesh size regularization technique is used to reduce mesh sensitive issues (Karmaker and Hawlader 2022). The Eulerian Volume Fraction (EVF) tool is used to define the soil and voids:  $EVF = 1$  for the elements filled with Eulerian material (clay),  $EVF = 0$  for the void, and  $0 < EVF < 1$  for the elements partially filled with soil.

The analysis consists of three steps. The first step is to apply a geostatic load to bring the soil to the in-situ stress conditions. Wang et al. (2020) developed a method to define the in-situ stress conditions in the Eulerian-based FE simulations, which consists of seepage analysis and effective stress-based in-situ stress modelling prior to total stress-based undrained landslide simulations. In the present study, their approach is used to define the in-situ stress conditions. In the second step, the failure is triggered by toe erosion by reducing the undrained shear strength of the erosion block from its intact shear strength to 0.1 kPa in 5 seconds. In the final step, the failed soil is allowed to move downslope for 30–50s without applying any external load. The instantaneous velocity of the failed soil is negligible at the end of this step.

## 4 UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF SENSITIVE CLAYS

The mobilized undrained shear strength ( $s_u$ ) of the sensitive clay layers (S1 & S2) is modelled as:

$$s_u = f_1 f_2 s_{uy} \quad [1]$$

where  $f_1$  is a strain-softening factor,  $f_2$  is a strain-rate factor, and  $s_{uy}$  is undrained shear strength at a very low shear strain rate.

### 4.1 Strain Softening Effects

The strain-softening factor  $f_1$  can be defined by a linear or exponential function of accumulated plastic shear strain or plastic shear displacement ( $\delta$ ) (Locat et al. 2013; Dey et al.

2016; Wang et al. 2020). In this study,  $f_1$  is defined using Eq. (2), which consists of an exponential decrease of  $s_u$  for  $0 \leq \delta < 2\delta_{95}$  (similar to Einav and Randolph 2005) followed by a linear degradation at  $2\delta_{95} \leq \delta < \delta_{ld}$  before becoming constant at large shear displacements ( $\delta > \delta_{ld}$ ).

$$f_1 = \begin{cases} \frac{s_{uR}}{s_{u0}} + \left(1 - \frac{s_{uR}}{s_{u0}}\right) e^{-3\delta/\delta_{95}} & \text{if } 0 \leq \delta < 2\delta_{95} \\ \frac{s_{uR}}{s_{u0}} - \frac{s_{uR} - s_{uld}}{s_{u0}} \frac{\delta - 2\delta_{95}}{\delta_{ld} - 2\delta_{95}} + c & \text{if } 2\delta_{95} \leq \delta < \delta_{ld} \\ \frac{s_{uld}}{s_{u0}} + c & \text{if } \delta > \delta_{ld} \end{cases} \quad [2]$$

Where  $s_{u0}$  is the peak undrained shear strength at the reference shear strain rate ( $\dot{\gamma}_{ref}$ ) before softening;  $s_{uR}$  is the value of  $s_u$  at a sufficiently large value of  $\delta$ ;  $\delta_{95}$  is the value of  $\delta$  at which 95% reduction of ( $s_{u0} - s_{uR}$ ) occurs;  $s_{uld}$  is the value of  $s_u$  at completely remoulded state at a very large value of  $\delta$ ; and  $c = (1 - s_{uR}/s_{u0})e^{-6} \approx 0$ . In the FE program, adopting the von Mises criterion, the initial yield strength ( $= 2s_{u0}$ ) is given. In each time increment, the equivalent plastic shear strain ( $\varepsilon_q^p$ ) is called, which is then used to define strain-softening using Eq. (2). Further details of Eq. (2), numerical implementation, and model parameter selection are available in previous studies (Dey et al. 2015; Dey et al. 2016; Wang et al. 2020).

#### 4.2 Strain Rate Effects

In general, the undrained shear strength increases with shear strain rate ( $\dot{\gamma}$ ). In the FE program,  $\varepsilon_q^p$  is called in each time increment, and  $\dot{\gamma}$  is calculated as  $\dot{\gamma} = \sqrt{3}\Delta\varepsilon_q^p/\Delta t$ , where  $\Delta t$  is a time interval.

Several models have been proposed in the past to capture strain-rate effects on undrained shear strength. Zhu and Randolph (2011) proposed an “additive power-law model” combining the Herschel–Bulkley (fluid mechanics) and the power-law (geotechnical approach) models, which can better capture the behaviour of soil from its intact state to the fluidized remoulded conditions, as happened in sensitive clay landslides.

$$f_2 = 1 + \eta \left( \frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_{ref}} \right)^\beta \quad [3]$$

where  $\eta$  and  $\beta$  are soil parameters (Randolph et al. 2012; Wang et al. 2020). At the reference strain rate (i.e.  $\dot{\gamma} = \dot{\gamma}_{ref}$ )

$$s_{uy} = s_{u0}/(1 + \eta) \quad [4]$$

Field vane shear tests are commonly used to determine undrained shear strength. The average shear strain rate of

a vane shear test for a rotation rate of 0.1 °/s is  $\sim 0.05 \text{ s}^{-1}$  for a soil having a 10% increase in undrained shear strength per log cycle (Einav and Randolph 2006; Boukpeti et al. 2012). In this study,  $\dot{\gamma}_{ref} = 0.05 \text{ s}^{-1}$  is used. Attempts have been taken to examine the effects of rotation rate on vane shear strength. Dutta et al. (2015) compiled tests results and showed that the strain rate effect is higher at higher strain rates and softer soils. Also, while laboratory tests (e.g. triaxial) could be performed at a very low strain rate, the undrained conditions cannot be maintained in the field when tests are performed at a slow rate of rotation (partial drainage occurs). Roy and Leblanc (1988) presented field vane shear test results on two sensitive clays in Canada and showed that the shear strength increases at a slower rate of rotation, which was due to partial drainage during shearing. In this study, the strain rate effects are neglected (i.e.  $f_2 = 1$ ) when  $\dot{\gamma} \leq \dot{\gamma}_{ref}$ .

The initial undrained shear strength ( $s_{u0}$ ) of both sensitive clay layers (S1 & S2) increases linearly with depth as

$$s_{u0} = s_{ug} + kz \quad [5]$$

where  $s_{ug}$  is constant (in kPa) that represents the value of the linear shear strength profile extrapolated to the ground surface (Fig. 1),  $k$  is the shear strength gradient (kPa/m) with depth ( $z$ ) measured from the crest level.

## 5 MATERIAL PARAMETERS

Table 1 below shows the geotechnical parameters used in the “base case” finite element simulations.

## 6 RESULTS

Figure 2 shows the progressive formation of the failure planes for the base case where the initial undrained shear strength of both sensitive clay layers (S1 & S2) increases with depth as  $s_{u0} = 40 + 2.5z$  (solid line of the shear strength profile in Fig. 1). In this simulation, the strain-softening parameters are the same for both clay layers, as listed in Table. 1. The process of failure is shown by plotting the accumulated plastic shear strain ( $\varepsilon_q^p$ ). As the materials involve strain softening, significant strain localization occurs near the failure planes, and the shear bands form with the progress of the simulation.

Table 1. Geotechnical parameters used for base case simulation

Parameter	Sensitive clay	Crust	Base
Total unit weight, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	17	17
Initial undrained shear strength, $s_{u0}$ (kPa)	40+2.5z	75	-

Undrained Young's modulus, $E_u$ (MPa)	21	21	50
Undrained Poisson's ratio, $\nu_u$	0.495	0.495	0.495
Reference shear strain rate, $\dot{\gamma}_{ref}$	0.05	-	-
$\delta_{95}$ (m)	0.05	-	-
$\delta_{pc}$ (m)	0.004	-	-
$\delta_{ld}$ (m)	2.0	-	-
$\eta$	0.5	-	-
$\beta$	0.1	-	-

For the base case (Fig. 2), the failure initiates from the lower part of the curved erosion block and propagates downward. The shear band propagates in a circular path, and after reaching a depth of 29 m from the crest level, it then curves upward and reaches the upslope ground surface, which causes global failure of the soil block M1 (Fig. 2(a)). The failed soil block rotates and tries to climb up above the toe with time. The displacement and rotation of M1 increase the backscarp height, and, at one stage, another small soil block M2 fails (Fig. 2(b)). The failure of this soil block starts from a shallower depth (20 m below the crest level). Note that the slope of the backscarp is higher than the original slope (2:1); therefore, the failure of M2 could occur at a shallower depth. The displacement and rotation of the failed soil block stopped at  $t \sim 27$  s (Fig. 2(c)). The retrogression distance ( $L_R$ ) is 40 m, which measures the horizontal distance between the crest and the furthest point where the final failure plane intersects the upslope ground surface.

### 6.1 Effects of strain-softening of lower sensitive clay layer

As mentioned in the introduction that the deeper soils (e.g. S2 in Fig. 1) might have different particle size distribution, including lower clay content, than the upper sensitive clay layer. Field investigations do not show an abrupt change in undrained shear strength, although some increases have been reported (e.g., Locat et al. 2017). Therefore, three more simulations are performed for the same  $s_{u0}$  profile as in the base case and soil parameters listed in Table 1, but using a higher  $\delta_{95}$  ( $= 1.0$  m). This implies that the strain-softening of soil S2 occurs slowly in these simulations as compared to the base case simulation. The top of the soil layer S2 is placed at three depths: (i) 3.25 m below the toe (case 1), (ii) 5.25 m below the toe (case 2), and (iii) 9.75 m below the toe (case 3).

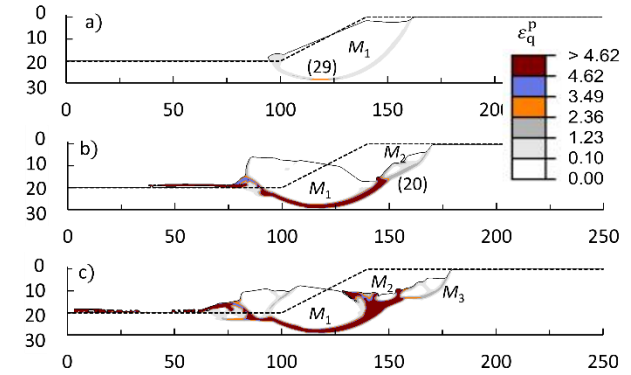


Figure 2. Soil failure in base case simulation

Figure 3 shows the failure pattern for case 1. Unlike base-case results, the failure due to toe erosion initiates from a shallower depth. The shear band propagates almost horizontally above the S2 layer for about 25 m and then curves upward and causes global failure of a soil block. The landslide stops after the successive failure of seven soil blocks with a retrogression distance of 90 m. The maximum depth of the failure planes is approximately at the top surface of the soil layer S2, except for the last block.

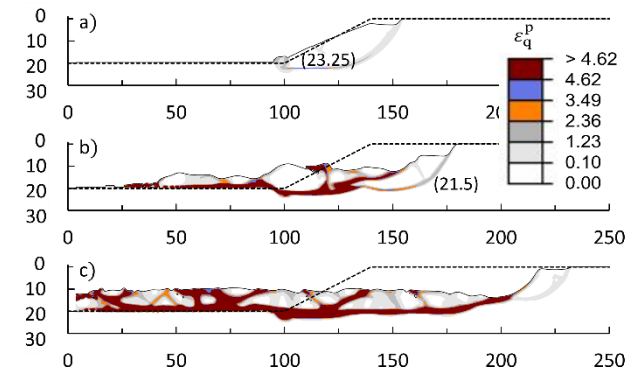


Figure 3. Soil failure in case 1 simulation

Figure 4 shows the simulation results for case 2. In this case, the failure initiates from a point around the bottom of the erosion block. The shear band then propagates horizontally immediately above the soil layer S2, approximately about 25 m, and then curves upward, causing the global failure of the first soil block. The failure of the second soil block starts  $\sim 5$  m above the top of the S2 layer. The maximum depth of failure of the subsequent soil blocks becomes shallower. The retrogression distance, in this case, is 66.5 m.

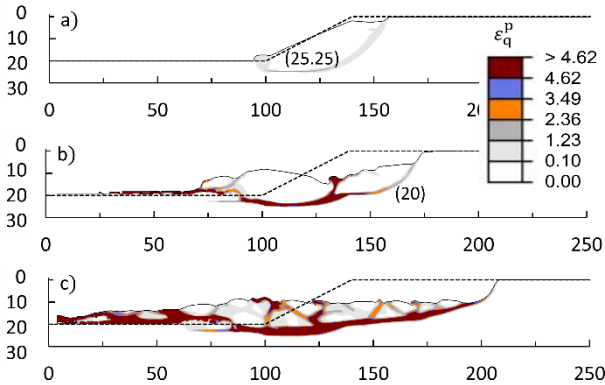


Figure 4. Soil failure in case 2 simulation

When the top of the soil layer S2 is placed at a deeper location (9.75 below the toe, case 3), the failure pattern is very similar to that obtained for the base case (Fig. 2). The maximum depth of the failure plane of the first soil block is 29 m from the crest, which means that the shear band did not reach the soil layer S2. This implies that the lower clay layer does not have any influence on the failure if it is considerably far from the toe.

Comparison of the simulation results of these four cases (base case and cases 1-3) shows that the maximum retrogression occurs when the S2 layer is placed close to the toe (case 1). In this case, the first shear band forms at a shallower depth through the upper clay layer S1 because the rate of softening is low for S2, although the undrained shear strength is the same near the interface between two layers. The first soil block that failed at a shallower depth could displace easily in the downslope direction, as compared to a soil block that fails through deeper soil (e.g. M1 in Fig.1). The higher potential of displacement of the first soil block facilitates the failure of the subsequent soil blocks and results in larger retrogression in the case 1 simulation. In summary, the rate of softening could significantly change the failure patterns and thereby the retrogression distance.

## 6.2 Effects of increasing shear strength in lower clay layer

In addition to different soil compositions, the undrained shear strength of the lower clay layer might be higher than the upper clay layer. The local change in soil type (e.g. particle size) might give varying shear strengths. However, in the simulations presented in this section, an idealized shear strength profile, shown by the dashed line in Fig. 1, is used for the lower clay layer S2, which is 20 kPa higher than the previous cases. For the upper clay layer S1,  $s_{u0}$  is the same as before. Simulations are performed by placing the top of the soil layer S2 at: (i) the level of the toe (case 4) and (ii) 3.25 m below the toe (case 5).

For case 4, Fig. 5 shows that the failure initiates from the bottom of the erosion block, and the global failure of the first soil block occurs by the formation of a curved shear band. The maximum depth of the failure plane is 28 m from the crest level. One important observation is that, although the soil is stronger below the toe (S2 layer), the shear band

propagates to this stronger soil. With the displacement of this failed soil block, three more soil blocks failed, and the failure stopped after a retrogression distance of 62 m.

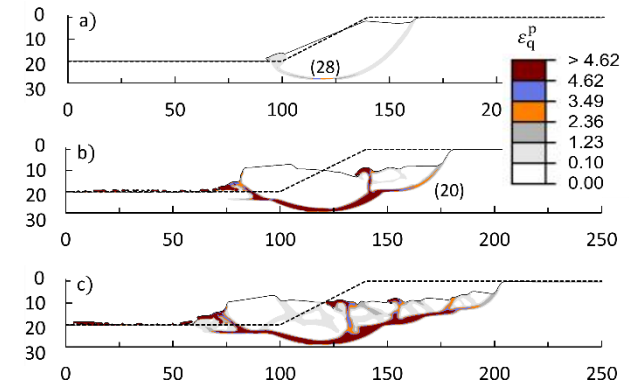


Figure 5. Soil failure in case 4 simulation

For case 5, the failure also initiates from the bottom of the erosion block, and the global failure of the first soil block occurs by forming a curved failure plane (Fig. 6). The maximum depth of the failure plane of the first block is 28 m, which is the same as that obtained in the case 4 simulation, although the S2 layer in case 5 is 3.25 m deeper than that in case 4. The effect of increasing shear strength at or below the toe level is primarily visible in the depth at which subsequent soil blocks form following the failure of the first block. With the displacement of the failed soil blocks, three more soil blocks fail, and the landslide stops after a retrogression distance of 67 m.

Comparing the results of these two simulations (cases 4 and 5) with the base case (Fig. 2), it can be concluded that the higher strength of the lower clay layer could also influence the progressive failure and increase the retrogression distance.

Finally, comparing case 1 (Fig. 3) and case 5 (Fig. 5), it can be concluded that the rate of softening has more effect on retrogression distance than the increase in shear strength of the lower clay layer.

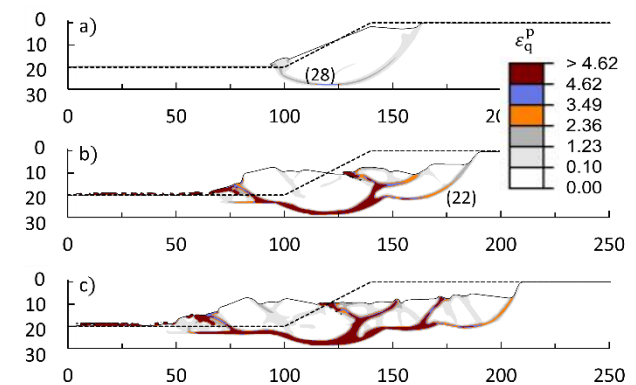


Figure 6. Soil failure in case 5 simulation

## 7 CONCLUSIONS

Many large-scale landslides occur in sensitive clays. The shear strength of the sensitive clay layer generally increases with depth. Several post-slide investigations show different soil units above and below the failure plane, at least, in terms of particle size distribution, clay/silt content and liquidity index. The present study investigates the effects of the undrained shear strength and softening rate on the progressive failure of sensitive clay slope. The following conclusions can be drawn from this study.

- a) A slower rate of softening of the soil below the level of the toe could cause the shallower failure of soil blocks and larger retrogression.
- b) A relatively higher initial undrained shear strength of the soil in the lower clay layer also could increase the retrogression distance. However, the effects of softening are more significant than shear strength increase on retrogression distance.

Finally, it is to be noted that only a few simulations are performed in this study, although the results show some interesting trends that could be useful for further investigation of the role of the deeper clay layer on slope failure mechanisms and landslide extent.

## 8 ACKNOWLEDGEMENT

The work presented in this paper has been supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), Equinor, Petroleum Research Newfoundland and Labrador and Mitacs.

## 9 REFERENCES

- Bélanger, K., Locat, A., Fortier, R. and Demers, D. 2017. Geophysical and geotechnical characterization of a sensitive clay deposit in Brownsburg, Quebec, In *Landslides in sensitive clays: From research to implementation*, Springer, Cham, Switzerland, edited by V. Thakur, J.-S. L'Heureux, and A. Locat, 77–86.
- Booker, J.R. and Davis, E.H. 1972. A note on a plasticity solution to the stability of slopes in inhomogenous clays, *Géotechnique*, 22(3): 509–513.
- Boukpeti, N., White, D.J., Randolph, M.F. and Low, H.E. 2012. Strength of Fine-grained Soils at the Solid–fluid Transition, *Géotechnique*, 62(3): 213–226.
- Carson, M.A. 1979. On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments: reply, *Canadian Geotechnical Journal*, 16(2): 431–444.
- Delisle, M.C. and Leroueil, S. 2000. Détection, à l'aide du piézocône, de zones ramollies dans des pentes argileuses et évaluation de leur comportement mécanique, *Report GCT2000-07 prepared for the Ministère des Transports du Québec*, Université Laval, Québec.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2015. Large Deformation Finite-element Modelling of Progressive Failure Leading to Spread in Sensitive Clay Slopes, *Géotechnique*, 65(8): 657–668.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2016. Modeling of Large-Deformation Behaviour of Marine Sensitive Clays and Its Application to Submarine Slope Stability Analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, 53(7): 1138–1155.
- Dutta, S., Hawlader, B. and Phillips, R. 2015. Finite element modeling of partially embedded pipelines in clay seabed using Coupled Eulerian–Lagrangian method, *Canadian Geotechnical Journal*, 52(1): 58–72.
- Einav, I. and Randolph, M.F. 2005. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 63(14): 1991–2016.
- Einav, I. and Randolph, M.F. 2006. Effect of Strain Rate on Mobilised Strength and Thickness of Curved Shear Bands, *Géotechnique*, 56(7): 501–504.
- Gibson, R.E. and Morgenstern, N. 1962. A note on the stability of cuttings in normally consolidated clay, *Géotechnique*, 12(3): 212–216.
- Griffiths, D.V. and Lane, P.A. 1999. Slope stability analysis by finite elements, *Géotechnique*, 49(3): 387–403.
- Griffiths, D.V. and Yu, X. 2015. Another look at the stability of slopes with linearly increasing undrained strength, *Géotechnique*, 65(10): 824–830.
- Hunter, J.H. and Schuster, R.L. 1968. Stability of simple cuttings in normally consolidated clay, *Géotechnique*, 18(3): 372–378.
- Karmaker, R. and Hawlader, B. 2022. Large deformation finite-element modeling of pile jacking in sensitive clay, *Proceedings of 20<sup>th</sup> International Conference on SMGE*, Sydney, Australia.
- Koppula, S.D. 1984. On stability of slopes in clays with linearly increasing strength, *Canadian Geotechnical Journal*, 21(3): 577–581.
- Kvalstad, T.J., Andresen, L., Forsberg, C.F., Berg, K., Bryn, P. and Wangen, M. 2005. The Storegga Slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics, *Marine and Petroleum Geology*, 22(1-2): 245–256.
- Locat, P., Leroueil, S. and Locat, J. 2008. Remaniement et mobilité des débris de glissements de terrain dans les argiles sensible de l'est du Canada, In *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*, Presse de l'Université Laval, Québec, Canada, 97–106.
- Locat, A., Jostad, H.P. and Leroueil, S. 2013. Numerical Modeling of Progressive Failure and Its Implications for Spreads in Sensitive Clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9): 961–978.
- Locat, A., Leroueil, S., Fortin, A., Demers, D. and Jostad, H.P. 2015. The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, 52(4): 490–504.
- Locat, A., Locat, P., Demers, D., Leroueil, S., Robitaille, D. and Lefebvre, G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism, *Canadian Geotechnical Journal*, 54(10): 1357–1374.

- Locat, A., Locat, P., Michaud, H., Hébert, K., Leroueil, S. and Demers, D. 2019. Geotechnical characterization of the Saint-Jude clay, Quebec, Canada, *AIMS Geosciences*, 5: 273–302.
- Loukidis, D., Bandini, P. and Salgado, R. 2003. Stability of seismically loaded slopes using limit analysis, *Géotechnique*, 53(5): 463–479.
- Perret, D., Therrien, J., Locat, P. and Demers, D. 2019. Influence of surficial crusts on the development of spreads and flows in eastern Canadian sensitive clays, *Proceedings of the 72nd Canadian geotechnical conference*, GeoSt.John's, St. John's, NL, Canada.
- Quinn, P.E., Diederichs, M.S., Rowe, R.K. and Hutchinson, D.J. 2011. A new model for large landslides in sensitive clay using a fracture mechanics approach, *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8): 1151–1162.
- Randolph, M.F., White, D.J. and Yan, Y. 2012. Modelling the Axial Soil Resistance on Deep-water Pipelines, *Géotechnique*, 62(9): 837–846.
- Roy, M. and Leblanc, A. 1988. Factors Affecting the Measurements and Interpretation of the Vane Strength in Soft Sensitive Clays, In *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies*, ASTM STP 1014, A.F. Richards Ed., Philadelphia, 117–128.
- Wang, C., Hawlader, B., Perret, D. and Soga, K. 2020. Effects of Geometry and Soil Properties on Type and Retrogression of Landslides in Sensitive clays, *Géotechnique*, 1–15.
- Zhu, H. and Randolph, M.F. 2011. Numerical Analysis of a Cylinder Moving Through Rate-dependent Undrained Soil, *Ocean Engineering*, 38(7): 943–953.





# Assessment of post-peak strain softening behaviour of Eastern Canadian sensitive clays

Sarah Jacob<sup>1</sup>, Rama Vara Prasad Chavali<sup>1</sup>, Ali Saeidi<sup>1</sup> & Abouzar Sadrekarimi<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Applied Sciences – Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Quebec, Canada

<sup>2</sup>Department of Civil Engineering – University of Western Ontario, London, Ontario, Canada



## ABSTRACT

The post-peak behaviour of sensitive clays is rather complex unlike other soils due to their continuous strength loss at large strains. Typical laboratory investigations cannot truly simulate the actual field conditions during a sensitive clay landslide due to the difficulty in the replication of shear mechanisms as well as imposing such high strains in the soil samples. Although attempts have been made in the past to model this strength degradation, the extent of its applicability to Eastern Canadian soils, especially to Laflamme Sea clays, is not clear. The present study aims to do a preliminary analysis of the post failure strain softening behaviour in sensitive clays of Desbiens, up to the remoulded state of the soil through a compression testing machine combined with hand kneading of the sample. The post peak strength degradation curve has been developed which can be an important advantage in the evaluation of remoulding energy and assessment of landslide risk.

## RÉSUMÉ

Le comportement post-pic des argiles sensibles est plutôt complexe contrairement à d'autres sols en raison de leur perte continue de résistance aux grandes déformations. Les enquêtes de laboratoire typiques ne peuvent pas vraiment simuler les conditions réelles sur le terrain lors d'un glissement de terrain d'argile sensible en raison de la difficulté de répliquer les mécanismes de cisaillement ainsi que d'imposer des contraintes aussi élevées dans les échantillons de sol. Bien que des tentatives aient été faites dans le passé pour modéliser cette dégradation de la résistance, l'étendue de son applicabilité aux sols de l'Est canadien, en particulier aux argiles de la mer de Laflamme, n'est pas claire. La présente étude vise à faire une analyse préliminaire du comportement de relâchement rupture des argiles sensibles de Desbiens, jusqu'à l'état remanié du sol à l'aide d'une machine d'essai de compression combinée à un malaxage manuel de l'échantillon. La courbe de dégradation de la résistance post-pic a été développée, ce qui peut être un avantage important dans l'évaluation de l'énergie de remaniement et l'évaluation du risque de glissement de terrain.

## 1 INTRODUCTION

The post-failure movements in sensitive clays are often understood poorly due to difficulty in modelling large deformation strain softening behaviour, inadequate tools to model the quick clay flow pattern, limitations in the existing experimental setups and the rigour in minimizing sample disturbances (Thakur et al. 2014). However, the severity of the problems posed by these clay movements makes it inevitable to do a comprehensive study to minimize it. As such, many simplified methods have been suggested in the literature as useful tools in this domain (Tavenas et al. 1983; Leroueil et al. 1983; Locat 2008; Thakur & Degago 2013; Dey et al. 2016). Within this frame of reference, remoulding energy is an important criterion to predict strain softening and retrogression (Jacob et al. 2021).

In simple terms, remoulding energy is the strain energy required to remould a soil specimen and hence is often quantified as the area under the stress-strain curve (Thakur and Degago 2013). The post-peak stress – strain curve shows the strength degradation of the soil specimen with increasing strains until it is completely remoulded. It is crucial to incorporate the entire post-peak stress-strain curve up to the point of complete remoulding to accurately

quantify remoulding energy. The integration of the post-peak curve gives the remoulding energy which is a primary criterion in assessing retrogressive landslides (Jacob et al. 2021).

The post-peak strength of a soil and its behaviour in this state of stress are key criteria to predict strain softening and remoulding of soil. According to Lefebvre (1983), the post-peak strength is the strength mobilized in the soil, in both drained and undrained conditions, after it has reached failure at a given effective stress. Hence, it is different from the residual as well as the remoulded state of the soil. However, at the post-peak state, the soil still retains some of its stress history. Generally, in clays, a post-peak strength reduction is observed under increased loading due to strain softening. Under normal circumstances, this behaviour could be easily analyzed in the laboratory using conventional tests such as direct shear or the triaxial tests where the soil can be sheared up to 10-15 % shear strain. In the case of sensitive clays, a complexity arises due to a continuous strength loss even at a large strain (> 30%). As such, it becomes difficult to assess this behaviour with conventional laboratory tests available and demands the use of some unconventional methods to obtain the best possible results. Although there are methods to obtain the

remoulded shear strength of soils, the difficulty arises in discovering the corresponding remoulded strain. This is the biggest challenge that most researchers face in the prediction of geohazards in sensitive clays

ASTM D4646 and 2501-110 CAN/BNQ as well as some literature propose certain remoulding methods which have been successful for many sensitive clays (Tavenas et al. 1983; Thakur & Gylland 2015; Tanaka et al. 2012; Boukpeti et al. 2012, Rasmussen 2012). Remoulding the soil by uniaxial pressing was first proposed by Ladanyi et al. (1968) where the soil sample was subjected to various strains and the remoulded strength at each strain was measured using the vane shear test. In the present study, this method has been altered slightly for better accuracy.

The sensitive clay used in the present study was collected from Desbiens, a village in Quebec. Desbiens is located to the south of Lac Saint-Jean, occupied by the former Laflamme Sea. The region is known to have stratified sand deposits and the piezometric levels here infer the presence of a valley in the bedrock. The combined effect of these two phenomena leads to an increase in leaching which results in a decrease of shear strength and an increase of sensitivity in this area (Rochelle et al. 1970). Sensitive clay slopes of this region are unstable and some are even active (Rochelle et al. 1970; Quinn et al. 2009).

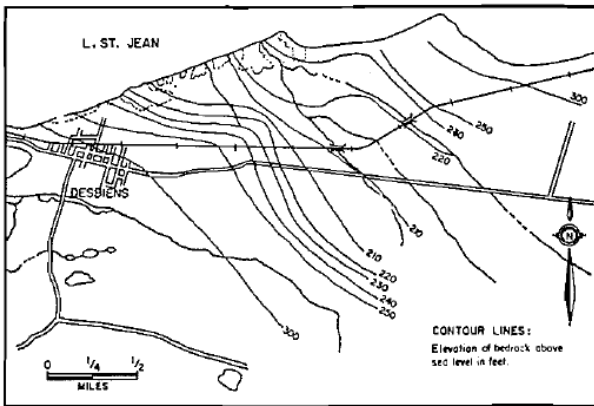


Figure 1. Bedrock Topography of Desbiens (Rochelle et al. 1970) © Canadian Science Publishing or its licensors

## 2 METHODOLOGY

Remoulding by uniaxial pressing is advantageous over other methods of remoulding as we are aware of the strain at which strength loss takes place. As discussed earlier, measurement of strain is close to impossible otherwise, making the post-peak strain softening analysis further difficult. Although this is an indirect method to develop the post-peak stress–strain curve, the results may be seen as a preliminary step to develop a more sophisticated experimental setup for the current study. The following sections explain the characterization of the soil sample used and the testing procedure adopted which closely follows that of Ladanyi et al. (1968).

### 2.1 Basic properties of the soil specimen

Clay samples were obtained from the Desbiens landslide area in Quebec. The samples used in this study were extracted from a depth of 9.5 to 17.5 m. The soil was observed to be mostly clayey with very few sand layers below 13 m depth. The basic properties of the soil obtained as an average from the samples of depth 9.5 to 17.5 m are enumerated in Table 1. The undrained and remoulded shear strength of the sample was measured using the fall cone test. All the properties have been estimated as per ASTM standards.

Table 1. Properties of soil under study

Properties	Value
Water content (%)	42.7
Liquid limit (%)	62.7
Plastic limit (%)	23.7
Specific gravity	2.71
Clay fraction (%)	32
Activity	1.2
Undrained shear strength (kPa)	11.2
Remoulded shear strength (kPa)	0.9
Sensitivity	12

The soil falls under the category of highly plastic clay in the plasticity chart (CH). The XRD analysis of soil indicated the presence of quartz, microcline, albite, calcite and ferropargasite minerals.

### 2.2 Testing procedure

The post-peak soil strength behaviour was investigated by Ladanyi et al. (1968) by compressing soil samples between two parallel platens and measuring the remoulded shear strength using vane shear test at the end of each compression. This procedure was adopted to measure remoulded shear strengths corresponding to axial strains of up to 200%. A similar testing procedure was adopted in the present study as well.

A total of four soil samples were used in the entire testing procedure to obtain the complete post-peak behaviour for Desbiens clay. The first sample was used to measure the intact shear strength of the soil using fall cone test. The strain corresponding to the peak strength was taken as 2% according to an unconsolidated undrained triaxial test conducted on one of the samples. The three other samples were used to measure the remoulded strength of samples at axial strains of 20, 50 and 90% by uniaxial pressing. The sample trimmings were used to determine the completely remoulded strength of the soil by hand kneading.

For uniaxial pressing, all the samples were trimmed to a diameter of 35 mm and a height of 70 mm. The samples were loaded between two plates in a uniaxial compression testing machine to pre-determined strains of 20, 50 and 90% at a strain rate of 1% per minute. This would induce deformations of 14, 35 and 63 mm respectively in the sample. Two filter papers were placed at the top and

bottom of the specimen to ensure a uniform contact with the plates of the machine. At the end of each test the disturbed samples were taken out of the machine and carefully placed inside the fall cone cup in layers to measure the undrained shear strength by fall cone apparatus. Figure 3 shows an intact sample and the several samples which were compressed to different strains of 20, 50 and 90%.

In order to obtain the remoulded shear strength, the samples were hand kneaded for complete remoulding. The trimmings of samples were used for hand kneading. According to 2501-110 CAN/BNQ procedure, in order to completely remould a sample, the unused sample trimmings should be kneaded thoroughly in a bowl until its consistency is homogenous (Rasmussen 2012). The Desbiens samples were kneaded for 15 minutes after which they were wrapped in sufficient amount of cellophane to preserve their water content and to prevent air entrapment. The sample was observed to be completely disturbed with an appearance close to that of a liquid mass (Figure 4). Later, the sample was transferred in layers to the fall cone cup to avoid air bubbles and the remoulded shear strength was measured using a fall cone apparatus.

The methodology adopted in this study follows closely to that of Ladanyi et al. (1968). However, the authors did not reuse the samples for higher strains as in the case of Ladanyi et al. (1968). This is because the continuous manipulation of the same soil specimen could lead to a scatter in the data. Hence this was not followed and a new soil specimen was used for each test for better accuracy. The test was not continued beyond a strain level of 90% for the same reason and the remoulded shear strength was measured by hand kneading followed by a fall cone test. The stress-strain curve was extrapolated from the strain of 90% to the point of complete remoulding by curve fitting.



Figure 2. A sample placed inside the uniaxial compression testing machine

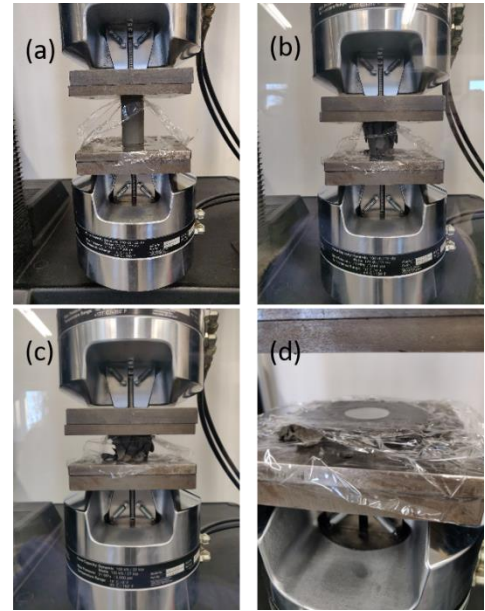


Figure 3. (a) Before compression, (b), (c), and (d) Soil samples compressed to 20, 50 and 90% strains, respectively



Figure 4. A completely remoulded sample after hand kneading

### 3 RESULTS AND DISCUSSION

The post-peak stress-strain curve for Desbiens soil was obtained up to 90% strain. The initial intact shear strength was measured as 11.2 kPa. After hand kneading for 15 minutes, the remoulded shear strength of the sample dropped to 0.9 kPa which presents a sensitivity of about 12.

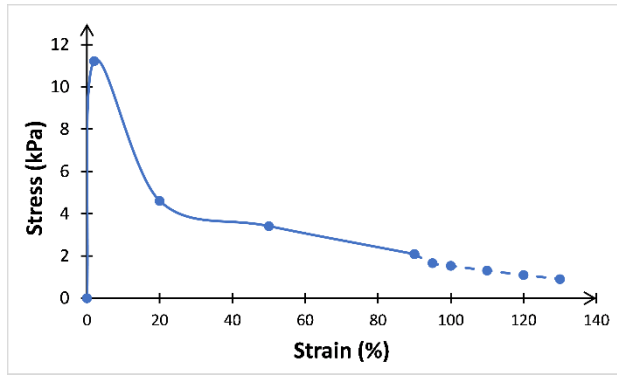


Figure 5. Complete stress – strain curve for Desbiens sample

The complete post-peak curve beyond 90% strain up to the remoulded shear strength of 0.9 kPa was obtained by curve fitting (Figure 5). This yielded a strain of 130 % corresponding to the remoulded shear strength. The strength degradation prediction is indicated in Figure 5 by dotted lines.

### 3.1 Remoulding energy from post-peak curve

The remoulding energy is an important parameter that helps in quantifying the strain softening and post-peak strength degradation in soils. The literature suggests few existing methods to determine remoulding energy based on experimental (Tavenas et al. 1983, Thakur & Gylland 2015), empirical (Leroueil et al. 1996; Locat 2008) and analytical (Thakur & Degago 2013) methods. A comparison of various methods for determining remoulding energy by Jacob et al. (2021) highlights the importance of a non-linear approach to estimate remoulding energy as opposed to a linear stress-strain curve that seems to highly overestimate the remoulding energy. The current method employs the non-linear approach and does not overestimate the remoulding energy and hence can be used with reasonable accuracy.

The remoulding energy per unit volume is calculated from the area under the shear stress-strain curve in Figure 5 as 415.15 kJ/m<sup>3</sup>. The Eastern Canadian clays investigated by Tavenas et al. (1983) have a majority of sites with remoulding energies ranging from 350 to 400kJ/m<sup>3</sup> as well. Figure 6 shows the remoulding energy of Desbiens samples along with other Eastern Canadian clays. According to this figure, the remoulding energy for Desbiens samples is in line with other sensitive clay samples of the same region investigated previously.

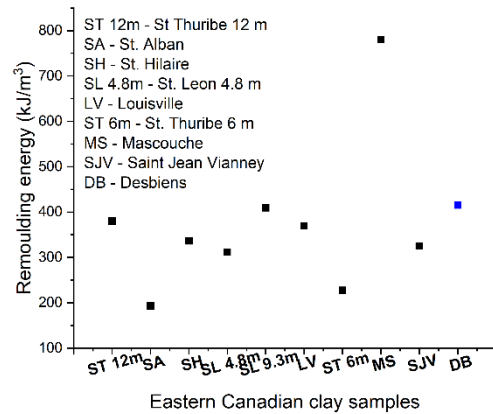


Figure 6. Comparison of remoulding energy for Desbiens clay (blue dot) with other Eastern Canadian clay samples (red dots)

The remoulding index ( $I_r$ ) is a property closely associated with remoulding energy which indicates the degree of remoulding that a soil specimen undergoes. It is defined by Tavenas et al. (1983) as follows:

$$I_r = \frac{c_u - c_{ux}}{c_u - c_{ur}} * 100 \quad (1)$$

where,  $c_u$  = undrained shear strength of the soil specimen,  $c_{ux}$  = strength of a partially remoulded soil specimen, and  $c_{ur}$  = remoulded shear strength of the soil specimen.

The remoulding indices and the corresponding remoulding energies at each point of strength reduction was obtained from the stress-strain curve of Figure 5. This is represented in Figure 8. Similar to Tavenas et al. (1983), the remoulding energy is also expressed as normalized remoulding energy ( $W_N$ ) using the limit state energy as shown in Equation (2). The remoulding of the soil begins once the peak state is achieved and the energy up to the peak state or the limit state is called the limit state energy as represented in Figure 7. Here, the limit state energy is obtained as area of the stress-strain curve up to the peak strength in Figure 5.

$$W_N = \frac{\text{Remoulding energy}}{\text{Limit state energy}} \quad (2)$$

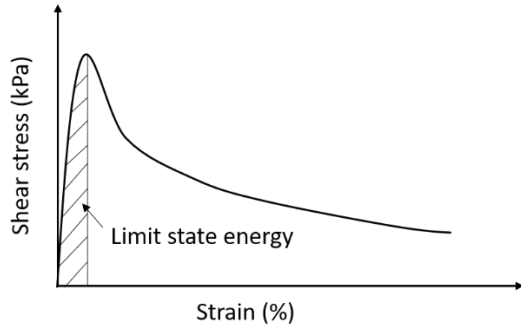


Figure 7. Representation of limit state energy

The normalized remoulding energy – remoulding index curve for a Desbiens soil sample is shown in Figure 9. In contrast to similar curves from Tavenas et al. (1983), the slope of the curve is very gradual, which indicates that the Desbiens soil requires more energy for remoulding in comparison to other Eastern Canadian clays. In other words, the Desbiens clay sample takes an appreciable amount of energy to become remoulded. A steeper slope would indicate lesser energy to remould the sample.

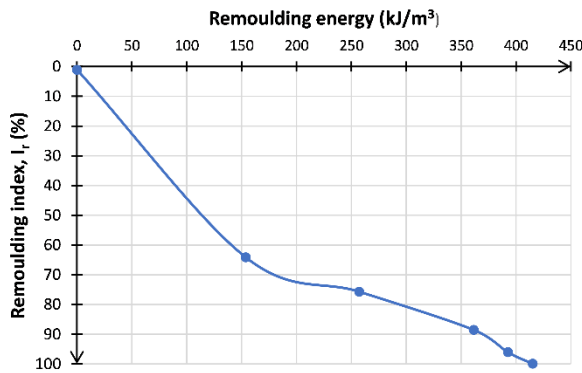


Figure 8. Remoulding energy – remoulding index curve for a Desbiens clay sample

According to Tavenas et al. (1983), large retrogressions are possible when  $I_r > 70\%$  and  $W_N < 40$ . This is represented by the area of the curve below the dotted line in Figure 9.

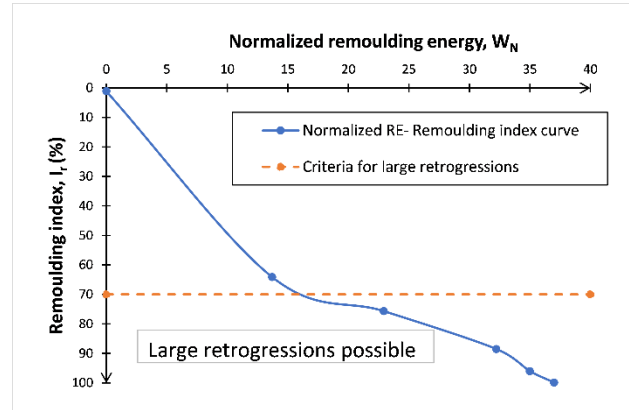


Figure 9. Normalized Remoulding energy – remoulding index curve for a Desbiens sample indicating criterion for large retrogressions

The remoulding energy is also compared with an empirical equation for remoulding energy corresponding to 75% of the remoulding index proposed by Leroueil et al. (1996) based on Tavenas's data. This is enumerated in Figure 10 which shows a larger amount of remoulding energy for the Desbiens clay sample than the empirical correlation. Further testing and data from this region could throw more light on this.

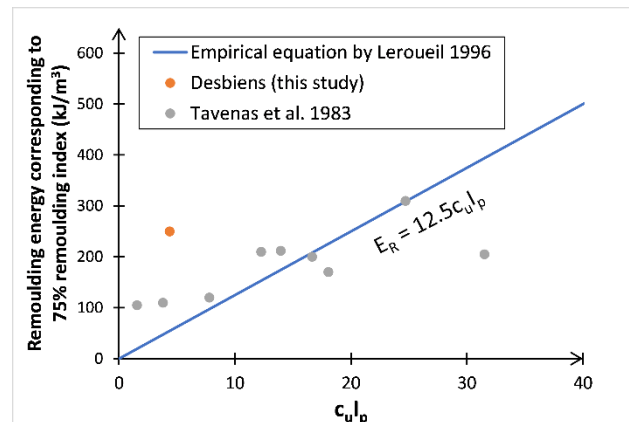


Figure 10. Comparison of remoulding energy with empirical equation by Leroueil et al. (1996)

The importance of remoulded shear strength in comparison to sensitivity as a criterion to predict retrogression is also evident from this study. As suggested by Carson (1979), the rate at which the strength is lost from the peak to the remoulded state is more important than the exact value of sensitivity. Here the sensitivity is 12, however, the strength loss from the peak to the remoulded state is significant where the remoulded shear strength value drops rapidly to 0.9 kPa. Hence a clay's extreme sensitivity and ability to undergo retrogression may not be assessed solely by the value of sensitivity.

Uniaxial pressing is an adequate method of understanding the post-peak behaviour of sensitive clays which is otherwise quite difficult to interpret experimentally. The complete stress-strain curve which includes the peak, post-peak and remoulded stress-strain parameters of the soil is difficult to predict from conventional laboratory shearing experiments.

### 3.2 Limitations of the method

The methodology is promising and helps in the assessment of the post-peak behaviour of soils to a great extent. However, there is room for improvement and certain limitations that should be kept in mind. The compression of soil leads to the formation of multiple failure surfaces which might overlap during the process of loading. This may lead to non-uniform straining of the soil specimen. Secondly, all the tests were carried out at a strain rate of 1%/minute. Therefore, at higher strains (e.g., 90%), the quick condition of an undrained shear would not be properly maintained. It would have been ideal to increase the strain rate at higher strains to ensure undrained conditions. Lastly, when the sample is transferred from the uniaxial machine to the fall cone cup, there is a small amount of energy used which is not accounted for in the analysis. However, this could be considered negligible.

This method should be primarily viewed as part of a preliminary investigation to develop a more sophisticated methodology for determination of remoulding energy. Nevertheless, it is simple to perform and useful in understanding the post-peak strength reduction in sensitive clays and to assess remoulding energy to an extent.

## 4 CONCLUSIONS

The uniaxial pressing method originally developed by Ladanyi et al. (1968) to assess the post-peak behaviour of soils in undrained shear was used with slight modifications to analyze the post-peak strength degradation of Eastern Canadian sensitive clays of Desbiens. The following conclusions may be drawn from this study

- The complete stress-strain curve for sensitive clays of Desbiens have been developed by uniaxial pressing along with curve fitting.
- The post-peak strength reduction is quantified by the area under the stress-strain curve which is the remoulding energy
- The remoulding energy for sensitive clays of Desbiens is comparable to other sensitive clays of Eastern Canada
- Along with sensitivity, the value of remoulded shear strength and the ease with which this strength loss is achieved is also important from the point of view of retrogression in sensitive clays.
- The uniaxial pressing method is a simple and adequate method to conduct preliminary analysis on post-peak behaviour of sensitive clays.

## 5 ACKNOWLEDGEMENTS

This research was partially funded by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and Hydro-Quebec under project funding no. RDCPJ 521771-17.

## 6 REFERENCES

- ASTM Standard D 2216-10, "Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass", ASTM International, West Conshohocken, 2019.
- ASTM Standard D 4318-17, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils", ASTM International, West Conshohocken, 2018.
- ASTM Standard D 854-02, "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer", ASTM International, West Conshohocken, 2017.
- ASTM Standard D 7928-16, "Standard Test Method for Particle Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis", ASTM International, West Conshohocken, 2017.
- Boukpeti, N., White, D. J., Randolph, M. F., & Low, H. E. (2012). Strength of fine-grained soils at the solid–fluid transition. *Géotechnique*, 62(3), 213-226.
- CAN/BNQ (2006), "Soils – Determination of Undrained Shear Strength and Determination of Sensitivity of Cohesive Soils Using the Fall Cone Penetrometer", *National Standards of Canada*, CAN/BNQ 2501-110/2006.
- Carson, M.A., 1979. On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments
- Dey R., Hawlader B., Phillips R. and Soga K. 2016. Modelling of large deformation behaviour of marine sensitive clays and its application to submarine slope stability analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, 53(7): 1138-1155.
- Jacob, S., Saeidi, A., Chavali, R. V. P. 2021. Comparison of existing methods of remoulding energy, *Proceedings of the 74<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference and 14<sup>th</sup> Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference*, Niagara Falls, Ontario, Canada.
- Ladanyi, B., Morin, J. P., Pelchat, C. 1968. Post peak behaviour of sensitive clays in undrained shear, *Canadian Geotechnical Journal*.
- Lefebvre, G. 1983. Use of post peak strength in slope stability analysis, *Swedish Geotechnical Institute*, Report no. 17, Linkoping.
- Leroueil, S., Tavenas, F. and Bihan, J. P. 1983. Characteristic properties of Eastern Canadian clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 20: 681-705
- Leroueil, S., Locat, J., Vaunat, J., Picarelli, L., Lee, H. and Faure, R. 1996. Geotechnical characterization of slope movements, *Proc. of 7<sup>th</sup> International Symposium on Landslides*, 53-74.
- Locat, P., Leroueil, S. and Locat, J. 2008. Remaniement et mobilité des débris de glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'est du Canada, *4<sup>th</sup> Canadian Conference on Geohazards*.

- Quinn, P. E. 2009. Large landslides in sensitive clay in eastern Canada and the associated hazard and risk to linear infrastructure (Vol. 71, No. 11).
- Rasmussen, K. K. 2012. An investigation of monotonic and cyclic behaviour of Leda clay.
- Rochelle, P. La, J. Y. Chagnon, and G. Lefebvre. 1970. Regional geology and landslides in the marine clay deposits of eastern Canada. *Canadian Geotechnical Journal* 7, no. 2 :145-156.
- Tanaka, H., Hirabayashi, H., Matsuoka, T., & Kaneko, H. (2012). Use of fall cone test as measurement of shear strength for soft clay materials. *Soils and Foundations*, 52(4), 590-599.
- Tavenas, F., Flon, P., Leroueil S. and Lebius, J. 1983. Remoulding energy and slide retrogression in sensitive clays, *Proc. of Symposium on Slopes on Soft Clays*, 423-454.
- Thakur, V. and Degago, S. A. 2013. Disintegration energy of sensitive clays, *Geotechnique letters*, 3: 20-25.
- Thakur, V. and Gylland, A. S. 2015. In-situ determination of disintegration energy for soft sensitive clays, *68e Conférence Canadienne de Géotechnique et 7e Conférence Canadienne Sur Le Pergélisol, Québec*.





# Prediction of remolded shear strain for eastern Canadian sensitive clays

Zinan Ara Urmi<sup>1</sup>, Rama Vara Prasad Chavali<sup>1</sup>, Ali Saeidi<sup>1</sup> & Alba Yerro<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Applied Science – University of Quebec at Chicoutimi, Saguenay, Quebec, Canada

<sup>2</sup>Department of Geotechnical Engineering – Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, USA



## ABSTRACT

Remolded shear strain is one of the key components for the post-failure analysis of sensitive clay landslides. This is the strain at which sensitive clays almost reach their remolded shear strength and start to transform to a liquid-like mass from a solid state. The velocity of liquified debris and the final runout are significantly dependent on the strain energy, and remolded shear strain is one of the most important factors controlling the strain energy. However, the remolded strain of sensitive clays is very large, and it is practically impossible to determine using conventional laboratory testing. This paper presents an indirect method for obtaining remolded shear strain with a strain-softening equation combined with laboratory test results. The method is then validated against two well-known previously occurred landslide sites in Quebec.

## RÉSUMÉ

La déformation résiduelle est l'un des éléments clés de l'analyse post-rupture des glissements de terrain dans les argiles sensibles. C'est le seuil où les argiles sensibles commencent à se transformer en une masse liquide à partir d'un état solide intact. La vitesse des débris liquéfiés et leurs distances parcourus final dépendent de de l'énergie de déformation, et la déformation résiduelle est l'un des composants les plus importants de la mesure de l'énergie de déformation. Cependant, la déformation résiduelle est un paramètre important pour les argiles sensibles qu'il est pratiquement impossible de la déterminer au moyen d'essais conventionnels en laboratoire. Cet article présente une méthode indirecte pour déterminer la déformation de cisaillement résiduelle avec une équation pour le partie anti-écrouissage combinée à des résultats d'essais en laboratoire. La méthode est ensuite validée à l'aide des résultats de deux sites de glissements de terrain bien connus au Québec.

## 1 INTRODUCTION

Landslides in sensitive clays are regarded as the major hazard in Canada (Lefebvre et al. 2017). Natural resources Canada has reported that the annual damages by landslides in Canada are worth \$200 to \$400 million (NRCan 2019). A total of 778 people has died in the landslide events all over Canada from 1771 to 2018 (Stevens 2019). The unique nature of sensitive clay is that it experiences extensive strength degradation at large strains and completely loses its strength to retain the intact solid state. With appreciable displacement, the clays transform to a liquid-like substance and start to flow under increasing stress. This characteristic significantly affects the mechanism of landslides in this type of clays. Due to the clay being fluidized, the retrogression (i.e., the distance between the toe of the slope before and after landslide) and runout (i.e., the total displacement of the fluidized soil mass from the toe of the slope) of these landslides are extremely high, over 1000m in Canadian sensitive clays (Demers et al. 2014). The highest retrogression and runout recorded in Norway in sensitive clays are over 2000m and 5000m, respectively (Thakur et al. 2014). The strain at which the soil starts to transform from solid to liquid (i.e., remolded strain) is vital for analyzing the post-failure behavior of sensitive clays landslides. However, it is practically impossible to reach such a large strain with conventional shear testing such as Direct Simple Shear (DSS) or Triaxial

Shear Testing. For measuring large strain, DSS is preferred, which is in general limited to 30-40% maximum shear strain.

Quinn et al. (2011) attempted to determine remolded shear displacement for eastern Canadian sensitive clays. He interpreted stress-displacement curves from the remodeling index vs. strain energy curves of Tavenas et al. (1983) to estimate remolded shear displacement. Later on, Dey et al. (2016a) worked with the interpreted curves from Quinn et al. (2011) and tried to fit the curves with an exponential strain-softening equation provided by Einav and Randolph (2005). He concluded that the remolded shear displacement is so large that it can not be estimated from the exponential equation. He defined a residual shear displacement at the end of the exponential curve and incorporated a linear degradation connecting the residual and remolded displacements. Thakur and Degago (2013) provided a value of remolded shear strain for Norwegian clays as 300, but no site-specific approach was made. All the recent studies in the simulation of sensitive clay landslides in Canada (Dey et al. 2015, 2016b; Tran and Solowski 2018; Wang et al. 2020, 2021; Zhang and Wang 2020) have been done with an assumed value of remolded shear strain, and the values have been adjusted through a back analysis of known post-failure conditions. Nevertheless, Turmel et al. (2019) introduced a new concept, energy reduction factor ( $F_{ER}$ ), to assess the runout distance of Rivière Saint-Jean flow slide. The energy

reduction factor, defined as the ratio of the potential energy to the energy available for the mobility of the remolded sensitive clay, is believed to be a realistic approach in modeling runout distance. This approach warrants a need for the estimation of the strain energy required to completely remold the soil (remolding energy) which is a direct function of remolded shear strain. Due to the unavailability of the complete stress-strain curve, the authors had to use an empirical equation to obtain the remolding energy. In a nutshell, even though the remolded shear strain of sensitive clays is vitally important, the work related to the estimation of this parameter is limited. This study seeks to provide a methodology to estimate the remolded shear strain for eastern Canadian sensitive clays.

## 2 ESTIMATION OF REMOLDED STRAIN

In this study, for the estimation of the remolded shear strain, firstly, the remolding index-strain energy curves (Tavenas et al. 1983) are converted to stress-strain curves. Then, remolded strains are estimated from the interpreted curves. Next, the stress-strain curves are fitted to Einav and Randolph's (2005) strain-softening equation, and a relationship between  $\gamma_{95}$  and  $\gamma_r$  is established. Finally, a methodology is provided to estimate  $\gamma_r$  from laboratory test results combined with the softening equation.

### 2.1 Interpretation of stress-strain curve from remolding index-strain energy curve

Quinn et al. (2011) first interpreted the energy curves from Tavenas et al. (1983) to stress-strain and stress-displacement curves considering some simple assumptions. The authors of this paper reinterpreted those curves, and the reasons behind them will be clarified further through this section.

From Tavenas et al. (1983), the values of remolding index  $I_r$  are defined as

$$I_r = \frac{\tau_p - \tau_x}{\tau_p - \tau_r} \times 100\% \quad [1]$$

where,  $\tau_p$ ,  $\tau_x$ , and  $\tau_r$  are the peak shear strength, shear strength at any point after the peak, and remolded shear strength. Additionally, the normalized strain energy ( $w_N$ ) corresponding to a particular  $I_r$  is defined as

$$w_N = \frac{w_x}{0.013\sigma_p} \times 100\% \quad [2]$$

where  $w_x$  is the energy per unit volume (kN-m/m<sup>3</sup>) and  $\sigma_p$  is the pre-consolidation pressure.

A stress-strain curve has been considered for sensitive clays, as shown in Figure 1.

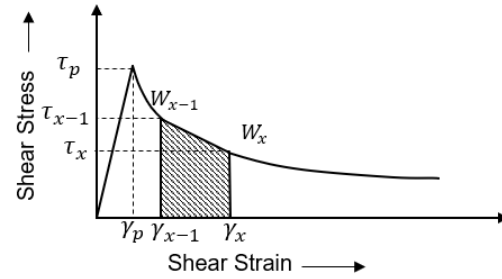


Figure 1. Stress-strain curve of a sensitive clay.

It is assumed that the soil is perfectly elastic up to the peak (i.e., no energy dissipation during this part of the curve). Consider two points in the curve after the peak at a stress  $\tau_{x-1}$  and  $\tau_x$  having strains  $\gamma_{x-1}$  and  $\gamma_x$ , respectively. Therefore, the strain energy required for the reduction of the stress from  $\tau_{x-1}$  to  $\tau_x$  is the shaded area under the stress-strain curve in Figure 1. This energy is the difference between the energies at these two points (i.e.,  $w_{x-1}$  and  $w_x$ ), and it can be approximated as such,

$$\frac{1}{2}(\tau_{x-1} + \tau_x)(\gamma_x - \gamma_{x-1}) = w_x - w_{x-1}$$

$$\gamma_x = \frac{2(w_x - w_{x-1})}{(\tau_{x-1} + \tau_x)} + \gamma_{x-1} \quad [3]$$

The very first  $\tau_{x-1}$ ,  $\gamma_{x-1}$ , and  $w_{x-1}$  are the peak stress ( $\tau_p$ ), peak strain ( $\gamma_p$ ), and the energy required to reach the peak stress ( $w_{LS}$ ). As per Tavenas et al. (1979) the energy required to reach the peak stress (Limit state energy) can be expressed as,

$$w_{LS} = 0.013\sigma_p \quad [4]$$

Again, assuming an elastic behavior up to the peak, one can determine,

$$\gamma_p = \frac{2 \times w_{LS}}{\tau_p} \quad [5]$$

While  $\tau_x$  can be determined from Equation 1. Using Equation 1-5,  $I_r$  vs  $w_N$  curves can be converted to stress-strain curves. Figure 2 and Figure 3 show the remolding index vs. normalized strain energy curve (Tavenas et al. 1983) and the interpreted stress-strain curves.

For the interpretation of strains ( $\gamma_x$ ), Quinn et al. (2011) proposed the following equation,

$$\gamma_x = \frac{2w_N}{\tau_{x-1} + \tau_x} + \gamma_{x-1} \quad [6]$$

It can be noted that instead of using the difference of energies between two incremental stresses  $w_x - w_{x-1}$  Equation 6 considers the normalized strain energy of the current step. Moreover, in Equation 6, normalized strain energy is taken instead of energy per unit volume, which ignores the limit state energy ( $w_{LS}$ ). Furthermore,  $\gamma_p=1$  is assumed for interpretation of shear strain ( $\gamma_x$ ) from

Equation 6, which gives a peak shear strength ( $\tau_p$ )= 200kPa for all the soil samples as per Equation 5. It contradicts taking the value of peak strength of respective sites from fall cone test results of Tavenas et al. (1983) for the interpretation.

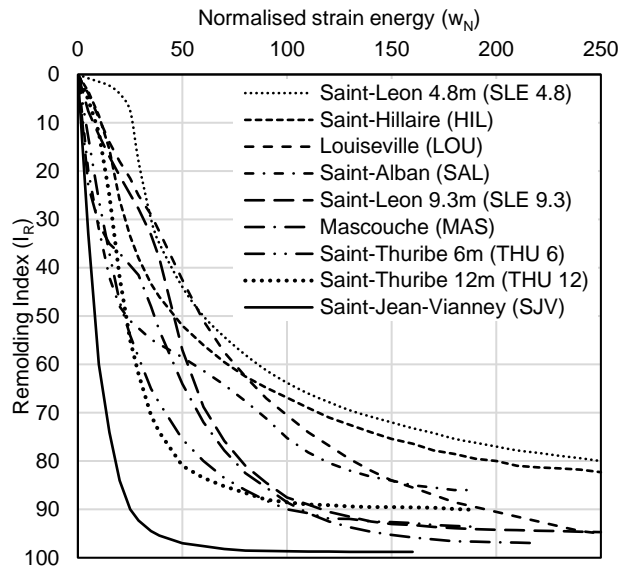


Figure 2. Relationship between normalized energy and remolding index for Champlain clay samples (replotted from Tavenas et al. 1983).

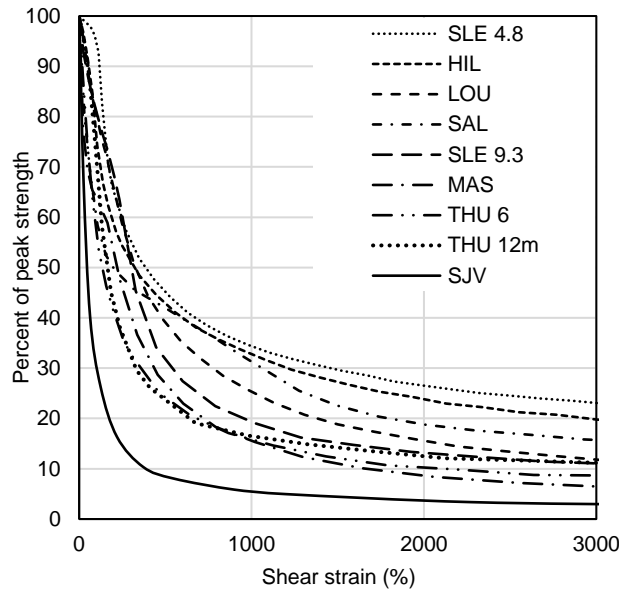


Figure 3. Strength-reduction curves interpreted from Tavenas et al. (1983).

A comparison between the interpreted curves using Equation 3 and Equation 6 (Quinn et al., 2011) has been illustrated in Figure 4 and Figure 5. It can be seen that the variation of the curves is significant. From the interpretation of Quinn et al. (2011), the strains are considerably high. Tavenas et al. (1983) determined the strain energy from

four methods, one of which was simple shearing. The description of these tests can be found in Flon (1982). Each cycle of simple shearing was equivalent to a displacement of 16cm, and the highest number of cycles for each sample varied between 60 to 90. The sample size was 12x12x10cm. Therefore, the highest strain for each sample could be in the range of 8000-12000%, if not exact but somewhat near. From this study, the highest values of interpreted strains from the last point of strain energy curves are in the range of 3200-12000%, whereas the interpreted strains by Quinn et al. (2011) for the last points are in the range of 14000-55000%. That is why the re-interpretation of the strains was considered important in this study.

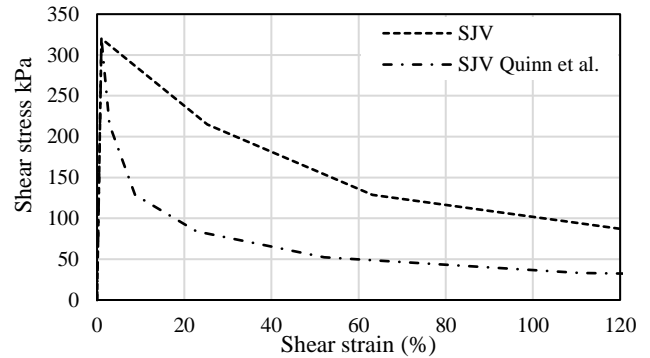


Figure 4. Comparison of the Stress-strain curve for the site Saint-Jean-Vianney interpreted by this study with Quinn et al. (2011)

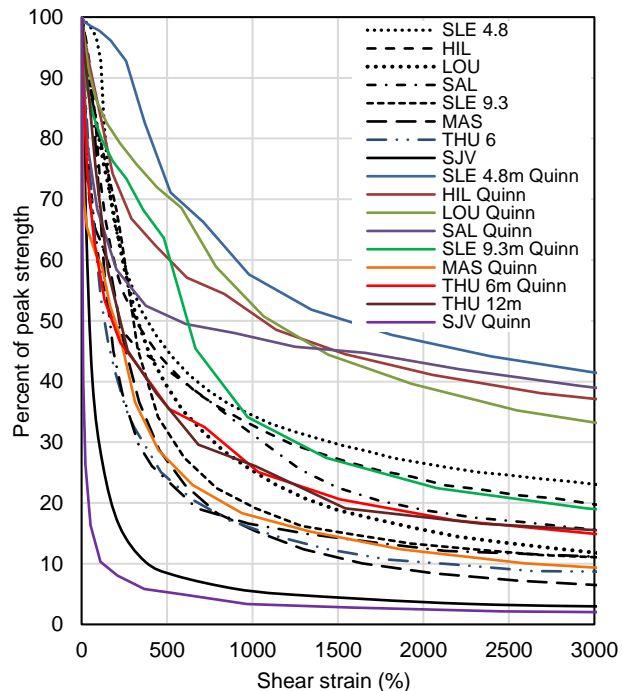


Figure 5. Comparison of the strength reduction curves interpreted by this study with Quinn et al. (1983)

## 2.2 Determination of the remolded strain from the interpreted curves

From the newly interpreted curves, it can be observed that at some point during the softening, the rate of strength reduction is very low, as the curve tends to be almost a horizontal straight line. The strain at which the rate of strength reduction is less than 0.5% (beyond this point, reduction of stress by 0.005kPa requires a minimum of 500% of strain increase) is taken as the remolded strain, as illustrated in Figure 6. Based on this, the remolded strains obtained for all the reference sites are presented in Table 1.

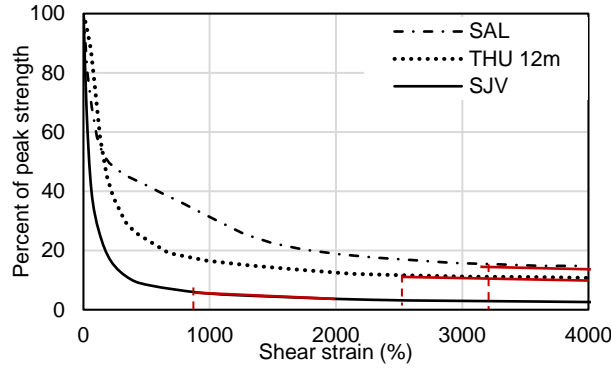


Figure 6. Determination of the remolded shear strain from the interpreted stress-strain curve

Table 1. Remolded strain for the sensitive clays of different Champlain-Sea clays

Sites	Remolded strain $\gamma_r$ (%)
Saint- Léon 4.8m	3044
Saint- Léon 9.3m	3114
Saint-Hillaire	3242
Louiseville	4685
Saint-Alban	3265
Maschouche	4486
Saint-Thuribe 6m	2636
Saint-Thuribe 12m	2583
Saint-Jean-Vianney	899

## 2.3 Relationship between $\gamma_{95}$ and $\gamma_r$

The use of exponential strain-softening laws is relatively common for predicting the stress-strain behavior of sensitive clays (Dey et al. 2015, 2016; Wang et al. 2018, 2020; Zhang et al. 2020; Tran and Solowoski 2021). These are based on an exponential law provided by Einav and Randolph (2005) as follows

$$\frac{s_u}{s_{up}} = \left[ \frac{1}{s_t} + \left( 1 - \frac{1}{s_t} \right) e^{-3 \frac{\gamma}{\gamma_{95}}} \right] \quad [7]$$

Where  $s_{up}$  is the peak shear strength,  $s_u$  is the degraded shear strength after the peak,  $s_t$  is the clay sensitivity,

which is understood as the ratio between the peak and the remolded shear strength ( $\frac{s_{up}}{s_{ur}}$ ) of the clay,  $\gamma$  is the strain corresponding to  $s_u$ , and  $\gamma_{95}$  is the strain when the strength is reduced 95% of the supposed total reduction ( $s_{up}-s_{ur}$ ).

To assess the compatibility of Equation 7, particularly for Canadian sensitive clays, previous curves based on Einav and Randolph (2005) are compared with the reinterpreted curves based on Tavenas et al. (1983). For plotting the curves as per Equation 7, the value of sensitivity and  $\gamma_{95}$  is required. For determination of the sensitivity, the remolded stress has been taken as the stress corresponding to remolded strain from the curves (Figure 3), and  $\gamma_{95}$  is taken as the 95% degradation of peak strength to remolded strength. It can be observed from Figure 7 that the initial portion of the interpreted curves from Equation 7 doesn't exactly match with that of the curves interpreted from the data of Tavenas et al. (1983), but the area under the curves appears to be similar. The final portion of the curves fits well.

Dey et al. (2016a) provided an indirect method to estimate  $\gamma_{95}$  by rearranging Einav and Randolph's equation (Equation 7) because in most cases obtaining such high strain by conventional shear testing (DSS or Triaxial) is not possible. By rearranging Equation 7, one can get,

$$\gamma_{95} = -3 \frac{\gamma}{\ln \left[ \left( \frac{s_u}{s_{up}} - \frac{1}{s_t} \right) / \left( 1 - \frac{1}{s_t} \right) \right]} \quad [8]$$

The problem with Equation 8 is that for each pair of stress and strain ( $s_u$  and  $\gamma$ ) values, there could be a different value of  $\gamma_{95}$ . Dey et al. (2016a) suggested estimating  $\gamma_{95}$  from 50% degraded stress and strain ( $s_{u50}$  and  $\gamma_{50}$ ) assuming that 50% reduction of stress is attainable by laboratory testing. Therefore,  $\gamma_{95}$  is re-evaluated from Equation 8 using the respective sensitivities of the sites provided by Tavenas et al. (1983). Tables 2 and 3 are the estimation and comparison for estimated  $\gamma_{95}$  directly from Figure 3 and Equation 8. It can be observed from Tables 2 and 3 that the estimated values of  $\gamma_{95}$  from equation 8 with 50% degraded stress and strains are very close to the ones obtained from the interpreted curves of Figure 3 other than Saint-Thuribe 6m and Saint-Jean-Vianney.

Table 2. Estimation of  $\gamma_{95}$  (%) from Equation 8.

Sites	$s_t$	$s_{u50}/s_{up}$	$\gamma_{50}$ (%)	$\gamma_{95}$ (%)
Saint- Léon 4.8m	60	0.492	415	1711
Saint- Léon 9.3m	24	0.497	324	1240
Saint-Hillaire	106	0.495	340	1432
Louiseville	30	0.483	360	1413
Saint-Alban	105	0.495	215	905
Maschouche	104	0.495	245	1031
Saint-Thuribe 6m	137	0.496	140	593
Saint-Thuribe 12m	600	0.499	176	758
Saint-Jean-Vianney	260	0.498	52	223

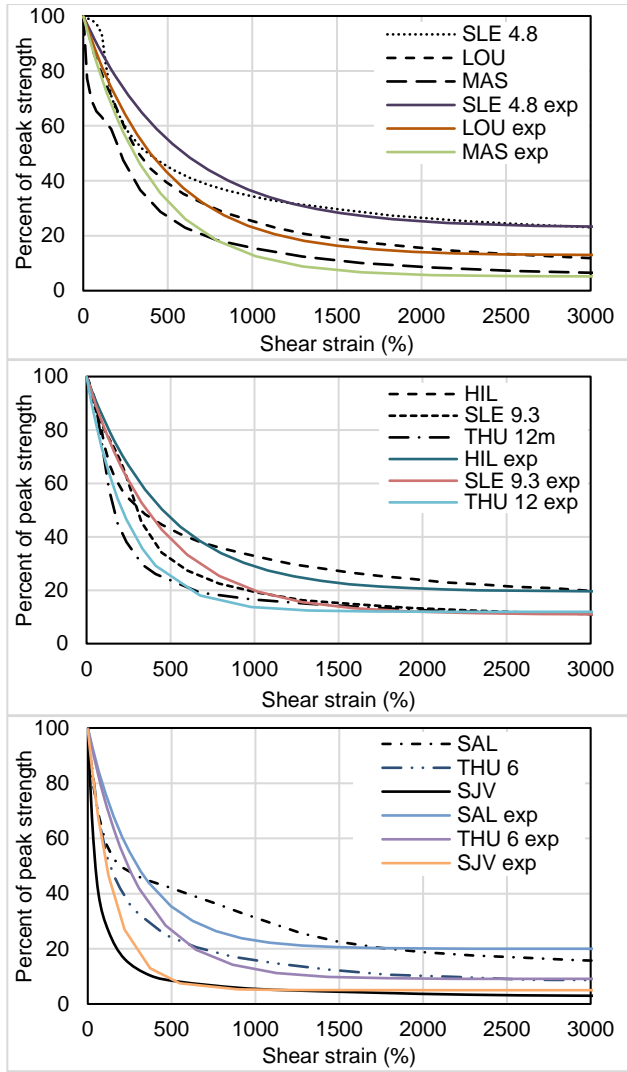


Figure 7. Comparison of the interpreted curves from Tavenas et al. (1983) and Einav and Randolph's (2005) equation

Table 3. Comparison of estimated  $\gamma_{95}$  for the sensitive clays of different Champlain-Sea clay.

Sites	$\gamma_{95}$ (%) from curve	$\gamma_{95}$ (%) from Equation
Saint- Léon 4.8m	1700	1711
Saint- Léon 9.3m	1300	1240
Saint-Hillaire	1500	1432
Louiseville	1400	1413
Saint-Alban	1000	905
Maschouche	1200	1031
Saint-Thuribe 6m	900	593
Saint-Thuribe 12m	800	758
Saint-Jean-Vianney	450	223

Table 4. Comparison of estimated  $\gamma_{95}$  for the sensitive clays of different Champlain-Sea clay

Sites	$\gamma_r$ (%)	$\gamma_{95}$ (%)	$\frac{\gamma_r}{\gamma_{95}}$	Average
Saint- Léon 4.8m	3044	1711	1.8	
Saint- Léon 9.3m	3114	1240	2.4	
Saint-Hillaire	3242	1432	2.2	
Louiseville	4685	1413	3.6	
Saint-Alban	3265	905	3.3	2.8
Maschouche	4486	1031	3.7	
Saint-Thuribe 6m	2636	593	2.9	
Saint-Thuribe 12m	2583	758	3.2	
Saint-Jean-Vianney	899	223	2.0	

For the correlation between  $\gamma_{95}$  and  $\gamma_r$  the ratio between these two parameters has been obtained as per Table 4. It is observed from Table 4 that the remolded strain ( $\gamma_r$ ) is about 2-4 times greater than  $\gamma_{95}$ . Therefore, the following correlation between  $\gamma_{95}$  and  $\gamma_r$  is reasonable:

$$\gamma_r = 3 \times \gamma_{95} \quad [9]$$

#### 2.4 Proposed methodology for indirect measurement of the remolded strain

For the indirect measurement of  $\gamma_r$  The following steps are proposed (Figure 8):

1. Determine  $s_{up}$ ,  $s_{u50}$  and  $\gamma_{50}$  from the partial post-peak curve obtained from the DSS test result
2. Estimate  $\gamma_{95}$  (%) with Equation 8 for a known sensitivity
3. Determine  $\gamma_r$  from Equation 9.

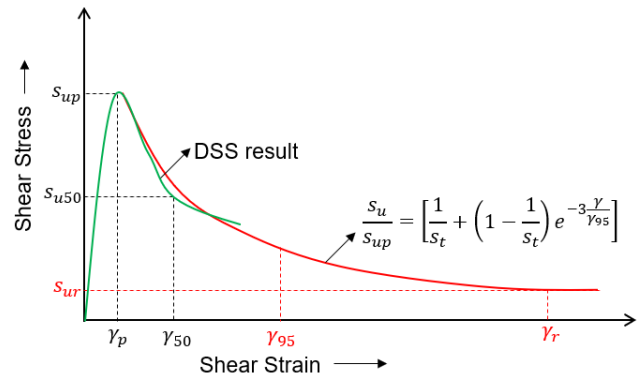


Figure 8. Determination of remolded shear strain

### 3 APPLICATION TO PREVIOUS LANDSLIDES

For the implementation of the proposed method (Figure 6), the DSS test results from the Saint-Jude landslide (Locat et al. 2017) and Sainte-Monique landslide (Locat et al. 2015) have been considered (Figure 9). For Saint-Jude, the

sensitivity value varied from 40 to 80 (Locat et al. 2017), and Sainte-Monique clay has an average sensitivity of 55 (Locat et al. 2015). So, for the estimation of  $s_{u50}$  and  $\gamma_{95}$  a sensitivity value of 60 was considered for Saint-Jude, and 55 was taken for Sainte-Monique. The peak stress and strain are 55 kPa and 3% respectively for Saint-Jude, and 40.5kPa and 2.4% for Sainte-Monique. The values of  $s_{u50}$  for Saint-Jude is slightly lower than the last point of the curve, therefore,  $\gamma_{95}$  has been estimated with the last degraded point using Equation 8.

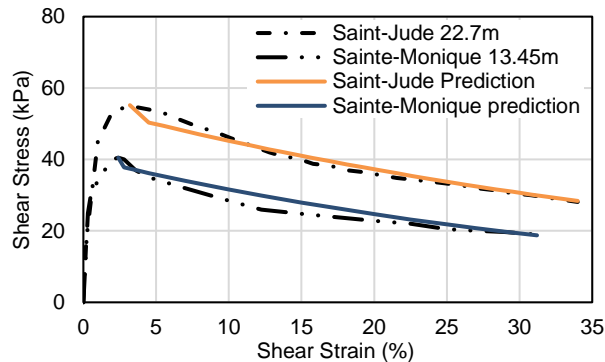


Figure 9. Stress-strain curve from DSS test results of Saint-Jude and Sainte-Monique sensitive clay (as per Locat et al. 2017 and 2015)

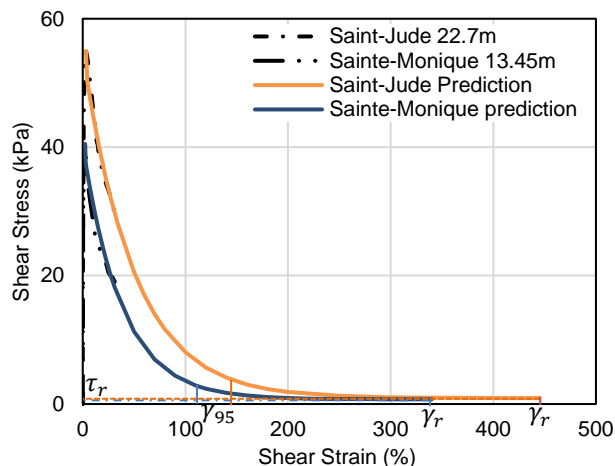


Figure 10. Determination of remolded shear strain for Saint-Jude and Sainte-Monique.

$\gamma_{95}$  is found to be 148% for Saint-Jude and 113% for Sainte-Monique, thus  $\gamma_r$  for the sites are 445% and 340%, respectively, using Equation 9. Findings are illustrated in Figure 10. It should be noted that at the estimated remolded strains for both the sites, the strengths reduce exactly to their remolded shear strengths. Tran and Solowski (2018) numerically modeled the Sainte-Monique landslide with an assumed  $\gamma_{95} = 120\%$  to achieve the post-failure runout. The estimated value in the proposed method of this paper came close to the assumed value of their numerical simulation.

#### 4 CONCLUSION

This paper presented a new approach to obtain the remolded shear strain for eastern Canadian sensitive clays and validated the approach by two case studies. With the estimated remolded strain and the softening curve, it is also possible to estimate the remolding energy, which is a key factor for the initiation of retrogressive landslides.

#### 5 REFERENCES

- Demers, D., Robitaille, D., Locat and P. Potvin, J. 2014. Inventory of Large Landslides in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis, *Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management*, Advances in Natural Technological Hazards Research, 36: 78-89.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2016a. Modeling of large displacement behavior of marine sensitive clays and its application to submarine slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 53:1-18.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2015. Large displacement finite element modeling of progressive failure leading to spread in sensitive clay slopes. *Géotechnique*, 65(8): 657-668.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2016b. Numerical modeling of submarine landslides with sensitive clay layers. *Géotechnique*, 66(6): 454-468.
- Einav, I., and Randolph, M.F. 2005. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 63(14): 1991-2016.
- Flon, P. 1982. *Energie de remaniement et regression des coulees d'argile*, MSc thesis., Department of Civil Engineering, Laval University, Quebec, Canada.
- Lefebvre, G. 2017. Sensitive Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability, *Landslides in Sensitive Clays*, Advances in Natural Technological Hazards Research, 46: 15-33.
- Locat, A., Leroueil, S., Fortin, A., Demers, D and Jostad, H.P. 2015. The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 52: 490-504.
- Locat, A., Locat, P., Demers, D., Leroueil, S., Robitaille, D. and Lefebvre, G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism. *Canadian Geotechnical Journal*, 54: 1357-1374.
- Natural Resources Canada. 2019. <https://www.nrcan.gc.ca/hazards/landslides>
- Quinn, P.E., Diederichs, M.S., Rowe, R.K., and Hutchinson, D.J. 2011. A new model for large landslides in sensitive clay using a fracture mechanics approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8): 1151-1162.
- Stevens, A.B. 2019. Historical landslides in Canada resulting in fatalities (1771-2018), *Geo-st.John's 2019*, St.John's, Newfoundland and Labrador, Canada.

- Tavenas, F., Flon, P., Leroueil, S., and Lebus, J. 1983. Remolding energy and risk of slide retrogression in sensitive clays. In *Proceedings of the Symposium on Slopes on Soft Clays*, SGI Report, Linköping, Sweden., 17: 423–454
- Thakur, V., Degago, S.A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O.A., Sæter, M.B., Robsrud, A., Viklund, M., Nigussie, D. and L'Heureux, J.S. 2014. Characterization of Post-failure Movements of Landslides in Soft Sensitive Clays, *Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management*, Advances in Natural Technological Hazards Research, 36: 91-104.
- Thakur, V. and Degago, S. A. 2013. Disintegration energy of sensitive clays. *Geotechnique Letters*, 3: 20–25.
- Tran, Q. and Solowski, W. 2018. Generalized Interpolation Material Point Method modeling of large displacement problems including strain-rate effects – Application to penetration and progressive failure problems. *Computers and Geotechnics*, 106: 249-265.
- Turmel, D., Locat, P., Locat, J., Locat, A. and Leroueil, S. 2019. The energy reduction factor (FER) to model sensitive clay flowslides using in situ geotechnical and rheological data. *Landslides*, 17: 839-853.
- Wang, C., Hawlader, B. and Perret, D. 2020. Effects of geometry and soil properties on type and retrogression of landslides in sensitive clays. *Géotechnique*.
- Wang, C., Hawlader, B., Perret, D and Soga, K. 2021. Modeling of Initial Stresses and Seepage for Large Displacement Finite-Element Simulation of Sensitive Clay Landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. 147(11).
- Zhang, W. and Wang, D. 2020. Stability analysis of cut slope with shear band propagation along a weak layer. *Computers and Geotechnics*, 125: 1036-1076.





# Preliminary study of 3D large deformation modeling of the Gjerdrum 2020 sensitive clay landslide

Quoc-Anh Tran, Agnete Rogstad, Gustav Grimstad, Steinar Nordal & Gebray Habtu Alene

*Department of Civil and Environmental Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway*



## ABSTRACT

A quick clay slide in Gjerdrum, Norway, occurred at 4 a.m. on 30th December 2020 killing 10 people and destroying houses, roads, and other infrastructures. Approximately 1.35 million cubic meters of clay were released, a large volume liquefied, and debris was transported almost two kilometers downstream. An investigation following the slide determined that the slide was initialized in a 30-meter-high slope after 2-to-2.5-meter vertical erosion in a small creek running along the toe of the slope. After the initiation, the slide developed retrogressively in the order of 500 meters backward and sideways over a period of about 2 minutes. A conventional geotechnical slope stability analysis explains the initial slide. However, more advanced numerical tools are needed to simulate the retrogressive mechanism and the debris flow. The aim of the paper is to illustrate how the Material Point Method can capture some of the mechanisms involved from initiation until the debris comes to rest.

## RÉSUMÉ

Un glissement dans des argiles sensibles à Gjerdrum, en Norvège, s'est produit à 4 heures du matin le 30 décembre 2020, tuant 10 personnes et détruisant des maisons, des routes et d'autres infrastructures. Environ 1,35 million de mètres cubes d'argile ont été libérés, un grand volume s'est liquéfié et des débris ont été transportés sur près de deux kilomètres en aval. Une enquête après le glissement a déterminé que le glissement a été initialisé dans une pente de 30 mètres de haut après une érosion verticale de 2 à 2,5 mètres dans un petit ruisseau longeant le pied de la pente. Après l'initiation, le glissement s'est développé de manière rétrogressive de l'ordre de 500 mètres vers l'arrière et latéralement sur une période d'environ 2 minutes. Une analyse géotechnique conventionnelle de la stabilité des pentes explique le glissement initial. Cependant, des outils numériques plus avancés sont nécessaires pour simuler le mécanisme rétrogressif et l'écoulement des débris. Le but de l'article est d'illustrer comment la méthode du point matériel peut capturer certains des mécanismes impliqués depuis l'initiation jusqu'à ce que les débris s'immobilisent.

## 1 INTRODUCTION

Sensitive clay landslides are common in Scandinavia and Canada. In Norway, it has been estimated that there has been approximately one large quick clay landslide per year with a volume larger than 50.000m<sup>3</sup> since 1970 (J.S. L'Heureux, 2018). A recent example is the fatal sensitive clay landslide in Gjerdrum Norway on the 30<sup>th</sup> of December 2020 killing 10 people and destroying houses and other infrastructure.

Most sensitive clay landslides are progressive or retrogressive due to significant softening after reaching the peak strength. Improving future sensitive clay hazard and risk management requires proper modelling of how this affects the initiation and mobility of the sensitive clay landslides.

To assess the triggering of failure, limit equilibrium or finite element method can be used (Locat et al., 2013; Locat et al., 2011), but they are very limited to capture the mobility of the landslides. Previously some researcher have used depth average models (Liu et al., 2021) to study the mobility (run out) of sensitive clay landslide, by integrating the balance equations along with the depth. As these models are of fluid dynamic nature, the depth average models are unable to calculate the retrogression distance of a slide like the Gjerdrum slide. This means that the volume of soil actually released needs to be estimated

and prescribed. The flow of a given released volume of liquefied soil may then be studied.

To overcome this limitation, particle-based methods have emerged as numerical tools to analyze both the static and dynamic part of the sensitive clay landslides. Examples are the coupled Lagrangian-Eulerian method (Dey et al., 2015), Material Point Method (Tran & Solowski, 2019), and Particle Finite Element Method (Zhang et al., 2020). However, all these studies were performed as under plane strain conditions without consideration of three-dimensional effect. For natural slopes that have the complexity of soil layers and topography, two-dimensional and three-dimensional slope stability analyses can give significantly different results (Alison McQuillan, 2021). Therefore, this study aims to demonstrate the ability of the Material Point Method to perform a 3D analysis of the Gjerdrum quick clay landslide. The simulation is compared to observations from the Gjerdrum landslide, in order to understand the advantages and limitations of the proposed model. Theoretically the 3D MPM model allows us to study the initiation of the failure involving strain localization, the retrogression distances, the mobility of the liquefied soil including propagation velocities, propagation direction and distances. The question is how the simulation compares to reality.

## 2 PROBLEM DEFINITION

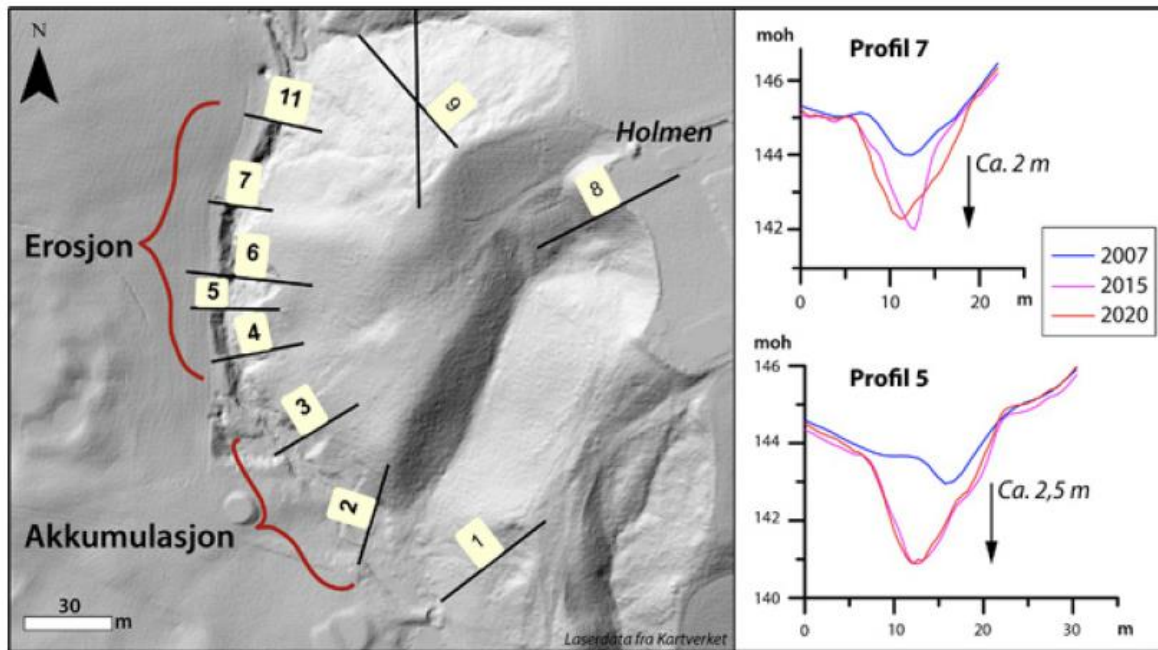


Figure 1. Erosion rate (*Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020, 2021*)

There are three factors to assess the failure of a sensitive clay landslide (1) the triggering mechanism, (2) the progressive/retrogressive failure mechanism (3) the run-out mechanism. In this study, we only evaluate the first two mechanism of the Gjerdrum landslide.

Regarding the triggering mechanism in Gjerdrum landslide, the river/creek erosion in the toe of the slope seems to be the major factor causing the slide. The slide was finally triggered after heavy rain in the fall of 2020 but is believed almost to failure by the erosion. Indeed, Figure 1 shows the erosion rate from 2007 to 2020 with approximately two-meter soil layer were eroded due to the Tistilbekken creek. We also notice that the erosion between 2015 and 2020 are negligible. Therefore, the topography in 2015 may be used as the initial condition of the slide.

Regarding the progressive failure mechanism, the Gjerdrum landslide is classified as 'sensitive clay flow slide' according to the updated Varnes classification of landslide types (Hungri et al., 2014). This is a typical progressive failure mechanism in Norway with multiple shear bands propagating backwards. In terms of the mobility of a sensitive clay landslide, there are three characteristics including the propagation rate, the propagation direction, and the retrogression distances. We will examine those characteristics in this study. The Gjerdrum landslide was reported to be retrogressively released in about nine stages (see Figure 2 from (*Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020, 2021*)). This conclusion is based on the interpretation of the photos, the videos, the geotechnical and hydraulic investigations, and the testimonies from witnesses.

## 3 RESEARCH METHODOLOGY

### 3.1 Hypothesis

- The erosion is the main factor to trigger the landslide. Since erosion is negligible between 2015 and 2020, the soil topography in 2015 is considered as initial ground elevation for the numerical model.
- The landslide occurred rapidly, therefore; the clay is assumed to behave in undrained condition. For the sake of simplicity, undrained parameters are obtained from representative boreholes and in literature for the entire area.
- The model does not consider several important features regarding the failure of the slope such as soil anisotropy, hydraulic conditions, weather conditions, external loading from buildings or snow.

### 3.2 Implementation

To simulate the entire process of the Gjerdrum landslide, it is required to:

- convert the digital elevation model in 2015 to the Material Point Method discretization for the numerical simulation,
- interpret soil parameters from the soil investigation,
- perform 3D numerical analysis using the Material Point Method to investigate the retrogressive failure mechanism and compare with the Gjerdrum landslide 2020 report (*Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020, 2021*).

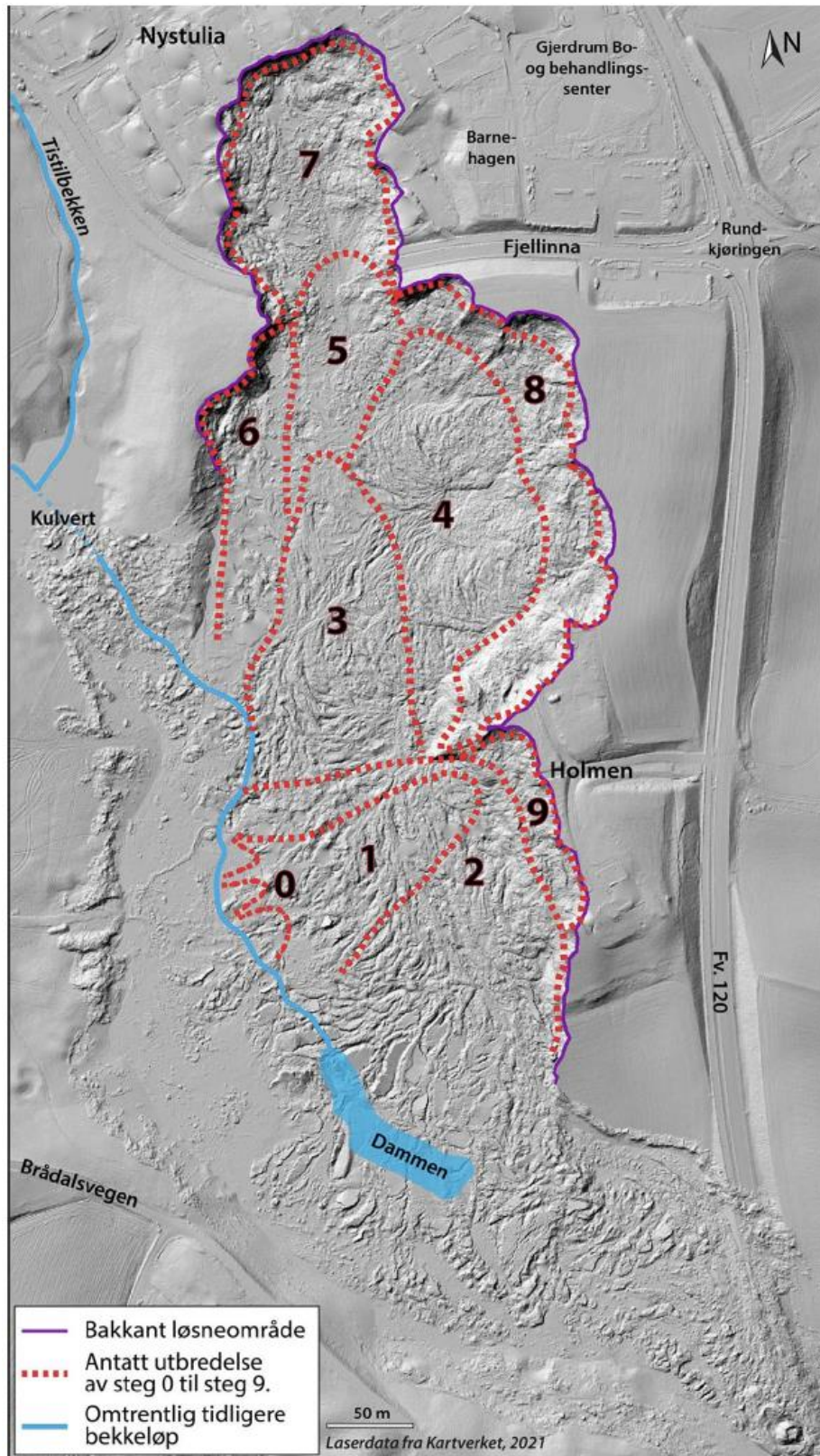


Figure 23. Assumed propagation of the slide (*Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020, 2021*)  
 Purple line – ground release area, dot red line – estimated propagation of step 0 to step 9,  
 blue line - approximately previous brook run

## 4 NUMERICAL MODEL

### 4.1 Material Point Method

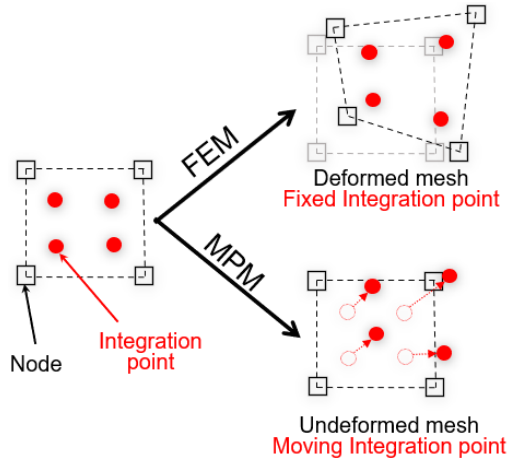


Figure 3. Comparison between FEM and MPM

Material Point Method (MPM) is a continuum-based method for the modeling of large deformations. MPM discretizes the Lagrangian particles (or integration points in FEM) in a background mesh. The differential equations in the weak form are also solved on the background mesh, as in FEM. In contrast to FEM, the solutions (e.g., deformations) are updated in particles rather than the mesh and the background mesh is reset to the reference configuration (see Figure 3). This technique refers to an updated Lagrangian formulation. The method allows large deformations to be handled, however, some numerical instability occurs when particles pass through element boundaries. In addition, arbitrary particle positions in MPM may result in larger numerical integration errors as compared to FEM. In this paper, we adopted the generalized interpolation material point method, which is more accurate and stable compared to the original MPM.

### 4.2 From Digital elevation model to 3D discretization

To reconstruct the soil topography, MPM particles are first generated from raster data of the Digital elevation model using the MPM particle discretization technique (Fernandez et al., 2020). The Digital Elevation Model has a resolution of 0.5 meters. After generating the MPM particles, the regular mesh is discretized with a resolution of one meter. Four particles are generated per element in the MPM model. A discretization procedure generates 127.366.460 particles and 32.923.168 elements for the background grid. Figure 4 shows the initial topography of the numerical model with colors indicating elevation. This shows a few quite steep slopes with an inclination of approximately 30 degrees.

### 4.3 Material behaviour of the sensitive clay

In this study, the behaviour of the clay is described by an elasto-plastic Mohr Coulomb model with a non-associated flow rule. Since the material behave in undrained condition, the friction angle is set to be zero and

the model is converted to Tresca yield criteria with associated flow rule.

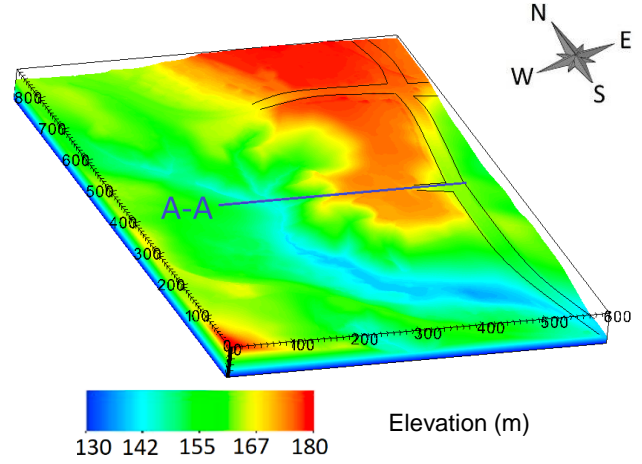


Figure 4. Initial topography of the landslide area

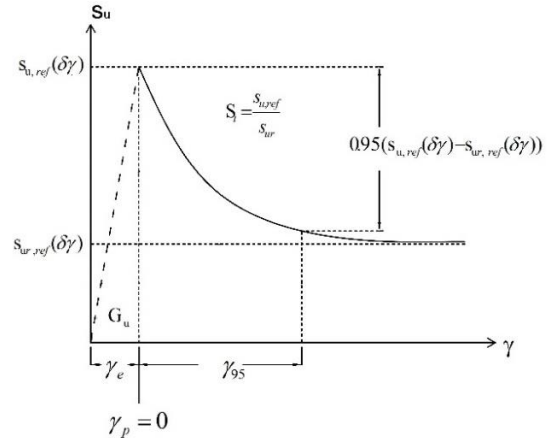


Figure 5. Constitutive model for the sensitive clay

To capture the softening behavior of the sensitive clays, the undrained shear strength decreases with the increase of the plastic shear strain (Tran & Solowski, 2019). The formula for the shear strength reduction is:

$$s_u(\gamma, S_t) = s_{u,ref} \left[ \frac{1}{S_t} + \left(1 - \frac{1}{S_t}\right) e^{-3\gamma/\gamma_{95}} \right] \quad [1]$$

where  $\gamma_{95}$  is the accumulated shear strains required to obtain 95% reduction of shear strength and the sensitivity  $S_t$  is the ratio of undisturbed over remoulded undrained shear strength.  $\gamma$  is the current accumulated shear strain. Figure 5 shows the constitutive relation between the undrained shear strength and the shear strain for the sensitive clays.

The soil properties are based on soil investigation and laboratory tests performed by Multiconsult. These soil investigations were carried out after the landslide event. The average value of the density is 19.5 kN/m<sup>3</sup> (Multiconsult, 2021a). The undrained Poisson's ratio is set to 0.49. The boreholes 2020-120 and 2020-121 (Multiconsult, 2021c) indicated that the plasticity index is between 5% and 15%. Therefore, Young's modulus is set

to be 1000 times of the undrained shear strength based on the empirical relation (Duncan & Buchignani, 1976).

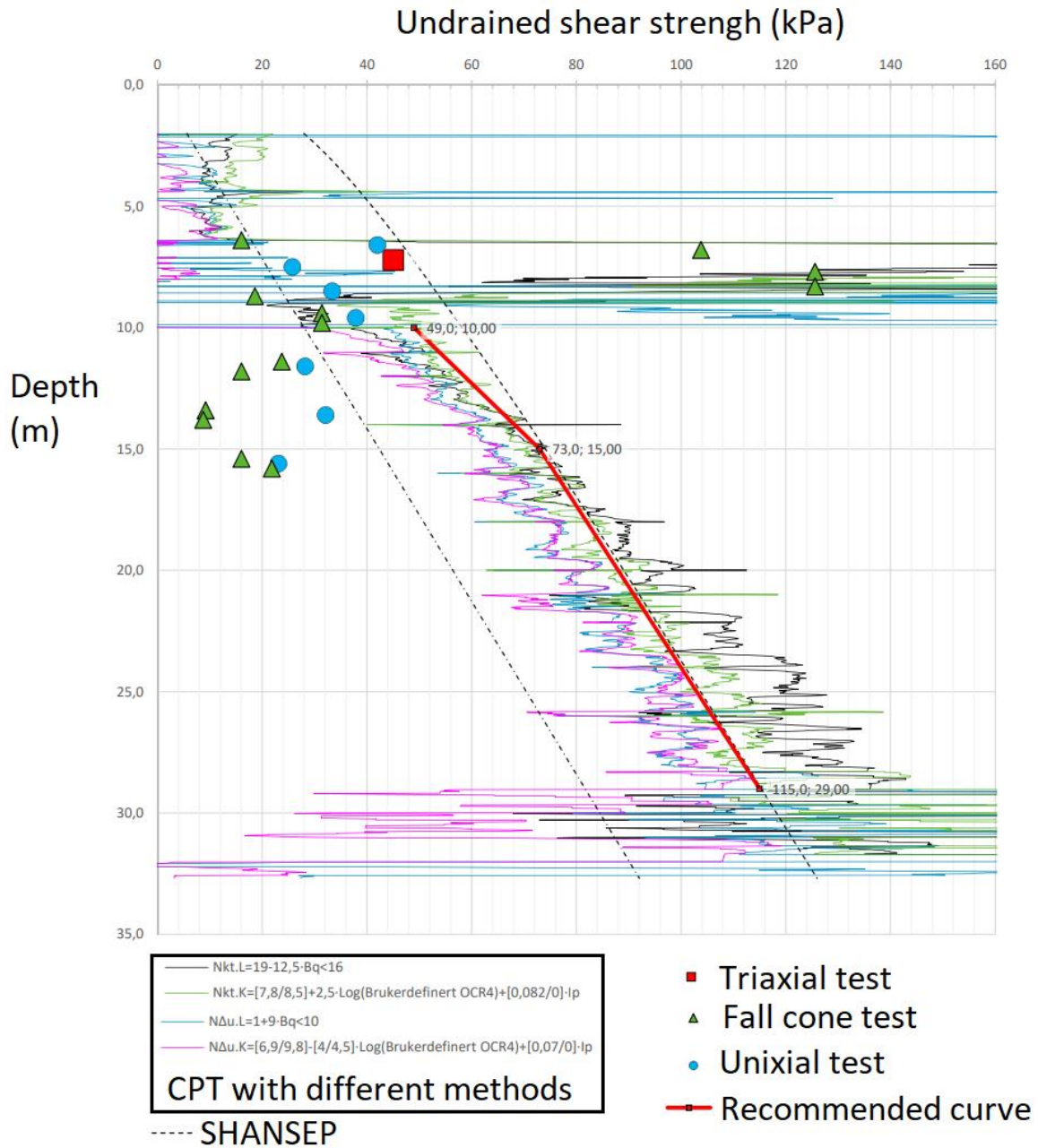


Figure 6. Undrained shear strength in borehole 2020-120

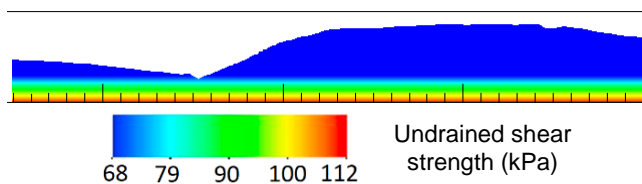


Figure Figure 7. Undrained shear strength in cross section A-A

Based on the results from the boreholes 2020-120 (see Figure 6 for the borehole 2020-120), 2020-121, 2020-140 and 2020-138 (Multiconsult, 2021b), the soil parameters are analyzed and simplified for 3D numerical analysis (Rogstad, 2021). We also note that the undrained shear strength was adjusted upward to get the safety factor close to 1. For sake of simplicity, the undrained shear strength is set constant at 68 kPa to a reference depth and then increase linearly with depth. Below the reference depth the

shear strength increase linearly with 3 kPa per meter. Figure 7 shows the variation of the undrained shear strength at the cross section A-A shown in Figure 4.

Regarding the softening behaviour, sensitivity was determined from the boreholes 2020-120 and 2020-121 (Multiconsult, 2021c). The clay sensitivity is thus assumed to be 25 as average value and the 95% remoulded shear strain to be 200%. To avoid the mesh dependency, the embedded shear band technique (Tran & Solowski, 2019) was used in this study, and we assume the thickness of the shear band is 0.2 m. This technique has been shown to minimize the mesh dependency in the MPM solution. Table 1 summarizes the parameters in the numerical simulation.

Table 1. Sensitive clay parameters for undrained model

Model Parameters	Unit	Value
Density	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5
Bulk modulus	K (MPa)	2267
Shear modulus	G (MPa)	22.74
Reference undrained shear strength	$S_u$ (kPa)	68
Increment of shear strength	$\Delta S_u$ (kPa)	3
Sensitivity	$S_t$	25
95% remoulded shear strain	$\gamma_{95}$	200%

## 5 RESULTS

The simulation is performed in the high-performance computing 'Betzy' using 12800 CPUs and it took approximately 24 hours for computing 180 seconds in the simulation with the time step  $1e^{-3}$  seconds.

In the case of simulations with no sensitivity, no failures are observed. It has also been verified by 2D finite element analysis using PLAXIS2D (Rogstad, 2021) in a 2D typical cross-section with similar soil parameters. It was shown that the sensitivity of the sensitive clays is crucial in triggering the progressive failure of the sensitive clay landslide.

A sensitivity of 25 has been assigned to the simulation in Figure 8, which shows the numerical results at 10 seconds in the elevation map. Blue indicates those clays with a shear strain greater than 200% and, therefore, have been completely remoulded. After ten seconds, the first slide began at the same location as described in the documentation for the Gjerdrum landslide (see stages 1 and 2 in Figure 2). The sensitive clay was rapidly remoulded, a similar process to liquefaction. It is evident that the remoulded clay (blue color) has a sudden change of phase, from solid to liquid, and that the slide is propagating to the northeast.

Another important characteristic of the sensitive clay landslide is the retrogression distances. In the Gjerdrum landslide, the slide developed retrogressively backward, in the order of 500 meters backward and sideways over a period of about 2 minutes. Overall, the simulation seems to overestimate the propagation rate of the landslide as it took 1 minute to propagate backward compared to 2 minutes as reported in the documentation of the Gjerdrum landslide.

However, we also notice that the softening rate of the sensitive clay is the key factor controlling the propagation rate of the landslide (quantified by the parameter  $\gamma_{95}$  as 95% remoulded shear strain). This is confirmed by other studies that show the influence of the softening rate on the propagation of the landslide (Locat et al., 2013; Locat et al., 2011).

Figure 9 and Figure 10 show a progressive failure at 30 seconds and 60 seconds respectively. Even though the propagation rate was overestimated, the propagation direction seems naturally well-captured compared to the documentation of the Gjerdrum landslide (see Figure 2). This is due to the capability of the proposed model to capture the complexity of the topography of the area. Indeed, the landslide tends to propagate towards the area where the elevation is highest in the numerica

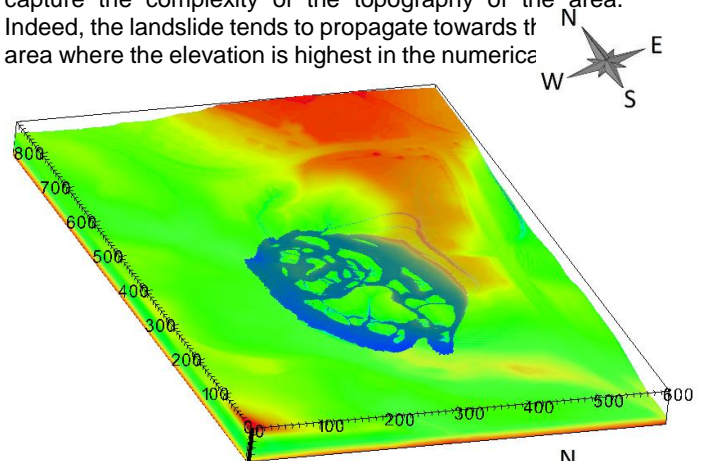


Figure 8. Progressive failure at 10s after initia

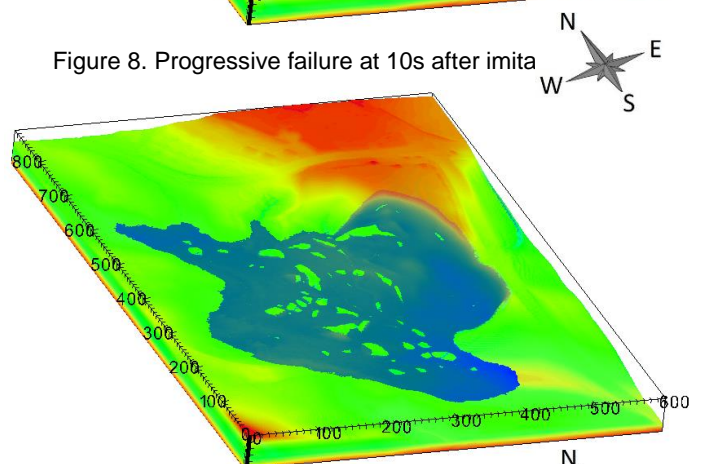


Figure 9. Progressive failure at 30s after initia

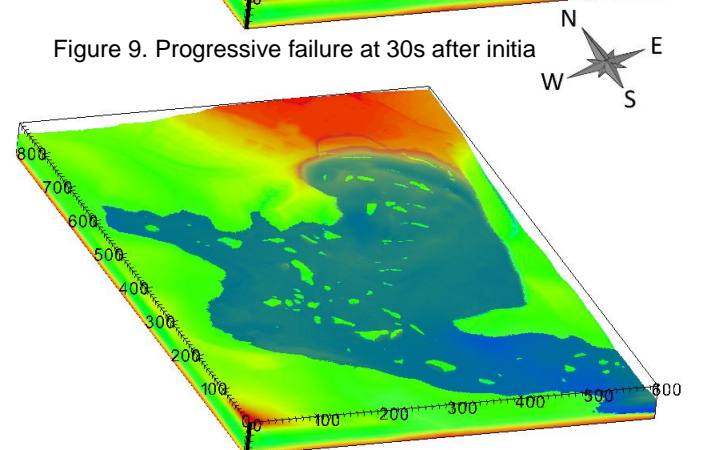


Figure 10. Progressive failure at 60s after initiation

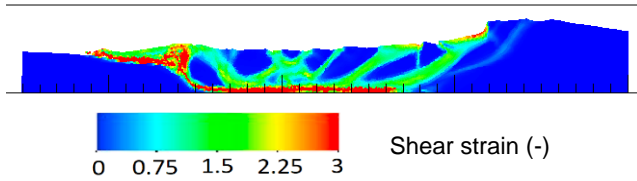


Figure 11. Shear strain color map of the cross section A-A

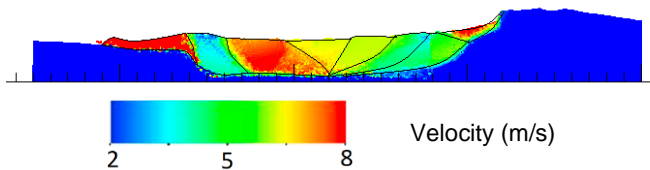


Figure 12. Velocity map (m/s) of the cross section A-A

The 3D simulations also allow taking an arbitrary cross-section out of the 3D model. For example, Figure 11 shows the shear band propagation in the cross-section A-A at 10 seconds and it shows the propagation of multiple inclined shear bands. This demonstrates the capability of the proposed method to study the failure mechanism involving strain localization. However, the shear bands in the 3D model are commonly curved, making it difficult to visualize the shear band in a 2D plot. Overall, the shear bands patterns show the sign of a sensitive clay flow slide with multiple shear band propagating upwards.

To further investigate the dynamic motion of the landslide, Figure 12 shows the value of the velocity of the cross-section A-A at 10 seconds. In general, the soils were dislocated in blocks of high undrained shear strength. In the simulation, the maximum velocity of the soil blocks is approximately 8 m/s and gradually reduces to 5 m/s backward. According to the updated Varnes classification of landslide types (Hung et al., 2014), this landslide velocity is classified as an 'extremely rapid' velocity scale and it is higher than the actual estimated velocity.

It should be mentioned that the simulations overestimated the retrogression distance of the slide to the east. This shortcoming is due to the oversimplification of the properties of the soil layer. In the simulation, the soil layer is assumed to be homogeneous with the undrained shear strength increasing linearly with depth in the entire area (see Figure 7). On the other hand, the soil investigation revealed that the soil layer is rather complex. There are two main characteristics in this area. Firstly, the level of bedrock increases gradually to the east and secondly, a non-sensitive clay layer was detected in the east of the area. It can be seen in Figure 13 which shows the soil profile of a typical cross-section. The brown color represents a very thick sensitive clay layer while the soil layer in the east was covered by a non-sensitive clay layer (green color). It is expected that a more realistic retrogression distance can be reproduced using a more realistic soil profile layer.

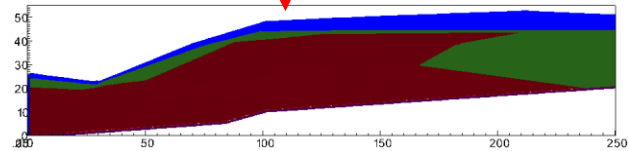


Figure 13. Soil profile (blue is crust layer, brown is quick clay, green is non-sensitive clays and white is bed rock)

## 6 CONCLUSION

The paper demonstrates the capability to model the entire process of a 3D progressive/retrogressive failure of a sensitive clay landslide. Based on the numerical analysis, we demonstrate that:

- (a) The numerical model can capture the mobility of the Gjerdrum quick clay under the assumption that the Gjerdrum landslide is triggered by erosion near the Tistilbekken creek. The model also allows to study the failure mechanism involving strain localization.
- (b) Large volumes of soil can progressively/retrogressively fail for the soil with high sensitivity (e.g., a sensitivity of 25 in the simulation of the Gjerdrum landslide). When the soil has no sensitivity, the slope failure was not observed in the simulation. The softening rate is a key factor to control the propagation rate. The propagation direction can be captured by considering the topography of the area using digital elevation data (a digital map).
- (c) In our case the simulation overestimated the retrogression distance of the Gjerdrum landslide. The simple explanation for this is that we oversimplified the soil layering in the northeast part of the area. In particular, in reality, there is a non-sensitive clay layer in the east of the area which is not considered in our numerical model. Taking strongly varying soil data into account is a bit complicated and was not done in this study.

Our future research will address more realistic soil conditions, in particular considering the presence of the bedrock, crust layer and non-sensitive clay in the model. Also, spatial variability of soil properties (the undrained shear strength of clays) can be considered in the model in order to perform reliability analysis.

This model is limited by the high computational cost caused by a large number of particles and elements (127.366.460 particles and 32.923.168 elements) with a mesh size of 1 m. By increasing the mesh size, it is possible to achieve a reasonable computational cost for a standard computer, but this will lead to a reduction of numerical accuracy. Because of this limitation, such models rely upon high



performance computer, which limits their use in practice outside academia.

## 7 ACKNOWLEDGMENTS

This research received support from the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under the grant agreement 101022007. The computations were performed on High-Performance Computing resources provided by UNINETT Sigma2 – the National Infrastructure for High-Performance Computing and Data Storage in Norway. The support from Fabricio Fernandez for 3D MPM discretization is greatly acknowledged.

## 8 REFERENCES

- Alison McQuillan, N. B., T. Yacoub. (2021). On the comparison of 2D and 3D stability analyses of an anisotropic slope. RIC2021: Rocscience International Conference, Toronto, Canada.
- Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020. (2021).
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R., & Soga, K. (2015). Large deformation finite-element modelling of progressive failure leading to spread in sensitive clay slopes. *Geotechnique*, 65(8), 657-668. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.193>
- Duncan, J., M., & Buchignani, A. L. (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies*. Department of Civil Engineering, University of California.
- Fernandez, F., Vargas, E. D., & Velloso, R. Q. (2020). A 3D discretization procedure for the material point method (MPM). *Computational Particle Mechanics*, 7(4), 725-733. <https://doi.org/10.1007/s40571-019-00303-7>
- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167-194. <https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>
- J.S. L'Heureux, O. A. H., A.P. Paniagua-Lopez, S. Lacasse. (2018). Impact of climate change and human activity on quick clay landslide occurrence in Norway. Second JTC1 Workshops on Triggering and Propagation of Rapid Flow-like Landslides, Hong Kong.
- Liu, Z. Q., L'heureux, J. S., Glimsdal, S., & Lacasse, S. (2021). Modelling of mobility of Rissa landslide and following tsunami. *Computers and Geotechnics*, 140. [https://doi.org/ARTN\\_104388](https://doi.org/ARTN_104388)  
10.1016/j.compgeo.2021.104388
- Locat, A., Jostad, H. P., & Leroueil, S. (2013). Numerical modeling of progressive failure and its implications for spreads in sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9), 961-978. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0390>
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H. P., & Ouehb, L. (2011). Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1696-1712. <https://doi.org/10.1139/T11-059>
- Multiconsult. (2021a). 10226192-01-RIG-BER-001 rev00 *Teknisk beregningrapport { Parameterer}* (Oslo: Multiconsult, Issue.
- Multiconsult. (2021b). 10226192-01-RIG-BER-002 *Teknisk beregningsrapport - Stabilitetsberegninger* (Oslo: Multiconsult., Issue.
- Multiconsult. (2021c). *NVE Ekstern rapport nr. 13/2021 Grunnundersøkelser i evakuerte områder i Ask sentrum etter kvikkleireskredet i Gjerdrum, 30.12.2020 : datarapport for delområde H.*
- Rogstad, A. (2021). *Gjerdrum landslide: a study of the initial slide*. Department of Civil and Environmental Engineering, Norwegian University of Science and Technology.
- Tran, Q. A., & Solowski, W. (2019). Generalized Interpolation Material Point Method modelling of large deformation problems including strain-rate effects - Application to penetration and progressive failure problems. *Computers and Geotechnics*, 106, 249-265. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.10.020>
- Zhang, X., Wang, L., Krabbenhoft, K., & Tinti, S. (2020). A case study and implication: particle finite element modelling of the 2010 Saint-Jude sensitive clay landslide. *Landslides*, 17(5), 1117-1127. <https://doi.org/10.1007/s10346-019-01330-4>

# Modelling the Material Behaviour of Glacial Sediments at the Ripley Landslide near Ashcroft, British Columbia

Kelvin Sattler<sup>1</sup>, David Elwood<sup>1</sup> & Michael T. Hendry<sup>2</sup>

<sup>1</sup>University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada

<sup>2</sup>University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada



## ABSTRACT

Historical site investigation data was incorporated into the present study to develop a three-dimensional (3D) numerical model for the Ripley Landslide near Ashcroft, British Columbia. The landslide periodically impacts national rail infrastructure along the Thompson River Valley rail corridor that connects Canada's busiest container port in Vancouver to the rest of North America. A detailed network of instrumentation, developed over the past 15 years, successfully recorded pore pressure and displacement during a relatively high displacement event that lasted from February to June in 2017. The displacement rate subsided as snowmelt from the mountains caused the river level to rise, buttressing the landslide and limiting further displacement. A 3D model was calibrated to field observations revealing new information about material behaviour at the Ripley Landslide.

## RÉSUMÉ

Les données historiques d'enquête sur le site ont été intégrées à la présente étude afin d'élaborer un modèle numérique tridimensionnel (3D) pour le glissement de terrain de Ripley près d'Ashcroft, en Colombie-Britannique. Le glissement de terrain a périodiquement des répercussions sur l'infrastructure ferroviaire nationale le long du corridor ferroviaire de la vallée de la rivière Thompson qui relie le port à conteneurs le plus achalandé du Canada à Vancouver au reste de l'Amérique du Nord. Un réseau détaillé d'instruments, développé au cours des 15 dernières années, a enregistré avec succès la pression interstitielle et le déplacement lors d'un événement de déplacement relativement élevé qui s'est manifesté de février à juin 2017. Le taux de déplacement a diminué à mesure que la fonte des neiges des montagnes a fait monter le niveau de la rivière, ce qui a renforcé le glissement de terrain et limité les déplacements ultérieurs. Un modèle 3D a été étalonné contre des observations du terrain, menant à la découverte de nouvelles informations sur le comportement des matériaux au glissement de terrain de Ripley.

## 1 INTRODUCTION

The Ripley Landslide intersects three sets of mainline tracks in the Thompson River valley rail corridor approximately 8 km south of Ashcroft, British Columbia. The route is shared by Canada's two major railway operators: Canadian Pacific (CP) and Canadian National (CN) and the transportation link is vital to the flow of goods between Canada's busiest port in Vancouver and the rest of North America. Landslides along the corridor have continued to present a challenge to the railways since their construction over a century ago (Stanton 1898; Clague and Evans 2003). In recent years, greater attention has been focused on the Ripley Landslide due to its ongoing and seasonal pattern of displacement.

Monitoring of the landslide displacement with satellite and in-situ instrumentation between 2015 and 2019 identified surficial displacement rates that averaged 50 mm/year (Bobrowsky et al. 2015; Journault et al. 2018). However, the displacement rate is heavily dependent on the time of year due to the annual swell in river level that can be up to 8 m higher than the seasonal minimum river level.

The movement of water has been identified as an important factor at the Ripley Landslide. Reactivation, retrogression, and seasonal rates of displacement have been attributed to trapped pore-water pressures due to rapid drawdown and low hydraulic conductivity (Porter et

al. 2002; Clague and Evans 2003; Eshraghian et al. 2008; Bishop 2008), riverbank erosion at the landslide toe (Eshraghian et al. 2007), buttressing of the landslide due to high river level (Hendry et al. 2015), and seasonal infiltration due to snowmelt, precipitation, and irrigation (Stanton 1898; Porter et al. 2002). Extended periods of high river level have been proposed as the reason for elevated pore-water pressures and landslide reactivation in fall (Eshraghian et al. 2008). However, a recent increase in displacement rates (2 mm/day) occurred in February 2017, long after the river level had receded from the June 2016 maximum. The events of February 2017 suggest that climatic factors may have a more important role in displacement than previously recognized. The current study employs three-dimensional (3D) numerical modelling to further understand the groundwater conditions that led to displacement. Calibration of pore-water pressures and displacement to observations are used to determine parameters for more realistic constitutive models.

## 2 SITE INVESTIGATION

### 2.1 Historical Review

The Thompson River valley experienced at least three glaciation events that resulted in glacial deposition and erosion of eight identifiable soils over a strong andesite bedrock (Fulton and Smith 1978; Clague and Evans 2003).

At the Ripley Landslide, only three or four of these soil units exist in the stratigraphic sequence (Figure 1). The upper extent of the Ripley Landslide occurs around 280 to 300 meters above sea level (masl). At this elevation, unit 3 is often non-existent based on borehole records (Schafer 2016) and field observations (Huntley and Bobrowsky 2014). A section of the pebble and gravel layer (Unit 8) is found in the river basin where materials have been accumulated through years of downslope erosion and river transport. The translational slip plane at the base of the Ripley Landslide displaces along one of the weak glaciolacustrine interbedded layers found in unit 2 (identified by red arrows in Figure 1).

Relevant stratigraphic information was gathered from site investigations conducted in 2005, 2013, and 2015. Previous investigations have focused on the deeper stratigraphy, especially the weak glaciolacustrine clay layer. Material parameters such as unit weight ( $\gamma$ ), friction angle ( $\phi'$ ), and saturated hydraulic conductivity ( $K_{sat}$ ) were studied in detail by previous authors (Hendry et al. 2015; Schafer 2016; Le Meil 2017) using oedometers, ring shear, direct shear, and simple shear. Results from some of these tests appear in Figure 1.

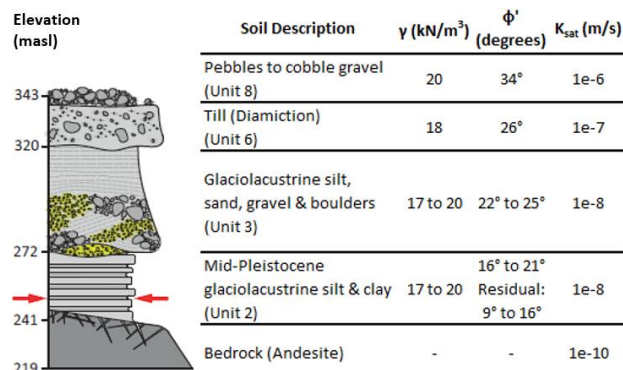


Figure 1. Material properties (after Eshraghian et al. 2008, Hendry et al. 2015, Sattler et al. 2021)

Displacement at the Ripley Landslide was initially identified by Charles Ripley in 1951 (Leonoff and Klohn Leonoff Ltd. 1994). However, displacement became more noticeable in 2005 following the construction of a new track siding for CP. Slope inclinometers installed as part of the site investigation in 2005 sheared off in less than 17 months (Hendry et al. 2015). The displacement was traced to a weak layer in the interbedded glaciolacustrine silt and clay at approximately 257 masl. Subsequent investigation confirmed slow displacement rates with high seasonal variability tied to river level (Bunce and Chadwick 2012), prior to the unseasonal increase in displacement rate observed in February 2017.

A large network of instrumentation has been installed along with the launch of several monitoring programs at the Ripley Landslide since displacement began to increase in 2005. Along with the original array of five vibrating wire piezometers and two slope inclinometers, monitoring has expanded to include survey pins (EHD Consulting Ltd. 2008), permanent global positioning system (GPS) hubs with ground monuments, ShapeAccelArray (SAA) in-place inclinometers (Macciotta et al. 2014), light detection and

ranging (LiDAR) scans, bathymetry surveys, displacement measurements from interferometric synthetic aperture radar (InSAR), and an on-site weather station. Additional vibrating wire piezometers were installed when the original sensors became damaged and unresponsive. The pertinent historical instrumentation for the present study is shown alongside suction sensors installed during this study in Figure 2. Geophysical surveys at the Ripley Landslide have included electrical resistivity tomography (ERT), electromagnetic conductivity, ground penetrating radar, primary wave refraction, and multi-spectral analysis of shear waves (Huntley et al. 2019). A program of continuous terrestrial ERT was initiated in November 2017 that is studying the long-term changes in near surface soil water content based on changes in the soil's electrical resistivity (Sattler et al. 2018; Huntley et al. 2019; Holmes et al. 2020). The present study collects information gathered from historical and recent site investigations to develop a more complete 3D understanding of the Ripley Landslide based on soil behaviour and groundwater movement.

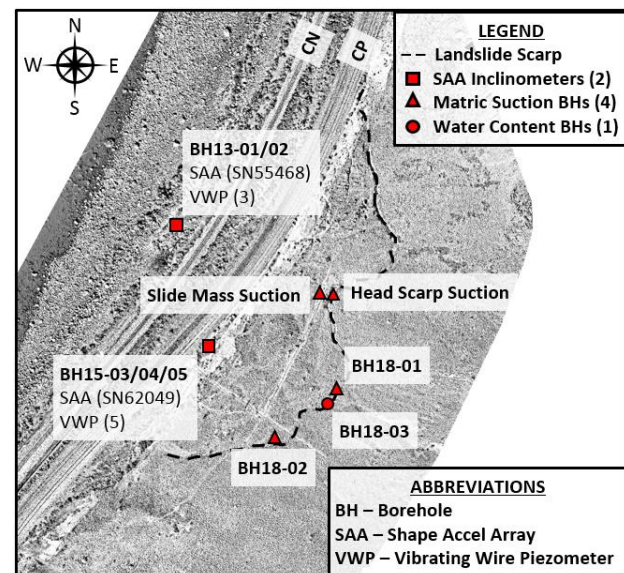


Figure 2. Historical and current instrumentation

## 2.2 Field Study and Lab Testing

The current study began with a shallow (<3.0 m) hand auger borehole investigation at five locations along the head scarp tensions cracks between 2017 and 2018. As the boreholes were backfilled, Teros 21 matric suction sensors (Meter Group, Pullman, Washington, USA) were installed at equal depth intervals in four of the boreholes. In BH18-03, 5TE soil water content sensors (Meter Group, Pullman, Washington, USA) were installed adjacent to the soil suction sensors in BH18-01. Observations over the past few years has shown that suction in the vadose zone demonstrates characteristic seasonal variations that often follow predictable annual cycles with some variation from one year to the next (Sattler et al. 2021).

As part of the hand auger investigation, soil samples were collected from the auger. These samples were immediately bagged and sealed to prevent evaporative water loss. After transporting the samples to the lab in an

insulated cooler, they were transferred to a regulated cold storage room with a backup generator at the University of Saskatchewan. Over the ensuing weeks, soil samples were tested for natural water content (D2216-19), plasticity (D4318-17), total suction via chilled mirror hygrometer (D6836-16), specific gravity (D854-14), Unified Soil Classification System (USCS) particle size distribution (D6913-17 and D7928-17), and unsaturated soil water characteristic curve (SWCC) parameters (D6836-16). Laboratory testing was carried out according to the American Society for Testing and Materials (ASTM) standards, listed above.

### 2.3 Modelling Methodology

The primary goal of the current study was to put together all the information known about the Ripley Landslide and condense the data into a single 3D model to simulate groundwater and displacement. By matching field observations of pore-water pressure and inclinometer displacement in a 3D setting, more accurate estimates of hydraulic parameters and new non-linear constitutive models could be implemented. The 3D model improves our understanding of the landslide mechanisms and the material parameters which allows for more accurate estimation of future displacement.

The 3D model incorporated several years' worth of laboratory characterization, field monitoring, and borehole logs. A 3D surface for the Ripley Landslide was created from LiDAR drone imagery captured in November 2017. The low river level in November allowed for detailed representation of the lower riverbed slope that would not be visible at other times of the year. The LiDAR point cloud was imported into a 3D geometry builder known as SVDesigner (Bentley v10.04.00.135) to generate a 3D surface mesh. Stratigraphic layers were estimated based on historical borehole logs, ground and bathymetric surveys, and geophysical surveys. Five different geophysical survey lines including seismic refraction were conducted in 2015 adjacent to deep ground proof boreholes (Schafer 2016). The Geological Survey of Canada (GSC) interpreted the seismic refraction data based on pressure wave (P-wave) contours to locate approximate stratigraphic boundaries (Huntley and Bobrowsky 2014).

The increased displacement rates that began in February 2017 provided a unique opportunity to back analyze various soil behaviour parameters at the Ripley Landslide. For example, vibrating wire piezometers and SAA inclinometers operated throughout the displacement event, recording data at specific points within the landslide. As a result, a 3D static limit equilibrium method (LEM) model was used to calibrate the pore-water pressure at these specific points while determining the groundwater table resulting in a factor of safety (FOS) equal to 1.00. This initial groundwater table was then used as a starting point for a transient pore-water pressure analysis to simulate the change in water table based on snowmelt, precipitation, and river level rise from February until the river level reached a seasonal maximum in June. For the transient groundwater flux model, hydraulic conductivity was modified to calibrate modelled pore-water pressures to

observed values. After groundwater table estimates had been developed for each week between February and June, the phreatic surfaces were fed into a 3D stress-strain model. Material parameters for non-linear constitutive models in the clay and till units were modified until the modelled displacement matched the observed displacement.

## 3 RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1 Summary of Lab Results

Laboratory tests on soil samples were conducted on the initial two boreholes hand drilled in 2017 (denoted "Slide Mass Suction" and "Head Scarp Suction" in Figure 2). These two boreholes have relative proximity to one another. However, the first borehole sampled the intact slide mass while the second sampled the head scarp tension crack region. Near surface soil samples from the head scarp indicated 4 to 10% higher soil water content in the tension cracks compared to the slide mass. The discrepancy in soil water content demonstrates that the tension crack acts as a collection basin for blowing snow and overland runoff which impacts the suction generated in the tension crack. The depth of influence on the soil water content can be in the order of several meters in the tension crack according to the permanent ERT layout at the Ripley Landslide (Sattler et al. 2021).

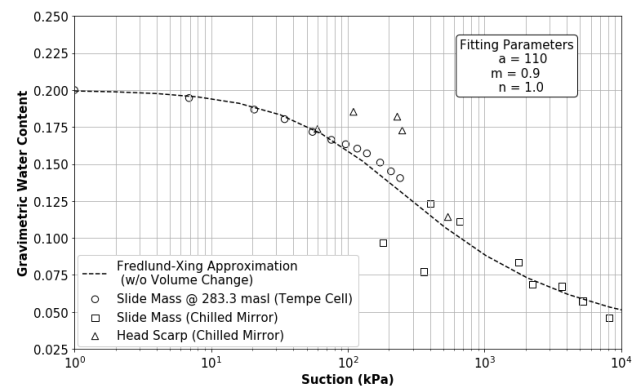


Figure 3. SWCC relationship for upper till unit 6

Soil composition and behaviour tests from near surface boreholes indicated a low plasticity (between 10 and 11%) sandy silt to clayey silt. Soil samples generally had more silt (36-60%) compared to fine sand (12-37%) or clay (6-17%). Unsaturated behaviour was studied through Tempe cell testing (using the axis translation method) to investigate the SWCC relationship at low values of suction (<250 kPa). At higher levels of suction, measurements from the chilled mirror hygrometer were used to form the "dry" portion of the SWCC. Combining measurements from the two methods has been shown to be a viable option for estimating the SWCC over the entire suction range (Fredlund et al. 2018). Curve fitting was accomplished using the Fredlund-Xing (1994) approximation to determine the appropriate fitting parameters based on the data shown in Figure 3.

### 3.2 3D Limit Equilibrium

The groundwater table for February 15, 2017 was determined through static 3D LEM in SVSlope (Bentley v10.04.00.135) based on the assumption that the FOS = 1.00. Displacement readings from the SAA in BH13-01 identified movement in one of the weak glaciolacustrine clay units around 257 masl. In February, the Thompson River level was close to the seasonal minimum around 263.5 masl. The major unknown for a 3D model of the Ripley Landslide was the water table because only a handful of point measurements were available from BH13-01 and BH15-03.

Parameters for the Mohr-Coulomb material models used in the limit equilibrium analysis were based on lab tests and analysis summarized by Hendry et al. (2015). An unsaturated Fredlund material model was applied to the till unit based on lab tests completed during the present study. The shear surface was defined as a weak horizontal plane with fully developed residual strength as was previously used by Porter et al. (2002), Bishop (2008), and Eshraghian et al. (2008). However, landslide extents were not fully defined. The critical slide volume was determined with the cuckoo search optimization method (Yang and Deb 2009).

Due to the translational nature of the Ripley Landslide, a hybrid ellipsoid search was used to find the critical slide surface volume. Variation of water table depth at imaginary

boreholes across the landslide was used to adjust the groundwater table until the landslide depth and shape matched observations from inclinometers and drone imagery of visible tension cracks. The model calculated FOS based on the Morgenstern-Price (1965) method of slices and the general limit equilibrium (GLE) method (Rahardjo and Fredlund 1984). The critical slip direction was estimated using built-in optimization search methods which resulted in close agreement with inclinometer and surface displacement headings.

The critical slip volume for the Morgenstern-Price method is shown in Figure 4. The landslide volume demonstrates a horizontal shear surface at the critical displacement elevation and shadows the tension cracks in the head scarp region. The toe of the landslide exits in the river basin below the seasonal minimum river elevation (river level not shown in Figure 4 for clarity). The top of the bedrock appears to play an important role as a slip surface in the upper part of the slope. Future head scarp retrogression should be limited by the bedrock boundary.

### 3.3 3D Transient Pore-water Pressure

The initial groundwater table estimated for February 15, 2017 was then used as a starting point for a transient 3D finite element method (FEM) water flux model in SVFlux (Bentley v10.04.00.135). The purpose of the transient model was to estimate weekly changes in the groundwater

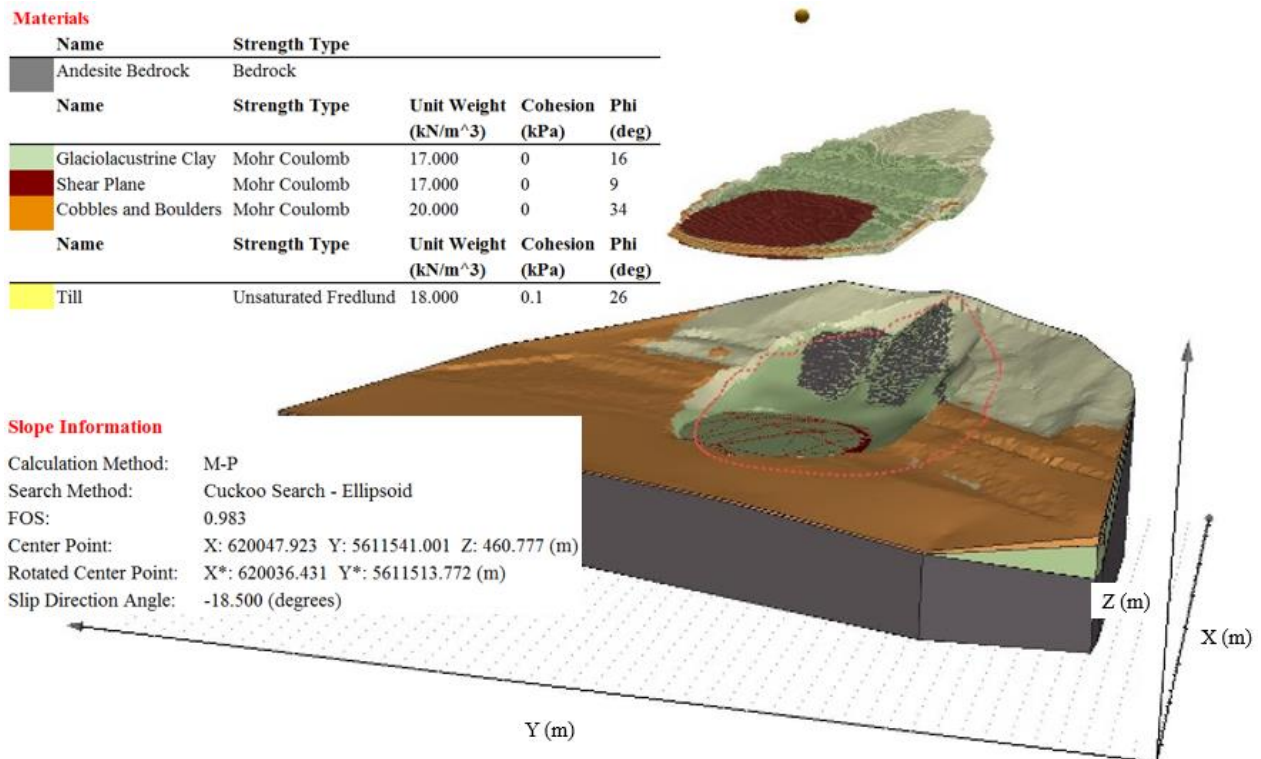


Figure 4. 3D LEM model for February 15, 2017

table between February and June 2017 based on meteorological factors and a rising river level.

Between February and June, the river rose 6.4 m due to the annual snowpack melt in the mountains and overland runoff. As a result, the extents of the head boundary condition in the river had to be modified on a weekly basis to account for the variable head. The upper portion of the slope was assigned a land-climate flux boundary condition dependant on several environmental factors, including snowmelt, precipitation, and evaporation. The model estimated infiltration throughout the upper boundary while simulating the movement of groundwater at the landslide toe due to changing river level. The till unit's hydraulic conductivity was slightly adjusted ( $1e-7$  m/s to  $5e-8$  m/s) to calibrate modelled pore-water pressures to measurements from vibrating wire piezometers in BH13-01 and BH15-03 (Figure 5).

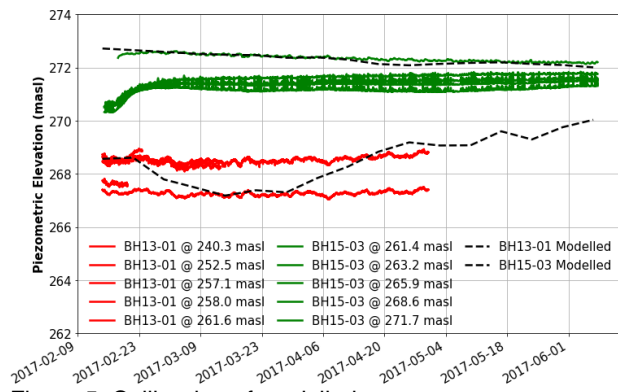


Figure 5. Calibration of modelled pore-water pressures

The modelled pore-water pressures were supported by measured values from piezometers shown in Figure 5. The

results show that the highest levels of suction occurred in the upper reaches of the slide mass (results from first week shown in Figure 6), coinciding with the upper till unit. As a result, the till unit's unsaturated soil parameters (SWCC) were an important factor in estimating suction generated along the upper portion of the landslide's slip surface. Temperatures in this part of British Columbia were relatively mild throughout winter, meaning snowmelt occurred sporadically at low elevations such as the Ripley Landslide. In winter, evaporation is minimal due to the lack of solar radiation and repeated snowfall and snowmelt events increased soil water content, thereby reducing soil suction, at a time when the river level was close to its seasonal minimum. The combination of a wet winter and a minimal river buttress led to unstable conditions that increased the landslide displacement rate in February 2017.

### 3.4 3D Stress-Strain

After the weekly estimate of groundwater table had been estimated for all weeks between February and June, these phreatic surfaces were imported into a 3D FEM stress-strain model in RS3 (Rocscience v4.021). Models that employ linear elastic-perfectly plastic stress-strain and the Mohr-Coulomb material strength model tend to underestimate lateral displacements, especially in heavily overconsolidated sediments (Simpson 1992; Benz et al. 2008). A new software suite was chosen to experiment with a variety of material constitutive models and select one that reflected a more accurate representation of displacement at the Ripley Landslide.

A hyperbolic stress-strain model, known as the Plaxis hardening soil model (Schanz et al. 1999), was used to estimate the small strain shear deformation for these heavily overconsolidated materials. The main principle of

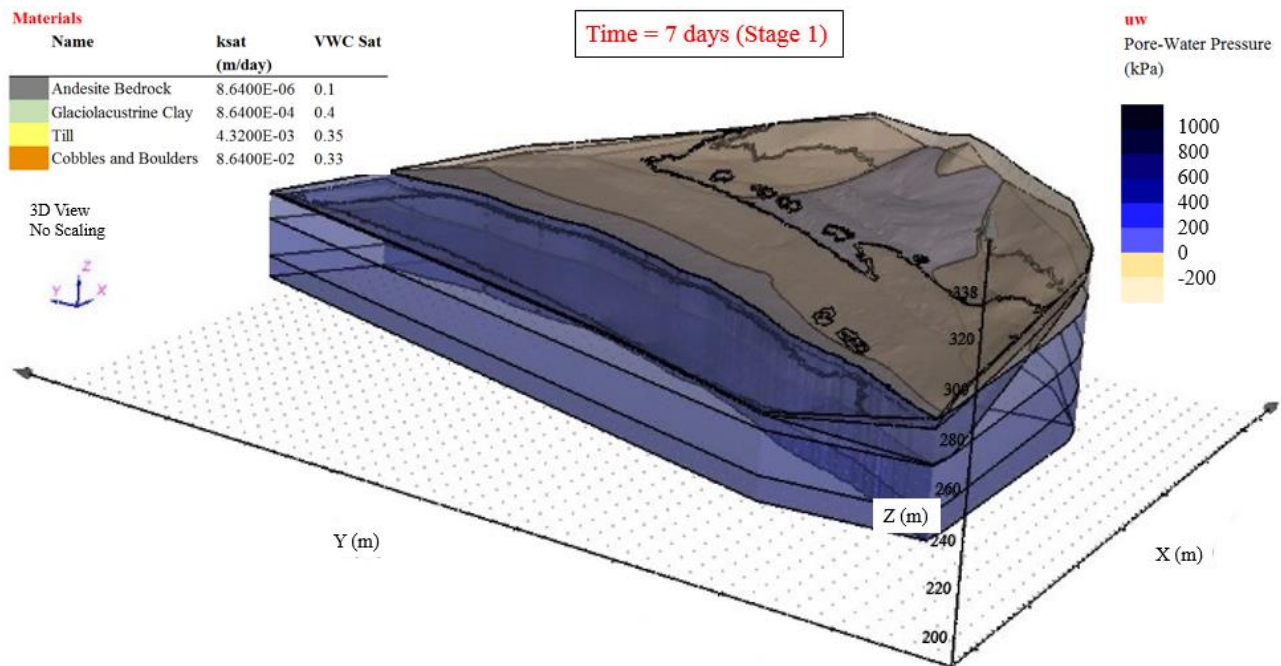


Figure 6. 3D map of week 1 pore-water pressures

the model is that the modulus is dependent on the soil stress at each increment of strain. Standard Mohr-Coulomb material properties such as friction angle and cohesion are incorporated into the shear hardening mechanism to generate the hyperbolic stress-strain function. Stiffness parameters for the function are typically estimated based on results from drained compression triaxial tests and oedometer tests. However, recent studies have determined small strain moduli from pore pressure response to atmospheric pressure changes (Hendry et al. 2018). At the Ripley Landslide, triaxial tests have not been completed during previous studies. However, a combination of oedometer results and multi-spectral analysis of shear waves from geophysical surveys provided a range for initial stiffness estimates and relative stiffness between the various stratigraphic layers.

The non-linear stress-strain model was applied to both the upper till and glaciolacustrine clay units. In the clay unit, a horizontal residual strength plane was assigned as a joint surface to simulate the weak sliding plane. Stiffness for these layers was adjusted until the displacement matched the observed SAA displacement from BH13-01. The reference stiffness modulus ( $E_{50}^{ref}$ ) for the clay and till was estimated to be 28 MPa and 39 MPa, respectively. The elastic modulus for unload/reload ( $E_{ur}^{ref}$ ) in both materials was assumed to be three times higher than the reference stiffness modulus. Linear elastic stiffness was assumed for both the bedrock ( $E=400$  MPa) and the upper layer of cobbles and boulders ( $E=43$  MPa). Displacement results from the 3D FEM mirrored the tension cracks, following the expected 3D slip surface shape as estimated by the 3D LEM. East-west displacement, as shown in Figure 7, shows the approximate outline of the Ripley Landslide overlying the tension cracks. The isolated displacement

appearing at the left side of the model, underneath the river, is due to material pinch out of the clay which caused some instability in the mesh. However, the instability has no effect on the estimated Ripley Landslide displacement.

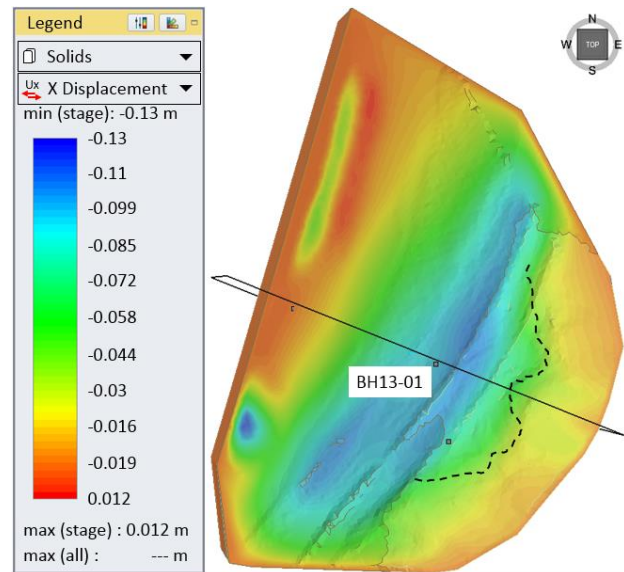


Figure 7. Top view of east-west modelled displacement in June 2017

A cross section centered on BH13-01 is shown in Figure 8. The impact of the horizontal shear plane is evident where the displacement contours noticeably shift to higher values (darker blue) above the slip plane. The

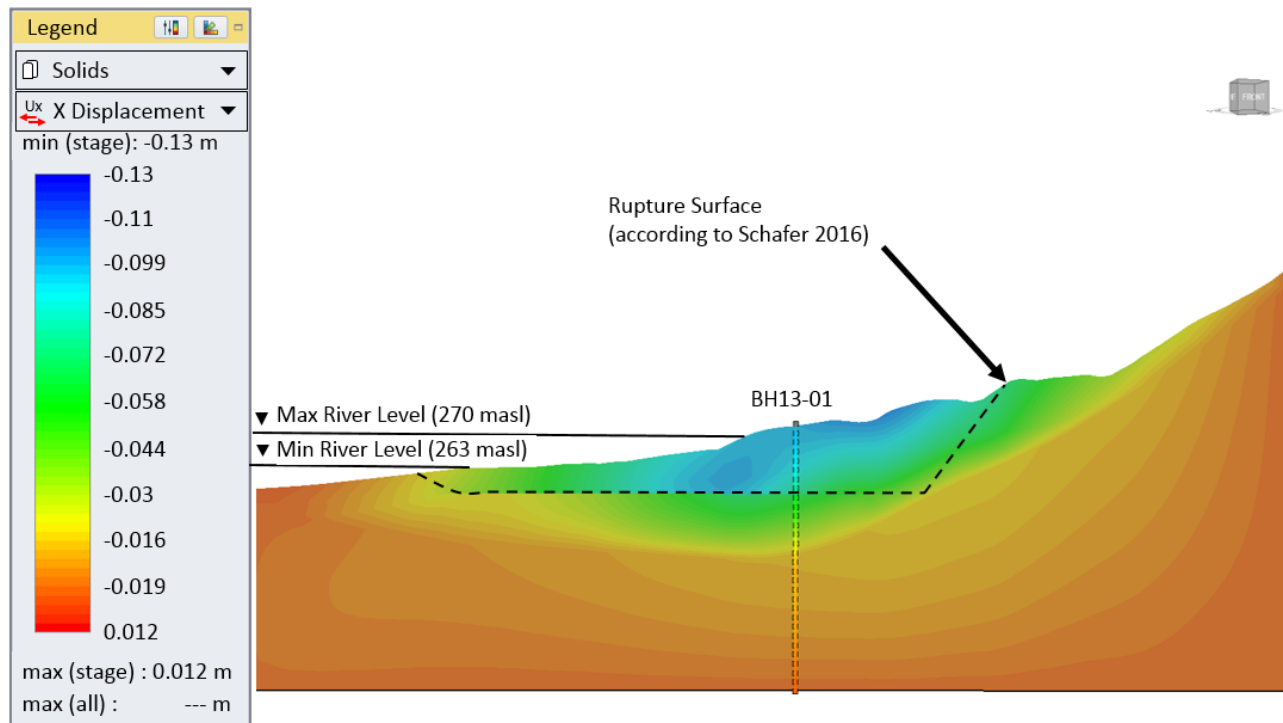


Figure 8. Cross sectional displacement profile in June 2017

upper part of the slip surface agrees with potential rupture surfaces proposed by Schafer (2016). The landslide toe exits the slope below the seasonal minimum river level amongst the cobbles and boulders. This explains why it has been difficult to identify the base of the failure in the past.

#### 4 LIMITATIONS AND FUTURE STUDY

Additional study of the Ripley Landslide during future site investigations should include triaxial or pressuremeter testing for non-linear elastic strength characteristics. The impact of anisotropy, in terms of hydraulic conductivity and stiffness, should be considered to account for the heavily consolidated nature of the sediments. A more accurate representation of the shear displacement across the slip plane could be gathered from a discontinuum model. The scale of the landslide and required mesh density around the shear surface and material pinch outs means that computation time is also a limiting factor. Future computing capabilities may be better able to address some of these current limitations.

#### 5 CONCLUSION

Dedicated interest in the Ripley Landslide over several years has yielded a wealth of information including borehole records, anecdotal evidence, aerial photos, and instrumentation monitoring. Particular attention is focused on a period of increased displacement that occurred between February and June in 2017. Typically, landslide displacement in the Thompson River valley rail corridor experiences resurgence in the late fall when the river level subsides. The Ripley Landslide had followed the same pattern until displacement was observed in February 2017. Further study indicates that snowmelt due to mild temperatures appeared to influence displacement in early 2017 when the river level was hovering around the seasonal minimum.

Additional borehole investigation of the upper till unit was combined with a new perspective on historical records to develop a 3D model of the Ripley Landslide. Back analyzed pore-water pressures and displacement expanded upon initial estimates, allowing the transition of historical data into a 3D domain. Unsaturated soil behaviour for the upper till unit was refined and incorporated into a 3D transient water flux model. Furthermore, weekly changes to the seasonal groundwater table were estimated, in accordance with piezometer observations, and fed into a 3D transient stress-strain model of the Ripley Landslide. New material parameters for non-linear stress-strain models were calibrated by matching observed displacements.

A better understanding of the soil behaviour and stratigraphy at the Ripley Landslide provides information that may be applicable to other landslides in the Thompson River valley. Linear elastic models of displacement rarely demonstrate good agreement with observations. The strategy used in the present study demonstrates one method of estimating non-linear constitutive model parameters starting with a set of known variables. The

modelling framework presented in the current study may be applied to other slow-moving landslides to back analyze important material parameters.

#### 6 ACKNOWLEDGMENTS

The research group would like to thank CP and CN for facilitating site access and supporting the ongoing research program. Additional collaboration with the Geological Survey of Canada was greatly appreciated and will be vital to the success of this program moving forward. The research was made possible through support from Transport Canada (TC), the (Canadian) Railway Ground Hazard Research Program and the Canadian Rail Research Laboratory which is supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), CP, and CN.

#### 7 REFERENCES

- Benz, T., Vermeer, P.A. and Schwab, R. 2008. A small-strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(1): 25-44. doi: 10.1002/nag.701.
- Bishop, N.F. 2008. Geotechniques and hydrology of landslides in Thompson River Valley, near Ashcroft, British Columbia. M.Sc. thesis, University of Waterloo, Waterloo.
- Bobrowsky, P., Sladen, W., Huntley, D., Qing, Z., Bunce, C., Edwards, T., Hendry, M.T., Martin, C.D. and Choi, E. 2015. Multi-parameter monitoring of a slow moving landslide: Ripley Slide, British Columbia, Canada. *In* Lollino G. et al. (eds) *Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2*. pp. 155–158. doi:10.1007/978-3-319-09057-3\_18.
- Bunce, C. and Chadwick, I. 2012. GPS monitoring of a landslide for railways. *In* Proceedings of the 11th International & 2nd North American Symposium on Landslides, Banff, Canada.
- Clague, J.J. and Evans, S.G. 2003. Geologic framework of large historic landslides in Thompson River Valley, British Columbia. *Environmental and Engineering Geoscience*, 9(3): 201-212. doi:10.2113/9.3.201.
- EHD Consulting Ltd. 2008. CPR Ripley Slide Monitoring Thompson Subdivision Mile 54.04. Dated March 13th, 2008.
- Eshraghian, A., Martin, C.D. and Cruden, D.M. 2007. Complex earth slides in the Thompson River Valley, Ashcroft, British Columbia. *Environmental and Engineering Geoscience*, 13(2): 161–181. doi:10.2113/gseegeosci.13.2.161.
- Eshraghian, A., Martin, C.D. and Morgenstern, N.R. 2008. Movement triggers and mechanisms of two earth slides in the Thompson River Valley, British Columbia, Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9): 1189–1209. doi:10.1139/T08-047.
- Fredlund, D.G. and Xing, A. 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4): 521-532. doi:10.1139/t94-061.



- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. and Fredlund, M.D. 2018. Understanding the family of soil-water characteristic curves. *In Proceedings of 71st Canadian Geotechnical Conference*, Edmonton, Canada.
- Fulton, R.J. and Smith, G.W. 1978. Late Pleistocene stratigraphy of south-central British Columbia. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 15(6): 971-980. doi:10.1139/e78-105.
- Hendry, M.T., Macciotta, R., Martin, C.D. and Reich, B. 2015. Effect of Thompson River elevation on velocity and instability of Ripley Slide. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(3): 257-267. doi:10.1139/cgj-2013-0364.
- Hendry, M.T., Smith, L.A. and Hendry, M.J. 2018. Analysis of measured pore pressure response to atmospheric pressure changes to evaluate small-strain moduli: Methodology and case studies. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(9): 1248-1256. doi:10.1139/cgj-2016-0584.
- Holmes, J., Chambers, J., Meldrum, P., Wilkinson, P., Boyd, J., Williamson, P., Huntley, D., Sattler, K., Elwood, D., Sivakumar, V., Reeves, H. and Donohue, S. 2020. Four-dimensional electrical resistivity tomography for continuous, near-real-time monitoring of a landslide affecting transport infrastructure in British Columbia, Canada. *Near Surface Geophysics*, 18(4): 337-351. doi:10.1002/nsg.12102.
- Huntley, D.H. and Bobrowsky, P.T. 2014. Surficial geology and monitoring of the Ripley Slide, near Ashcroft, British Columbia, Canada. Geological Survey of Canada Open File 7531.
- Huntley, D., Bobrowsky, P., Hendry, M.T., Macciotta, R., Elwood, D., Sattler, K., Best, M., Chambers, J. and Meldrum, P. 2019. Application of multi-dimensional electrical resistivity tomography datasets to investigate a very slow-moving landslide near Ashcroft, British Columbia, Canada. *Landslides*, 16(5): 1033-1042. doi:10.1007/s10346-019-01147-1.
- Journault, J., Macciotta, R., Hendry, M.T., Charbonneau, F., Huntley, D. and Bobrowsky, P. 2018. Measuring the activity of the Thompson River Valley landslides, south of Ashcroft, BC, Canada, using satellite InSAR. *Landslides*, 15(4): 621-636. doi:10.1007/s10346-017-0900-1.
- Le Meil, G. 2017. Characterization of a landslide-prone glaciolacustrine clay from the Thompson River Valley near Ashcroft, British Columbia. M.Sc. thesis, University of Alberta, Edmonton.
- Leonoff, C. and Klohn Leonoff Ltd. 1994. A dedicated team: Klohn Leonoff Consulting Engineers 1951–1991. Klohn Leonoff, Richmond, Canada.
- Macciotta, R., Hendry, M.T., Martin, C.D., Elwood, D., Lan, H., Huntley, D., Bobrowsky, P., Sladen, W., Bunce, C., Choi, E. and Edwards, T. 2014. Monitoring of the Ripley Landslide in the Thompson River Valley, BC. *In Proceedings and Abstracts Volume Geohazards 6 Symposium*, Kingston, Canada. doi:10.13140/2.1.2811.7125.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1): 79-93. doi:10.1680/geot.1965.15.1.79.
- Porter, M.J., Savigny, K.W., Keegan, T.R., Bunce, C.M. and MacKay, C. 2002. Controls on stability of the Thompson River landslides. *In Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference*, Niagara Falls, Canada.
- Rahardjo, H. and Fredlund, D.G. 1984. General limit equilibrium method for lateral earth force. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1): 166-175. doi:10.1139/t84-013.
- Sattler, K., Elwood, D., Hendry, M.T., Macciotta, R., Huntley, D., Bobrowsky, P. and Meldrum, P. 2018. Real-time monitoring of soil water content and suction within a slow moving landslide. *In Proceedings of 71st Canadian Geotechnical Conference*, Edmonton, Canada.
- Sattler, K., Elwood, D., Hendry, M.T., Huntley, D., Holmes, J., Wilkinson, P.B., Chambers, J., Donohue, S., Meldrum, P.I., Macciotta, R. and Bobrowsky, P.T. 2021. Quantifying the contribution of matric suction on changes in stability and displacement rate of a translational landslide in glaciolacustrine clay. *Landslides*, 18(5): 1675-1689. doi:10.1007/s10346-020-01611-3.
- Schafer, M.B. 2016. Kinematics and controlling mechanisms of the slow-moving Ripley landslide. M.Sc. thesis, University of Alberta, Edmonton.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G. 1999. The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*. pp. 281-296.
- Simpson, B. 1992. Retaining structures: displacement and design. *Géotechnique*, 42(4): 541-576. doi: 10.1680/geot.1992.42.4.541.
- Stanton, R.B. 1898. The great land-slides on the Canadian Pacific Railway in British Columbia. *In Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Session 1897-1898, Part II, Section 1, pp. 1-46.
- Yang, X. and Deb, S. 2009. Cuckoo search via Lévy flights. *In Proceedings of the 2009 World Congress on Nature & Biologically Inspired Computing (NaBIC 2009)*, Coimbatore, India. doi:10.1109/NABIC.2009.5393690.

# Dépôts quaternaires et glissements de terrain, Haute-Côte-Nord de l'estuaire du Saint-Laurent, Québec, Canada

Rémi Mompin<sup>1</sup>, Serge Occhietti<sup>2</sup>, Pascal Locat<sup>1</sup>, Denis Demers<sup>1</sup> et Denis Robitaille<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Direction de la géotechnique et de la géologie, Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada

<sup>2</sup>Université du Québec à Montréal, Québec, Canada



## RÉSUMÉ

La rive nord de l'estuaire maritime du Saint-Laurent montre de nombreuses cicatrices de glissements de terrain. Une section longue d'environ 50 km, entre Les Bergeronnes et Longue-Rive, a fait l'objet d'une étude pour préciser la stratigraphie quaternaire, car un environnement glaciomarin complexe s'y trouve. Des unités marines argileuses y sont entrecoupées localement de sédiments plus grossiers en raison de la proximité du front glaciaire qui oscillait en bordure de la mer de Goldthwait. La compréhension des variations latérales et verticales des unités quaternaires le long des falaises côtières et des berges des rivières sur une base régionale fournit un cadre lithostratigraphique important pour l'évaluation et la délimitation des zones sujettes aux glissements de terrain dans cette région.

## ABSTRACT

The north shore of the St. Lawrence marine estuary shows numerous landslides scars. A section of about 50 km long between Les Bergeronnes and Longue-Rive has been the subject of a detailed study to specify the Quaternary stratigraphy related to a complex glacio-marine environment. Marine clayey units are locally interbedded with coarser sediments that were influenced by the fluctuation of the ice front position along the edge of the former Goldthwait Sea. This paper highlights the fact that detailed descriptions of the lateral and vertical variations of the Quaternary units along the coastal cliffs and riverbanks on a regional basis has provided a useful framework for the assessment and delimitation of landslide-prone areas in that region.

## 1 INTRODUCTION

La majeure partie du littoral nord de l'estuaire du Saint-Laurent, situé en amont de l'embouchure du Saguenay entre Les Bergeronnes et Longue-Rive (figure 1), est caractérisée par des falaises en érosion active dans des formations meubles du Quaternaire, où surviennent fréquemment des glissements de terrain. Bien que dominées par les sédiments argileux déposés dans la mer de Goldthwait, entre 14 000 et 6 000 ans environ (Dionne, 1977; Dionne et Occhietti, 1996), ces falaises présentent des unités stratigraphiques complexes et très variables.

Malgré l'ampleur de ces dépôts et l'intérêt paléogéographique que représente cette région en aval du Saguenay, il existe très peu de publications sur cette région (Occhietti, 2009). Les cartes de dépôts de surface (Tadoussac, de Saint-Cyr, 1990; Lac de Pons, Les Escoumins et Saint-Paul-du-Nord, de Gamache, 1990) délimitent correctement les formations meubles, sans toutefois détailler leur stratigraphie. Deux publications, l'une sur l'embouchure du Saguenay (Dionne et Occhietti, 1996), l'autre sur le rivage des Escoumins (Dionne et Bernatchez, 2000) évoquent la disposition stratigraphique des falaises composées de quatre unités : argiles brunes (rouges) carbonatées à la base, puis diamicton recouvert d'argiles marines grises et stratifiées, le tout coiffé de sable et de gravier (voir la figure 5 dans Dionne et Occhietti, 1996). Une coupe plus complexe en aval des Escoumins (voir la figure 3 dans Dionne et Bernatchez, 2000) révèle la présence d'un deuxième diamicton et implique une

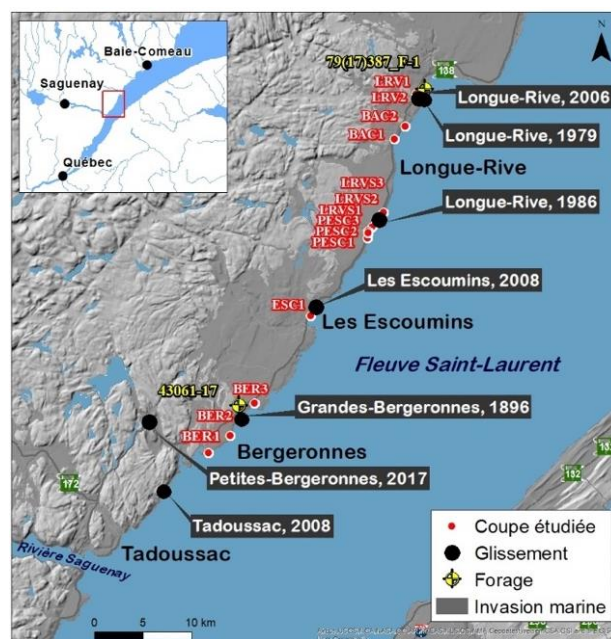


Figure 1. Localisation du secteur à l'étude et des sites.

déglaciation régionale complexe (Occhietti et Dionne, 2008). L'âge de ces unités reste approximatif. Les argiles brunâtres (rouges) sont antérieures ou contemporaines à 12 500 B.P. (Occhietti et Dionne, 2008), les argiles supérieures sont datées aux Grandes-Bergeronnes à 10 700 ± 80 B.P. (Dionne et coll., 2004) et en aval des Escoumins à 10 250 B.P. (Dionne et coll., 2004). La

stratigraphie de ce secteur de la Haute-Côte-Nord nécessite donc une étude plus systématique.

De ce fait, lors de la cartographie des zones potentiellement exposées aux glissements de terrain de cette région (Gouvernement du Québec, 2007), une étude détaillée a été réalisée pour caractériser les relations stratigraphiques entre les différentes unités quaternaires composant les falaises du littoral (Occhiatti, 2009; Occhiatti et coll., 2015) dans le but de mieux comprendre les causes et les modes de rupture des différents types de glissements de terrain qui y surviennent.

L'objectif de la présente communication est de présenter de façon succincte les différentes unités quaternaires du secteur et leurs relations stratigraphiques, de décrire sommairement les différents types de glissements qui affectent ces falaises et de montrer la relation entre ces deux aspects.

Les informations présentées dans l'article reposent sur l'examen détaillé sur le terrain de coupes stratigraphiques dans les falaises littorales et sur la datation de matières organiques prélevées dans ces coupes, sur la description et l'analyse de données de forages au diamant et de sondages au piézocône, sur le suivi d'instrumentation de terrain (piézomètres et inclinomètres) ainsi que sur l'analyse de glissements récents et historiques survenus dans la région. Des levés lidars multitudes ont fourni des données topographiques détaillées concernant des mouvements de terrain récents. Un survol périodique hélicoptère des côtes a aussi servi à documenter leur évolution.

## 2 CONTEXTE GÉNÉRAL

Le secteur à l'étude, qui s'étend sur une longueur d'environ 50 km, fait partie de la région de la Haute-Côte-Nord, le long de l'estuaire du Saint-Laurent (figure 1). Il est localisé sur la marge sud de la Province géologique de Grenville (Précambrien), laquelle est composée essentiellement dans le secteur de migmatites granitiques et granodioritiques, de quartzites, d'amphibolites et de différents types de gneiss (Rondot, 1986).

La région étudiée peut se définir selon quatre ensembles géomorphologiques : les estrans, les falaises actives et inactives, la zone côtière perchée et l'arrière-pays.

À marée basse, les estrans atteignent 1,5 km de largeur. Selon la table des marées du Canada à la station des Escoumins (02900), l'amplitude moyenne des marées est de l'ordre de 3,5 à 4 m et peut atteindre 5 m lors des grandes marées.

Les falaises actives dans le secteur étudié ont des hauteurs qui varient généralement entre 20 et 40 m et sont environ à 80 % entaillées dans les dépôts quaternaires. Elles surplombent les secteurs où des processus d'érosion actuels sont à l'œuvre. Elles sont généralement dénudées de végétation sur les premiers mètres de hauteur à leur base, et parfois sur toute leur hauteur. Elles se trouvent le long du littoral de l'estuaire, mais aussi dans les parties érosives des cours d'eau qui entaillent la zone côtière. Les falaises inactives, parfois qualifiées de « mortes » ou de « dormantes », sont généralement végétalisées et sont

peu ou pas affectées par des processus récents d'érosion. Elles se trouvent principalement au niveau d'anciennes terrasses délaissées le long des cours d'eau ou de l'estuaire, ou au niveau d'escarpement arrière d'anciens grands glissements de terrain.

La zone côtière, qui constitue un plateau au sommet des falaises, a une largeur comprise approximativement entre 3 et 10 km, mais est parfois réduite à quelques centaines de mètres seulement. Elle peut être définie comme la partie de l'intérieur des terres inondées par la mer de Goldthwait après le retrait final du glacier, jusqu'à environ 150 m d'altitude au-dessus du niveau moyen actuel de la mer (voir la limite marine sur la figure 1). Elle inclut des collines rocheuses du Bouclier, qui formaient des îles, et les vastes plaines alluviales des affluents du Saint-Laurent ainsi que des constructions juxtaglaciaires sur le rebord des Laurentides. La zone habitée constitue une frange très étroite le long de la zone côtière, large de moins de 1 km, parallèlement aux falaises littorales.

Finalement, l'arrière-pays est constitué essentiellement de collines rocheuses du Bouclier, entre lesquelles sont disposés des épandages fluvioglaciaires et des terrasses alluviales.

Le socle rocheux est visible dans tous les ensembles géomorphologiques. Il forme des buttes qui percent la couverture de sédiments quaternaires au niveau de la plaine côtière et des estrans et parfois le long de la côte, et il affleure au pied des falaises littorales dans les dépôts quaternaires. Sa topographie est très accidentée, ce qui entraîne localement des variations latérales rapides dans l'épaisseur des sédiments quaternaires.

## 3 SÉQUENCES DES UNITÉS QUATERNAIRES

### 3.1 Description des unités

La stratigraphie quaternaire des falaises littorales du secteur étudié a été établie à partir d'observations de terrain détaillées d'une trentaine de coupes stratigraphiques effectuées sur 50 km de côte, des Bergeronnes à Longue-Rive. La figure 1 localise les principales coupes mentionnées dans le texte et présentées à la figure 2.

La description des unités quaternaires se concentre sur les sédiments déposés lors de la submersion marine. D'après l'ensemble des informations recueillies, les quatre groupes d'unités lithostratigraphiques suivants peuvent servir de cadre de référence (figure 2) : les argiles marines anciennes rougeâtres, le complexe glaciomarin, les argiles marines supérieures et le faciès sableux supérieur. Toutefois, l'épaisseur et la nature de chacun des groupes peuvent considérablement varier latéralement.

L'unité appelée « argile rougeâtre », en rouge sur la figure 2, est un faciès marin d'eaux profondes, avec délestages occasionnels de débris d'icebergs, observée à la base des falaises dans le secteur compris entre Les Bergeronnes et Petits-Escoumins. Cette unité peut contenir des unités diamictiques fossilifères, de façon intercalée (PESC2) ou à sa base (ESC1). La base de cette unité n'est pas connue, mais des sondages géotechniques indiquent qu'elle se poursuit par endroits sur de fortes

épaisseurs sous l'estran au site du glissement de 1896 aux Bergeronnes (figure 1). L'épaisseur maximale mesurée de cette unité est de plus de 50 m.

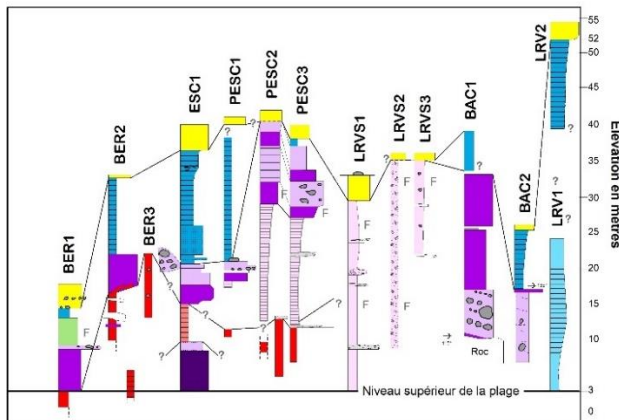


Figure 2. Corrélation entre les différentes unités lithostratigraphiques du secteur étudié.

L'unité appelée « complexe glaciomarín », en teintes violacé rose sur la figure 2, regroupe différents sédiments marquant une réavancée glaciaire en milieu marin. Constituée principalement de silts stratifiés, cette unité contient aussi des matériaux plus grossiers (silt sableux et sable silteux) sous forme de lits ou de lentilles. Des graviers et cailloux de délestage glaciaire sont aussi présents, ainsi que des coquilles de mollusques marins. La zone inférieure du complexe est plus argileuse et correspond à une sédimentation en eau plus profonde avec en majorité de l'argile. Enfin, dans le secteur de Longue-Rive (LRVS1 à LRVS3 sur la figure 2), le « complexe glaciomarín » est plus compact et apparaît grossièrement stratifié, avec des zones plus sableuses et caillouteuses et des zones plus argileuses. L'épaisseur observée du « complexe glaciomarín » varie de quelques mètres à plus de 30 m.

L'unité suivante, appelée « argile grise supérieure », en teintes bleutées sur la figure 2, est observée presque partout sur les falaises, au-dessus du complexe glaciaire. Elle représente la phase d'inondation tardive de la mer de Goldthwait postérieure au retrait glaciaire. Les interlits plus grossiers qu'on y observe parfois expriment les pulsations détritiques et les courants de fond marin associés. Un gradient vertical granocroissant y est observé, ce qui indique une diminution de la profondeur de la mer. Les variations latérales des faciès expriment des influx sédimentaires différents : sédimentation d'axes fluvio-glaciaires puis d'axes fluviaux, ou décantation-sédimentation entre les cônes sédimentaires associés à ces axes. L'épaisseur de cette unité est très variable, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, mais est parfois localement absente du sommet des colonnes stratigraphiques.

L'unité supérieure, appelée « faciès sableux supérieurs », en jaune sur la figure 2, est observée au sommet de toutes les falaises. Composée principalement de sable et de gravier stratifiés, elle contient aussi parfois des cailloux et blocs. Ces matériaux sont d'origines

littorales ou deltaïques et marquent l'exondation finale de la mer de Goldthwait. Leur épaisseur se limite généralement à quelques mètres tout au plus.

### 3.2 Corrélation stratigraphique et séquence des événements

La disposition des unités quaternaires est commandée par la dynamique glaciaire, à l'interface entre la marge de l'inlandsis laurentien et la mer de Goldthwait. Le front de l'inlandsis a réavancé entre le rebord du relief des Laurentides et le haut du talus du chenal laurentien. La disposition complexe observée résulte d'une géométrie variée de cette marge glaciaire fluctuante, avec des lobes locaux, des haltes marquées par des moraines et des épandages pro-glaciaires, des plateformes flottantes et des cônes pro-glaciaires sous-marins. De plus, le tracé actuel de la côte est érosif et recoupe plus ou moins aléatoirement cette disposition. Tous ces facteurs contribuent aux fortes variations latérales observées le long des falaises du secteur. Dans ces conditions, la figure 2 doit être considérée comme une tentative pour corréler les différentes unités stratigraphiques observées.

Cette analyse vise à reconstituer les principaux événements marquant la mise en place des différentes unités. Tout d'abord, pendant la sédimentation des « argiles rouges » des Bergeronnes, la mer postglaciaire inondait une marge continentale affaissée par glacio-isostasie et déglacée jusqu'à une distance non connue vers l'intérieur des terres, mais suffisamment loin pour favoriser une sédimentation fine et régulière. Le niveau relatif de cette phase précoce de la mer de Goldthwait devait probablement être proche du niveau maximal observé au moment de la déglaciation de la côte du moyen estuaire, en amont du Saguenay, soit environ 200 m au-dessus du niveau de la mer (Dionne et Occhietti, 1996). La marge marine a probablement édifié des plages littorales sur l'arrière-pays, oblitérées ensuite lors de la réavancée glaciaire. Des âges  $^{14}\text{C}$  variant de 13,86 à 12,94 cal. ka ont été obtenus, ce qui peut être associé à l'Allerød tardif.

Par la suite, une réavancée de la marge glaciaire distale, à la fin de l'Allerød ou au cours d'une phase très précoce du Dryas récent, est déduite des limons marins stratifiés gris des Petits-Escoumins, d'une étendue limitée sur l'argile rougeâtre. Une réavancée glaciaire sur les zones déglacées et la marge nord de la mer de Goldthwait s'est produite au cours de l'épisode du Dryas précoce plus jeune. L'événement est lié au groupe de dépôts de marge glaciaire des Escoumins, incluant le till, le till de fonte, l'épandage sous et au-dessus des diamictons glaciaires et à la majeure partie de l'unité de limon massif caillouteux de la Petite Romaine. Après cet épisode glaciaire tardif, les eaux marines ont inondé la Haute-Côte-Nord déprimée par la glacio-isostasie. Cette invasion majeure de la mer de Goldthwait est liée aux dépôts marins supérieurs d'argile et de prodelta. Finalement, la régression de la mer, sous l'effet du relèvement isostatique postglaciaire, a entraîné la déposition des sédiments deltaïques et littoraux sommitaux.

#### 4 PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES PRINCIPALES UNITÉS

Des investigations géotechniques ont été réalisées à plusieurs endroits dans la zone côtière pour caractériser les principales unités quaternaires, notamment celles à prédominance argileuse. Comme mentionné dans la première partie de l'article, les trois principales unités à prédominance argileuse sont « l'argile rougeâtre », le « complexe glaciomarín » et « l'argile grise supérieure ».

Le forage n° 43061, réalisé dans le secteur des Bergeronnes (figures 1 et 3), a permis de recouper et de caractériser chacune de ces unités. Le forage 79(17)387\_F-1 (figures 1 et 4), réalisé dans le secteur de Longue-Rive, a davantage servi à caractériser l'argile grise supérieure, puisqu'elle est relativement plus épaisse et qu'elle compose en grande partie les falaises à cet endroit. À noter que ce forage a été réalisé au niveau du plancher d'un très grand glissement de terrain et qu'il manque près de 15 m d'épaisseur de la portion supérieure de cette unité pour caractériser la pleine hauteur de la séquence stratigraphique. D'autres forages réalisés à proximité confirment toutefois que les sols manquants sont semblables à ceux interceptés dans le forage montré à la figure 4.

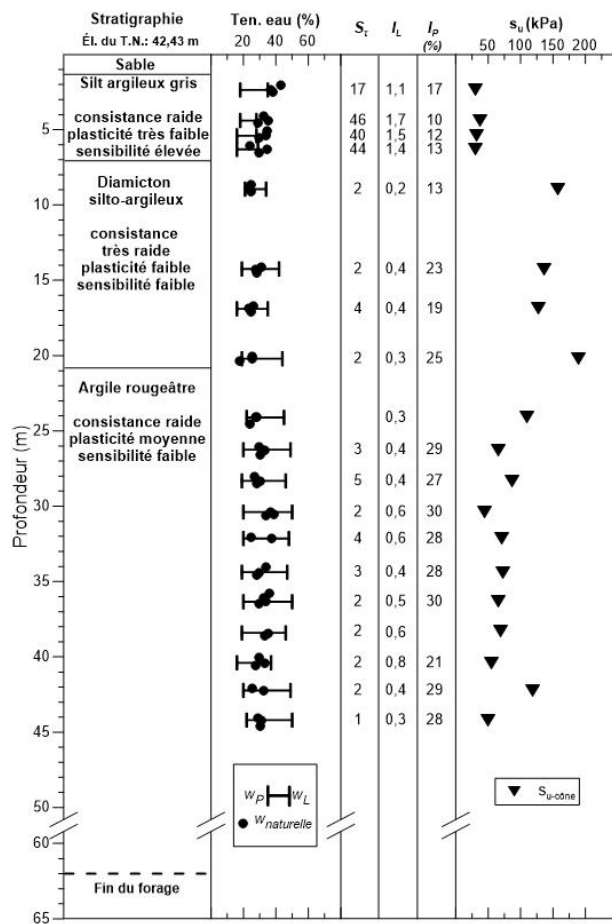


Figure 3. Forage 43061, Les Bergeronnes.

L'argile rouge, qui résulte d'un dépôt en milieu profond avec délestage occasionnel de débris d'icebergs, se trouve à la base de la séquence stratigraphique. Les analyses granulométriques montrent que cette unité est constituée d'un silt argileux rougeâtre avec des traces de sable. La consistance est raide avec des résistances non drainées à l'état intact au pénétromètre à cône de l'ordre de 60 à 90 kPa, avec des horizons de consistance très raide qui atteignent 118 kPa. La plasticité est moyenne avec des indices de l'ordre de 30 %. La sensibilité est faible de l'ordre de 2, et les résistances au cisaillement à l'état remanié varient de 20 kPa à 30 kPa, avec des valeurs de l'ordre de 60 kPa à la base de l'unité.

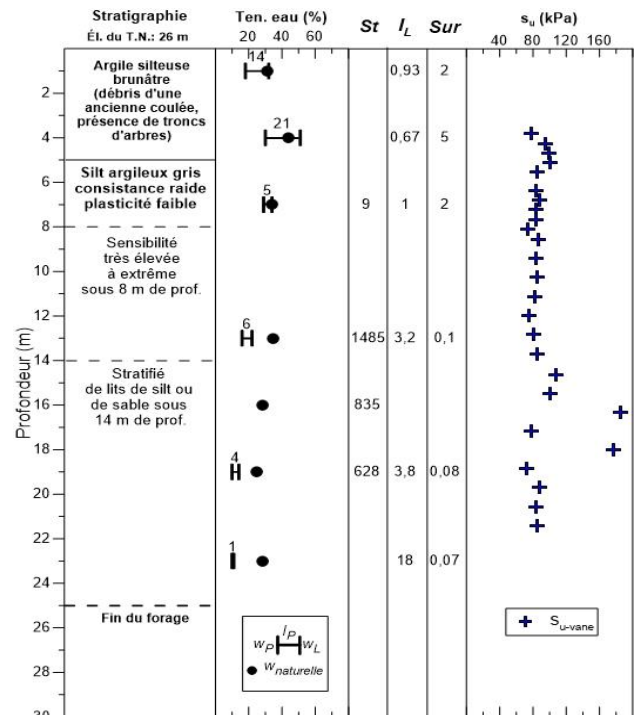


Figure 4. Forage 79(17)387\_F-1 à Longue-Rive, tiré de Grondin et Tanguay (1981).

Le « complexe glaciomarín », caractérisé à cet endroit par la présence d'un diamicton silto-argileux, est principalement composé de matériaux de différentes tailles inclus dans une matrice de silt et d'argile à silt argileux avec des traces de sable. La consistance intacte est très raide, avec des résistances au cisaillement au cône suédois variant entre 130 kPa et 160 kPa. Les résistances au cisaillement à l'état remanié varient généralement de 80 à 100 kPa, ce qui donne une sensibilité très faible de l'ordre de 13 à 25 %. Toutefois, certains horizons extrêmement sensibles ont été observés, entre autres au nord-est de l'embouchure de la rivière des Petits-Escoumins près de la coulée de 1986, où une résistance remaniée de 0,07 kPa et des indices de plasticité très faibles de l'ordre de 5 % ont été mesurés sous la moitié inférieure du talus.

L'épaisseur et l'élévation auxquelles apparaît l'argile grise supérieure sont très variables, comme mentionné dans la première partie de cet article. La consistance est de relativement moyenne à raide, avec des résistances intactes au cisaillement non drainé au pénétromètre à cône tombant de l'ordre de 30 kPa à 40 kPa pour le forage 43061, et de 80 kPa à 100 kPa mesurées à l'aide d'un scissomètre de chantier pour le 79(17)387\_F-1. Les résistances mesurées au droit de ce forage sont plus élevées, car cette unité se trouve à une élévation plus basse. Cette argile a la particularité d'être extrêmement sensible au remaniement, avec une valeur de sensibilité de plus de 1485 et une résistance au cisaillement à l'état remanié inférieure à 0,07 kPa (limite de l'appareil) obtenues dans la partie inférieure de l'unité. L'indice de plasticité passe de très faible (de 1 % à 5 %) en profondeur à faible (de 15 % à 25 %) plus près de la surface.

## 5 GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les sections suivantes exposent les phénomènes qui contribuent à diminuer avec le temps la stabilité des talus (éléments aggravants) ou à déclencher un glissement de terrain (éléments déclencheurs) et présentent les types de glissements de terrain observés dans le secteur étudié.

### 5.1 Éléments aggravants et déclencheurs

Les falaises actives sont beaucoup plus susceptibles aux glissements de terrain d'origine naturelle, puisqu'avec le temps, leur géométrie évolue sous l'influence des phénomènes d'érosion. Dans les falaises argileuses qui surplombent l'estuaire, Bernatchez et Dubois (2006) recensent trois principaux phénomènes qui dégradent les talus : 1- les processus cryogéniques (gel-dégel); 2- les processus de dessiccation (mouillage-séchage); et 3- le sapement basal par les vagues et les marées. En ce qui concerne les rivières, le sapement basal est effectué principalement par le courant de l'eau et les embâcles de glace. Ces phénomènes travaillent ensemble au niveau de la partie inférieure des talus, qui devient de plus en plus raide avec le temps, ce qui aggrave la situation jusqu'au déclenchement d'un glissement de terrain. L'hiver, le pied des talus est généralement couvert de glace, ce qui offre une protection relative face à l'érosion par les vagues, mais qui tend à s'atténuer avec les changements climatiques. Au niveau de la couche supérieure de sable, des processus de suffosion sont fréquemment observés près du contact avec les sols argileux sous-jacents.

Dans le secteur de Longue-Rive, la comparaison d'anciennes photographies aériennes avec un levé lidar récent montre des reculs du pied de la falaise qui peuvent atteindre des distances de l'ordre de 20 m entre 1964 et 2013, ce qui donnerait un taux de recul moyen annuel d'environ 0,4 m/an. Bernatchez et Dubois (2004) ont rapporté un taux moyen annuel similaire entre 1931 et 1997, au nord du secteur étudié, pour des falaises vives d'une hauteur de 40 à 85 m. Parfois, lorsque des glissements lents s'opèrent, il arrive que le recul relié à l'érosion soit compensé progressivement par l'avancement

de masses de sols déstabilisés qui viennent atteindre un nouvel état d'équilibre.

La géométrie des falaises inactives n'évolue pas significativement avec le temps, et les talus qui forment ces falaises sont beaucoup moins susceptibles aux glissements de terrain d'origine naturelle. Ils peuvent toutefois être déstabilisés par des interventions anthropiques telles que des travaux d'excavation en pied du talus ou de remblai en sommet, des concentrations d'eau en sommet et des sollicitations dynamiques (battage de pieux, dynamitage).

Dans tous les cas où la géométrie d'un talus a évolué de manière défavorable pour faire en sorte qu'il soit à la limite de l'équilibre, l'augmentation saisonnière des pressions d'eau dans les sols, particulièrement au printemps ou à l'automne, ou une sollicitation sismique importante pourraient déclencher un glissement de terrain de façon naturelle.

### 5.2 Types de glissements de terrain

Au Québec, il est d'usage de classifier les types de glissements de terrain en deux grandes catégories, qui sont les glissements peu ou pas rétrogressifs et les glissements fortement rétrogressifs (Demers et coll., 2014; Potvin et coll., 2014). Le terme « rétrogressif » fait référence à la distance horizontale de rétrogression (recul) du terrain emporté en sommet de talus par un glissement, qui est mesurée entre la position du sommet du talus avant glissement et la position de l'escarpement arrière du glissement. La première catégorie regroupe les glissements de terrain qui ont une distance de rétrogression inférieure ou égale à deux fois la hauteur du talus pour les talus de moins de 20 m de hauteur, ou de moins de 40 m pour les talus d'une hauteur de plus de 20 m. La deuxième catégorie regroupe les glissements de terrain qui ont une distance de rétrogression supérieure à deux fois la hauteur du talus pour les talus de moins de 20 m de hauteur, ou à plus de 40 m pour les talus d'une hauteur de plus de 20 m.

#### 5.2.1 Glissements faiblement ou non rétrogressifs

Toutes les falaises dans les dépôts meubles du secteur étudié peuvent être affectées par des glissements faiblement ou non rétrogressifs. Les glissements superficiels sont les glissements les plus fréquents. Ces glissements se caractérisent par une surface de rupture généralement planaire parallèle à la surface du talus et mobilisent les sols sur une épaisseur d'environ 1 à 2 m. Ces glissements n'entraînent pratiquement pas de pertes de terrain en sommet, mais les débris peuvent représenter un danger à la base, car ils peuvent se propager sur des distances équivalentes à deux fois la hauteur du talus (Perret et Begin, 1997; Potvin et coll., 2017). À titre d'exemple, la figure 5 présente un cas qui s'est produit aux Escoumins en 2008 et qui est typique des glissements superficiels qui se produisent fréquemment le long de la côte. La position de ce glissement est indiquée sur la figure 1.

Les glissements rotationnels constituent également un type de glissement faiblement ou non rétrogressif observé fréquemment dans la région étudiée. Ils se produisent dans

les talus à prédominance argileuse soumis à l'érosion. La surface de rupture est généralement circulaire, et ce type de glissement entraîne habituellement des pertes de terrain à l'arrière du sommet des falaises sur une distance pouvant atteindre l'équivalent d'une fois la hauteur du talus. La figure 6 présente deux glissements rotationnels, qui sont localisés sur la figure 1. Lorsque certaines conditions sont réunies, ce type de glissement peut constituer l'élément déclencheur d'une coulée argileuse, qui sera décrite plus loin.



Figure 5. Exemple d'un glissement superficiel aux Escoumins en 2008.

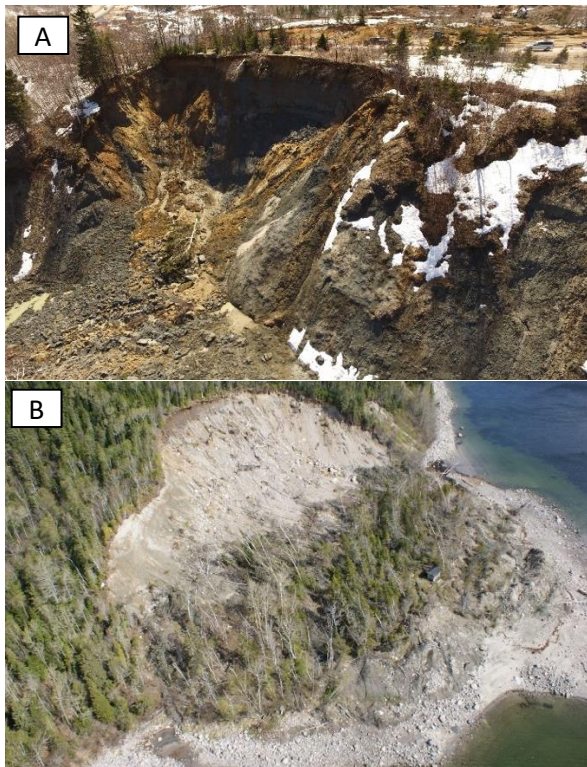


Figure 6. Exemples de glissements rotationnels. A : Bergeronnes, 2017; B : Tadoussac, 2008.

## 5.2.2 Glissements fortement rétrogressifs

L'analyse des photographies aériennes et des modèles numériques de terrain indique que les falaises du secteur à l'étude sont festonnées de cicatrices de grands glissements et montrent combien l'aléa relié aux grands glissements de terrain reste omniprésent. Au Québec, les glissements fortement rétrogressifs sont généralement de type « coulée argileuse » ou de type « étalement » (Locat et coll., 2011; Demers et coll., 2014). Pour le secteur étudié, les cicatrices recensées correspondent principalement à des coulées argileuses. Aucun étalement n'a été répertorié.

Un type de glissement très particulier a toutefois été repéré le long de la côte des Bergeronnes et peut être décrit comme un glissement translationnel successif impliquant l'unité d'argile rouge. Les coulées et les glissements translationnels successifs sont facilement discernables sur les modèles numériques de terrain obtenus par levé lidar aéroporté. Les glissements historiques répertoriés dans le secteur étudié montrent qu'ils se sont généralement produits aux endroits où d'anciennes cicatrices de tels glissements étaient présentes. Les prochaines sections présentent un cas de coulée argileuse et un cas de glissement translationnel successif.

### 5.2.2.1 Coulées argileuses

Les glissements de type « coulée argileuse » se produisent habituellement dans les heures ou les jours suivant un premier glissement rotationnel qui implique tout le talus et qui laisse un escarpement arrière instable à court terme dans un massif d'argile extrêmement sensible. Il s'ensuit une succession de ruptures rotationnelles, dont les débris remaniés prennent la consistance d'un fluide et s'écoulent au fur et à mesure hors de la cicatrice pour se propager à la base du talus. Dans le secteur de Longue-Rive, une dizaine d'anciennes cicatrices de coulées peuvent être repérées sur le levé lidar (figure 7), dont la plus grande a atteint une distance de rétrogression de près de 1800 m, ce qui représente un recul qui équivaut à environ 31 fois la hauteur du talus original, estimé à environ 58 m, et une largeur de 600 m.

L'une des dernières coulées argileuses à s'être produite dans la région est celle de décembre 1979 (figures 1, 7 et 8A). Cette petite coulée a la particularité de s'être développée au niveau du plancher d'une cicatrice de coulée argileuse préhistorique beaucoup plus grande (figure 7). À cet endroit, le talus a environ 25 mètres de hauteur et est sévèrement soumis à l'érosion. Le sondage présenté à la figure 4 réalisé à proximité de ce glissement (Grondin et Tanguay, 1980) confirme non seulement que ce glissement s'est produit dans ce qui correspond à l'unité d'argile grise supérieure, mais également que les premiers mètres correspondent vraisemblablement aux débris de l'ancienne coulée argileuse, puisque des troncs d'arbres y ont été rencontrés.

La rétrogression et la largeur de la coulée de 1979 sont respectivement de 65 m et de 75 m. La distance de recul en sommet représente donc environ 2,6 fois la hauteur du talus. Les débris se sont propagés au niveau de l'estran

sur une distance estimée à environ 175 m et une épaisseur moyenne de 3,5 m. L'intérieur de la cicatrice s'est en grande partie vidé de ses débris. Cela témoigne de la grande sensibilité de l'argile présente, qui s'est comportée comme un liquide. Sur les photos prises à l'époque, il est possible de voir trois paliers différents à l'intérieur de la cicatrice, ce qui indique que la surface de rupture était en partie perchée et en forme d'escalier.

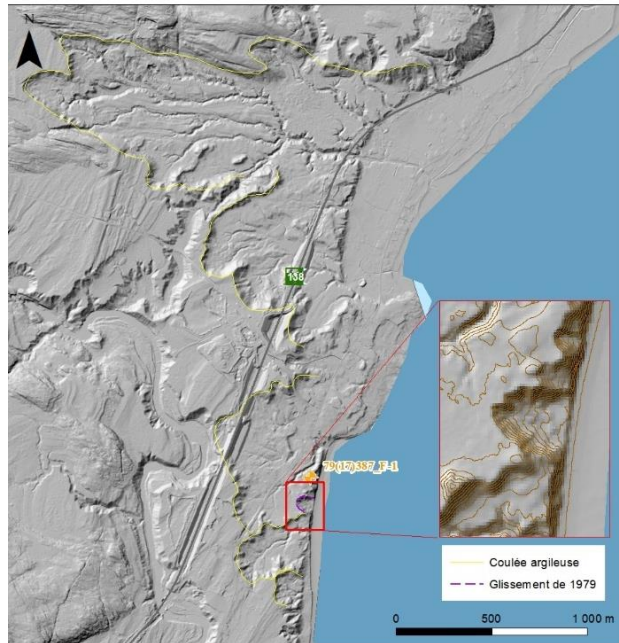


Figure 7. Nombreuses cicatrices d'anciennes coulées argileuses survenues dans l'unité d'argile grise supérieure, à l'est du village de Longue-Rive.

De grands glissements surviennent également le long des cours d'eau tributaires du fleuve, comme la coulée argileuse de la rivière Sault-au-Mouton, à Longue-Rive, en 2006 (figure 8B et localisée sur la figure 1). Ce glissement s'est produit en plusieurs phases étendues sur plusieurs mois, atteignant une distance de recul finale de près de 60 m et une largeur de 60 m.

Il peut aussi arriver que des coulées argileuses se développent de façon perchée dans les talus si les sols qui contrôlent ce type de rupture se trouvent dans la partie supérieure du talus et qu'un événement autre que l'érosion vienne saper et déstabiliser cette couche. De nombreuses cicatrices de coulées argileuses perchées peuvent être observées dans le secteur des Bergeronnes (voir figure 9, encadré de droite). De façon générale, ces coulées se sont produites dans les 10 m supérieurs de talus alors que celui-ci atteint 40 m de hauteur. Ces coulées argileuses perchées ont des reculs qui peuvent atteindre une distance de 120 m (figure 9).

Finalement, l'unité « complexe glaciaire » peut aussi être le siège de petites coulées argileuses de dimensions relativement limitées par rapport à ce qui est observé dans l'unité d'argile grise supérieure. La coulée qui s'est produite en 1986 à environ 700 m au nord-est de la coupe PESC3

(figures 1 et 2), près de l'embouchure de la rivière des Petits-Escoumins, en est un exemple (figure 8C). Les horizons silto-argileux dans cette unité sont très raides et parfois caillouteux.

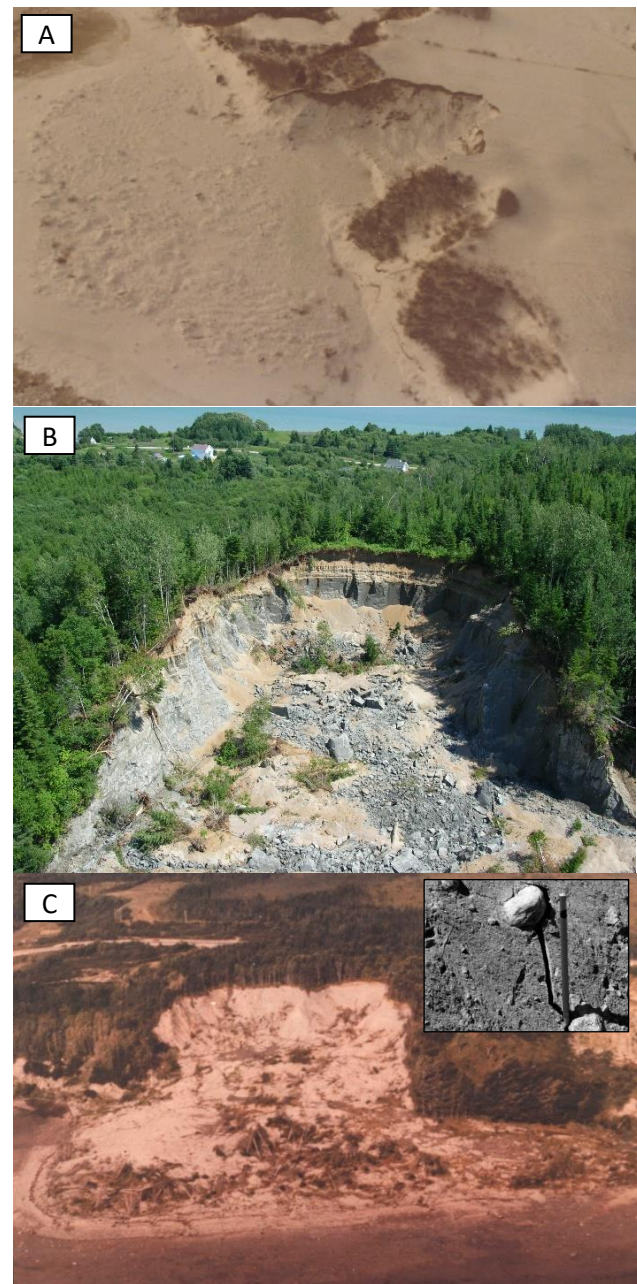


Figure 8. Exemples de coulées argileuses. A : coulée argileuse survenue en 1979 à Longue-Rive à l'intérieur d'une ancienne cicatrice, au sein de l'argile grise; B : coulée argileuse survenue en 2005 à Longue-Rive, au sein de l'argile grise; C : coulée argileuse survenue à Longue-Rive, au sein du complexe glaciomarin (l'encadré présente une vue très rapprochée des sols hétérogènes composant l'escarpement arrière [le crayon inséré dans une fissure donne l'échelle]).

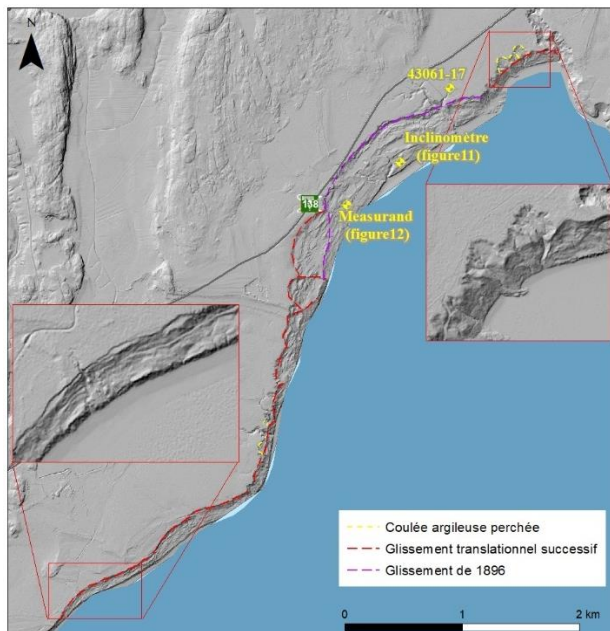


Les cicatrices de coulées montrent généralement des distances de recul inférieures à trois fois la hauteur du talus et semblent se produire là où des horizons très sensibles par riches en silts ou en argiles sont présents. Toutefois, aucune grande cicatrice ancienne n'a été recensée entre les coupes PESC3 et BAC1 sur les figures 1 et 2, là où cette unité constitue la principale unité dans les falaises actives.

#### 5.2.2.2 Glissements translationnels successifs

Les glissements translationnels successifs, particuliers à cette région, se trouvent plus précisément dans le secteur des Bergeronnes (figure 1).

Sur les modèles numériques de terrain, ces glissements sont repérables par l'intérieur des cicatrices, qui présente des tranches de sols basculés vers l'arrière qui descendent par palier vers l'estuaire (figure 9). Ils peuvent atteindre des largeurs de près de 2 km, avec des reculs beaucoup plus limités de l'ordre de quelques dizaines de mètres. Les glissements translationnels successifs s'opèrent généralement très lentement et résultent d'un ajustement de l'équilibre des tranches en bordure de l'estuaire, dont la base est sévèrement touchée par l'érosion (figure 10). Les débris bougent de l'ordre de quelques centimètres à quelques dizaines de centimètres par année sous l'effet de l'érosion et de la saturation des sols. Les mouvements peuvent donc être qualifiés de très lents, selon l'échelle de Cruden et Varnes (1996). Lorsque les sols intacts en arrière de la cicatrice sont suffisamment décompressés, une nouvelle tranche va alors se mobiliser et descendre lentement en basculant vers l'arrière (figure 10).



L'encadré à gauche de la figure 9 met en évidence les tranches de sols mobilisés progressivement vers l'arrière du glissement. Les masses de sols impliqués dans le mouvement s'avancent progressivement vers le fleuve et compensent les pertes reliées à l'érosion.

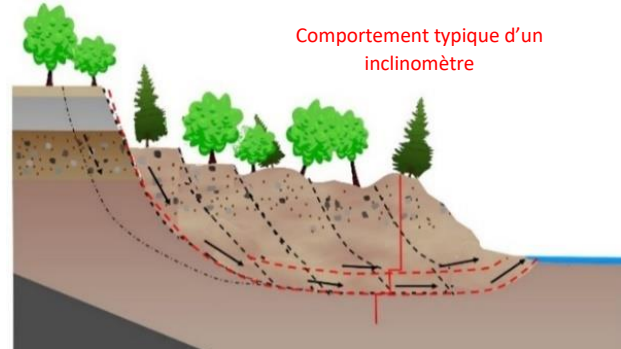


Figure 10. Mécanisme par tranches, impliqué dans les glissements translationnels successifs, où deux surfaces de rupture ont été mises en évidence.

Les investigations géotechniques et le suivi de l'instrumentation mis en place dans ce secteur montrent que ce type de glissement est très complexe et ont mené aux constats suivants :

- les surfaces de rupture se développent dans l'argile rougeâtre présente à la base;
- les masses de sols glissent le long d'une ou parfois de deux surfaces de rupture, comme en témoignent les données d'inclinomètres installés à plusieurs endroits dans les masses en mouvement (figures 9 et 10);
- les surfaces de rupture sont très profondes (figure 11), atteignant près de 10 m sous la base du talus, et elles ressortent à environ 50 m au niveau de l'estran où des bourrelets sont perceptibles à marée basse;
- le mouvement des masses de sols n'est pas uniforme spatialement, de sorte que certaines tranches bougent plus rapidement que d'autres;
- l'accélération du mouvement est variable et fluctue en fonction des saisons, comme en témoignent les données obtenues en continu par un inclinomètre automatisé (Measurand), dont les résultats sont montrés à la figure 12. Dans la période la plus critique (printemps), la masse peut bouger jusqu'à 1 cm par semaine;
- d'importants gradients hydrauliques ascendants ont été mesurés dans les piézomètres à la base de la berge, qui montrent des conditions artésiennes.

Figure 9. Image de relief ombré illustrant une cicatrice encore active de glissement par tranches aux Bergeronnes.

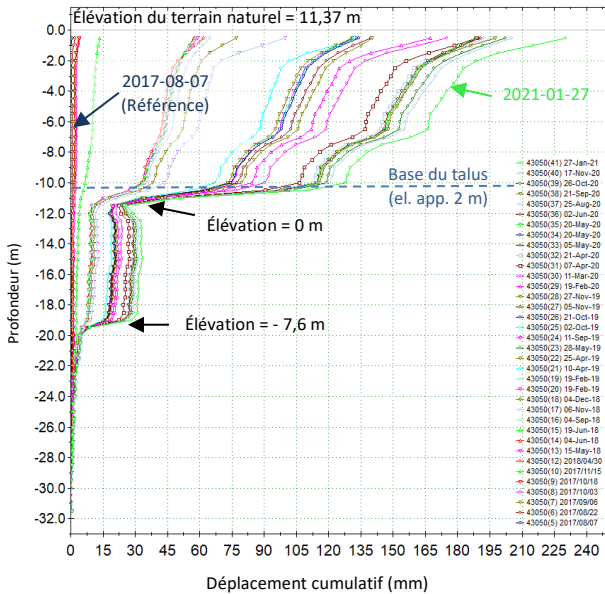


Figure 11. Suivi inclinométrique montrant la présence de deux surfaces de rupture actives à l'intérieur de la cicatrice du glissement de 1896 aux Bergeronnes.

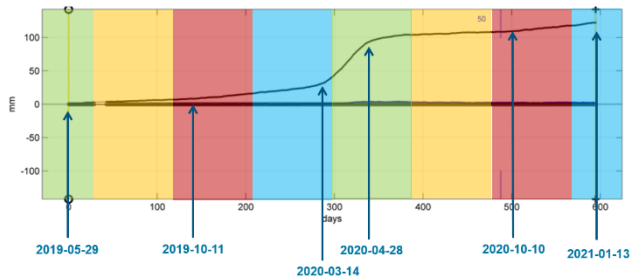


Figure 12. Mesure de déplacement d'une masse en mouvement en fonction du temps (les trames de couleurs représentent les saisons).

Un tel glissement rapide s'est produit le 11 avril 1896. Ce glissement s'étend sur près de 1,8 km de largeur (voir localisation sur la figure 9). Différents éléments dans les témoignages portent à croire qu'il s'est produit en plusieurs étapes et durant plusieurs heures. Un premier événement suffisamment menaçant se serait produit la veille (les archives ne précisent pas de quelle ampleur – une fissure importante avec un fort décalage? Un premier glissement plus petit?), de sorte que les habitants ont tous évacué les lieux de façon préventive. Par la suite, le lendemain, les témoignages de l'époque indiquent que les pertes de terrain étaient progressives. Les occupants plaçaient leurs effets personnels à un endroit qu'ils pensaient sécuritaire, mais ces biens étaient finalement emportés peu de temps après par les pertes supplémentaires de terrain. Depuis cet événement, une partie des débris bougent continuellement, lentement, pour atteindre un état d'équilibre au fur et à mesure que la base est sapée par l'érosion. La masse de sols en mouvement dans les débris s'agrandit progressivement vers l'arrière, s'approchant de l'escarpement du glissement de terrain.

Finalement, comme mentionné précédemment, lorsque l'unité d'argile grise sensible au remaniement se trouve en sommet de talus et que l'abaissement d'une tranche d'un glissement translationnel successif déchausse une paroi d'argile sensible suffisamment haute, il peut alors se produire une instabilité qui va engendrer une coulée argileuse perchée.

## 6 DISCUSSION ET CONCLUSION

Bien que la répartition des unités stratigraphiques entre Les Bergeronnes et Longue-Rive soit complexe et très variable spatialement, quatre unités stratigraphiques ont pu être recensées de la base au sommet (voir figure 2) :

- l'argile rougeâtre;
- le complexe glaciaire;
- les argiles grises supérieures;
- les sables littoraux ou deltaïques.

Malgré leur mode de dépôt relativement semblable, l'argile rougeâtre et l'argile grise supérieure ont des propriétés géotechniques très différentes, ce qui se traduit par des comportements mécaniques aussi très différents.

L'argile grise supérieure a une sensibilité très élevée au remaniement, de sorte que lorsqu'une rupture s'y produit, l'argile peut se remanier complètement et elle a le potentiel de développer des coulées argileuses d'une très grande dimension. Les coulées argileuses dans cette unité peuvent impliquer tout le talus ou une partie de celui-ci si cette unité est perchée dans le talus et que celle-ci est déchaussée sur une hauteur suffisante. Dans ce dernier cas, les coulées sont généralement d'une dimension plus limitée que dans le premier cas. Les modèles numériques montrent également que des coulées argileuses peuvent se produire à l'intérieur de cicatrices préexistantes lorsque la hauteur des talus est suffisante.

Dans l'unité « complexe glaciaire », certains endroits, où des horizons silto-argileux extrêmement sensibles sont présents, semblent aussi propices au développement de petites coulées argileuses dont les pertes de terrain atteignent des distances équivalant à moins de trois fois la hauteur du talus. Cette unité ne présente pas de très grandes cicatrices, comparativement à l'unité d'argile grise supérieure.

Les glissements translationnels successifs se développent exclusivement au sein de l'unité d'argile rougeâtre, qui est de faible sensibilité. Les conditions d'eau souterraine semblent jouer un rôle important dans le développement de la rupture et la réaction périodique du mouvement des tranches de sols observés à l'intérieur des cicatrices. En outre, les propriétés physiques et mécaniques intrinsèques de cette couche semblent aussi prédisposer les sols de ce secteur à de tels mouvements, notamment la résistance non drainée élevée et la plasticité relativement plus élevée que dans les autres unités.

Avec la détermination des limites spatiales des différentes unités quaternaires recensées dans cette étude, il est donc possible d'anticiper la prédisposition des falaises aux différents types de grands glissements susceptibles d'y survenir. Cette variabilité spatiale régionale des unités quaternaires a été prise en considération lors de la cartographie des zones

potentiellement exposées aux glissements de terrain, ce qui a servi à moduler cette dernière en fonction du type de glissement de terrain qui peut s'y produire.

## 7 RÉFÉRENCES

- Bernatchez, P. 2003. *Évolution littorale holocène et actuelle des complexes deltaïques de Betsiamites et de Manicouagan-Outardes : synthèse, processus, causes et perspectives*, thèse de doctorat, Université Laval, 460 p.
- Bernatchez, P. et Dubois, J.-M. M. 2004. Bilan des connaissances de la dynamique de l'érosion des côtes du Québec maritime laurentien, *Géographie physique et Quaternaire*, 58(1):45-71.
- Bernatchez, P. et Dubois, J.-M. M. 2008. Seasonal quantification of coastal processes and cliff erosion on fine sediment shorelines in a cold temperate climate, north shore of the St. Lawrence maritime estuary, Quebec, *Journal of Coastal Research*, 24(1A):169-180.
- Cruden, D. M. et Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes, sous la direction de Turner, A. K. et Schuster, R.L., *Landslides investigation and mitigation. Transportation research board, US National Research Council, Special Report 247*, Washington, DC, États-Unis, chapitre 3, 36-75.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of Large Landslides in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis, *Advances in Natural and Technological Hazards Research: Landslides in sensitive clays*, Springer, 36:331-342.
- Dionne, J.-C. 1977. La mer de Goldthwait au Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 31(1-2):61-80.
- Dionne, J.-C. 1997. Bilan vicennal des connaissances sur la mer de Goldthwait au Québec, *Bulletin de l'AQQUA*, 23(1):6-20.
- Dionne, J.-C. 2002. État des connaissances sur la ligne de rivage Micmac de J. W. Goldthwait (estuaire du Saint-Laurent), *Géographie physique et Quaternaire*, 56(1):97-121.
- Dionne, J.-C. et Bernatchez, P. 2000. Les erratiques de dolomie sur le rivage des Escoumins, Côte Nord de l'estuaire maritime du Saint-Laurent, Québec, *Atlantic Geology*, 36:117-129.
- Dionne, J.-C., Dubois, J.-M. et Bernatchez, P. 2004. La terrasse Mitis à la pointe de Mille-Vaches (péninsule de Portneuf), rive nord de l'estuaire maritime du Saint-Laurent : nature des dépôts et évolution du niveau marin relatif à l'Holocène, *Géographie physique et Quaternaire*, 58(2-3):281-295.
- Dionne, J.-C. et Occhietti, S. 1996. Aperçu du Quaternaire à l'embouchure du Saguenay, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 50(1)5-34.
- Dubois, J.-M. M., Bernatchez, P., Bouchard, J. D., Daigneault, B., Cayer, D. et Dugas, S. 2005. *Évaluation du risque d'érosion du littoral de la Côte-Nord du Saint-Laurent pour la période de 1996-2003*, projet pilote réalisé pour les ministères québécois de l'Environnement, de la Sécurité publique, des Affaires municipales, des Transports, des Ressources naturelles, des Régions et la Conférence régionale des élus de la Côte-Nord, 291 p. et annexes (gouvernement du Québec).
- Gamache, D., 1990a. *Carte des dépôts de surface*. Document de travail. Lac de Pons. Ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, Service de l'inventaire forestier. Argus Groupe Conseil. Carte 22 C/5 au 1 : 50 000.
- Gamache, D., 1990b. *Carte des dépôts de surface*. Document de travail. Les Escoumins. Ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, Service de l'inventaire forestier. Argus Groupe Conseil. Carte 22 C/6 au 1 : 50 000.
- Gamache, D., 1990c. *Carte des dépôts de surface*. Document de travail. Saint-Paul-du-Nord. Ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, Service de l'inventaire forestier. Argus Groupe Conseil. Carte 22 C/11 au 1 : 50 000.
- Gouvernement du Québec. 2007. *Cartes de zones de contraintes relatives aux glissements de terrain et à l'érosion des berges*. Série de cartes au 1/5000 disponibles sur le site de [Donneesquebec.ca](http://Donneesquebec.ca).
- Greig, E. W., 1952. *La région de Pontgravé-Bergeronnes, comté de Saguenay, ministère des Mines*, Québec, rapport géologique 32, 32 p.
- Grondin, G. et Tanguay, L. 1981. *Étude de stabilité, Glissement de terrain dans le talus de Berge du fleuve-Saint-Laurent près de la route 138 à Saint-Paul-Nord*, ministère des Transports du Québec, Direction expertises et normes, Service des sols et chaussées, 17 p.
- Lajeunesse, P., Gagné, H. et St-Onge, G. 26 mars 2009. Recent transfer of coastal sediments to the Laurentian Channel, Lower St. Lawrence Estuary (Eastern Canada), through submarine canyon and fan systems, *Geo-Marine Letters*, Manuscript Number: GMLE-D-09-00056, 14 p., 8 fig.
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D. et Jostad, H. 2011. Progressive failures in Eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays, *Can Geotech*, J 48:1696-1712.
- Massé, M. 2001. *Évolution générale des dépôts quaternaires sous l'estuaire du Saint-Laurent entre l'île aux Lièvres et Rimouski*, mémoire de maîtrise, Université du Québec à Rimouski, 129 p.
- Occhietti, S. 2009. *Géologie du Quaternaire, de Les Bergeronnes à Longue-Rive, Haute-Côte-Nord*, Production GLYPTO inc., rapport soumis au ministère des Transports du Québec, dossier 4174-08-QZ13, 127 p.
- Occhietti, S. et Dionne, J.-C., 2008. Unités quaternaires de la rive nord de l'estuaire du Saint-Laurent, *Résumés du XI<sup>e</sup> Congrès de l'AQQUA*, Baie-Comeau, Québec, Canada, 49.

- Occhietti, S., Long, B., Clet, M., Boespflug, X. et Sabeur N. 1995. Séquence de la transition Illinoien-Sangamonien : forage IAC-91 de l'île aux Coudres, estuaire moyen du Saint-Laurent, Québec, *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 32(11):1950-1964.
- Occhietti, S., Robitaille, D., Locat P. et Demers, D. 2015. Younger Dryas glacial readvance over the northern margin of Goldthwait Sea and mass movements implications on the coast downstream the Saguenay River, St. Lawrence Estuary, Quebec, *Geological Society of America, Northeastern Section - 50th Annual Meeting*, Abstracts with Programs, 47(3)112.
- Perret, D. et Bégin, C. 1997. *Inventaire des glissements de terrain associés aux fortes pluies de la mi-juillet 1996 : région du Saguenay–Lac Saint-Jean*, rapport remis au Bureau régional de la reconstruction, ministère du Conseil exécutif du Québec – L'institut national de la recherche scientifique – INRS, Géoressources, 26 p.
- Pinet, N., Duchesne, M., Lavoie, D., Bolduc, A. et Long, B. 2008. Surface and subsurface signatures of gas seepage in the St. Lawrence estuary (Canada): significance to hydrocarbon exploration, *Marine and Petroleum Geology*, 25:271-288.
- Plumet, P., Moreau, J.-F., Gauvin, H., Archambault, M.-F. et Elliott, V. 1993. Le site Lavoie. L'archaïque aux Grandes-Bergeronnes, Haute Côte-Nord du Saint-Laurent, Québec. Recherches amérindiennes au Québec, *Paléo-Québec*, n° 20, 180 p. Autres collaborateurs : Gilbert Prichonnet, Robert-André Daigneault, Alayn Larouche.
- Potvin, J., Mompin, R., Thibault, C., Demers, D., Bilodeau, C. et Desbiens, L. 2017. Saguenay Risk Management, *Landslides in sensitive clays – From Research to Implementation, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, 46:417-427.
- Potvin, J., Thibault, C., Demers, D. et Bilodeau, C. 2014. An Overview of the Mapping of Landslide-Prone Areas and Risk Management Strategies in the Province of Québec, Canada, *Advances in Natural and Technological Hazards Research: Landslides in sensitive clays*, Springer, 36:331-342.
- Rondot, J., 1986. *Géologie de la région de Forestville – Les Escoumins*, ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, rapport géologique ET 88-14, 61 p.
- Saint-Cyr, N., 1990. *Carte des dépôts de surface*. Document de travail. Tadoussac. Ministère de l'Énergie et des Ressources, Québec, Service de l'inventaire forestier. Blais et Mc Neil. Carte 22 C/4 au 1 : 50 000.
- St-Onge, G., Duchesne, M. J. et Lajeunesse, P. 2011. Marine geology of the St. Lawrence Estuary *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 14:1-13.
- St-Onge, G., Lajeunesse, P., Duchesne, M. J. et Gagné, H. 2008. Identification and dating of a key Late Pleistocene stratigraphic unit in the St. Lawrence Estuary and Gulf (Eastern Canada), *Quaternary Science Reviews*, 27:2390-2400.
- Syvitsky, J. P. M. et Praeg, D. B. 1989. Quaternary sedimentation in the St. Lawrence Estuary and adjoining areas, eastern Canada: an overview based on high resolution seismo-stratigraphy, *Géographie physique et Quaternaire*, 56(1):97-121.



# Progressive failure mechanism for explaining large submarine landslides

Ariane Locat<sup>1</sup>, Jacques Locat<sup>1</sup>, Serge Leroueil<sup>1</sup>, Dominique Turmel<sup>2</sup> & Julie Therrien<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN), Faculté de sciences et de génie, Québec, QC, Canada

<sup>2</sup>Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques, Québec, QC, Canada

<sup>3</sup>Ministère des Transports du Québec, Québec, QC, Canada



## ABSTRACT

Earthquakes and/or high excess pore pressures are often invoked for explaining large submarine mass movements and their extent. However, other mechanisms are possible to explain these large landslides, even in the absence of earthquakes or excess pore water pressures. For example, the Storegga slide was the first major landslide explained by a progressive failure mechanism. On land, investigations of a series of spreads, recognized by their horsts and grabens morphology, have shown that such a mechanism is common. Improvements in submarine landslide characterisation and further detailed investigations of case studies will help our understanding of the implication of progressive failure in the failure mechanism of these large landslides, in a similar way as for large onshore landslides.

## RÉSUMÉ

Les tremblements de terre et/ou les surpressions interstitielles élevées sont souvent invoqués pour expliquer de grands mouvements de masse sous-marins et leur étendue. Cependant, d'autres mécanismes sont possibles pour expliquer ces grands glissements de terrain, même en l'absence de tremblements de terre ou d'excès de pression interstitielle. Par exemple, le glissement de Storegga a été le premier glissement de terrain majeur qui a été expliqué par un mécanisme de rupture progressive. Sur terre, l'investigation d'une série d'étalements, reconnus par leur morphologie en horsts et grabens, a montré qu'un tel mécanisme est courant. Des améliorations dans la caractérisation des glissements de terrain sous-marins et des investigations plus détaillées sur des études de cas nous aideront à comprendre l'implication de la rupture progressive dans le mécanisme de rupture de ces grands glissements de terrain, de la même manière que pour les grands glissements de terrain terrestres.

## 1 INTRODUCTION

Submarine mass movements, when compared to subaerial landslides, may reach very large volumes, i.e. many cubic kilometres, and cover areas of the seafloor as large as thousands of square kilometres (Leroueil et al. 1996, Locat and Lee 2002) with a recent example on the Laurentian fan (Normandeau et al. 2018). They are classified in a similar way as their onland counterpart, as slides, topples, spreads, falls and flows according to Hungr et al. (2014). Flowslides and spreads in particular are considered as highly retrogressive slides (Micallef et al. 2015).

Spread is a well recognized landslide type in sensitive clays onshore (Mollard and Hughes 1973, Carson 1977 and 1979b, Tavenas 1984, Karlsrud et al. 1984, Locat et al. 2011a and Locat et al. 2017) and offshore (Field et al. 1982, Gauer et al. 2005, Kvalstad et al. 2005a, Micallef et al. 2015 and Wu et al. 2021). In both cases, researchers have worked on developing mechanisms to explain their initiation and their large geographic extent. In many cases, earthquakes and/or high excess pore pressures are invoked for explaining large submarine mass movements and their extent (more than 1 km<sup>3</sup>). However, other mechanisms are possible to explain these large landslides, even in the absence of earthquake or excess pore water pressure. Progressive failure has been used in this context. For example, the Storegga slide was the first major submarine landslide which was explained by a progressive

failure mechanism (Gauer et al. 2005 and Kvalstad et al. 2005a). Similarly, the application of fracture mechanism that takes into account the strain-softening behaviour of the soil during shear can be used to explain catastrophic shear band propagation in submerged slopes (Puzrin et al. 2004, 2016 and 2017, and Buss et al. 2019). On land, investigations have shown that such a mechanism is quite common and is often associated to spreads in sensitive clays, often recognized by their horsts and grabens morphology (Figure 1, Mollard and Hughes 1973, Carson 1977 and 1979b, Tavenas 1984, Karlsrud et al. 1984, Locat et al. 2011a and 2017).

To develop, progressive failure requires the soil to have a strain softening behaviour during shear and that a stress change has to be initiated by either erosion at the toe (unloading) or accumulation at the top (loading) of the slope (Locat et al. 2011a and Bernander 2011 and 2016). When unloading at the toe takes place, an upward progressive failure may be initiated, whereas if it is initiated by loading at the top, a downward progressive failure may develop. The interesting aspect of such a mechanism is that neither excess pore pressure nor an earthquake are

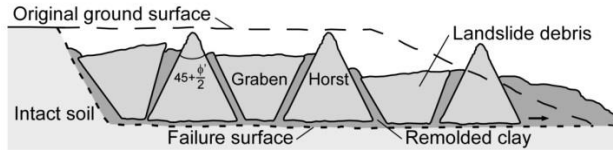


Figure 1: Schematic representation of a spread in sensitive clay.

required to explain landslide and their large extent. Studies of spreads in sensitive clay have also shown that the failure surface location does not need to be controlled by pre-existing stratigraphic features, but could be initiated and propagated in the intact and homogeneous soil mass.

In this paper, some insight from what has been learned from the study of the role of progressive failure in subaerial landslides, spreads in particular, is provided into the realm of large submarine mass movements. To achieve it, this paper briefly presents the context of submarine landslides, focusing on subaqueous spreads. Followed by recent advancements in onshore spread characterisation and the application of progressive failure to offshore and onshore spreads. It concludes with remarks on how this concept, defined for onshore landslides, can be applied to landslides offshore.

## 2 SPREADS IN THE CONTEXT OF SUBMARINE LANDSLIDES

With the improvement of technologies and better observation of the sea floor, spreads are now recognized as a common landslide type in submarine environment. According to Micallef et al. (2015), spreads were first reported by Field et al (1982) offshore California and latter along Norwegian passive continental margin (Gauer et al. 2005; Kvalstad et al. 2005a) and is a widespread type of mass movement in submarine landslides. It is essential to understand the aggravating and triggering factors of these landslides.

The most studied example of a submarine spread is the retrogressive pattern observed at the Storegga slide, offshore Norway, in which a series of horsts and grabens were identified (Gauer et al. 2005; Kvalstad et al. 2005a and b). The slide occurred about 8 200 years ago in a deposit where the average inclination of the land which failed is between 0.6 to 0.7° and involved a volume of 3 000 km<sup>3</sup>. The landslide involved marine/glaciomarine clay layers, with clay content of 45-65%, plasticity index larger than 25%, and moderate sensitivity, embedded between till layers with clay content between 30 to 40% and plasticity index between 12 and 25% and lower sensitivity (Kvalstad et al. 2005b). Most of the debris moved out of the crater, but seismic profiles and multibeam images in the upper part of the landslide show evidence of horsts and grabens. Kvalstad et al. (2005a, p. 246) interpreted the landslide mechanism as “retrogressive sliding over a sensitive base layer, where the slide activity generated progressive softening of the sensitive clay layer as the slides retrogressively spreads upslope and laterally.” High excess pore pressures caused by rapid deposition combined with earthquake loading is believed to be the initial trigger of this landslide (Kvalstad et al. 2005a).

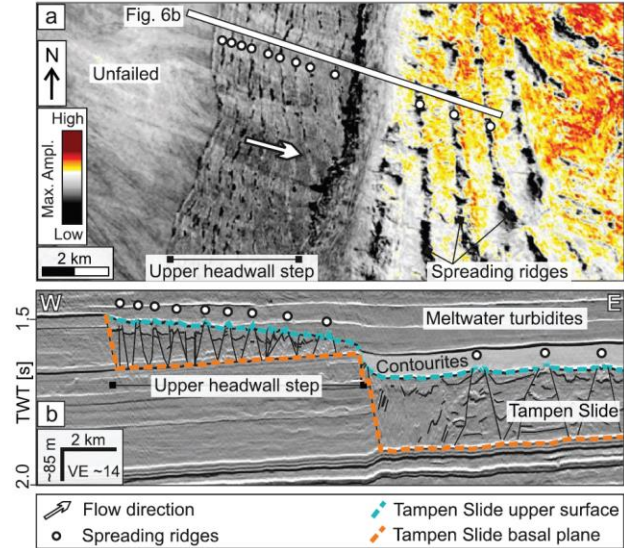


Figure 2. Extensional ridges (spreading) along the upper headwall step and along the western sidewall of the Tampen slide. (a) Maximum amplitude of the Tampen slide's upper surface, and (b) seismic profile highlighting the character of the spreading ridges (Barrett et al. 2020).

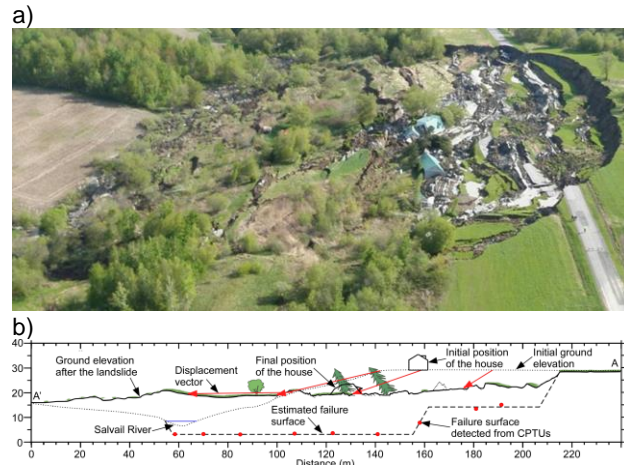


Figure 3: a) General view of the 10<sup>th</sup> May 2010 Saint-Jude spread (Source: MTQ) and b) cross section in the middle of the landslide (Locat et al. 2019).

Another recently described example of submarine spread is the Tampen slide, offshore Norway, investigated by Barret et al. (2020). The landslide involved a volume of 720 km<sup>3</sup> that translated along a single failure surface followed by spreading along the head and sidewall. Figure 2 shows the ridges identified by Barret et al. (2020) that are very similar to the ones observed for spreads in sensitive clays, as in Saint-Jude, QC (Figure 3). For the Tampen slide, Barret et al. (2020) do not provide indications on how the sliding surface developed.

For many, large submarine landslides occur mostly on a very low slope gradient, often less than 1° (Hühnerbach et al. 2004 and Masson et al. 2006). In some cases, the presence of a weak layer (Masson et al. 2006, Locat et al.

2014) or the potential role of extensive organic rich layers (Urlaub et al. 2015), earthquakes or excess pore pressure related to sedimentation rate, groundwater seepage (Dugan and Flemings 2002) or gas hydrates is invoked (Locat and Lee 2002, Masson et al. 2006, Kvalstad et al. 2005a).

Very large submarine landslides in sediments are generally characterized by failure surfaces coinciding with low lying sedimentary layers extending over many square kilometres, which may be associated to weak layers (Masson et al. 2006). Such a situation has been suggested for the upper part of the Storegga slide (Kvalstad et al. 2005a). Urlaub et al. (2015, p. 6722) indicate that “while nearly all large landslides on land occur on the steepest parts of the Earth’s land surface (Korup et al., 2007), submarine landslides are not restricted to areas of steep slopes. Remarkably, the largest slides occur on continental slopes with gradients of 2° or less”. Urlaub et al. (2015, p. 6723) reports from the work of Tailing et al. (2014) that “the reason(s) for large-scale failure of low-angle submarine slopes are contentious and their understanding is complicated by the lack of direct observations and in situ monitoring”.

To that effect, in this article, we would like to show how our direct observations and detailed analysis of spread in sensitive clay, which are also marine sediments, can be used to provide an explanation for the development of these large submarine landslides by using the concept of progressive failure.

### 3 SPREADS IN SENSITIVE CLAYS

Sensitive clays in Eastern Canada are sediments which have been deposited in a marine environment, at a water depth often less than 200 m, and later emerged above sea level due to isostatic compensation. This land emersion was caused by a glacio-isostatic rebound, following deglaciation, which was greater than the general increase in sea level (eustatic sea level), due to the melting of various inlandis. As the emersion takes place the salts in the porewater are leached and its salinity decreases to a concentration low enough (often less than 2 g/L) to reduce the soils liquid limit while keeping a more or less constant water content. As a result of this process, the liquidity index of the soils increases as is the case also for its sensitivity which can go from values of around 10 in the marine environment to more than 100 once leached of their salts (Locat et al. 2003).

Spreads are recognized as an important type of large landslide (Mollard and Hughes 1973, Carson 1977 and 1979b, Tavenas 1984, Karlsrud et al. 1984, Locat et al. 2011a and Locat et al. 2017). According to a compilation of 108 historic cases of large landslides in sensitive clays, spreads represent about 37% of large landslides (greater than 1 ha) in sensitive clays in Quebec (Demers et al. 2014).

The most detailed analysis of a spread in sensitive clay in Quebec is from the landslide that occurred at Saint-Jude on May 10<sup>th</sup>, 2010 (Figure 3, Locat et al. 2011b and Locat et al. 2017). As can be seen in Figure 3a, its semi-circular shape and the ridges formed by the various horsts and

grabens in the debris are typical of sensitive clay spreads (Locat et al. 2017). The landslide involved a slope with a height of 22 m and an inclination varying from 12° to 16°, with steeper sections inclined up to 20°, up to the crest of the slope from where it remains more or less horizontal for few hundred metres. The soil involved in this landslide is mainly a firm, grey, sensitive Champlain Sea silty clay. Its liquidity index varies from top to bottom between 2 to 1, sensitivity varies from 80 to 40 with depth, the intact strength from 25 to 65 kPa and the OCR decreases with depth from 1.9 to 1.2. The landslide had a width of 275 m, a length of 150 m, and a retrogression of 80 m, starting from the crest of the initial slope to the back scarp of the landslide. The volume of the debris is estimated at about 520 000 m<sup>3</sup>. The main failure surface was identified, with cone penetration testing with pore pressure measurements (CPTU), at 2.5 m under the riverbed elevation and it propagated horizontally over 100 m inside the intact deposit (Figure 3b). An upper failure surface has also been detected with CPTU at an elevation 10 m higher than the main one, indicating two phases in the landslide movement. The investigation concluded that the landslide was triggered by erosion and the high pore water pressure near the toe of the slope was an aggravating factor for the initial slide.

A recent detailed investigation of fourteen cases of spreads that occurred, mainly in Quebec but also in Ontario, was recently produced by Therrien (2020). For most of these cases, the investigation included site visits, research of data in literature for historical cases, analysis of aerial photographs and lidar (light detection and ranging) surveys, CPTUs in intact soil and inside the debris, vane shear strength testing in intact soil, installation of piezometer nests, sampling and geotechnical characterization of the soils involved. The different elements analyzed in this synthesis were the properties of the soils involved, the conditions of the slope before the landslides occurred, the characteristics of the failure, and the post-failure morphology.

The analysis of the conditions of the slope before the landslide revealed that spreads take place on slopes with height and inclination that can be as low as 13 m and 14°. Behind the crest of the slope, the ground surface is generally almost horizontal (see original ground surface on Figure 1). According to Therrien (2020), spreads have occurred in soil having a liquidity index as low as 0.9, too low for flowslides to occur (Tavenas 1984 and Demers et al. 2014) and OCR as low as 1.

One case was triggered by pile driving (Carson 1979a) and another one possibly by dredging of the river flowing at the toe of the slope; the others cases studied were triggered by natural causes such as erosion which is the most common type of initiation factor for spreads occurring in Eastern Canada clay.

For cases where the failure surface was detected with CPTUs, it was found to start near the elevation of the toe of the slope, where the deposit is steeper, and to propagate almost horizontally tens of metres into the horizontal part of the deposit. Importantly, no weak layer seems to have controlled the failure surface location. As seen for the 2010 Saint-Jude spread, there can be several levels of failure surfaces (Locat et al. 2017 and Therrien 2020).



Investigation of the 1971 Casselman spreads identified three levels for the failure surface (Durand et al. 2015 and Durand 2016). These multiple failure surface levels indicate that it can adjust according to variation of sediment nature and local factors and that the movement can occur in multiple phases.

Horsts show sharp tip angles, close to  $60^\circ$ , indicating active failure of the clay deposit (Odenstad 1951, Carson 1977, Locat et al. 2011a and Therrien 2020). Horizontal stratigraphy inside the debris indicates that the movement is mainly horizontal with little rotation. The final morphology results in the failure surface propagation creating a shear zone above which blocks having horsts and grabens shapes translate and subside (Odenstad 1951, Carson 1979a et 1979b, Grondin & Demers 1996, Locat et al. 2011a and 2017).

To sum up, although landslides in sensitive clays are much smaller than what has been observed for submarine landslides; they also take place on nearly flat lying ground. The initiation is generally generated by local erosion or a small failure (Leroueil et al. 2012). Detailed analysis and observations of many large retrogressive slides, like spreads on land, have shown that once the failure surface has been initiated, it can propagate on nearly flat ground. Such a retrogressive nature of spread can be associated with progressive failure (Locat et al. 2011a).

#### 4 APPLICATION OF PROGRESSIVE FAILURE TO SPREADS

Given the shortcomings of the limit equilibrium methods to explain spreads, Kvalstad et al. (2005) proposed a retrogressive model to explain the dislocation of the upper part of the submarine Storrega slide. This finite element analysis suggests that the unloading of the steepest part of the slope would have been sufficient to initiate progressive failure in the low sensitive clay layer resulting in shear band formation in the upper soil mass. Gauer et al. (2005) went further by applying computational fluid dynamics with a strain-softening material model to analyze the breakup mechanism involved in the retrogressive process of this part of the Storrega slide. They noticed the importance of the rate of softening and the degree of remoulding to reproduce the retrogressive landsliding process and the final spread morphology.

Puzrin et al. (2004, 2016 and 2017) and Buss et al. (2019) presented an adaptation of Palmer and Rice (1973) fracture mechanism for the growth of shear bands in submarine slopes with a steeper slope. The shear band propagation analysis proposed by Puzrin et al. (2016 and 2017) and Buss et al. (2019) considers that if failure is initiated in the most unstable part of the slope and reaches a critical length, it will propagate further upslope and cause a slab failure (Figure 4). The unloading from the slab failure leads to a retrogressive propagation of the shear band and to spreading upslope in less inclined ground. Puzrin et al. (2016, p. 194) explain that “this is similar to the ‘bulldozer’ experiment, only in this case the bulldozer would be placed at the bottom of the slope and would move away from the sliding layer. Under such conditions the pressures in the sliding body will always remain compressive and will not

drop below the active earth pressure, allowing the length of the shear band to be linked to the dimensions of the spreading failure block mechanisms.” In this case, the shear band length propagating upslope is mainly controlled by external unloading of the slab landslide. The method seems to be able to explain large dimension of observed submarine landslides (Puzrin et al. 2016 and 2017).

Dey et al. (2016) developed a 2D large-deformation finite element modeling technique to simulate progressive failure in submarine slopes using Abaqus Coupled Eulerian Lagrangian. The model used a predefined sensitive layer in which the failure can develop, leading to the upper different landslide morphologies with spread like features.

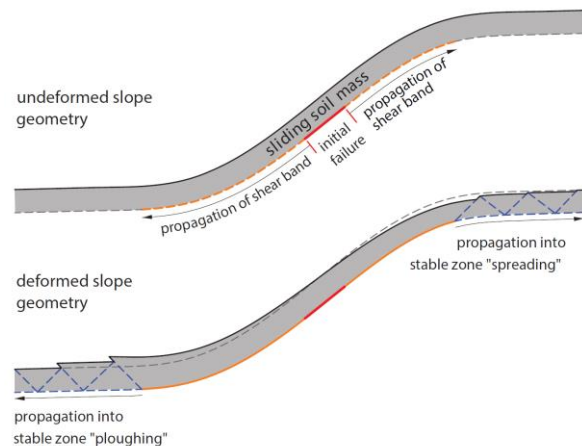


Figure 4: Shear band propagation mechanisms of submarine landslide evolution according to Buss et al. (2019).

For onshore spreads in sensitive clays, Quinn et al. (2011) and Locat et al. (2011a) associated these landslides with the strain-softening behavior of clays. Quinn et al. (2011) applied Palmer and Rice's (1973) fracture mechanism approach to spreads. Alternatively, Locat et al. (2011a) applied Bernander's (2011 and 2016) downward progressive failure theory to spreads. Both methods analysed the initiation of the failure in a clay deposit and dislocation of the above soil mass in horsts and grabens, resulting in a spread. 2D models including strain softening behaviour, focusing mainly on the post failure, also confirm the application of strain-softening behavior to explain spreads (Dey et al. 2015, Tran and Solowski 2019 and Wang et al. 2021).

Figure 5 schematically shows the process of upward progressive failure explaining initiation and extent of onshore spreads in sensitive clays described by Locat et al. (2011a). Figure 5a shows the initial geometry of a deposit typical of Eastern Canadian clays and the final geometry after a spread along with its resulting failure surface. Figure 5b shows the initial horizontal shear stress ( $\tau_{ox}$ ) at the level of the failure surface (black dashed line) resulting from the initial geometry of the slope. The peak shear strength ( $\tau_p$ , black dashed line) and the large deformation shear strength ( $\tau_{ld}$ , blue dashed line)

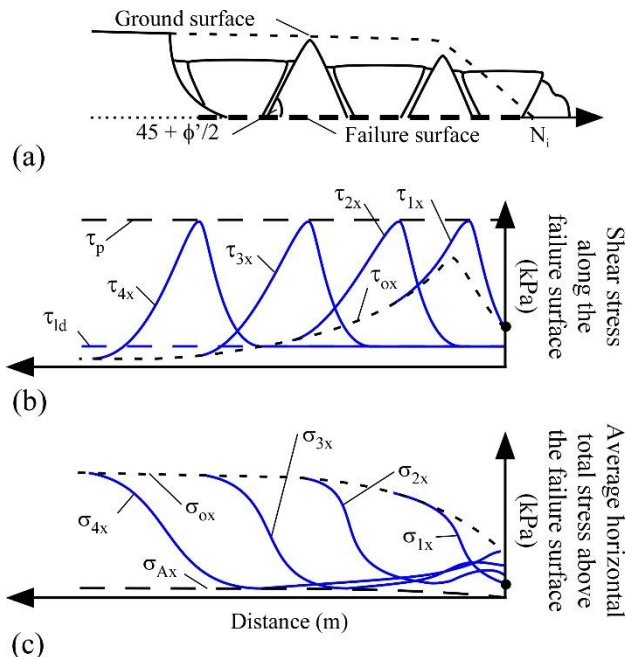


Figure 5: Schematic representation of upward progressive failure through time: a) initial and final geometries and failure surface; b) horizontal shear stress at the level of the potential failure surface, and c) average horizontal total stress in the soil mass above the potential failure surface.

of the soil are considered constant along the potential failure surface. Figure 5c presents the initial average total horizontal stress ( $\sigma_{ox}$ ) in the soil mass above the level of the failure surface (black dashed line). This average horizontal stress depends mostly on the initial geometry of the deposit, the depth of the failure surface and the coefficient of earth pressure at rest. A disturbance at the toe of the initial slope, such as erosion or a small slide, can locally decrease the average total horizontal stress and the peak shear strength of the soil can be mobilized. The strength of the soil may then decrease according to the strain-softening behavior of the soil.

At some point, the loss of shear strength due to the post-peak strain-softening behavior may become larger than the strength due to the peak shear strength of the soil and progressive failure can be initiated ( $\tau_{1x}$  at time 1 on Figure 5b). This defines a critical unloading (Locat et al. 2011a), located near the toe of the slope, necessary to initiate a progressive failure that will propagate further inside the deposit in a similar way as the fall of a first domino initiates the successive fall of a series of dominos. In this way, a shear band forming a failure surface (mobilization of the peak shear strength) can therefore propagate inside the deposit. As failure progresses, the shear strength near the toe of the slope decreases down to its large deformation value  $\tau_{ld}$  (timesteps 2, 3, and 4 in Figure 5b) and the average total horizontal stress decreases in the soil mass above the developing failure surface (time steps 2, 3, and 4 on Figure 5c). At some point, the average total horizontal stress can decrease enough to mobilize the active strength of the soil and active failure can occur in the soil mass above the failure surface leading to

global slope failure (Locat et al. 2011a). Dislocation of this soil mass in horsts and grabens then results in a spread.

In past years a numerical method was developed in collaboration with the Norges Geotekniske Institutt (NGI) to apply the concept of progressive failure to spreads in sensitive Canadian clays (Locat et al. 2013). The method was applied to four different spreads: a) Sainte-Monique 1994 (Locat et al. 2015), b) Saint-Barnabé 2005 (Locat et al. 2022), c) Casselman 1971 (Durand 2016), and d) Saint-Luc-de-Vincennes 1986 (Durand 2016). Plaxis 2D finite element software was used to define the initial stress conditions in a natural slope while the Bifurc finite element model, which was developed at NGI (Andresen and Jostad 2004 and 2007), was used to model the progressive failure along a potential failure surface. From these studies it was observed that prior to failure, the initial shear stress along a potential horizontal failure surface is unevenly distributed with, in some cases, a maximum value near the intact shear strength of the soil. If all the other parameters are considered fixed, a greater sensitivity, i.e. a reduction in shear strength at large deformation, leads to a greater propagation distance. When thin shear zones form, soils exhibit more brittle shear behavior, which is defined as a rapid decrease in strength beyond the maximum shear strength. Thin shear zones therefore increase susceptibility to progressive failure.

The interesting aspect of this progressive failure mechanism is that, given certain conditions, only a small unloading at the toe slope may be needed to initiate progressive failure. Once the failure is initiated, its propagation distance is controlled mostly by the initial stress conditions in the slope and the stress-strain behavior of the soil involved. No earthquake or high pore pressure may be needed to explain large extent of the failure propagation. Applications to onshore case studies in sensitive clays in 1D (Locat et al. 2015 and 2022 and Durand 2016) and 2D (Tran and Solowski 2019 and Wang et al. 2021) show that it can explain the large propagation distance of the failure surface and dislocation in horsts and grabens. There are no reason to believe that this mechanism could not apply to submarine mass movements.

## 5 COMMENTS ON THE EXTENT OF LARGE SUBMARINE SLIDES ON LOW SLOPE GRADIENTS

As mentioned above, it is common for large submarine mass movements to observe that the overall mass movement has taken place along a failure surface often inclined at less than  $2^\circ$  (Urlaub et al. 2015). When considering the instability from a limit equilibrium analysis approach, the actual observed failure surface is used and in the absence of earthquakes, unless unrealistic high excess pore pressures are considered, any computation of the safety factor will result in values much greater than 1 (Locat 2018). On land, in most cases, the initiation of large landslides like spreads is due to erosion at the toe of the slope. If the soil conditions are adequate (e.g. having a soft softening behavior), a progressive failure process, as described above, can be initiated.

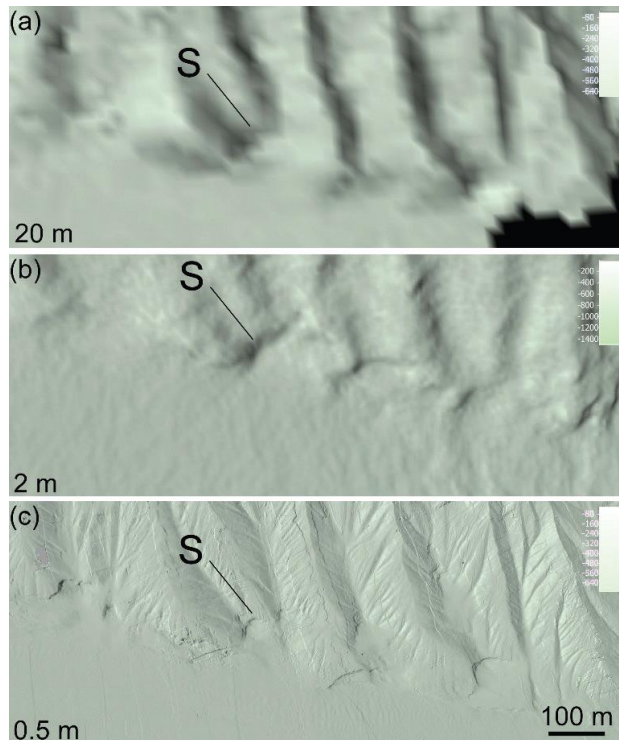


Figure 6. Comparison of a multibeam survey shaded images of the same sector obtained using a hull mounted system in a (20 m) and b (2 m) and with a system ported inside an AUV (0.5 m). The letter 'S' is to show the position of a scarp of a slide or of a knickpoint clearly seen at a resolution of 0.5 m. Here, the water depth ranges from 600 mbsl at the top to 875 mbsl at the bottom (Source: Tetra Tech, Locat 2017).

It is possible that, in the marine environment, seepage forces exist due to regional groundwater flow and/or fluid migration (or gases) which can locally increase pore pressure and reduce the safety factor of the slope (Urbaub et al. 2015 and Wu et al. 2021). Its effect would be greater on slopes where erosion is taking place at the toe.

Large submarine landslides often take place at depths greater than 1000 m. The use of Automated Unmanned Vehicles (AUVs) carrying a bathymetric survey at less than 50 m from the sea floor can now provide high spatial resolution morphology which can be used to ascertain the presence of steep slopes (steeper than  $10^\circ$ ) and local erosion features (Figure 6, Locat 2017, Locat et al. 2020). A similar situation has been observed at the La Jolla fan off California where, after carrying out a AUV survey 50 m above the sea floor, a channel 37 m deep and slopes greater than  $9^\circ$  presenting failure scarps have been identified (Maier et al. 2020). On open slopes, erosion can take place because of erosive actions of various types of bottom-currents along the continental slope (Rebesco et al. 2014).

That is to suggest that revisiting areas where large submarine spreads occurred, using high-resolution multibeam surveys with near sea floor flying AUV, may reveal the presence of local erosion processes that could be used with the concept of progressive failure to analyse landslide initiation and extent. Even at great depths,

knickpoints are seen which can also initiate local erosion and instability (local slope  $> 10^\circ$ ) and potentially contribute to the initiation of progressive failure (Turmel et al. 2011, Turmel et al. 2015, Guiaistrennec-Faugas et al. 2020).

Large submarine mass movements can be explained by various mechanisms, but we propose progressive failure as another mechanism which may explain large failure without the need to consider high pore pressure or an earthquake, or the presence of a weak layer.

## 6 CONCLUSIONS

Investigation of several spreads on land have led us to understand that:

- Initiation of a spread can be caused by a small disturbance of the slope such as knickpoints.
- No need of large excess pore water pressure or earthquake to explain the extent of the landslide;
- Failure surface is generally continuous and close to the horizontal and may not need to follow a predefined or weak layer;
- In general, there is no evidence of weak layers explaining failure surface location for the spreads studied.
- Progressive failure can explain the initiation of failure and the extent of spreads from a small local disturbance.

In the marine environment, the application of the strain-softening behavior of the soil using progressive failure (Dey et al. 2016) and fracture mechanism has been developed (Puzrin et al. 2016 and 2017, and Buss et al. 2019). Significant improvements in deep sea floor mapping using AUVs, with resolution below 1 m, and our understanding of deep current dynamics now make it possible to better identify erosion processes, including knickpoints, along the continental slope where many of these large landslides are found. Improvements in submarine landslide characterization and further detailed investigations of case studies could help our understanding of the implication of progressive failure in the failure mechanism of these large landslides, in a similar way as for large onshore landslides. More detailed submarine case studies, which include location of the failure surface and mechanical behaviour of the soil and combining advancement developed for landslides on land can therefore have a great contribution to submarine landslides understanding.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge Alain Durand and Frédérique Tremblay-Auger who worked as students on the problematic of spreads in sensitive clays. The contribution of Kevin Hébert, research associate, is also recognized. The authors would also like to thank Denis Demers, Pascal Locat and the MTQ for their contribution in various ways to the study of spreads in sensitive clays. The Cadre pour la prévention des sinistres 2013-2022 and PACC 2013-2020 of the Quebec government and NSERC are also thanked for the financial support they provided. M.

Doug Vandine and the editors of this proceeding are also acknowledged for the constructive revision of this paper.

## 8 REFERENCES

- Andresen, L., and Jostad, H.P. 2004. Analyses of progressive failure in long natural slopes. In Proceeding of the 9th Symposium on Numerical Models in Geomechanics - NUMOG IX, Ottawa, Ont. A.A. Balkema, Leiden, the Nether-lands. pp. 603–608.
- Andresen, L., and Jostad, H.P. 2007. Numerical modeling of failure mechanisms in sensitive soft clay - Application to offshore geohazards. In Proceedings of the Offshore Technology Conference 2007, Houston, Tex., May 2007. Off-shore Technology Conference, Richardson, Texas. Paper OTC 18640.
- Barrett, R. S., Bellwald, B., Talling, P. J., Micallef, A., Gross, F., Berndt, C., et al. 2021. Does retrogression always account for the large volume of submarine megaslides? Evidence to the contrary from the Tampen Slide, offshore Norway. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 126, e2020JB020655. <https://doi.org/10.1029/2020JB020655>.
- Bernander, S. 2011. Progressive landslides in long natural slopes, formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils. Ph.D. thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Bernander, S., Kullingsjö, A., Gylland, A. S., Bengtsson, P.-E., Knutsson, S. Roland Pusch, Jan Olofsson, and Elfgrén, E., L. 2016. Downhill progressive landslides in long natural slopes: triggering agents and landslide phases modeled with a finite difference method. *Canadian Geotechnical Journal*, 53: 1565-1582.
- Buss, C., Friedli, B., & Puzrin, A. M. 2019. Kinematic energy balance approach to submarine landslide evolution. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(9): 1351–1365. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0651>.
- Carson, M.A. 1977. On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(4): 582–602. doi:10.1139/t77-059.
- Carson, M.A. 1979a. Le glissement de Rigaud (Québec) du 3 Mai 1978: Une interprétation du mode de rupture d'après la morphologie de la cicatrice. *Géographie Physique et Quaternaire*, 33(1): 63–92.
- Carson, M.A. 1979b. On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments: Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(2): 431–444. doi:10.1139/t79-047.
- Cruden, D.M., and Varnes, D.J. 1996. Landslides types and processes. In: *Landslides investigation and mitigation*. Special Report 247. Transportation Research Board, National Research Council. Edited by A.K. Turner and R.L. Schuster. National Academy Press, Washington, D.C. pp. 37–75.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. and Potvin, P. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clay in the province of Québec, Canada: preliminary analysis, In: L'Heureux, JS et al., editors. *Advances in Natural and Technological Hazards Research 36 Landslides in sensitive clays From Geosciences to risk management*, Springer, 77–90.
- Dey, R. Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2015. Large deformation finite element modeling of progressive failure leading to spread in sensitive clay slopes. *Géotechnique*, 65(8):657–668.
- Dey, R. Hawlader, B., Phillips, R. and Soga, K. 2016. Numerical modeling of submarine landslides with sensitive clay layers. *Géotechnique*, 66(6): 454–468.
- Dugan, B. and Flemings, P.B., 2002. Fluid flow and stability of the US continental slope offshore New Jersey from Pleistocene to present. *Geofluids*, 2: 137-146.
- Durand, A. 2016. Contribution à l'étude des étalements dans les argiles sensibles de la mer de Champlain : Étude des étalements de Casselman (1971) et de Saint-Luc-de-Vincennes (1986). Mémoire de maîtrise ès science, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval. 174 p.
- Durand, A., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P. and Demers, D. 2015. Nouvelle investigation géotechnique du glissement de terrain de 1971 le long de la rivière de la Nation Sud, Ontario. Dans *Comptes rendus de la 68ème conférence géotechnique Canadienne*, Québec. 8 p.
- Field, ME., Gardner, JV., Jennings, AE. et al. 1982. Earthquake-induced sediment failures on a 0.25° slope, Klamath River delta, California. *Geology*, 10:542–546.
- Gauer, P., Kvalstad, T.J., Forsberg, CF. et al. 2005 The last phase of the Storegga Slide: simulation of 219 retrogressive slide dynamics and comparison with slide-scar morphology. *Mar. Petrol. Geol.*, 22:171–178.
- Grondin, G., and Demers, D. 1996. The Saint-Liguori flakeslide: Characterisation and remedial works. In *Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17–21 June 1996*. Edited by K. Senneset. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Vol. 2, pp. 743–748.
- Guiastrenec-Faugas, L., Gillet, H., Peakall, J., Dennielou, B., Gaillot, A., and Jacinto, R.S., 2020. Initiation and evolution of knickpoints and their role in cut-and-fill processes in active submarine channels. *Geology*, 49: pp.314-319.
- Hühnerbach, V. Masson, D. G. et al. 2004. Landslides in the North Atlantic and its adjacent seas: an analysis of their morphology, setting and behaviour. *Marine Geology* 213: 343-362.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli L. 2014. The Varnes classification of landslides type, an update. *Landslides*, 11: 167-194.
- Karlsrud, K., Aas, G., and Gregersen, O. 1984. Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experiences. In *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Ont., 16–21 September 1984*. University of Toronto Press, Toronto, Ont. Vol. 1, pp. 107–130.

- Korup, O., Clague, J. J., Hermanns, R. L., Hewitt, K., Strom, A. L. and Weidinger, J. T. 2007, Giant landslides, topography, and erosion, *Earth Planet. Sci. Lett.*, 261(3–4), 578–589, doi:10.1016/j.epsl.2007.07.025.
- Kvalstad, T.J., Andersen, L., Forsberg, C.F. et al 2005a The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanisms. *Mar. Pet. Geol.* 22:245–256.
- Kvalstad, T.J., Nadim, F., Kaynia, A.M., Mokkelbost, K.H., Bryn, P., 2005b. Soil conditions and slope stability in the Ormen Lange area. *Marine and Petroleum Geology*, 22:299-301. doi. 10.1016/j.marpetgeo.2004.10.021.
- Leroueil, S., Locat, A., Eberhardt, E. et Kovacevic, N. 2012. Keynote Lecture: Progressive failure in natural and engineering slopes. In Eberhardt, E. et al. (eds) *Landslides and Engineered Slopes: Protecting Society through Improved and Understanding*. Proceedings of the 11th International and 2nd North American Symposium on Landslides, 3-8 June 2012, Banff, Alberta. Taylor & Francis Group. pp. 31-46.
- Leroueil, S., Vaunat, J., Picarelli, L., Locat, J., Lee, H., and Faure, R. 1996. Geotechnical characterization of slope movements. *In Proceedings of the International Symposium on Landslides, Trondheim*. Vol. 1, pp. 53–74.
- Locat, A., Demers, D., Locat, P. and Geertsema, M. 2017. Sensitive clay landslides in Canada. Dans *Comptes rendus de la 70ème conférence géotechnique Canadienne*, Ottawa. 8 p.
- Locat, A., Jostad, H. P. and Leroueil S. 2013. Numerical modeling of progressive failure in sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9) :961-978.
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H.P., and Ouehb, L. 2011a. Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11): 1696–1712. doi:10.1139/t11-059.
- Locat, A., Leroueil, S., Demers, D. and Locat J. 2022 The Saint-Barnabé case study. In: Leroueil S. et Picarelli L. *Understanding landslides through case studies*. Taylor & Francis Group. Accepted.
- Locat A, Locat, P, Demers, D, Leroueil, S., Robitaille, D. and Lefebvre, G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 may 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism. *Canadian Geotechnical Journal*. 54: 1357–1374.
- Locat, A., Leroueil, S., Fortin, A., Demers, D. and Jostad, H.P. 2015. The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: Geotechnical investigation and application of progressive failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(4): 490-504.
- Locat, A., Locat, P., Michaud H., Hébert, K., Leroueil, S. and Demers, D. 2019. Geotechnical characterization of the Saint-Jude clay, Quebec, Canada. *AIMS Geosciences*, 5(2): 273-302.
- Locat, J. 2017. Subaqueous mass movements in North America: diversity and issues. In: Proceedings of the 3rd North American Symposium on Landslides. Association of Environmental & Engineering Geologists, 4–8 June 2017, Roanoke, Virginia, USA, 109–120.
- Locat, J., 2018. Failure and post-failure analysis of submarine mass movements using geomorphology and geomechanical concepts. In: Lintern, D. G., et al. *Subaqueous Mass Movements*. Geological Society, London, Special Publications, 477: 333-351.
- Locat, J., Azizian, A., Stromach, J., Hospital, A., Young, C., Turmel, D., and Bevan, A., 2020. Morphological signature of gully development by rapid slide retrogression in a layered coarse-grained delta foreslope. In: Georgiopoulou, A. et al. (eds), *Subaqueous Mass Movements and their Consequences: Advances in Process Understanding, Monitoring and Hazard Assessments*. Geological Society, London, Special Publications, 500: 219-234.
- Locat, J. and Lee, H. J. 2002. Submarine landslides: advances and challenges. *Canadian geotechnical journal*, 39:193-212.
- Locat, J., Leroueil, S., Locat, A. and Lee, H. 2014. Weak Layers: Their Definition and Classification from a Geotechnical Perspective. In: S. Krastel et al. (eds.), *Submarine Mass Movements and Their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research* 37, pp. 3-12. DOI 10.1007/978-3-319-00972-8 1.
- Locat, J., Tanaka, H., Tan, T.S., Dasari, G.R., and Lee, H. 2003. Natural soils: geotechnical behavior and geological knowledge. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 1, Swets and Zeitlinger, Lisse: 3-28.
- Locat, P., Fournier, T., Robitaille, D., and Locat, A. 2011b. Glissement de terrain du 10 mai 2010, Saint-Jude, Montérégie, Rapport sur les caractéristiques et les causes. Rapport MT11-01. Section des mouvements de terrain, Services de la géotechnique et de la géologie, Ministère des Transports du Québec. Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Gouvernement du Québec.
- Maier, K, Paull, C.K., Caress, D.W., Anderson, C., Nieminski, N.M., Lundsten, E., Erwin, B.E., Gwiazda, R., and Fildani, A., 2020. Submarine-fan development revealed by integrated high-resolution datasets from La Jolla Fan, offshore California, U.S.A.. *Journal of sedimentary research*, 90: 468-479.
- Masson, D. G., Harbitz, C. B. Wynn, R. B., Pedersen, G. and Løvholt, F. .006. Submarine landslides: Processes, triggers and hazard prediction, *Philos. Trans. R. Soc.*, 364, 2009–2039, doi:10.1098/rsta.2006.1810.
- Micallef, A. Mountjoy, J. J., Krastel, S., Crutchley, G. and Koch, S. 2015. Shallow Gas and the Development of a Weak Layer in Submarine Spreading, Hikurangi Margin (New Zealand). G. Lamarche et al. (eds.), *Submarine Mass Movements and their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research* 41, pp. 419-426. DOI 10.1007/978-3-319-20979-1\_42.
- Mollard, J.D., and Hughes, G.T. 1973. Earthflows in the Grondines and Trois-Rivières areas, Québec: Discussion. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 10(2): 324–326. doi:10.1139/e73-029.

- Normandeau, A., Cambell, D. C., Piper, D. J. W. and Jenner, K. A. 2018. New evidence for a major late Quaternary submarine landslide on the external western levee of Laurentian Fan. In: Lintern, D. G. et al (eds) *Subaqueous Mass Movements*. Geological Society, London, Special Publications, 477, pp. 377-387. <https://doi.org/10.1144/SP477.14>.
- Odenstad, S. 1951. The landslide at Sköttorp on the Lidan River, February 2, 1946. *Royal Swedish Institute Proceedings*, 4:1–38.
- Palmer, A.C., and Rice, J.R. 1973. The growth of slip surfaces in the progressive failure of overconsolidated clay. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences*, 332(1591): 527–548. doi:10.1098/rspa.1973.0040.
- Puzrin, A. M., Germanovich, L. N., & Kim, S. 2004. Catastrophic failure of submerged slopes in normally consolidated sediments. *Géotechnique*, 54 : 631–643. <https://doi.org/10.1680/geot.54.10.631.56348>.
- Puzrin, A. M., Germanovich, L. N. and Friedli, B. 2016. Shear band propagation analysis of submarine slope stability. *Geotechnique*, 66(3): 188-201. <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.15.LM.002>.
- Puzrin, A. M., Gray, T. E., & Hill, A. J. 2017. Retrogressive shear band propagation and spreading failure criteria for submarine landslides. *Géotechnique*, 67(2) : 95–105. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.p.078>.
- Quinn, P.E., Diederichs, M.S., Rowe, R.K., and Hutchinson, D.J. 2011. A new model for large landslides in sensitive clay using a fracture mechanics approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8): 1151–1162. doi:10.1139/t11-025.
- Rebesco, M., Hernandez-Molina, F.J., Van Rooij, D.V., and Whalin, A., 2014. Contourites and associated sediments controlled by deep-water circulation processes: State-of-the-art and future considerations. *Marine Geology*, 352: 111-154.
- Talling, P., Clare, M., Urlaub, M. Pope, E., Hunt, J. and Watt, S. 2014. Large submarine landslides on continental slopes: Geohazards, methane release, and climate change, *Oceanography*, 27(2), 32–45, doi:10.5670/oceanog.2014.38.
- Turmel, D., Locat, J., and Parker, G., 2011. Upstream migration of knickpoints: geotechnical considerations. Y. Yamada et al. (eds.), *Submarine Mass Movements and Their Consequences*, *Advances in Natural and Technological Hazards Research* 31: 123-132.
- Turmel, D., Parker, G. and Locat, J. 2015. Evolution of an anthropic source-to-sink system: Wabush Lake. *Earth-Science Reviews*, 151, 227–243.
- Tran, Q.-A. and Solowski, W. 2019. Generalized Interpolation Material Point Method modelling of large deformation problems including strain-rate effects – Application to penetration and progressive failure problems. *Computers and Geotechnics*, 106: 249-265.
- Tavenas, F. 1984. Landslides in Canadian sensitive clays - a state-of-the-art. In: *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*, Toronto, Ont., 16–21 September 1984. University of Toronto Press, Toronto, Ont. Vol. 1, pp. 141–153.
- Therrien, J. 2020. Étalements dans les argiles marines du Québec – Analyse et compilation de 14 cas. *Mémoire de maîtrise ès sciences, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval*. 532 p.
- Urlaub, M., Talling, P. J., Zervos, A. and Masson D. 2015. What causes large submarine landslides on low gradient (<2°) continental slopes with slow (~0.15 m/kyr) sediment accumulation?, *J. Geophys. Res. Solid Earth*, 120, 6722–6739, doi:10.1002/2015JB012347.
- Wang, C., Hawlader, B., Perret, D., Soga, K. and Chen, J. 2021. Modeling of Initial Stresses and Seepage for Large Deformation Finite-Element Simulation of Sensitive Clay Landslides. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2021, 147(11): 04021111
- Wu, N., Jackson, C. A-L., Johnson, H.D., Hodgson, D.M., Clare, M.A., Nugraha, H.D., and Ki, W., 2021. The formation and implication of giant blocks and fluid escape structures in submarine lateral spreads. *Basin Research*, 33: 1711-1730.



# 2D probabilistic slope stability analysis of a levee with relief wells using RLEM

Sina Javankhoshdel<sup>1</sup>, Brigid Cami<sup>1</sup>, Terence Ma<sup>1</sup>, Alireza Azami<sup>1</sup>, Thamer Yacoub<sup>1</sup> & Parisa Samadi<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Rocscience Inc, Toronto, On, Canada

<sup>2</sup>TVSeminars, Sudbury, On, Canada



## ABSTRACT

Relief wells are commonly used to reduce the pore water pressure on the river-side of levees, thereby reducing the risk of levee and embankment failure. Two-dimensional slope stability analysis is typically used to analyze the stability of the levee. It assumes that relief wells have infinite length normal to the 2D plane of the model. This study considers a full 2D steady state finite element seepage analysis of a typical levee with and without relief wells. The pore water pressure distributions for these cases were then used for a 2D limit equilibrium analysis to find the factor of safety and probability of failure of the slope. Spatial variability of soil strength properties was also considered in this study and its influence on the results of the probabilistic analysis is shown.

## RÉSUMÉ

Les puits de secours sont utilisés pour réduire la pression de l'eau interstitielle du côté de la rivière des digues, réduisant ainsi le risque de rupture de berge. L'analyse de stabilité de pente 2D est généralement utilisée pour analyser la stabilité du levier. Il suppose que les puits de secours ont une longueur infinie normale au plan 2D du modèle. Cette étude considère une analyse d'infiltration par éléments finis à l'état stable en 2D d'une digue typique avec et sans puits de décharge. Les distributions de pression pour ces cas ont ensuite été utilisées pour une analyse d'équilibre limite 2D afin de trouver le coefficient de sécurité et la probabilité de défaillance de la pente. La variabilité spatiale des propriétés de résistance du sol aussi été prise en compte dans cette étude et son influence sur les résultats de l'analyse probabiliste est montrée.

## 1 INTRODUCTION

During floods, levees are used to protect the land side as an earthen embankment. They play a key role in protecting areas near rivers. One of the most dangerous problems in designing a levee section is seepage of water through the layers of the levee from the water side to the landward side. Relief wells are often installed to relieve this pressure, which might otherwise endanger the safety of the structure (Salmasi et al. 2014; Gebhart 1973).

Slope stability of levees has been studied in several publications along with the influence of adding relief wells to reduce the pore water pressure (Zur 2000; Walberg et al. 2013). To consider the influence of relief wells on the stability of levees, a groundwater seepage analysis should be carried out first to calculate the pore water pressure before and after the installation of relief wells. Finite element method (FEM) can be used to numerically calculate the pore water pressure due to the seepage of the water. Combination of FEM seepage analysis and slope stability has been studied extensively in the literature (Gofar and Asof 2006; Pham et al. 2013; Andreea 2016).

The probabilistic slope stability of levees using single random variable (SRV) approach has also been discussed in several publications (Duncan and Houston 1983). To consider spatial variability of soil properties in the probabilistic slope stability analysis, Javankhoshdel et al. (2017) introduced the random limit equilibrium method (RLEM). This method combines random field theory and the limit equilibrium method (LEM). The more advanced version of this method introduced by Cami et al. (2018) uses noncircular RLEM, and is a combination of a

metaheuristic search method (e.g. Cuckoo search method), the Surface Altering local optimization technique, and LEM (e.g. Morgenstern-Price method or Spencer method) together with random field theory.

It is notable that in the non-circular RLEM, the metaheuristic search is used together with a local optimization called the Surface Altering optimization technique. When used in conjunction with a noncircular search, this optimization method can be very effective and efficient at locating slip surfaces with lower safety factors. Cami et al. (2018) showed that noncircular RLEM was able to find the weakest failure path using local and global optimization techniques.

In this study, a levee case is considered with and without relief wells. Firstly, a deterministic analysis with and without relief wells is carried out using LEM and FEM to observe the influence of the relief well on the stability of the problem. To calculate the pore water pressure a separate FEM seepage analysis is carried out prior to the analysis. Afterwards, a SRV probabilistic analysis is carried out and contrasted with an advanced RLEM analysis to show the influence of considering spatial variability of soil properties on probability of failure.

## 2 EXAMPLE MODEL

Figure 1 shows a levee modeled using the Slide2 software (Rocscience 2021). The relief wells are represented by two vertical polylines to the left of the levee fill. Table 1 shows the material properties used for the example model.



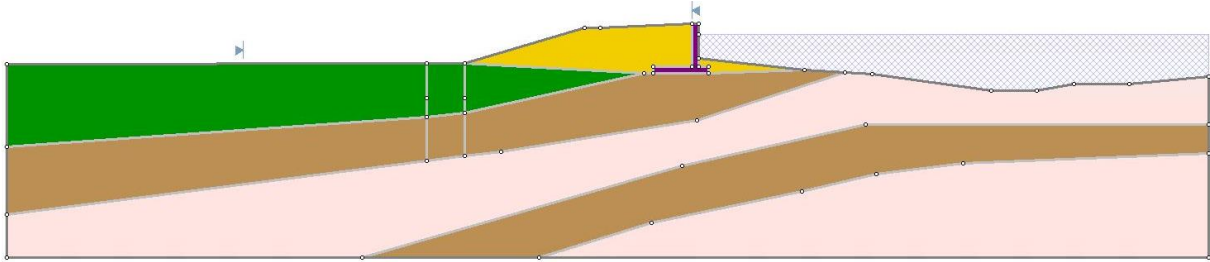


Figure 1. Slide2 model to carry out LEM analysis.

Table 1. Material properties and hydraulic properties for different materials.

In Table 1,  $K_s$  is the hydraulic conductivity of the soil. Note

Material Name	Color	Unit Weight (lbs/ft <sup>3</sup> )	Strength Type	C (psf)	Phi (deg)	Ks (ft/s)
Levee Fill	Yellow	125	Mohr-Coulomb	30	27	1.0x10 <sup>-8</sup>
Fat Clay-1	Pink	135	Mohr-Coulomb	40	25	4.8x10 <sup>-9</sup>
Fat Clay-2	Green	125	Mohr-Coulomb	50	22	2.1x10 <sup>-9</sup>
Retaining Wall	Purple	150	Mohr-Coulomb	2193	35	1.0x10 <sup>-14</sup>
Silty Clay	Brown	125	Mohr-Coulomb	25	35	1.0x10 <sup>-6</sup>

also that although the retaining wall is not a soil layer, it was assigned a relatively strong value of cohesion for the purpose of simplicity.

### 3 SEEPAGE ANALYSIS

Figures 2a and 2b show the model set up with the boundary conditions for the seepage analysis. The upstream side of the model has a total head of 35.1 m (115 ft). The relief wells are installed in the model to the left of the levee fill with a total head of 32.5 m (106.5 ft) (Figure 2b) to reduce the water pressure in the silty clay material.

## 4 RESULTS

### 4.1 Deterministic Results

Figure 3a shows the critical slip surface from the LEM slope stability overlaid on the total head contours, for the case without relief wells. The critical factor of safety (FS) using Spencer method is 1.20. The purple line is the water table which was determined from the FEM seepage analysis.

Figure 3b shows the maximum shear strain contour in the FEM analysis for the same model. The red curve is the corresponding failure surface from the LEM analysis. The results of the LEM and 2D FEM analyses are in good agreement.

Figure 4 is similar to Figure 3a with an addition of relief wells. The reduction in the total head around the relief wells compared to Figure 3a is evident. As a result, the pore water pressure in this region went up, resulting in a higher FS of 1.63. This corresponds to a 36% increase to the factor of safety attributed to the relief wells. The location of the water table is also deeper compared to Figure 3a. Thus, a larger portion of the critical slip surface in Figure 4 is above the water table, resulting in a higher FS value.

### 4.2 SRV Analysis Results

The addition of relief wells has thus far been shown to increase the deterministic factor of safety in the example model. In this part of the study, the case with relief wells has further been investigated to evaluate the probability of failure when the model is subjected to various assumptions about the spatial variability of random material parameters.

Table 2 shows the variability of the parameters assumed in this study. The parameters are normally distributed, with coefficient of variation (COV) shown in Table 2. Note that as the deterministic failure mode does is far from the Fat Clay-1 region of the model, the Fat Clay-1 material was not randomly sampled. Also, the probabilistic properties of the retaining wall were not considered since the failure is not expected to carve through the wall.

Table 2. Statistical properties of each material parameter.

Material Name	Mean (kPa)	$c'$	COV (%)	Mean $\phi'$ (°)	COV (%)
Levee Fill	1.44		50	27	20
Fat Clay-1	1.92		-	25	-
Fat Clay-2	2.39		50	22	20
Retaining Wall	10.5		-	35	-
Silty Clay	1.20		50	35	20

### 4.3 Probabilistic analysis results

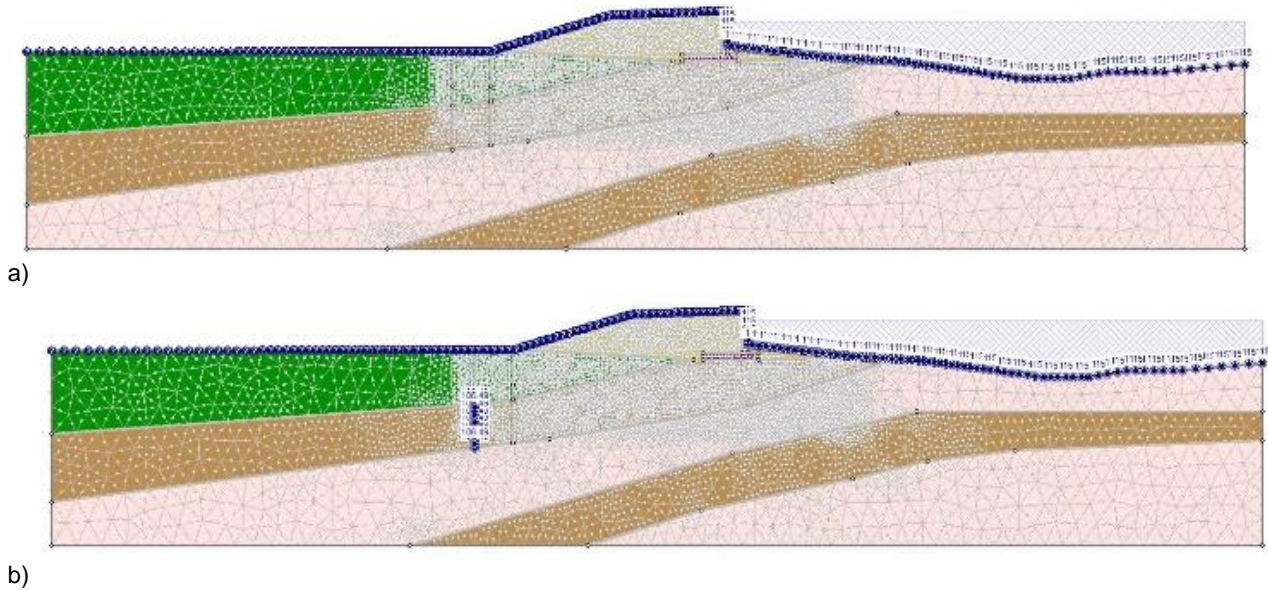


Figure 2. Boundary conditions for FEM seepage analysis a) Without relief wells b) with relief wells.

First, a SRV analysis was adopted, which does not consider spatial variability of the materials layers in the model. A sensitivity analysis found that 5000 Latin Hypercube simulations were sufficient for this case. In each simulation, the soil regions represented by a single material are assigned the same randomized parameter value for that material. The results examined are probability of failure (PF) and reliability index (RI). The PF represents the ratio of simulations that resulted in an FS below one over the total number of simulations. The RI indicates the number of standard deviations that separate the mean FS from FS=1. The values recommended for design of slopes are PF of 0.01% and equivalent RI of 3.72 (Bathurst and Javankhoshdel 2015).

Upon computation of the results of the simulations, the average FS from the simulations was 1.56, the probability of failure (PF) was 0.14%, and Reliability Index (RI) was 2.9. Even though the deterministic FS is 1.63, the PF obtained using an infinite spatial correlation length is still more than one order of magnitude larger than the values recommended for design of slopes (PF = 0.01% is recommended according to Javankhoshdel and Bathurst 2014). Thus, spatial variability of soil properties must be taken into account as well.

#### 4.4 RLEM Analysis Results

The RLEM approach was used for the probabilistic analysis to consider the spatial variability of soil properties. The soil layers are sub-divided into regions which are sized based on a prescribed spatial correlation length. The spatial correlation length is the maximum extent of each region in the x and y coordinates. Within each region, the material parameters are sampled according to the random distribution in Table 2. Three different cases of the isotropic spatial correlation length are assumed: 1.5, 3.0, and 6.1 m

(5, 10 and 20 ft, respectively). Figure 5 shows one of the random fields used for the RLEM analysis with an isotropic spatial correlation length of 1.5 m.

With 5000 Latin Hypercube simulations, RLEM did not produce any simulations where the failure occurred. This corresponds to a 0% (0 of 5000) PF from the simulations, which is insufficient to determine the actual probability of failure. Instead, the RI values were compared for all cases, the results of which are shown in Table 3. It can be seen in Table 3 that all the RIs are greater than the 3.72 recommended for design which means that they are safe for design purposes.

Table 3. Results of the RLEM analysis.

Correlation Length	RI
1.5 m	7.44
3.0 m	5.50
6.1 m	4.45

It should be noted that as the spatial correlation length increases, RI tends to decrease while PF increases, which agrees with the behavior reported in literature (Javankhoshdel et al. 2017). As the correlation length decreases, the probability of large regions of the model being assigned to weak material properties decreases. As such, a higher correlation length generally corresponds to a lower RI.

It is always recommended to check the results of LEM analysis with FEM analysis especially when the field is spatially changing to see if the LEM analysis can capture the true critical failure surface. Figure 6a and 6b show this comparison for one of the fields used in the RLEM analysis (Figure 5). It can be seen that both LEM and FEM can

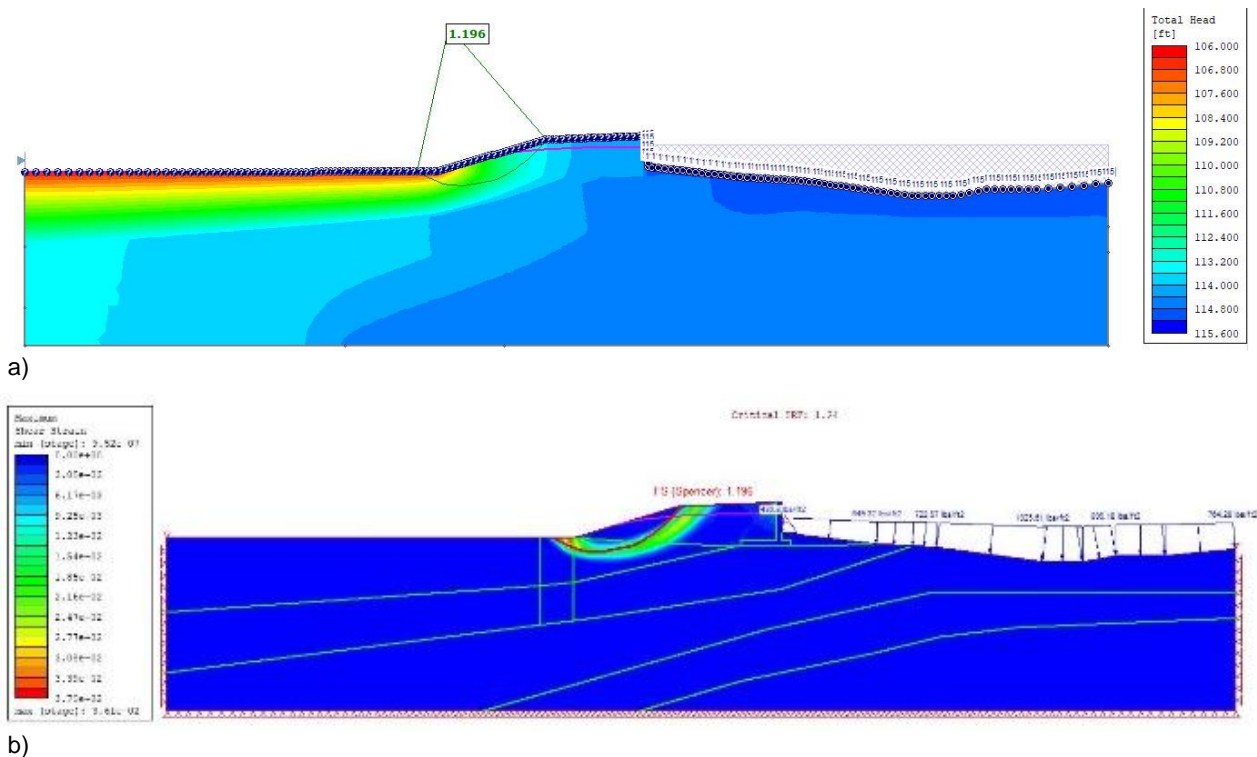


Figure 3. Slope stability analysis for the case without relief wells using a) LEM approach b) FEM approach.

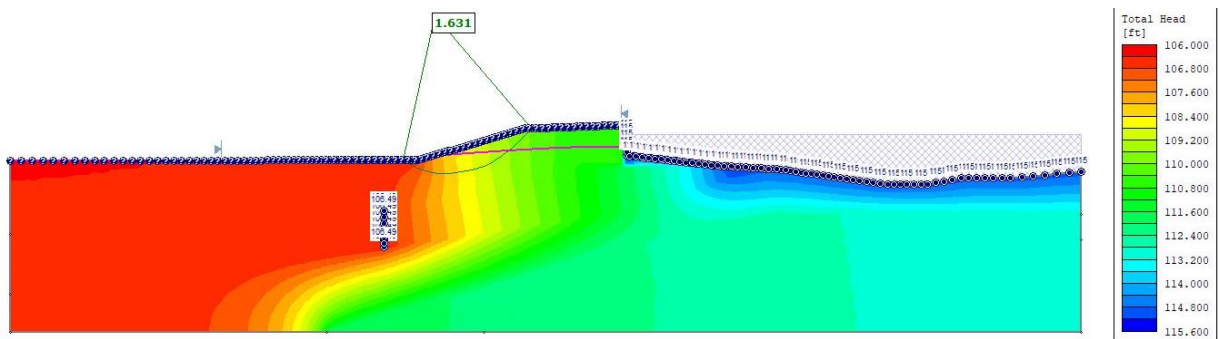


Figure 4. Slope stability analysis for the case with relief wells using LEM approach

capture the weak zones in the spatial field and both methods give the similar FS values of 1.42 and 1.48, respectively.

## 5 CONCLUSIONS

This study has showcased the beneficial effects of relief wells towards relieving the pore water pressure and improving the slope stability of levees. The effect of the relief wells on the improvement to factor of safety and the corresponding reduction of probability of failure can be evaluated either deterministically, or by using the single random variable (SRV) and random limit equilibrium (RLEM) approaches and depends on the assumptions of the probabilistic analysis. A case study was presented in which the combination of SRV and RLEM with advanced methods of searching for critical slip surfaces was employed to evaluate the probability of failure of a levee. Increasing the spatial correlation length for the variability of

material properties was found to reduce the reliability index of the slope. The results of the study were also verified using an equivalent finite element model (FEM).

## 6 REFERENCES

- Andreea, C., 2016. Unsaturated slope stability and seepage analysis of a dam. *Energy Procedia*, 85, pp.93-98.
- Bathurst, R.J. and Javankhosdel, S., 2017. Influence of model type, bias and input parameter variability on reliability analysis for simple limit states in soil–structure interaction problems. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 11(1), pp.42-54.

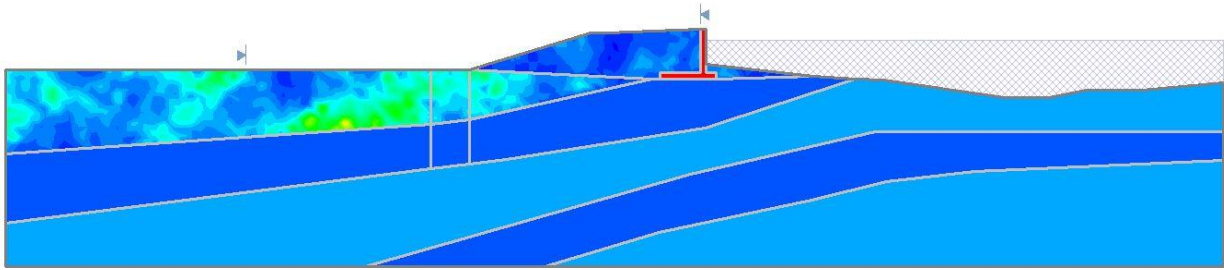
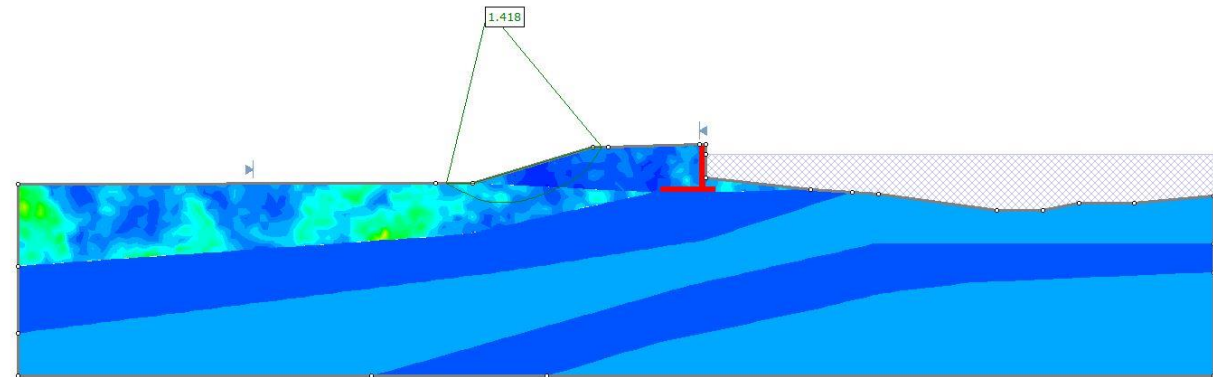
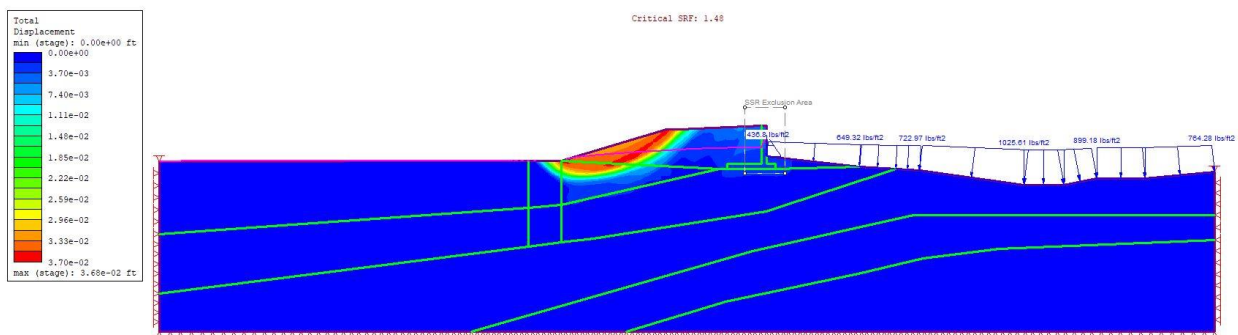


Figure 5. An example of random field used in this study.



a)



b)

Figure 6. Calculating factor of safety for one of the spatially variable fields using a) LEM approach b) FEM approach

Cami, B., Javankhoshdel, S., Yacoub, T. and Bathurst, R.J., 2018, November. 2D spatial variability analysis of sugar creek embankment: Comparative study. In International Congress and Exhibition " Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology" (pp. 118-125). Springer, Cham.

Duncan, J.M. and Houston, W.N., 1983. Estimating failure probabilities for California levees. Journal of Geotechnical Engineering, 109(2), pp.260-268.

Gebhart, L.R. (1973). "Foundation seepage control option for existing dams", American Society of Civil Engineers, Inspections, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams, Proceedings of Engineering Foundation Conference in Washington, 660-674.

Gofar, N. and Asof, M., 2006. Transient seepage and slope stability analysis for rainfall-induced landslide: acase study. Transient Seepage And Slope Stability Analysis For Rainfall-Induced Landslide: Acase Study, pp.1-13.

- Javankhoshdel, S., Luo, N. and Bathurst, R.J., 2017. Probabilistic analysis of simple slopes with cohesive soil strength using RLEM and RFEM. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 11(3), pp.231-246.
- Pham, H.T., Oo, H.Z. and Jing, C., 2013. Stability of slope and seepage analysis in earth dam using numerical finite element model. *Study of Civil Engineering and Architecture (SCEA)*, 2(4), pp.104-108.
- Walberg, F., Saye, S., Bird, G.R., Linnan, B. and Boeckmann, A., 2013. Performance of Missouri River Levee System and Flood Fighting Efforts at Eppley Airfield during 2011 Flood Event. In *Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III* (pp. 1066-1080).
- Zur, K.J., 2000. Effects of relief well efficiency on piping and slope stability of Mississippi River levees.

# Slope failure prediction combining limit equilibrium, case histories, and Bayesian Markov Chain Monte Carlo Method

Yuderka Trinidad González<sup>1</sup>, Kevin Briggs<sup>1</sup> & Vernon R. Schaefer<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Architecture & Civil Engineering – University of Bath, Bath, UK

<sup>2</sup>Department of Civil, Construction & Environmental Engineering – Iowa State University, Ames, IA, USA



## ABSTRACT

This study demonstrates the integration of an analytical geotechnical method and a statistical method to predict the stability of soil slopes using a probabilistic approach. The model utilized Bayesian Markov Chain Monte Carlo re-parametrization, based on prior distributions generated from 104 published case histories, and a synthetic database consisting of 4,032 factors of safety values from limit equilibrium analyses. Validation of the Bayesian model against slope stability case histories showed an area under the receiver operating characteristic curve (AUC-ROC) of 86%, indicating high classification accuracy. The results showed that the Bayesian model performed well when predicting slope stability or instability, even when dealing with reduced datasets. The model can be used to inform the preliminary design or remediation of slopes by incorporating parameter uncertainties and random effects generally not considered by traditional deterministic studies.

## RÉSUMÉ

Cette étude démontre l'intégration d'une méthode géotechnique analytique et d'une méthode statistique pour prédire la stabilité des pentes du sol à l'aide d'une approche probabiliste. Le modèle a utilisé la re-paramétrisation bayésienne de la chaîne de Markov Monte Carlo, basée sur des distributions antérieures générées à partir de 104 histoires de cas publiées, et une base de données synthétique composée de 4,032 valeurs de facteur de sécurité provenant d'analyses d'équilibre limite. La validation du modèle Bayésien par rapport aux histoires de cas de stabilité de pente a montré une zone sous la courbe caractéristique de fonctionnement du récepteur (AUC-ROC) de 86%, ce qui indique une grande précision de classification. Les résultats ont montré que le modèle Bayésien fonctionnait bien pour prédire la stabilité ou l'instabilité des pentes, même lorsqu'il s'agissait d'ensembles de données réduits. Il peut être utilisé pour éclairer la conception préliminaire ou l'assainissement des pentes en incorporant des incertitudes de paramètres et des effets aléatoires généralement non pris en compte par les études déterministes traditionnelles.

## 1 INTRODUCTION

Slope stability analyses are used to verify the safety of cuttings, embankments, and natural or man-made slopes by ensuring that the factor of safety (FS) against failure is greater than unity. The factor of safety can be determined using analytical methods, including limit equilibrium (LE) and numerical methods (e.g., finite element (FE) and finite difference (FD)). Several authors have compared these analytical techniques and shown their advantages and limitations (Memon 2018; Trinidad González 2017; Nian et al. 2008; Griffiths and Lane 1999; Duncan 1999; Christian 1999; Duncan 1996; and Cheng et al. 2007). However, geotechnical software packages are needed to perform the many iterations required for such analyses.

Soft computing techniques applied to geotechnical analyses include machine learning (Jin-kui and Wei-wei 2018; Kostić et al. 2016; Liu et al. 2014; Erzin and Cetin 2013; Das et al. 2011; Samui and Kothari 2011; Zhao 2008) and Bayesian approaches (Trinidad González et al. 2021; Svalova et al. 2021; BahooToroodi et al. 2021; Fattahi and Ighani 2020). However, the surrogate models developed using these techniques were primarily based on synthetic data (computer-generated) and were not validated against

slope stability case histories. This study integrates limit equilibrium analyses, published case histories, and Bayesian methods to predict slope stability or instability. The model utilizes Bayesian Markov Chain Monte Carlo re-parametrization based on prior distributions generated from published case histories and a synthetic database consisting of 4,032 determinations of factors of safety using limit equilibrium analyses. The aim was to develop a probabilistic model using synthetic information and evaluate its performance with slope stability information from published case histories.

## 2 MATERIALS AND METHODS

A general flow diagram of the research study is presented in Figure 1. A specific description of the methods used is presented in the following subsections.

### 2.1 Datasets and input variables

Two datasets were considered in this study. The first was a synthetic dataset used to create the Bayesian model. It was produced by conducting limit equilibrium analysis.

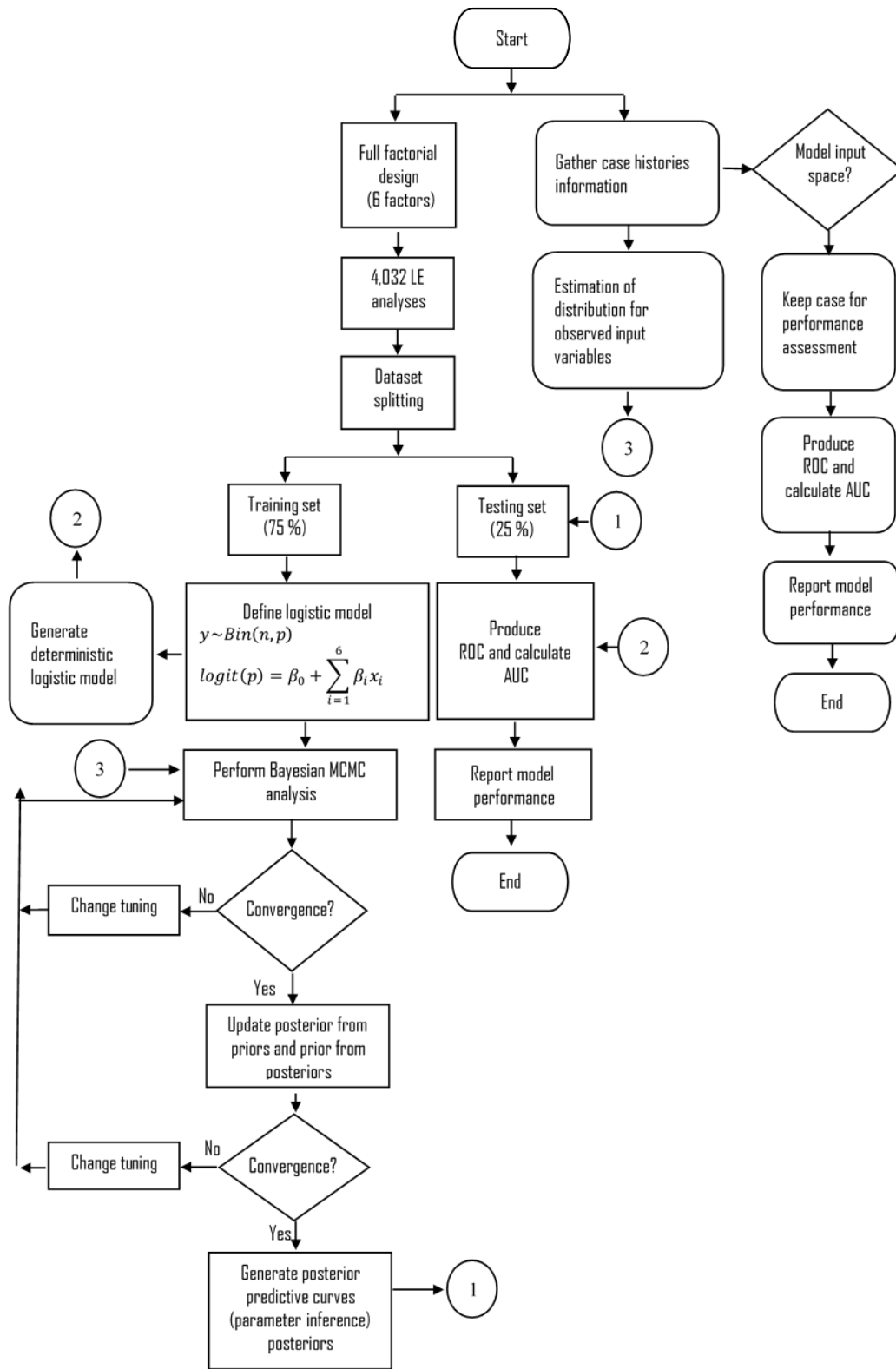


Figure 1. General flow diagram of the research study

A second dataset was used to develop prior distributions and for model validation. This dataset consisted of 104 case studies of slopes, gathered from several literature sources by Manouchehrian et al. (2014). The second dataset contains both stable and unstable (failed) slopes for dry and wet cases.

### 2.1.1 Synthetic dataset

In the slope stability context, synthetic data can be used to generate cases for model training and validation where there is a scarcity of case histories (Trinidad González et al. 2020). In this study, synthetic data were used to create the Bayesian model and measure its performance. The data were generated using a fully randomized factorial design (Montgomery, 2017). The full factorial design originally conducted by Trinidad-Gonzalez (2020) generated 4,032 combinations of slope and soil properties presented in Table 1. Table 1 also summarizes the ranges and levels (Li) of the input variables used in the limit equilibrium simulations.

Table 1. Soil and geometry properties for generating the multilevel full factorial design from Trinidad-Gonzalez (2020)

Factor	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7
Slope height ( $H$ , m)	6	15.5	25	34.5	44	53.5	63
Slope inclination ( $\beta_s$ , °)	10	30	50	70			
Effective Cohesion ( $c'$ , kPa)	5	20	35	50			
Effective friction angle ( $\phi'$ , °)	10	22	34	46			
Pore pressure coefficient ( $r_u$ )	0	0.3	0.6				
Soil unit weight ( $\gamma$ , kN/m <sup>3</sup> )	12	19	26				

Six soil properties and slope geometry properties were considered in the slope stability analyses and later considered as independent variables in the Bayesian model. These variables were identified as primary variables influencing slope stability for a circular failure mechanism (Trinidad González et al. (2020), Kostić et al. (2016), Manouchehrian et al. (2014), Samui and Kothari (2011), Ahangar-Asr et al. (2010), Yang et al. (2004), Sakellariou and Ferentinou (2005), Sah et al. (1994)). The slope properties were the slope height ( $H$ ) and the slope angle ( $\beta_s$ ). The soil properties were the pore pressure coefficient ( $r_u$ ), the effective friction angle ( $\phi'$ ), the effective cohesion ( $c$ ), and the unit weight ( $\gamma$ ) of the soil.

The output or dependent variable describing the slope stability condition was allocated as stable or unstable (i.e., slope failure). The synthetic dataset was divided into a training dataset (75% of the data) and a testing dataset (25% of the data) to create the model and measure the model performance, respectively.

To conduct the limit equilibrium analyses, Slide 2018 (Rocscience Inc. 2018) and the Spencer method were used. The Spencer method satisfies all the requirements for static equilibrium (Duncan et al. 2014). A non-circular mode of failure with an auto refine search was used as the search method. The boundary conditions were set sufficiently far not to influence the factor of safety of the slope. Figure 2 shows a sketch of the slope cross-section with the input variables (independent variables of the Bayesian model) for the slope stability analyses.

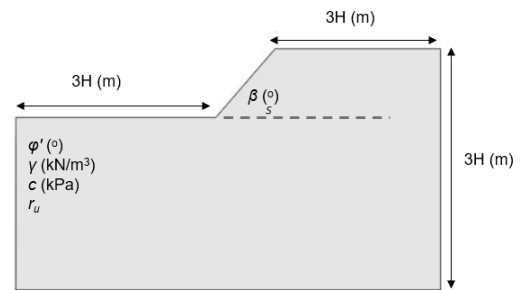


Figure 2. Graphical representation of inputs for the LE analyses

### 2.1.2 Case histories dataset

The case histories dataset consisted of information from real slopes initially presented by Sah et al. (1994) and Manouchehrian et al. (2014) and subsequently used by others (Trinidad González et al. 2021; Fattahi and Ilghani 2020; Sakellariou and Ferentinou 2005, Samui and Kothari 2011). All cases consisted of homogeneous soil slopes with strength parameters varying in range shown in Figure 3. The dataset was used to inform the shape of the prior distributions for the Bayesian model and to measure the model performance. Figure 3 shows the pairwise relationship between the input variables, categorized by the slope stability condition (stable (0) or unstable (1)).

Figure 3 shows the shape of the distribution of each variable along the diagonal for both the stable and unstable case histories. The distributions of the input variables resembled normal and gamma distributions, depending on the skewness of the dataset. Figure 3 shows a linear relation among some variables (e.g.,  $H$  and  $\gamma$ ,  $c$  and  $\gamma$ ) and non-linear (scatter) among others (e.g.,  $\beta_s$  and  $r_u$ ,  $\beta_s$  and  $c$ ). Forty-five case histories that belonged to the input space of the Bayesian model (to avoid extrapolation) were selected for model validation. The summary statistics of the validation subset are shown in Table 2.



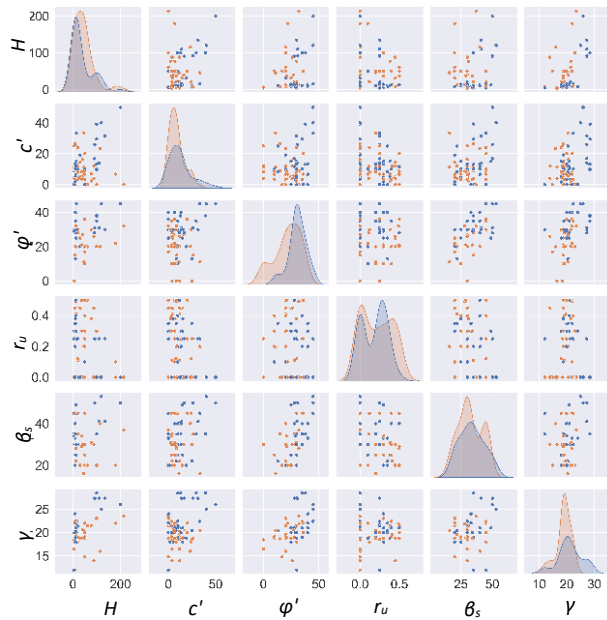


Figure 3. Univariate and pairwise relationship of inputs for all case histories for conditions 1 = unstable (orange), and 0= stable (blue). Data from Sah et al. (1994).

Table 1. Summary statistics of forty-five selected case histories used for model validation

	$H$ (m)	$\beta_s$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$r_u$	$\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )
mean	26	32	12.7	26.6	0.22	19.9
std	17.0	9.4	6.9	9.3	0.16	1.35
min	8	16	5	10	0	17.9
25%	11.2	25	8.3	20	0.1	18.7
50%	20	30	10	29	0.25	19.9
75%	48.9	40	15	35	0.35	20.9
max	50	49	33.5	45	0.5	22.4

## 2.2 Multivariate logistic regression

Soft computing stability assessments use datasets containing factors of safety as the output response (Fattahi and Ilghani 2020; Manouchehrian et al. 2014; Samui and Kothari 2011; Sakellariou and Ferentinou 2005). However, in this study, a binary output was used to classify the slope condition as stable or unstable; to minimize the dependency of the Bayesian model on the analytical solution for the factor of safety and avoid undertaking additional stability analyses. For this purpose, a multivariate logistic regression analysis was used to derive the best-fitting model describing the relationship between the output (dependent variable) and a set of input (predictor) variables (Garson 2014).

Multiple logistic regression differs from multiple linear regression in that the outcome variable is dichotomous (e.g., stable or unstable). Logistic regression is intended for two-class problems, modeling the dependent variable (stable or unstable) using a binomial probability distribution

function. In this context, the class labels were mapped to 1 for the unstable (failed) slopes and 0 for the stable slopes or a negative outcome. The fit model predicts the probability that a slope with specific characteristics corresponds to class 1. The logistic model (logit) can be written as (Ohlmacher & Davis, 2003):

$$p(y_i = 1|\beta) = \beta_0 + \beta_1 x_i + \dots + \beta_k x_k \quad [1]$$

where  $p(y_i = 1|\beta)$  is the probability that a slope with specific characteristics is unstable,  $\beta_0$  is the intercept,  $\beta_i$  are the unknown regression coefficients for each independent variable  $x$  (e.g.,  $\beta_H H$  represent the term for the model parameter  $\beta_H$  by the independent variable  $H$ ). The log odds then can be transformed to a probability of the outcomes written as:

$$p = \frac{1}{1 + e^{-\text{logit}}} \quad [2]$$

## 2.3 Bayesian inference and the Markov Chain Monte Carlo (MCMC) Simulation Approach

In a frequentist or deterministic approach, the results are presented as point estimates of the parameters that determine the influence of each input variable on the probability that a point belongs to a class (e.g., stable or unstable). A Bayesian logistic approach approximates the posterior distribution over the parameters themselves, allowing for the determination of credible intervals (Fattahi and Ilghani 2020; Ohlmacher & Davis, 2003). Credible intervals increase the model reliability by quantifying the uncertainty in the model output that arises from uncertainty in the parameters. To begin the analysis, informed or uninformed prior beliefs are introduced and later updated based on observed data. In this study, the shapes of the prior distributions were assumed from the shapes of the distributions of the input variables in the case histories dataset, shown in Figure 3. The standard deviation for the priors for each parameter was set to a scale similar to the standard deviation given in Table 1 following the hierarchical Bayesian learning from data approach (Liu et al. 2021). The initial guesses for the prior distributions parameters were chosen as normal ( $N$ ), and gamma ( $G$ ) distributions,  $\beta_0 \sim N(0, 100)$ ,  $\beta_{(H,c')} \sim G(2, 8)$ ,  $\beta_{(\beta_s, \phi', \gamma)} \sim N(0, 10)$ , and  $\beta_{(r_u)} \sim N(0, 1)$ .

The prior distributions were then updated from the posterior distributions, and the progression of the traces was analyzed. The posterior distributions of the parameters were determined using Bayes' Theorem. To calculate the posterior;  $p(\text{condition}=1/\text{data})$ , it is necessary to calculate the product of the likelihood;  $p(\text{data}/\text{condition})$ , and the prior;  $p(\text{condition})$  over the observed data (Contreras and Brown 2019). The posterior is calculated using a Markov Chain Monte Carlo (MCMC) procedure because of the high dimensionality and complexity of the function. By integrating the MCMC algorithm, posterior distributions can be updated from prior distributions (Fattahi and Ilghani 2020). Markov chains are stochastic models describing sequences of possible events. Each event derives from a set of outcomes, and each outcome determines the next outcome to occur according to a fixed set of probabilities.

The chains are memoryless so that each event is predicted from information available in the current state and does not include historical information (Geyer 1992).

An MCMC procedure was used to produce representative samples for each of the model parameters. A trace plot of the MCMC sample draws ( $\beta_i$  versus time) was examined to identify anomalies and evaluate convergence (as shown in Figure 4 in section 3.1). The Bayesian analyses presented in this paper were implemented in the Python programming language (Van Rossum and Drake 2009) using the MCMC algorithm known as the No-U-Turn Sampler (NUTS). NUTS is an MCMC algorithm that resembles Hamiltonian Monte Carlo but eliminates the need for choosing the number-of-steps parameter, making it an adaptively setting path length in Hamiltonian Monte Carlo (Hoffman and Gelman 2014). A simplified summary of the general steps followed for the Bayesian MCMC approach are as follows:

- i. Select a model that relates inputs and outputs (e.g., a logistic model)
- ii. Propose prior distributions
- iii. Begin the algorithm at the current position in the parameter space ( $\beta_i$  current)
- iv. Move to a new position in the parameter space ( $\beta_i$  new)
- v. Accept or reject the movement using the prior information and available data
- vi. If the movement is accepted, move to the new position, and return to i
- vii. If the movement is rejected, remain stationary and return to step i
- viii. After a set number of movements have occurred, return all the accepted positions

## 2.4 Performance measurement

Once the posterior distributions were produced for the model parameters, the out-of-sample prediction was conducted to verify the predictive performance of the model against unseen data. Bayesian predictions are outcome values replicated from the posterior predictive distribution (the distribution of the unobserved data given the observed data) (Pedroza 2006). The predictive performance of the Bayesian and the logistic models was evaluated for (1) unseen synthetic data (i.e., the testing set) and (2) the subset of case histories selected for the model validation. To illustrate the advantage of the Bayesian approach over logistic regression when dealing with limited data, the model performance was assessed for a model produced using a fraction of the dataset (16/4,032 combinations). This is of special interest in the geotechnical field to overcome the lack of real or synthetic data for numerical assessments. The performance was measured by assessing the occurrence of false positives and false negatives. True positives were cases of unstable (failed) slopes classified as unstable. True negatives were cases of stable slopes classified as stable. False positives were slopes classified as unstable that were stable. False negatives were slopes classified as stable that were unstable.

A receiver operating characteristic (ROC) curve was constructed, and the area under the curve (AUC) was

determined (as shown in Figure 5 in section 3.2). The ROC curve is a graphical plot that illustrates the diagnostic ability of a binary classifier system when the discrimination threshold is varied. The ROC is created by plotting true positive rate versus false positive rate. The AUC measures the true positive rate and false positive rate trade-off, testing the quality of the value generated by a classifier (model) then comparing the value to a threshold. The closer a curve is to the point (0, 1), the more accurate a predictor is. According to D'Agostino et al. (2018), as a rule of thumb, AUC values above 0.85 show high classification accuracy, values between 0.75 and 0.85 show moderate accuracy, and values less than 0.75 show low accuracy. The AUC of the ROC shows the ability of the model to distinguish between classes (in this study, stable and unstable slopes).

## 3 RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1 Parameter inference

Figure 4 shows the parameter traces for the model. Figure 4 shows low serial correlation among the draws and no apparent anomalies. The dynamic trace plots show that the simulation stabilized.

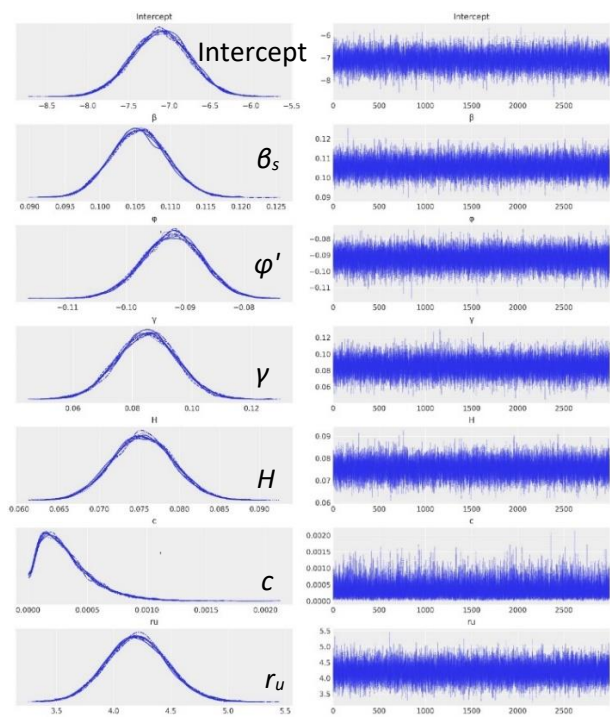


Figure 4. Dynamic trace plots of the sample values for the Bayesian model parameter estimates

After several iterations, the prior and posterior distributions were updated, and the traces for the posterior distributions with the highest density intervals (HDI) were produced. The HDI indicates values with a higher probability of occurrence for the unknown model parameters. The results are shown in Table 3. The HDI are credible intervals for the posterior distribution. The results

showed narrow ranges of higher probability density for all of the unknown model parameters, with relatively high confidence of 94%.

Table 2. Summary of the posterior predictive densities with the highest density intervals (HDI) for the model parameters

Parameters, $\beta_i$	Mean	Standard deviation	HDI 3%	HDI 97%
<i>Intercept</i>	-6.867	0.348	-7.494	-6.197
<i>H</i>	0.072	0.004	0.065	0.079
$\beta_s$	0.102	0.004	0.095	0.109
$c'$	0.000	0.000	0.000	0.001
$\phi'$	-0.093	0.005	-0.103	-0.084
$r_u$	4.147	0.265	3.649	4.643
$\gamma$	0.089	0.010	0.070	0.107

### 3.2 Model performance

The ROC and the respective AUC are presented in Figure 5. This shows that both the Bayesian model and the deterministic model were able to predict stable or unstable slopes from the synthetic data (for the six input variables) with a high classification accuracy (AUC>0.85). However, Figure 5 shows that the Bayesian model performed better than the deterministic model when predicting slope stability for the case histories dataset for a model generated with both the full and a limited dataset. The results show that the Bayesian MCMC methods increased the predictive performance of the model when evaluating the case histories dataset.

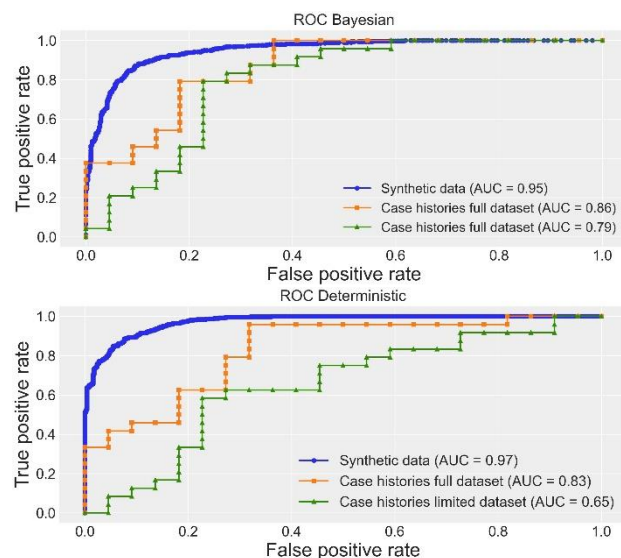


Figure 5. The receiver operating characteristic (ROC) and under the curve (AUC) as performance measurements for Bayesian and deterministic inference

## 4 CONCLUSIONS

A prediction model for the condition of soil slopes (stable or unstable) was developed by integrating limit equilibrium analyses, case histories, and Bayesian Markov Chain Monte Carlo re-parametrization. Six slope geometry and soil properties were selected as independent variables for the models. The results showed that both the Bayesian model and the deterministic model were able to predict stable or unstable slopes from the synthetic dataset (for the six input variables) with a high classification accuracy (AUC>0.85). These results showed that the predictive capacity of the models was comparable to undertaking multiple analytical LE analyses using a geotechnical software package. However, the results showed the improved ability of the Bayesian model to predict stable or unstable slopes for the case histories dataset (for the six input variables) relative to the deterministic model. These results show that the Bayesian MCMC method can be used to inform preliminary design of slopes by incorporating parameter uncertainties and random effects generally not considered by traditional deterministic studies. It should be noted that the Bayesian approach should be used as a preliminary prediction tool and for simplified approximations within the range of input parameters for which it is developed. Moreover, the model can be developed to include additional input parameters for slope case history datasets not considered in this study, such as inhomogeneous slopes constructed from layered materials.

## 5 ACKNOWLEDGEMENT

This work was supported by the Civil, Construction, and Environmental Engineering department at Iowa State University, and the program grant ACHILLES (program grant number EP/R034575/1) funded by the UK Engineering and Physical Sciences Research Council (EPSRC).

## 6 REFERENCES

Ahangar-Asr, A., Faramarzi, A., and Javadi, A. A. (2010). A new approach for prediction of the stability of soil and rock slopes, *Engineering Computations: Int J for Computer-Aided Engineering*, 27(7), 878–893.

BahooToroodi, F., Khalaj, S., Leoni, L., De Carlo, F., Di Bona, G., & Forcina, A. (2021). Reliability estimation of reinforced slopes to prioritize maintenance actions, *International Journal of Environmental Research and Public Health*, 18(2), 373.

Cheng, B., and Titterton, D. (1994). Neural networks: a review from a statistical perspective. *Statistical Science*, 2–30.

Cheng, Y. M., Lansivaara, T., and Wei, W. B. (2007). Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, 34(3), 137–150.

Christian, J. T. (1999). What Has the Finite Element Method Done for (or to) Geotechnical Engineering, Civil engineering practice, *Journal of the Boston Society of*

- Civil Engineers*, 14(2), 73–74.
- Contreras, L. F., & Brown, E. T. (2019). Slope reliability and back analysis of failure with geotechnical parameters estimated using Bayesian inference, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 628–643.
- D'Agostino, J. V., Rodgers, E., and Mauck, S. (2018). Addressing inadequacies of the observation survey of early literacy achievement, *Reading Research Quarterly*, 53(1), 51–69.
- Das, S. K., Biswal, R. K., Sivakugan, N., and Das, B. (2011). Classification of slopes and prediction of factor of safety using differential evolution neural networks, *Environmental Earth Sciences*, 64(1), 201–210.
- Duncan, J. M. (1999). Applying the finite element to practical use in geotechnical engineering. Civil engineering practice, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 14(2), 75–80.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., and Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*, John Wiley & Sons.
- Duncan, M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes, *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 577–596.
- Erzin, Y., and Cetin, T. (2013). The prediction of the critical factor of safety of homogeneous finite slopes using neural networks and multiple regressions, *Computers & Geosciences*, 51, 305–313.
- Fattahi, H., & Ilghani, N. Z. (2020). Slope stability analysis using Bayesian Markov chain Monte Carlo method, *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(3), 2609–2618.
- Geyer, C. J. (1992). Practical markov chain monte carlo, *Statistical Science*, 473–483.
- Garson, G. D. (2014). *Logistic regression: Binary and multinomial*, Asheboro, NC.
- Griffiths, D. V., and Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, 49(3), 387–403.
- Hoffman, M. D., & Gelman, A. (2014). The No-U-Turn sampler: adaptively setting path lengths in Hamiltonian Monte Carlo, *Journal of Machine Learning Research*, 15(1), 1593–1623.
- Jin-kui, R., and Wei-wei, Z. (2018). Sensitivity Analysis of Influencing Factors of Building Slope Stability Based on Orthogonal Design and Finite Element Calculation, *E3S Web of Conferences*, 53, 03076. EDP Sciences.
- Kostić, S., Vasović, N., and Sunarić, D. (2016). Slope stability analysis based on experimental design, *International Journal of Geomechanics*, 16(5), 04016009.
- Liu, T., Lu, J., Yan, Z., & Zhang, G. (2021). Statistical generalization performance guarantee for meta-learning with data dependent prior. *Neurocomputing*, 465, 391–405
- Liu, Z., Shao, J., Xu, W., Chen, H., and Zhang, Y. (2014). An extreme learning machine approach for slope stability evaluation and prediction, *Natural Hazards*, 73(2), 787–804.
- Manouchehrian, A., Gholamnejad, J., and Sharifzadeh, M. (2014). Development of a model for analysis of slope stability for circular mode failure using genetic algorithm, *Environmental Earth Sciences*, 71(3), 1267–1277.
- Memon, Y. (2018). A comparison between limit equilibrium and finite element methods for slope stability analysis, Missouri University of Science & Technology, Rolla, Missouri. 1-18. DOI: 10.13140/RG.2.2.16932.53124.
- Montgomery, D. C. (2017). *Design and analysis of experiments*. John Wiley & Sons.
- Nian, T. K., Chen, G. Q., Luan, M. T., Yang, Q., & Zheng, D. F. (2008). Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 45(8), 1092–1103.
- Ohlmacher, G. C., & Davis, J. C. (2003). Using multiple logistic regression and GIS technology to predict landslide hazard in northeast Kansas, USA, *Engineering Geology*, 69(3-4), 331–343.
- Pedroza, C. (2006). A Bayesian forecasting model: predicting US male mortality, *Biostatistics*, 7(4), 530–550.
- Rocscience Inc. (2016). "Slide 7.0 2D limit equilibrium slope stability analysis program."
- Sah, N., Sheorey, P. R., and Upadhyaya, L. (1994). Maximum likelihood estimation of slope stability, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(1), 47–53. Pergamon.
- Sakellariou, M. G., and Ferentinou, M. D. (2005). A study of slope stability prediction using neural network, *Geotechnical and Geological Engineering*, 23, 419–445.
- Svalova, A., Helm, P., Prangle, D., Rouainia, M., Glendinning, S., & Wilkinson, D. J. (2021). Emulating computer experiments of transport infrastructure slope stability using Gaussian processes and Bayesian inference, *Data-Centric Engineering*, 2.
- Samui, P., and Kothari, D. P. (2011). Utilization of a least square support vector machine (LSSVM) for slope stability analysis, *Scientia Iranica*, 18(1), 53–58.
- Trinidad Gonzalez, Y. (2017). *Comparison of design/analysis methods for pile reinforced slopes*, Graduate Thesis 15631. Iowa State University.
- Trinidad-Gonzalez, Y. (2020). *Statistical assessment of mobilized shear strength of stiff-fissured clays*, Doctoral dissertation, Iowa State University.
- Trinidad González, Y., Schaefer, V. R., and Rollins, D. K. (2020). Statistical assessment of factor of safety for pile-reinforced slopes, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(9), 1–11.
- Trinidad González, Y., Schaefer, V. R., & Rollins, D. K. (2021). Assessing Diagnostic Error of Factors of Safety of Slopes Applying Bayesian Inference, *International Journal of Geomechanics*, 21(11), 04021203.
- Van Rossum, G., & Drake, F. L. (2009). *Python 3 Reference Manual*. Scotts Valley, CA: CreateSpace.
- Yang, C., Tham Feng, X. ., Wang, Y. J., and Lee, P. K. K. (2004). Two-stepped evolutionary algorithm and its application to stability analysis of slopes, *Journal of Computing in Civil Engineering*, 18(2), 145–153.
- Zhao, H. B. (2008). Slope reliability analysis using a support vector machine, *Computers and Geotechnics*, 35(3), 459–467.



# Reliability analysis of slope stability under rapid drawdown considering transient seepage analysis and probabilistic variation of mechanical characteristics of soil



Moslem Rezvani<sup>1</sup>, Mahtab Fatehi<sup>2</sup>, Mahdi Shadab Far<sup>3</sup>, Reza Jamshidi Chenari<sup>4</sup> & Sina Javankhoshdel<sup>5</sup>

<sup>1</sup>*Mehr Rayan Geo, Tehran, Iran*

<sup>2</sup>*Civil engineering Dept., Guilan University, Rasht, Iran*

<sup>3</sup>*Civil engineering Dept., Sharif University of Technology, Tehran Iran*

<sup>4</sup>*Civil engineering Dept., Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, Canada*

<sup>5</sup>*Rocscience, Toronto, Ontario, Canada*

## ABSTRACT

This paper combines transient groundwater analysis with a Random Limit Equilibrium Method (RLEM) to assess the safety of an embankment dam under water level variations. To this end, shear strength parameters, i.e., cohesion and friction angle, are modeled as random variables. The prevailing uncertainties of soil hydraulic characteristics are taken into account by considering multiple deterministic assumptions for the variation of the hydraulic conductivity. An extensive set of random realizations are then generated for the upstream embankment slope under various water levels. Each of the generated realizations is then introduced into the limit equilibrium analysis to determine the non-circular slip surface found using different approximate methods (such as...). The results are then processed to calculate the overall failure probability of the slope. By incorporating time into the limit-state function, the relationship between safety factor, time, and failure probability is established as probability contours to provide a practical tool for slope stability evaluation. A reliability sensitivity analysis is further performed to measure the influence of hydraulic conductivity on the slope failure probability and to find the critical time.

## RÉSUMÉ

Cet article combine l'analyse d'écoulement transitoire de l'eau à travers un barrage avec une méthode d'équilibre limite aléatoire (RLEM) pour étudier la sécurité d'un barrage en remblai en considérant la variation du niveau d'eau. Pour cela, les paramètres de résistance au cisaillement, c'est-à-dire la cohésion et l'angle de frottement, sont modélisés comme des variables aléatoires. Les incertitudes prévalant sur les caractéristiques hydrauliques du sol sont également prises en compte en considérant de multiples hypothèses déterministes pour la conductivité hydraulique, afin de couvrir sa variation de manière alternative. Un vaste ensemble de réalisations aléatoires est ensuite généré pour la pente du barrage en remblai pour différents niveaux d'eau. Chacune des réalisations générées est ensuite introduite dans l'analyse d'équilibre limite pour déterminer la surface de glissement non circulaire trouvée à l'aide de différentes méthodes approchées. Les résultats sont ensuite traités pour calculer la probabilité de défaillance globale de la pente.

## 1 INTRODUCTION

Earth dams are one of the most prevailing types of dams across the world, which have gained the attention and interest of geotechnical engineers throughout the years (Wang *et al.* 2018). Due to the fluctuation of water levels caused by seasonal flows, generation of electricity, and rapid drawdown, and the fact that these dams are aging, their stability has become one of the most challenging geohazards (Wang *et al.* 2020).

The drawdown refers to a condition in which a fully or partially submerged embankment experiences a reduction or emptying of the upstream (reservoir) water level. Over the years, a significant number of embankment failures have been related to rapid drawdown conditions (Dai *et al.* 2004 and Siacara *et al.* (2020). Therefore, it is critical to assess the stability of embankment under these conditions. During a drawdown, the pore water pressure in an

embankment cannot be drained at the same rate as the drawdown, especially in fine-grained materials. In some cases, during a drawdown the pore water pressure (PWP) distribution could persist and reflect the same initial water conditions during a considerable amount of time. In this case, the phreatic surface in the embankment would be higher than the upstream water level, resulting in a reverse transient flowing condition. Hence, the soil shear strength along the potential critical slip surface will decrease due to high pore water pressure generated by transient seepage. Moreover, the hydrostatic stabilizing force will be removed, which aggravates the destabilizing conditions (Siacara *et al.* 2020).

Since rapid drawdown has serious impacts on the stability of slopes and embankments, it must be taken into account during the dam stabilization design process (Munger *et al.* 2009). Numerous deterministic approaches have been developed during the last several years to

assess the stability of embankments under such loading conditions. Morgenstern (1963) developed widely accepted stability charts for earth slopes subjected to rapid drawdown. Fattah *et al.* (2015) analyzed the stability of a dam under different unloading conditions. Shrivastava *et al.* (2021) investigated dam stability using the factor of safety (FOS) under two conditions of slow and instantaneous drawdown.

As embankments are constructed using natural materials, some of their characteristics, including shear strength parameters and the hydraulic conductivity are inherently variable. Furthermore, soil properties of the slope fill could vary spatially due to the compaction and the layered construction procedure. Consequently, it is recommended to use probabilistic analyses to obtain more realistic results (Guo *et al.* 2019).

The literature review revealed that there are numerous studies available based on a probabilistic approach that focus on the analysis of slopes considering inherent variability of soil strength properties (Javankhoshdel and Bathurst 2014; Javankhoshdel and Bathurst 2016, Javankhoshdel *et al.* 2017). A comprehensive review of such methods can be found in Shahmalekpour *et al.* (2020).

Xu *et al.* (2006), Poddar *et al.* (2016), and Mouyeaux *et al.* (2018) examined the stability of embankments under rapid drawdown conditions using the probabilistic analysis method. According to Siacara *et al.* (2020), saturated hydraulic conductivity ( $K_s$ ), friction angle ( $\phi'$ ), and cohesion ( $c'$ ) are the random variables, which have the greatest effect on the failure probabilities. The critical time and critical slip surfaces in deterministic analyses differ significantly from those in probabilistic analyses due to the cumulative effect of parameters' random variability.

Even though the probabilistic approach has been extensively used by researchers, to the best of the authors' knowledge and based on a comprehensive literature review, the randomness of soil strength parameters (cohesion and friction angle) and hydraulic conductivity have rarely been introduced simultaneously into a rapid drawdown analysis package. To this end, the reliability of a random homogeneous embankment has been investigated in this study by taking hydraulic and strength parameters as random variables over different time periods.

## 2 METHODOLOGY

In this paper, Slide2 software (Rocscience Inc. 2021), was used to assess slope stability and perform rapid drawdown and seepage analysis over a range of time periods. This software is capable of performing probabilistic analyses on a variety of geotechnical structures, including embankments and soil or rock slopes, under various conditions such as rapid drawdown. Figure 1 provides the general procedure for the deterministic and probabilistic slope stability analysis as is the one presented in this paper.

The slope stability problem is generally characterized by specifying the slope geometry, boundary conditions, as well as the geological and hydraulic properties of the different embankment materials. Limit equilibrium method

(LEM) is one of the most practical methods to evaluate the stability of a slope, which is characterized by a single term 'factor of safety (FOS). In this method, the assumed failure mass is divided into different slices, and the forces acting upon each slice will be calculated. The term FOS is defined as the ratio of the driving forces (forces, which tend to destabilize the slope such as gravity or hydraulic forces) and resisting forces (forces which resist to stabilize the slope, including the mobilized shear strength of the sliding material). The FOS equation can be written as:

$$FOS = \frac{\sum Resisting Forces}{\sum Driving Forces} \quad [1]$$

The shear strength of unsaturated soils can be defined by an extended Mohr-Coulomb criterion, which has been proposed by Vanapalli *et al.* [14] as follows:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) S_e \tan \phi' \quad [2]$$

where  $\tau$  is the shear strength,  $\sigma$  is the total normal stress,  $(u_a - u_w)$  is the matrix suction contributing to the apparent cohesion of the material, and  $c'$ ,  $\phi'$  are the effective cohesion and friction angle, respectively. In the realm of probabilistic slope stability analysis, the above-mentioned process will be repeated based on the chosen number of realizations.

Due to the uncertainty in geological and hydraulic properties of materials, the output of deterministic analysis, i.e., safety factor, is also associated with a margin of uncertainty. This led to the development of probabilistic models as an alternative to deterministic approaches. There are various probabilistic methods, which can be applied to slope stability analyses, including approximate methods (Garcia *et al.* 2017), first- and second-order reliability methods (Shadabfar *et al.* 2020), and Monte Carlo simulation (MCS) (Shadabfar *et al.* 2019). Monte Carlo simulation is an algorithm, which relies on repeated random sampling to quantify risk and the uncertainty (Raychadhuri *et al.* 2008). Salgado *et al.* (2014), Jamshidi Chenari and Alaie (2017) and Abbaszadeh *et al.* (2011) have carried out probabilistic/stochastic slope stability analyses using MCS approach. The Latin Hypercube sampling (LHS), which has been adopted as a sampling method in this study, is a recent method that gives similar results in comparison to MCS method with fewer samples. In this method, the range of each variable will be divided into several segments with equal probability, which results in better distribution of samples (Mafi *et al.* 2021; Javankhoshdel *et al.* 2021; Dastpak *et al.* 2021)

For the limit equilibrium part of the analysis, the Spenser method in conjunction with a global Metaheuristic optimization technique (Cuckoo search) and a local optimization technique (Surface Altering Optimization) were used in this study.

To perform a probabilistic analysis using the limit equilibrium method, first random variables were defined. Then, statistical parameters of variables, including probability distribution function (PDF), standard deviation, and coefficient of variation (COV) were specified.

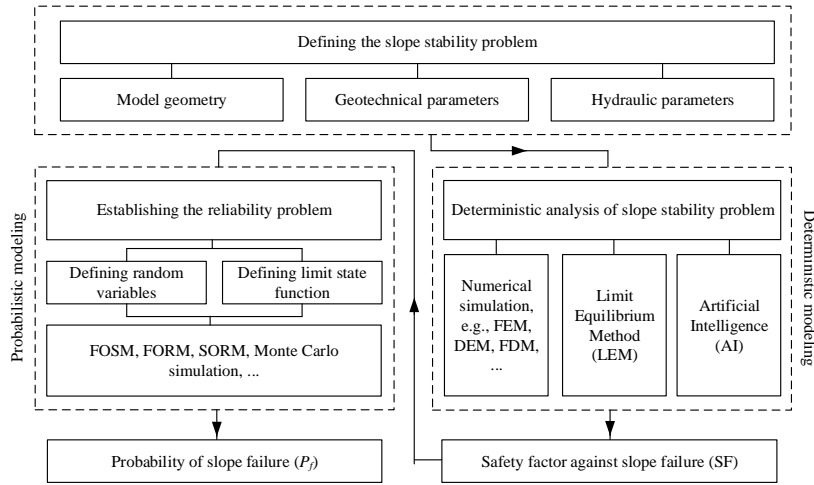


Figure 1. An overview of the deterministic and probabilistic modeling of slope stability problem (This flowchart is drawn by the authors. However, the content of the flowchart can be found in Huang (2014).

Subsequently, using random properties of input parameters determined previously, probability of failure (Pf) is evaluated from the multitude of deterministic slope stability analyses. Pf was defined as the number of cases with a factor of safety less than one divided by the total number of realizations.

### 3 TRANSIENT SEEPAGE ANALYSIS

Transient-state seepage is a type of seepage analysis in which the pore water pressure in the embankment changes over time due to the variations in the reservoir water level. Rapid drawdown generates changes in hydraulic boundary conditions, which in turn causes changes in the pore water pressure. Slide2 employs an uncoupled transient seepage analysis along with the limit equilibrium method to assess the stability of the slopes affected by changes in hydraulic boundary conditions over a certain amount of time.

According to Darcy's law, the specific discharge through a saturated soil is given by:

$$q = K \times i \quad [3]$$

where  $q$  is the discharge rate,  $K_s$  is the hydraulic conductivity of soil, and  $i$  is the hydraulic gradient. Research showed that this equation can be extended and applied to either steady state or transient seepage analysis.

Richard (1931) derived a two-dimensional seepage equation in unsaturated media as follows:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad [4]$$

where  $K_x$  and  $K_y$  are the horizontal and vertical hydraulic conductivities, respectively,  $h$  is the total head,  $Q$  is an external applied boundary flux, and  $\theta$  is the volumetric water content. Darcy's law equation assumed that there is a flow continuity.

## 4 ANALYSIS AND RESULTS

### 4.1 Model Description

The slope stability reliability analyses were performed on an embankment constructed entirely of a single homogenous clay soil. Figure 2 shows a schematic illustration of the studied model and various water level stages during rapid drawdown condition are demonstrated accordingly. The total height of the embankment and initial water level (WL1) were 12 m and 10 m, respectively.

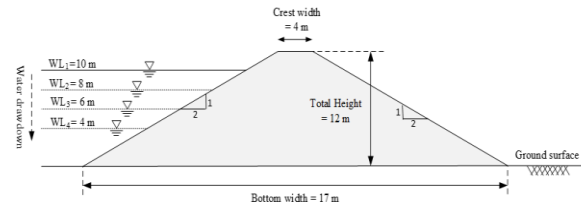


Figure 2. Schematic illustration of the model geometry and various water levels (WL)

Table 1 shows the statistics of soil strength parameters, which were considered as random variables in this study. The Mohr-Coulomb failure criterion was used to represent the soil strength.

Table 1. Soil design parameters

Symbol	Mean Value	COV (current study)	COV (literature)	Source(s)
$c$	10 kPa	0.5	0.1-0.55 0.3-0.5	Phoon and Kulhawy (1999) Schneider and Schneider (2013)
$\phi$	20°	0.2	0.1-0.2	Phoon and Kulhawy (1999)
$\gamma$	20 KN/m <sup>3</sup>	—	—	—



The rapid drawdown condition was conducted in four different time stages. As illustrated in Figure 3, the rapid drawdown occurred over a 50-hour period with time steps of 5, 10, 20, and 50 hours.

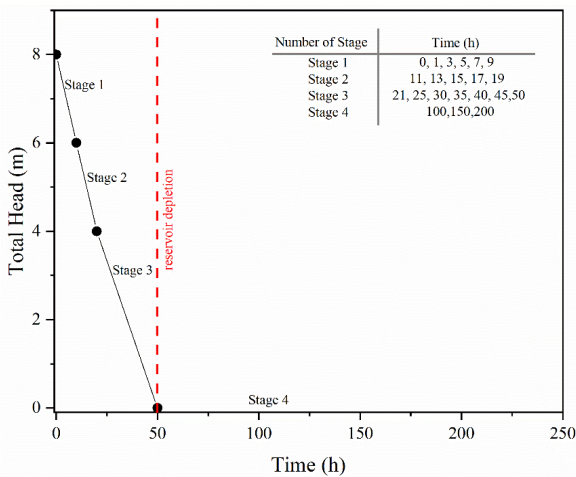


Figure 3. Total head versus time elapsed

Rapid drawdown is usually simulated with a transient flow analysis. In this study, the FOS of the embankment was evaluated in different time steps. Figure 3 shows a table with the time instants at which the FOS was calculated. According to Fattah et al. (2017) the embankment stability is likely to be critical in the initial stage of water dropdown. Thus, more time instants were selected in the stage 3 in the early hours of the rapid drawdown.

#### 4.2 Probabilistic analyses and results

For the probabilistic slope stability analysis under rapid drawdown conditions, Slide2 software was used with 2000 realizations generated by the Latin-Hypercube sampling method. Soil strength parameters, such as cohesion and friction angle, were considered as random variables. Several hydraulic conductivity ( $K_s$ ) values and the variation of this parameter were considered in the analysis. According to Benson and Trast (1995), the range of the hydraulic conductivity for clay is between  $10^{-11}$  m/s and  $10^{-7}$  m/s; therefore, hydraulic conductivity values were chosen within the proposed range. Jamshidi Chenari and Behfar (2017) have reported a broad range of variability of the hydraulic conductivity of natural soil deposits. However, as far as the engineered fills are concerned, the covariance (COV) is not unexpectedly notably lower than reported in literature. To this end, a COV of 80% was assumed for the mean hydraulic conductivity value of  $10^{-7}$  m/s.

Figure 4 shows the results of the analyses for each hydraulic conductivity. As illustrated, each failure probability curve has two distinct peaks. The first peak occurred during the first rapid drawdown stage, i.e., 5hr in this analysis, and the second one occurred following the initial span of rapid drawdown, i.e., after 5hr. This is due to the slow decrease of pore water pressure, which has a direct correlation with the hydraulic conductivity values. As the first peaks of the graphs have almost adopted the same

values, it can be deduced that the probability of failure was more related to reducing the upstream water level in the first time-span. On the other hand, following the first rapid drawdown time step, the results show a direct link between the hydraulic conductivity and the probability of failure being distinctively sensitive to the hydraulic conductivity values adopted.

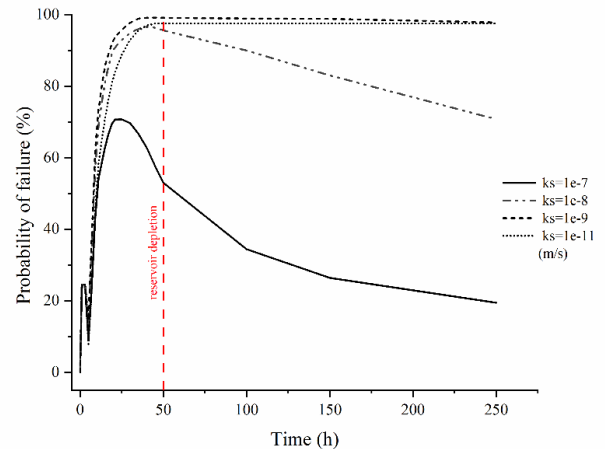


Figure 4. Probability of failure in different time instants and adopted hydraulic conductivities

Nevertheless, in practice, soil strength parameters are correlated with the hydraulic conductivity. Thus, the hydraulic conductivity should have been varied as well. To address this issue, a log-normal distribution function, with  $K_s=10^{-07}$  m/s as the mean and COV of 80%, was graphed, as shown in Figure 5. Afterwards, some sample points were chosen on the graph to be included in the probabilistic analysis.

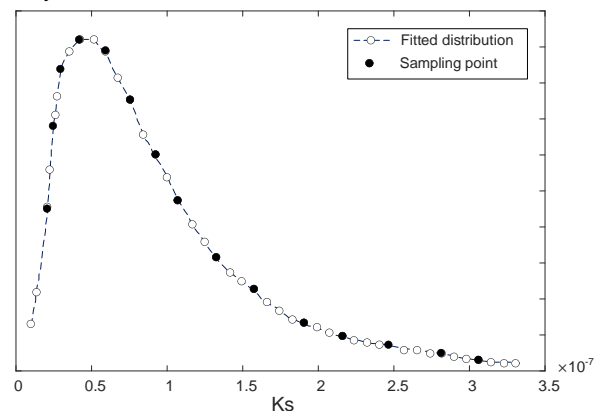


Figure 5. Log-normal distribution for the hydraulic conductivity ( $\mu_{K_s} = 10^{-07}$  m/s,  $COV_{K_s}=80\%$ )

As shown in Figure 6, increasing the value of hydraulic conductivity (i.e., selecting samples toward the right tail of the distribution), decreases the probability of failure and consequently increases the factor of safety.

The variability of the probability of failure was calculated among the distribution of hydraulic conductivity

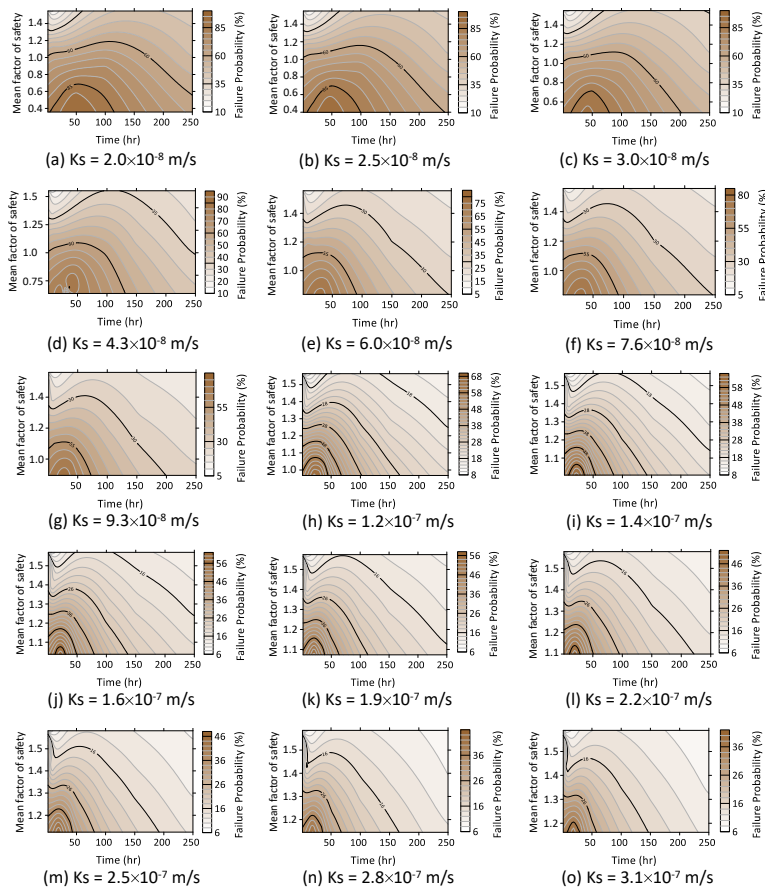


Figure 6 shows the relationship between the factor of safety and failure probability at various time instants for each selected hydraulic conductivity value.

for all the corresponding time slots and displayed as a separate contour plot in Figure 7. The highest variation of the probability of failure takes place in the time span of 100-140 hours, with the safety factors ranging from 1 to 1.3. This higher variability of the probability of failure is imputable to the fact that at longer time spans, the effect of hydraulic conductivity becomes more eminent. In other words, the cases with higher permeability values would render probability of failure values way more different from those emanating from a low permeability case. On the other side of the spectrum, in short time, the hydraulic conductivity variance does not pose any major difference in the estimated probability of failure as the developed pore water pressure in different cases are still high.

It is also noteworthy that the samples drawn from the left tail of the hydraulic conductivity distribution have a high probability of failure during this period. On the contrary, for the samples selected from the right tail of the distribution, the failure probability is low in the long run. Thus, yielding higher variance in the estimation of probability of failure.

## 5 DISCUSSION

A different representation of the factor of safety data, acquired through Monte Carlo simulations using Slide2 is to plot them against their respective standard normal variable values as depicted in Figure 8. Similar plots for two different hydraulic conductivities and two extremum time slots have been demonstrated to elaborate more on the joint contribution of time and permeability in reliability of slope stability analysis. It is observed that almost in all cases, the distribution of safety factor data is lognormal, as substantiated by the analysis results decently fitted to the ideal lognormal line in a semi-logarithmic scale. Another observation is the slope of the line, which reflects the reciprocal of CoV of the safety factor data. The higher the CoV value, the flatter the Z-FS line would be. This observation is in line with what was noticed from Figure 4. In other words, the high variability of safety factor constitutes higher probability of failure, or higher chance of the appearance of factor of safety values lower than the threshold value, (FOS equal of one in this case).

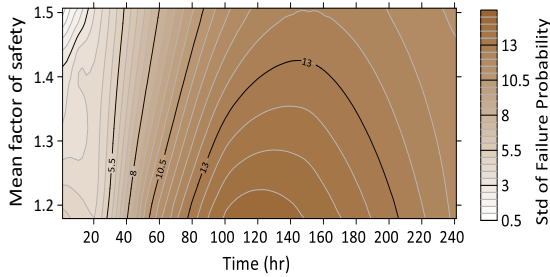
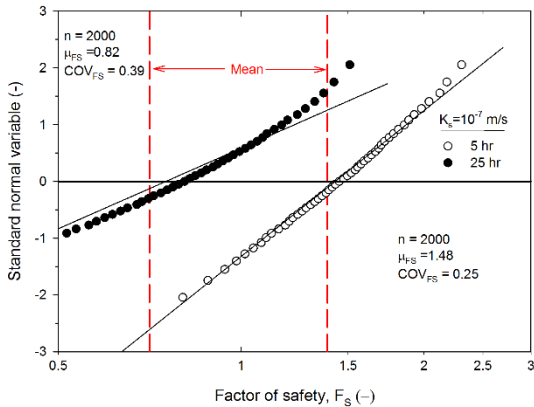
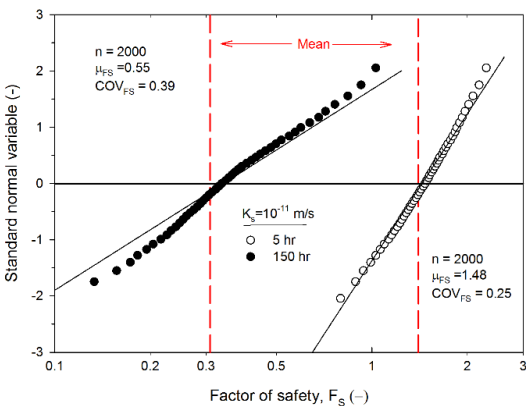


Figure 7. Variability of the failure probability caused by the variation in hydraulic conductivity



a)



b)

Figure 8. Variability of the failure probability caused by the variation in hydraulic conductivity

## 6 CONCLUSION

The aim of this study was to assess the reliability of an embankment under rapid drawdown conditions. To this end, the soil strength parameters, such as cohesion and friction angle, were considered as random variables, followed by probabilistic analysis over a range of constant hydraulic conductivities. It was concluded that the

probability of failure in these cases can be interpreted in two parts:

- The initial peak happened in the first time-step of drawdown (5 hours in this study). This part is more related to decreasing the water level in the upstream.
- The second peak occurred in the second time step of drawdown (after 5 hours in this study). This part has a strong relation with hydraulic conductivity, causing the probability of failure to reach about 100 percent for clays with low hydraulic conductivity (e.g.,  $K_s = 1 \times 10^{-9}$  m/s).

Moreover, to examine the correlation between hydraulic and the shear strength parameters, a log-normal distribution function was adopted for a hydraulic conductivity ( $\mu_{K_s} = 1 \times 10^{-7}$  m/s) given as the mean and COV of 80%, followed some probabilistic analyses. The results indicated that the highest effects of hydraulic conductivity occur in time period between 100 and 140 hours when safety factor ranging between 1 and 1.3. This information is critical for safety evaluations because it indicates the condition when the embankment is most vulnerable to changes in water level.

## 7 REFERENCES

- Abbaszadeh, M., Shahriar, K., Sharifzadeh, M. and Heydari, M., 2011. Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability: a case study from Sungun copper mine. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(4), pp.581-596.
- Benson, C.H. and Trast, J.M., 1995. Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. *Clays and Clay Minerals*, 43(6), pp.669-681.
- Dai, F.C., Deng, J.H., Tham, L.G., Law, K.T. and Lee, C.F., 2004. A large landslide in Zigui County, Three Gorges area. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), pp.1233-1240.
- Dastpak, P., Jamshidi Chenari, R., Cami, B. and Javankhoshdel, S., 2021. Noncircular Deterministic and Stochastic Stability Analyses and Design of Simple Geosynthetic-Reinforced Soil Slopes. *International Journal of Geomechanics*, 21(9), p.04021155.
- Fattah, M.Y., Omran, H.A. and Hassan, M.A., 2015. Behavior of an earth dam during rapid drawdown of water in reservoir—case study. *International Journal of Advanced Research*, 3(10), pp.110-122.
- Fattah, M.Y., Omran, H.A. and Hassan, M.A., 2017. Flow and stability of Al-Wand earth dam during rapid drawdown of water in reservoir. *Acta Montanistica Slovaca*, 22(1).
- Guo, X., Dias, D. and Pan, Q., 2019. Probabilistic stability analysis of an embankment dam considering soil spatial variability. *Computers and Geotechnics*, 113, p.103093.
- Jamshidi Chenari, R. and Alaie, R., 2015. Effects of anisotropy in correlation structure on the stability of an undrained clay slope. *Georisk: Assessment and Management of Risk for engineered systems and Geohazards*, 9(2), pp.109-123.

- Jamshidi Chenari, R. and Behfar, B., 2017. Stochastic analysis of seepage through natural alluvial deposits considering mechanical anisotropy. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 50(2), pp.233-253.
- Javankhoshdel, S. and Bathurst, R.J., 2014. Simplified probabilistic slope stability design charts for cohesive and cohesive-frictional (c- $\phi$ ) soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(9), pp.1033-1045.
- Javankhoshdel, S. and Bathurst, R.J., 2016. Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and c- $\phi$  slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), pp.839-853.
- Javankhoshdel, S., Cami, B., Jamshidi Chenari, R., and Dastpak, P., 2021. Probabilistic analysis of slopes with linearly increasing undrained shear strength using RLEM approach. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 8(1), pp.114-141.
- Javankhoshdel, S., Luo, N. and Bathurst, R.J., 2017. Probabilistic analysis of simple slopes with cohesive soil strength using RLEM and RFEM. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 11(3), pp.231-246.
- Mafi, R., Javankhoshdel, S., Cami, B., Jamshidi Chenari, R. and Gandomi, A.H., 2021. Surface altering optimisation in slope stability analysis with non-circular failure for random limit equilibrium method. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 15(4), pp.260-286.
- Moregenstern, N., 1963. Stability charts for earth slopes during rapid drawdown. *Geotechnique*, 13(2), pp.121-131.
- Mouyeaux, A., Carvajal, C., Bressolette, P., Peyras, L., Breul, P. and Bacconnet, C., 2018. Probabilistic stability analysis of an earth dam by Stochastic Finite Element Method based on field data. *Computers and Geotechnics*, 101, pp.34-47.
- Munger, D.F., Bowles, D.S., Boyer, D.D., Davis, D.W., Margo, D.A., Moser, D.A., Regan, P.J. and Snorteland, N., 2009, April. Interim tolerable risk guidelines for US Army Corps of Engineers dams. In *Managing our Water Retention Systems: Proceedings of the 29 th Annual United States Society on Dams Conference* (pp. 1125-1141).
- Napa-García, G.F., Beck, A.T. and Celestino, T.B., 2017. Reliability analyses of underground openings with the point estimate method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 64, pp.154-163.
- PPhoon, K.K. and Kulhawy, F.H., 1999. Characterization of geotechnical variability. *Canadian geotechnical journal*, 36(4), pp.612-624.
- Poddar, N., Metya, S., Barman, A.K. and Bhattacharya, G., 2016. Deterministic and probabilistic stability analysis of earth slopes during rapid drawdown. In *50th Indian Geotechnical Conference. College of Engineering, Pune, India*.
- RRaychaudhuri, S., 2008, December. Introduction to monte carlo simulation. In *2008 Winter simulation conference* (pp. 91-100). IEEE.
- RRichards, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), pp.318-333.
- SSalgado, R. and Kim, D., 2014. Reliability analysis of load and resistance factor design of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1), pp.57-73.
- SSchneider, H.R. and Schneider, M.A., 2013. Dealing with uncertainties in EC7 with emphasis on determination of characteristic soil properties. *Modern geotechnical design codes of practice*, pp.87-101.
- Shrivastava, S. and Sahoo, S.N., 2021. *Seepage and Stability Analysis of Earthen Dam in Slow and Rapid Drawdown Conditions* (No. 5011). EasyChair.
- SSiacara, A.T., Beck, A.T. and Futai, M.M., 2020. Reliability analysis of rapid drawdown of an earth dam using direct coupling. *Computers and Geotechnics*, 118, p.103336.
- SSica, S., Pagano, L. and Rotili, F., 2019. Rapid drawdown on earth dam stability after a strong earthquake. *Computers and Geotechnics*, 116, p.103187.
- SSHadab Far, M., Wang, Y. and Dallo, Y.A., 2019. Reliability analysis of the induced damage for single-hole rock blasting. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 13(1), pp.82-98.
- SSHadabfar, M., Huang, H., Kordestani, H. and Muho, E.V., 2020. Reliability analysis of slope stability considering uncertainty in water table level. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 6(3), p.04020025.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. and Clifton, A.W., 1996. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), pp.379-392.
- Wang, B., Chen, Y., Wu, C., Peng, Y., Song, J., Liu, W. and Liu, X., 2018. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, 562, pp.692-702.
- Wang, L., Wu, C., Gu, X., Liu, H., Mei, G. and Zhang, W., 2020. Probabilistic stability analysis of earth dam slope under transient seepage using multivariate adaptive regression splines. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79(6), pp.2763-2775.
- Xu, B. and Low, B.K., 2006. Probabilistic stability analyses of embankments based on finite-element method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), pp.1444-1454.
- Huang, Y.H. 2014. *Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method: Fundamentals and Methods* ASCE Press.



# Conceptual landslide velocity transition models for a range of landslide behaviour types

Michael Porter<sup>1</sup>, Pete Quinn<sup>2</sup> & Pete Barlow<sup>3</sup>

<sup>1</sup>BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada

<sup>2</sup>BGC Engineering Inc., Ottawa, ON, Canada

<sup>3</sup>BGC Engineering Inc., Edmonton, AB, Canada



## ABSTRACT

The potential variability in velocity of normally slow-moving landslides has important implications for risk assessment, design, monitoring, and maintenance of infrastructure. A conceptual approach to predict landslide velocity probability distributions using landslide observations, engineering judgment and Markov models is reviewed. Landslide behaviour types that link historical evidence of landslide displacement and mechanisms of movement to probabilistic predictions of future velocity are proposed. Tentative velocity transition matrices are proposed for five landslide behaviour types which yield limiting state probability vectors corresponding to long-term average annual landslide displacements ranging from 1 cm/yr to 1 m/yr. Typical model outputs are provided and potential model applications are discussed.

## RÉSUMÉ

La variabilité potentielle de la vitesse des glissements de terrain normalement lents a des implications importantes pour l'évaluation des risques, la conception, la surveillance et l'entretien des infrastructures. Une approche conceptuelle pour prédire les distributions de probabilité de vitesse de glissement de terrain à l'aide d'observations de glissement de terrain, d'un jugement d'ingénierie et de modèles de Markov est examinée. Des types de comportement de glissement de terrain qui relient les preuves historiques du déplacement des glissements de terrain et des mécanismes de mouvement aux prédictions probabilistes de la vitesse future sont proposés. Des matrices de transition de vitesse provisoires sont proposées pour cinq types de comportement de glissement de terrain qui produisent des vecteurs de probabilité d'état limite correspondant aux déplacements annuels moyens à long terme des glissements de terrain allant de 1 cm/an à 1 m/an. Des sorties de modèles typiques sont fournies et des applications potentielles de modèles sont discutées.

## 1 INTRODUCTION

The velocity of normally slow-moving landslides (those that typically move on the order of millimetres to metres per year) in clays and flat-lying mudstones and shales will often vary seasonally and from year to year in response to a range of factors that can alter the forces resisting and promoting movement.

In a large inventory of landslides, some may reside in an inactive or extremely slow-moving state for decades or centuries until weathering, erosion, changes in groundwater conditions or human activity triggers a reactivation. Others may almost always be active and may accelerate or decelerate quickly in response to relatively modest changes in environmental conditions. Some landslides may exhibit geomorphic evidence of past episodes of higher mobility via earth flows and shallow translational slides, while others may appear to have always moved as relatively deep-seated intact blocks, likely at slow rates except during rare periods of retrogression. Others still may have only moved a few tens of metres over the entire Holocene and may in fact be relict. This geomorphic interpretation of landslide behaviour over geologic time, coupled with an understanding of current landslide movement rates and factors controlling stability, can provide useful insight to future behaviour.

The potential variability in velocity of normally slow-moving landslides has important implications for risk assessment, design, monitoring, maintenance, and rehabilitation of infrastructure. For example, Porter et al.

(2019) described how pre-existing and normally slow-moving landslides within the Western Canada Sedimentary Basin (WCSB) cause damage to infrastructure with estimated economic impacts likely exceeding \$281 to \$450 million per year. Landslides in the WCSB typically occur on gentle to moderate slopes in glaciolacustrine sediments, tills, and underlying clay shale, are often deep-seated, and are most often dormant or slow-moving. Occasionally, in response to progressive failure, changes in the natural environment, or human activity, they reactivate or accelerate. It is during these periods of elevated activity and velocity that much of the safety, economic and environmental losses occur. Quantifying the probability of a change from dormant to active, or the potential for changes in landslide velocity class, presents a real-world challenge to engineers and geoscientists practicing in this area.

The timing and significance of changes in most of the factors contributing to a change in landslide velocity cannot be predicted with certainty. Even following considerable investigative effort, landslides subject to environmental factors, human activity, and time are often poorly understood and are perhaps best thought of as dynamic probabilistic systems.

Porter (2020) proposed that treating landslide velocity classes as condition states, and velocity class transitions as a Markov process, might yield useful insight to the probability of these transitions. Porter (2021) expanded on this idea by introducing a proposed range of landslide behaviour types applicable to pre-existing slow-moving

clay landslides. Each landslide behaviour type was associated with a defined long-term average annual movement rate. An approach to developing velocity class transition matrices for each behaviour type was proposed such that the long-term distribution of landslide velocity class probabilities, as determined through a Markov chain analysis, multiplied by the assumed mean annual displacement associated with each velocity class, would yield the specified long-term average annual movement rate.

This paper continues to build on that earlier work. Proposed landslide velocity classes and annual displacement criteria are updated. Some basic characteristics of Markov models are briefly reviewed. The proposed five landslide behaviour types are described in greater detail and updated velocity class probability transition matrices are presented for each behaviour type. Two approaches to modelling are discussed: Markov chain analysis using matrix operations, and Monte Carlo Simulation. Example model outputs are presented, and potential model applications are discussed.

## 2 LANDSLIDE VELOCITY AND ANNUAL DISPLACEMENT CRITERIA

Landslide velocity influences several of the factors used to quantify landslide risk and to model the deterioration of infrastructure crossing or proximal to pre-existing landslides. Faster landslides:

- often have greater mobility and potential for retrogression, increasing the spatial probability that nearby infrastructure will be physically impacted by landslide movement;
- develop potentially damaging displacements more quickly and provide less time for avoidance, increasing the temporal probability of impact;
- impose higher impact loads or reduce the time to failure for infrastructure that can accommodate some amount of displacement, increasing infrastructure vulnerability;
- require more intensive, frequent, and costly maintenance interventions to address non-catastrophic, chronic displacements and their effects; and
- complicate efforts to repair infrastructure and restore service following an outage, increasing economic impacts.

Therefore, where infrastructure is exposed to hazard from a pre-existing and normally slow-moving landslide, the probabilities of faster landslide velocities occurring are ideally considered as part of a risk assessment or asset deterioration model.

### 2.1 Applicable Landslide Mechanisms

Normally slow-moving landslides in clay overburden and flat-lying mudstones and shale are encountered in many regions throughout the world. The work presented herein is heavily influenced by the authors' experience with landslides in the WCSB, river valleys throughout central and southern British Columbia, and in the residual soils and

colluvial deposits encountered throughout Appalachia in the eastern United States.

Common landslide mechanisms in the WCSB include deep-seated compound or translational slides along weak bedding planes in shale and glaciolacustrine clay, rotational slides in till and glaciolacustrine sediments, and earth flows of variable thickness in colluvium. Similar landslide mechanisms seated in Tertiary-age mudstones, tills, glaciolacustrine sediments and colluvium are commonly encountered in deep river valleys throughout British Columbia (e.g., Rouse and Mathews, 1979; Evans, 1982). Slow-moving landslides in Appalachia tend to be shallow to moderately deep-seated and occur within residual soils and colluvium derived from shales and mudstones. Most of these landslides move at rates ranging from Extremely Slow to Slow according to the velocity classification of Cruden and Varnes (1996) shown in the second and third columns of Table 1. Rapid to Extremely Rapid slides and flows are rare but can initiate in till, normally and over-consolidated glaciolacustrine sediments and colluvium, and along over-steepened slopes where a cap of stronger rock overlies weaker shale (e.g., Geertsema et al., 2006). First time slides, retrogression events and the formation of active wedges can result in Rapid to Very Rapid movements which may only persist for a few hours or days (e.g., Krahn et al., 1979; Cruden et al., 2003).

Table 1. Modified landslide velocity classification after Cruden and Varnes (1996)

Class	Description	Typical velocity	Proposed annual displacement criteria (m)	Proposed mean annual displacement (m)
7	Extremely rapid	>5 m/sec		
6	Very rapid	>3 m/min		
5	Rapid	>1.8 m/hr		
4+	Moderate	>13 m/mo	>16	64
3	Slow	>1.6 m/yr	>1.6	6.4
2b	Very slow	>160 mm/yr	>0.16	0.64
2a	Very slow	>16 mm/yr	>0.016	0.064
1	Extremely slow	<16 mm/yr	>0.0016	0.005
0	Dormant	0 mm/yr	<0.0016	0

Note: Class 4+ refers to all velocity classes Moderate or greater

The conceptual approach to modelling the probabilities of landslide velocity transitions outlined below is expected to be applicable in other regions where similar geological conditions and landslide mechanisms are present. As currently formulated the approach is not applicable to many other types of landslides including those in sensitive clays, rock falls, or debris flows. The approach is also not directly applicable to rockslides in folded and faulted sedimentary rock.

### 2.2 Proposed Velocity Classes

Mansour et al. (2011) compiled examples of damage from slow-moving landslides and demonstrated that the expected degree of damage can be related to the landslide velocity or cumulative displacement. Often minor to no damage is reported for infrastructure impacted by

Extremely Slow landslides unless movements continue to accumulate for decades. Expected damage from Very Slow landslides can vary widely, however, ranging from increased maintenance costs at the lower end of the range to complete loss of serviceability or infrastructure collapse at the high end of the range. Consequently, and as proposed by Porter (2020), we have subdivided the Very Slow velocity class into Class 2a and 2b to provide greater granularity for hazard and risk assessment and asset deterioration modelling. In the work that follows we reference the velocity class numbers listed in the left column of Table 1.

### 2.3 Reasons for Use of Annual Displacement Criteria

Data and inferences of landslide velocity can come from several sources. Traditionally these included slope inclinometer and survey monument readings, field observations, and comparisons of aerial photographs. These data are typically collected at a frequency of a few times per year or less. Repeat lidar surveys allow for the assessment of topographic change and inferred landslide movement rates over wide geographic areas, though often the time between surveys is still several years, and displacements must be annualized to infer average velocities. Shape acceleration arrays, in-place inclinometers, and satellite-based InSAR and global navigation satellite systems (GNSS) can provide high frequency or near real-time data on landslide velocity, but such tools are typically only deployed on a small fraction of landslides of interest. Consequently, the actual velocity of most landslides of interest is almost never known.

Landslide velocity often varies seasonally. The slower velocity classes (e.g., 1 and 2a) are sometimes maintained year-round, while Velocity Classes 4 and greater rarely persist for more than a few hours or days.

To address ambiguity arising from annual variability in landslide velocity and differing frequencies of displacement observations that might be used to calibrate models of landslide velocity class transition probabilities, we propose that velocity classes be associated with the total measured or inferred annual displacements shown in the fourth column of Table 1. Displacements will typically be as recorded at ground surface near to where infrastructure is (or may potentially be) impacted. In some instances, it may also be practical to consider measured displacements on defined shear surfaces for deeper-seated slides.

The proposed boundary between Velocity Class 3 and 4+ is 16 metres per year which, as a matter of convenience, is one order of magnitude greater than the proposed boundary between Velocity Class 2b and 3. In our opinion this criteria is reasonable because landslides that move more than 16 metres in a given year likely moved at an instantaneous rate exceeding 13 metres per month (i.e., Cruden and Varnes' (1996) boundary between Slow and Moderate) for some period of time within that year. Exposure to displacements in excess of 16 m per year are also expected to quickly bring most types of infrastructure to their ultimate limit state, irrespective of whether that displacement occurs over a period of hours, days or weeks.

In the work that follows, we make no attempt to differentiate between the probabilities of occurrence of Velocity Classes 4 to 7, nor their generalized annual displacement criteria. It is expected that other empirical methods (e.g., Glastonbury and Fell, 2008a) and statistical and numerical landslide runout models are much better suited for these types of analysis.

### 2.4 Proposed Mean Annual Displacements for each Velocity Class

Associating landslide velocity classes with mean annual landslide displacements allows for the estimation of annual and cumulative displacement over time given assumptions of the distribution of velocity class probabilities. Furthermore, if an appropriate probability density function describing the likely distribution of displacements can be assigned to each velocity class, more insight to the probabilities of exceedance of potential landslide displacements can be gained through Monte Carlo Simulation.

In Porter (2021) a uniform distribution of annual displacements associated with each velocity class was assumed. The resulting mean (and median) annual displacements were approximately equated to the midpoint between the minimum and maximum values defining each range.

Since within any given inventory of normally slow-moving landslides there will tend to be many more landslides moving at the slower velocity classes than at the higher classes, it seems reasonable to assume that within each velocity class more landslides will also be moving at the lower end of the range than at the higher end. Several types of probability density functions can be used to generate a distribution with this characteristic, but the simplest is a triangular distribution. The updated proposed mean annual displacement values shown in Table 1 are based on an assumed left triangular distribution. For Velocity Class 4+ the mean annual displacement was calculated based on an assumed range extending from 16 m to 160 m.

Other probability density functions may be more appropriate for some landslide velocity classes and for some landslides with lengthy timeseries observations. For example, a uniform distribution might better describe the range of displacements observed for landslides falling in Velocity Class 1, although the difference between mean and median values for a uniform and left triangular distribution for Class 1 is about 3 mm per year and has little impact on model predictions. Logarithmic density functions may be more appropriate for the higher velocity classes but would add further complexity to the model. This remains an area requiring further review.

## 3 MARKOV MODELS

### 3.1 States, Transitions and the Markovian Assumption

The Markov process is a probabilistic model useful in analyzing complex systems (Howard, 2007). In these



models, the condition of a physical system can be described by a number of state variables. For the physical system comprising a landslide, velocity (or annual displacement) can be treated as a state variable and the velocity classes listed in Table 1 treated as condition states.

In the course of time a system passes from state to state and thus exhibits dynamic behaviour. For a landslide, factors such as changes in shear strength, porewater pressure or landslide geometry can cause a change in velocity. Velocity is a continuous variable that can change at any time, but in a simplified Markov model changes in velocity can be treated as transitions occurring at discrete timesteps (years) and between a finite number of velocity classes defined in terms of expected total annual landslide displacement.

The probabilities of transitioning between velocity classes (or remaining in the current class) are defined by transition probabilities encapsulated in a transition matrix.

The simplifying Markovian assumption is that only the state presently occupied is relevant in determining the future trajectory of the process. For the conceptual landslide models that follow, the Markovian assumption is that only the velocity class (i.e., displacement) experienced in the prior year is relevant in determining the probabilities of the different velocity classes occurring in future years. While there are few physical systems that we would expect to be so memoryless in a strict sense, the Markov process has proven to be extremely useful for shedding insight on the behaviour of a wide class of complex systems encountered in engineering, economics, medicine, biology and geology; we conjecture that this can be extended to the velocity of slow-moving landslides.

It is tempting to consider shortening the timestep in the conceptual landslide velocity models, using monthly timesteps, for example. However, because the velocity of most slow-moving landslides varies seasonally, this seasonal effect imposes another type of condition state that is difficult to accommodate in a simple Markov model. New condition states would need to be defined based on both the month of the year and each possible velocity class. The number of possible condition states would increase from six (as currently proposed) to 72, and the number of required transition probabilities would increase from 36 to 5,184.

### 3.2 Transition Diagrams, Event Trees and Transition Matrices

Key elements of a Markov model can be captured in a transition diagram which illustrates the “N” possible condition states and the probabilities of transitioning between states (or remaining in the current state) during each timestep in the model.

To predict the probabilities of being in a particular condition state after a certain number of timesteps, one needs to know the state of the system at timestep  $n = 0$ . This is referred to as the initial state vector. The initial state vector ( $\pi(0)$ ) is a 1-row matrix listing the probabilities of being in each possible state at  $n = 0$ .

A transition diagram can be represented as an event tree. When an initial state vector is worked through the

event tree, the resulting probabilities of being in the different possible condition states is referred to as the state vector at timestep 1 (or  $\pi(1)$ ).

Following the Markovian assumption, the procedure for calculating condition state probabilities at timestep 2 would involve replacing the initial state vector with the state vector at timestep 1 and working it through the event tree again. The process can be repeated for as many timesteps as desired, but it is tedious to do it this way. For efficiency and ease of computation, the transition probabilities in a Markov model are usually encapsulated in a “Transition Matrix” (P) with N rows and N columns. The state probability vector at any timestep can be calculated by post-multiplying the state probability vector at the preceding timestep by the transition matrix P [Equation 1], or alternatively, the  $n^{\text{th}}$  state probability vector can be calculated by post-multiplying the initial state vector by the transition matrix raised to the  $n^{\text{th}}$  power [Equation 2]. These calculations are easily completed using a computer spreadsheet or code for as many timesteps as required.

$$\pi(n+1) = \pi(n)P \quad [1]$$

$$\pi(n) = \pi(0)P^n \quad [2]$$

### 3.3 Limiting State Probability Vectors

The changing values of the state vector calculated for various timesteps following an observation of the process reflect our changing state of knowledge in the absence of observation (Howard, 2007). If at any time we were able to observe the process, our probability assignment would change so as to assign a probability of 1 to occupying the state actually observed.

A characteristic of these types of Markov models is that after many timesteps without observation, our knowledge of the state of the system diminishes to a constant value referred to as the limiting state probability vector, irrespective of the value of the initial state vector. In the case of landslide velocity, the limiting state probability vector can be thought of as the distribution of velocity classes that might be realized over a very long period of observation (i.e., thousands of years). Alternatively, if one was able to observe the distribution of velocity classes from a large inventory of landslides of a certain type and within a certain geography over a period of a few decades, for example, that distribution also ought to resemble the limiting state probability vector for that type of landslide operating in that type of environment. We make use of this limiting state behaviour in the section that follows to develop conceptual Markov models for a range of proposed landslide behaviour types.

## 4 CONCEPTUAL MODELS FOR VELOCITY CLASS TRANSITION PROBABILITIES FOR FIVE LANDSLIDE BEHAVIOUR TYPES

### 4.1 Premise

Markov models have been developed for five example landslide behaviour types to help estimate velocity class

transition probabilities for the range of normally slow-moving landslides often encountered in some areas of our practice. The models have been 'tuned' to yield specified long-term average outputs including velocity class distributions and mean annual displacements which can be used by a landslide practitioner to help guide the assignment of an appropriate behaviour type to each landslide of interest. The underlying premise is that if the models yield appropriate long-term average velocity class distributions and displacements, they might also generate useful insight to potential near-term conditions (over periods of years to decades) which will tend to be of interest to asset managers and other decision makers.

The models developed for each proposed landslide behaviour type incorporate several important assumptions that have tentatively been assigned based on literature review (e.g., Glastonbury and Fell, 2008b), our experience and judgment, and supported by trial and error. They continue to be tested and will be improved upon as more data for model calibration become available.

The intent is that for a particular landslide, the most applicable behaviour type (or types) would be selected based on a review of geomorphic evidence obtained through lidar, aerial photographs, field mapping, and potentially radiometric dating or dendrochronology. This evidence would be used to estimate the dominant mechanisms of movement, the age of landslide features such as scarps, sag ponds and debris deposits, and the past occurrence and approximate frequency of more rapid surges of movement (e.g., Dyke et al., 2011). For landslide complexes containing multiple landslides a unique behaviour type and initial velocity would be assigned to each individual slide within the landslide complex.

#### 4.2 Proposed Landslide Behaviour Types

The five general landslide behaviour types and their typical characteristics are shown in Table 2.

Table 2. Proposed landslide behaviour types and characteristics for pre-existing slow-moving landslides

Behaviour Type	Type A	Type B	Type C	Type D	Type E
Typical geology	Relatively intact shales, mudstones	Relatively intact shales, mudstones, residual soils, overconsolidated glacial deposits	Relatively intact glacial deposits, colluvium derived from shales, mudstones, residual soil and glacial deposits	Colluvium derived from shales, mudstones, residual soil and glacial deposits	Colluvium derived from shales, mudstones, residual soil and glacial deposits
Typical failure mechanism	Translational block slides and spreads	Translational block slides and spreads	Translational block slides and spreads, rotational slides, complex earth slides-earth flows	Translational slides, rotational slides, earth flows, complex earth slides-earth flows	Translational slides, rotational slides, earth flows, complex earth slides-earth flows
Typical inclination of basal shear surface	Sub-horizontal (0 to 5 degrees)	Sub-horizontal (0 to 5 degrees)	Similar to the residual friction angle	Similar to the residual friction angle	Sub-parallel to the ground surface
Typical toe condition	No toe erosion	Toe erosion usually absent	Toe erosion may be active	Toe erosion often active	Toe erosion almost always active
Long-term annual probability of Class 4+ velocities	1 in 20,000	1 in 6,500	1 in 2,000	1 in 650	1 in 200
Assumed limiting state velocity class distribution; (assumed average annual displacement for each velocity class in brackets)					
0 (0 m)	70%	50%	30%	10%	0.5%
1 (0.005 m)	28.5%	45.5%	55.0%	44.9%	3.0%
2a (0.064 m)	1.1%	3.2%	10.8%	32.4%	54%
2b (0.64 m)	0.4%	1.1%	3.6%	10.8%	36%
3 (6.4 m)	0.06%	0.18%	0.60%	1.8%	6.0%
4+ (64 m)	0.005%	0.015%	0.050%	0.15%	0.50%
Mean annual displacement	0.01 m	0.03 m	0.1 m	0.3 m	1.0 m

The landslide behaviour types and their associated transition matrices have been designed to satisfy two main criteria:

1. The models yield the long-term mean annual displacements specified at the bottom of Table 2 for each landslide behaviour type. These range from 1 cm per year (Type A) to 1 m per year (Type E), increasing by approximately one-half order of magnitude for each of the behaviour types. Because of the skew in the assumed velocity class

probability distributions for each behaviour type and assumed average displacements by velocity class, the long-term mean annual displacements are greater than the median or modal annual displacements. Long-term mean annual displacements are strongly influenced by the relatively small percentage of years that landslides of each behaviour type are expected to experience the higher velocity classes.

- Over the long-term, the specified annual probability of surges of landslide movement achieving Velocity Class 4+ also vary by about one-half order of magnitude between each behaviour type. These range from a 1 in 20,000 chance per year (and perhaps not credible) for Type A, to a 1 in 200 chance per year for Type E. Again, care is required in interpreting these criteria. For example, not every Type C Landslide is expected to have a 1 in 2,000 chance per year of achieving Velocity Class 4+ in the near-term: those currently dormant or moving at Velocity Class 1 would be expected to have a much lower chance than those currently moving at Velocity Class 2b or 3.

Additional guidance is provided in Table 2 about typical geological conditions, landslide mechanisms, and other factors that might help with selection of the most appropriate landslide behaviour type, but careful review of the two main criteria listed above should take precedence over all others in selecting which model to use.

The Markov models satisfy the above criteria because the associated transition matrices have been 'tuned' such that their limiting state vectors are equivalent to the long-term average velocity class distributions specified for each behaviour type in Table 2. It should be acknowledged, however, that these velocity class distributions are not unique; other limiting state vectors could also yield the specified mean annual displacement criteria.

The transition probabilities have also been adjusted to accommodate other general criteria including:

- “hold-time” probabilities (probabilities of remaining in the current velocity class) along the diagonal of the transition matrix decrease with increasing velocity class, for most landslide types
- “hold-time” probabilities for Velocity Class 0 are greatest for Type A landslides and smallest for Type E landslides
- the conditional probabilities of transitioning to a higher velocity class if a transition occurs decrease with increasing velocity class
- at lower initial velocity classes (e.g., 0, 1), the mean annual displacement of Type E landslides increases most rapidly, while Type A increases most slowly
- at higher current velocity classes (e.g., 3 and 4+), the mean annual displacement of Type E landslides decreases most slowly, while Type A decreases most rapidly
- limiting state vectors are typically achieved within 100 to 200 years depending on the initial state vector and landslide behaviour type.

#### 4.3 Transition Matrices for each Landslide Type

Updated transition matrices describing probability transitions between velocity classes for each landslide behaviour type and are presented below in Figures 1 to 5. The general approach used to develop each matrix is described in Porter (2021).

From/To	0	1	2a	2b	3	4+
0	0.99766	0.00211	0.00021	0.00002	0.000002	0.000000
1	0.00551	0.99266	0.00165	0.00017	0.00002	0.00000
2a	0.00506	0.04550	0.93600	0.01210	0.00121	0.00013
2b	0.00067	0.00607	0.06070	0.91570	0.01517	0.00169
3	0.00015	0.00138	0.01377	0.13770	0.82000	0.02700
4+	0.00007	0.00063	0.03430	0.35000	0.31500	0.30000
Target	0.70	0.28	0.01	0.004	0.0006	0.00005

Figure 1. Velocity class transition matrix for Landslide Behaviour Type A and target limiting state vector

From/To	0	1	2a	2b	3	4+
0	0.99620	0.00342	0.00034	0.00003	0.000003	0.000000
1	0.00387	0.99376	0.00213	0.00021	0.00002	0.000002
2a	0.00332	0.02991	0.95320	0.01221	0.00122	0.00014
2b	0.00052	0.00467	0.04666	0.92800	0.01814	0.00202
3	0.00015	0.00134	0.01345	0.13446	0.82000	0.03060
4+	0.00007	0.00062	0.03381	0.34500	0.31050	0.31000
Target	0.50	0.455	0.032	0.011	0.0018	0.00015

Figure 2. Velocity class transition matrix for Landslide Behaviour Type B and target limiting state vector

From/To	0	1	2a	2b	3	4+
0	0.99070	0.00837	0.00084	0.00008	0.00001	0.000001
1	0.00455	0.99090	0.00410	0.00041	0.00004	0.000005
2a	0.00233	0.02098	0.96300	0.01232	0.00123	0.00014
2b	0.00043	0.00386	0.03859	0.93600	0.01901	0.00211
3	0.00015	0.00133	0.01328	0.13284	0.82000	0.03240
4+	0.00007	0.00060	0.03283	0.33500	0.30150	0.33000
Target	0.30	0.55	0.108	0.036	0.006	0.0005

Figure 3. Velocity class transition matrix for Landslide Behaviour Type C and target limiting state vector

From/To	0	1	2a	2b	3	4+
0	0.96200	0.03420	0.00342	0.00034	0.00003	0.00000
1	0.00724	0.98190	0.00977	0.00098	0.00010	0.00001
2a	0.00153	0.01379	0.97110	0.01222	0.00122	0.00014
2b	0.00037	0.00337	0.03370	0.94150	0.01895	0.00211
3	0.00013	0.00118	0.01178	0.11781	0.83000	0.03910
4+	0.00007	0.00059	0.03234	0.33000	0.29700	0.34000
Target	0.10	0.449	0.324	0.108	0.0180	0.0015

Figure 4. Velocity class transition matrix for Landslide Behaviour Type D and target limiting state vector

From/To	0	1	2a	2b	3	4+
0	0.52000	0.43200	0.04320	0.00432	0.00043	0.00005
1	0.06000	0.80000	0.12600	0.01260	0.00126	0.00014
2a	0.00076	0.00682	0.97835	0.01267	0.00127	0.00014
2b	0.00021	0.00185	0.01845	0.95900	0.01845	0.00205
3	0.00010	0.00093	0.00932	0.09324	0.85200	0.04440
4+	0.00007	0.00059	0.03185	0.29250	0.32500	0.35000
Target	0.005	0.030	0.540	0.360	0.060	0.005

Figure 5. Velocity class transition matrix for Landslide Behaviour Type E and target limiting state vector

## 5 EXAMPLE MODEL OUTPUTS

The transition matrices outlined above, combined with assignment of an initial velocity class, can be used to generate several useful outputs including:

- the estimated probabilities of a landslide being in each velocity class each year for the next several years;
- the estimated cumulative probability of realizing a specific velocity class (or expected number of

- years of being in that class) over a certain period of time; and,
- expected mean annual and mean cumulative displacements.

These outputs can be generated by spreadsheet through simple matrix operations. For example, Figure 6 provides modelled velocity class distribution probabilities for a 50-year period for Landslide Behaviour Type C, with an initial velocity of Class 2b.

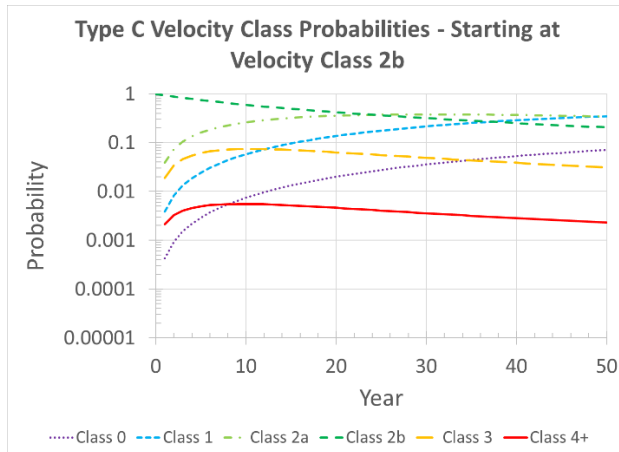


Figure 6. Modelled velocity class distribution probabilities for Landslide Behaviour Type C starting at Class 2b.

Figures 7 through 10 provide modelled mean annual displacements for a 50-year period for all landslide behaviour types starting at Velocity Classes 0 to 2b. These were generated using the assumed mean annual displacements assigned to each velocity class in Table 1.

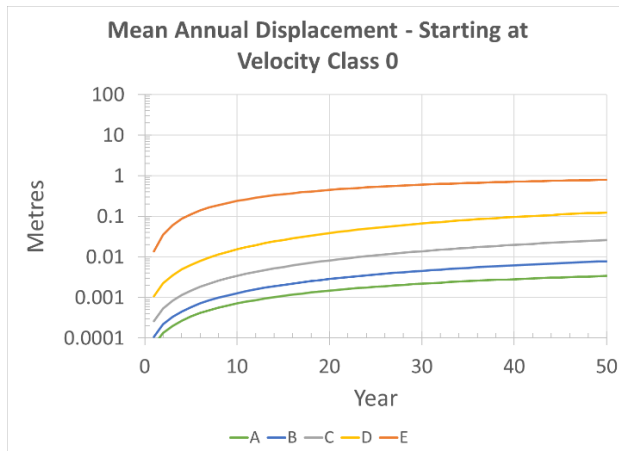


Figure 7. Mean annual displacements starting at Class 0.

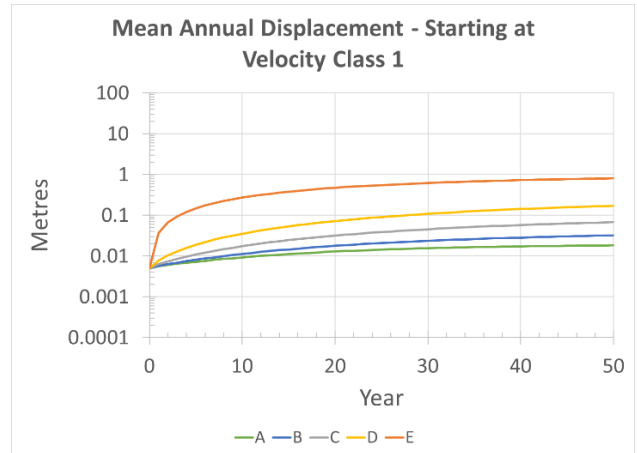


Figure 8. Mean annual displacements starting at Class 1.

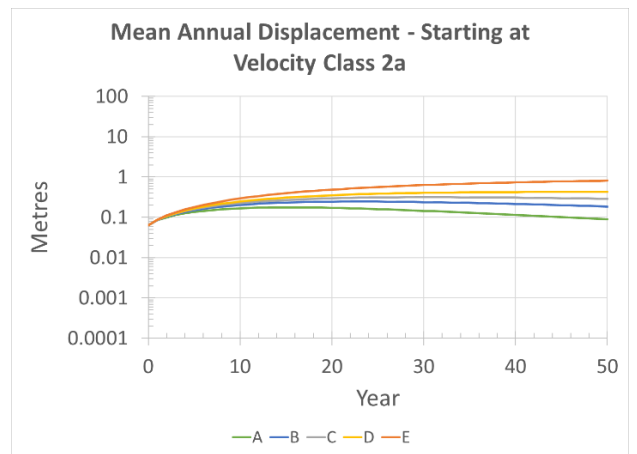


Figure 9. Mean annual displacements starting at Class 2a.

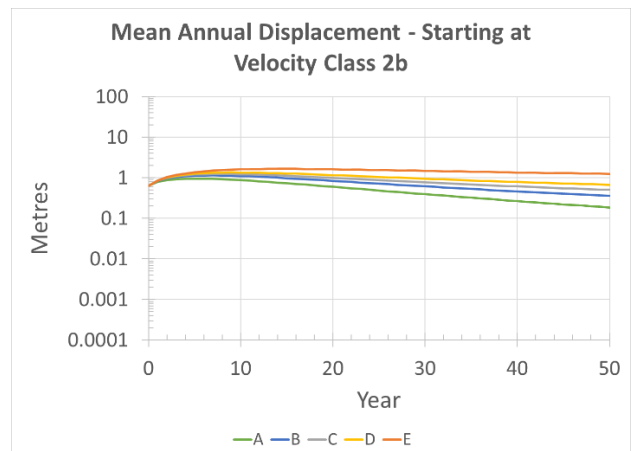


Figure 10. Mean annual displacements starting at Class 2b.

More advanced, and potentially more useful outputs can be generated using the same transition matrices by way of Monte Carlo Simulation (MCS). The velocity class state vectors from each timestep modelled through matrix operations can be treated as tables of cutoff values that can be compared to randomly generated numbers between 0

and 1. These comparisons are used to assign a trial velocity class at each timestep. The process is repeated over thousands of trials to simulate the probabilistic nature of the process. MCS also allows for use of probability density functions for the annual displacements associated with each velocity class, and for generation of statistics such as the probability of exceedance of specified annual and cumulative displacements which can be fed into risk assessments or asset deterioration models.

As an example, Figure 11 provides modelled mean, median and percentile annual displacements for Years 1,

2, 5 and 10 for all landslide behaviour types, starting at Velocity Classes 1 and 2a. Figure 11 was generated through MCS using a left triangular distribution for each velocity class probability density function and 50,000 trials for each modelled timestep. Mean annual displacements derived from Markov Chain matrix operations are provided for comparison with the mean values obtained from MCS. Markov Chain and MCS results in Figure 11 are typically within +/-5% of each other, suggesting the number of trials used in the MCS approach did a reasonable job of simulating the dynamic process.

Type A	Annual Displacement Starting at Class 1 (m)				Type A	Annual Displacement Starting at Class 2a (m)			
	Year 1	Year 2	Year 5	Year 10		Year 1	Year 2	Year 5	Year 10
Markov Mean	0.006	0.006	0.007	0.01	Markov Mean	0.08	0.10	0.14	0.17
MCS Mean	0.006	0.006	0.007	0.01	MCS Mean	0.09	0.11	0.14	0.17
50%	0.005	0.005	0.005	0.004	50%	0.06	0.05	0.05	0.03
90%	0.01	0.01	0.01	0.01	90%	0.12	0.12	0.12	0.13
99%	0.01	0.01	0.02	0.04	99%	0.35	0.75	1.2	1.4
99.9%	0.07	0.10	0.31	0.84	99.9%	4.7	9	11	13
Type B	Annual Displacement Starting at Class 1 (m)				Type B	Annual Displacement Starting at Class 2a (m)			
	Year 1	Year 2	Year 5	Year 10		Year 1	Year 2	Year 5	Year 10
Markov Mean	0.006	0.006	0.008	0.01	Markov Mean	0.09	0.10	0.15	0.20
MCS Mean	0.006	0.006	0.008	0.01	MCS Mean	0.09	0.11	0.15	0.21
50%	0.005	0.005	0.005	0.005	50%	0.06	0.06	0.05	0.04
90%	0.01	0.01	0.01	0.01	90%	0.12	0.12	0.13	0.14
99%	0.01	0.01	0.02	0.07	99%	0.36	0.77	1.2	2.1
99.9%	0.09	0.12	0.47	0.96	99.9%	4.9	9	12	14
Type C	Annual Displacement Starting at Class 1 (m)				Type C	Annual Displacement Starting at Class 2a (m)			
	Year 1	Year 2	Year 5	Year 10		Year 1	Year 2	Year 5	Year 10
Markov Mean	0.006	0.007	0.01	0.02	Markov Mean	0.09	0.11	0.16	0.23
MCS Mean	0.006	0.007	0.01	0.02	MCS Mean	0.09	0.11	0.16	0.23
50%	0.005	0.005	0.005	0.005	50%	0.06	0.06	0.06	0.05
90%	0.01	0.01	0.01	0.01	90%	0.12	0.12	0.13	0.15
99%	0.01	0.02	0.07	0.11	99%	0.37	0.78	1.2	2.7
99.9%	0.11	0.20	0.93	1.4	99.9%	4.9	9.3	12	16
Type D	Annual Displacement Starting at Class 1 (m)				Type D	Annual Displacement Starting at Class 2a (m)			
	Year 1	Year 2	Year 5	Year 10		Year 1	Year 2	Year 5	Year 10
Markov Mean	0.008	0.01	0.02	0.04	Markov Mean	0.09	0.11	0.17	0.25
MCS Mean	0.007	0.01	0.02	0.04	MCS Mean	0.09	0.11	0.17	0.26
50%	0.005	0.005	0.005	0.005	50%	0.06	0.06	0.06	0.06
90%	0.01	0.01	0.01	0.01	90%	0.12	0.12	0.13	0.18
99%	0.02	0.07	0.12	0.37	99%	0.36	0.78	1.2	3.3
99.9%	0.32	0.88	1.4	5.5	99.9%	4.9	9.3	13	31
Type E	Annual Displacement Starting at Class 1 (m)				Type E	Annual Displacement Starting at Class 2a (m)			
	Year 1	Year 2	Year 5	Year 10		Year 1	Year 2	Year 5	Year 10
Markov Mean	0.04	0.07	0.15	0.27	Markov Mean	0.09	0.11	0.18	0.29
MCS Mean	0.04	0.07	0.16	0.28	MCS Mean	0.09	0.12	0.19	0.30
50%	0.005	0.006	0.01	0.05	50%	0.06	0.06	0.06	0.06
90%	0.04	0.08	0.12	0.27	90%	0.12	0.12	0.13	0.30
99%	0.39	0.8	1.3	4.2	99%	0.39	0.81	1.3	4.5
99.9%	5.3	9.3	14	39	99.9%	5.3	9.4	14	40

Figure 11. Mean, median and select percentile annual displacements for all landslide behaviour types, with initial Velocity Classes 1 and 2a.

## 6 DISCUSSION

Slow-moving landslides are complex, dynamic systems. Their velocities change in response to small changes in factor of safety, often in a non-linear way, and the future fluctuations in factor of safety cannot be predicted with certainty. Linear infrastructure may cross tens, hundreds, or even thousands of slow-moving landslides, and insight to the potential for those landslides to move at different rates is important for hazard and risk assessment, asset deterioration modelling, selection of appropriate monitoring frequencies and technologies, establishment and optimization of maintenance budgets, and evaluation of the potential benefits of slope stabilization. Treating velocity class transitions as a Markov process and modelling transitions as a Markov chain using matrix operations or Monte Carlo Simulation can provide additional insight that can complement more traditional approaches including geomorphic interpretation, subsurface investigation, monitoring, and slope stability analysis.

Leveraging these approaches for dynamic risk assessment and asset deterioration modelling involves several considerations and additional areas for development:

- Approaches are needed to associate asset condition states and risks with outputs that can be generated with support of the landslide velocity transition models. These may include estimated annual displacement rates, cumulative displacements, and the probabilities of exceeding these criteria.
- Approaches to incorporate monitoring observations are required. These may include refinement of current and historical landslide movement rates that help select the initial landslide velocity state vector, adjustment of assumptions about the probability density functions assigned to each landslide velocity class, and mechanisms for re-setting the velocity state vector and cumulative displacement estimates pending the results of monitoring observations.
- Often there will be a need to make estimates of the potential short and long-term benefits of improving slope stability through drainage improvements, toe berms and other means. Small improvements will tend to reduce movement rates and possibly reduce the probability of higher velocity classes being realized in the future, and consistent approaches will be required to link stabilization efforts with estimated initial velocity state vectors following their implementation.
- Because precipitation and soil moisture are often significant controls on slope stability, there will be a need to recognize where within decadal-scale climate cycles observations of landslide velocity are being made. Predictions of future landslide velocity would be expected to improve if better linkages between current and past movement rates, soil moisture trends and precipitation could be established.

A key step to making progress on each of these considerations is continued expansion of databases of landslide velocity timeseries data. Landslide databases classified according to proposed landslide behaviour types, and abundant observations of landslide velocity transitions (or lack thereof) will provide opportunity to refine estimated transition probabilities and to examine the effects of climate and other factors on landslide velocity. It may also allow for the development of transition matrices that could be applied to other landslide mechanisms and geographic environments.

The concepts presented here remain a work in progress and will continue to be updated as they are tested in practice.

## 7 REFERENCES

- Cruden, D.M., Martin, C.D. and Soe Moe, K.W. 2003. Stages in the translational sliding of 2 inclined blocks: observations from Edmonton. *56<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Canadian Geotechnical Society, Winnipeg, Manitoba.
- Cruden, D.M. and Varnes D.J. 1996. Landslide types and processes. In: Turner and Schuster (eds) *Landslides, investigation and mitigation*, Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council. National Academy Press, Washington, USA, 3: 36-75.
- Dyke, L.D., Sladen, W.E. and Robertson, L. 2011. Colluvium flows as a hazard to pipelines in northeastern British Columbia. *Geological Survey of Canada, Open File 6696*.
- Evans, S. 1982. The development of Big Slide, near Quesnel, British Columbia, between 1953 and 1982. *Geoscience Canada*, vol. 9, no. 4: 220-222.
- Geertsema, M., Clague, J., Schwab, J., Evans, S. 2006. An overview of recent large catastrophic landslides in northern British Columbia, Canada. *Engineering Geology*, 83: 120-143.
- Glastonbury, J. and Fell, R. 2008a. A decision analysis framework for the assessment of likely post-failure velocity of translational and compound natural rock slope landslides. *Can. Geotech. J.* 45: 329-350.
- Glastonbury, J. and Fell, R. 2008b. Geotechnical characteristics of large slow, very slow, and extremely slow landslides. *Can. Geotech. J.* 45: 984-1005.
- Howard, R. 2007. *Dynamic Probabilistic Systems, Volume 1: Markov Models*. Dover Publications, New York.
- Krahn, J., Johnson, R.F., Fredlund, D.G., and Clifton, A.W. 1979. A highway cut failure in Cretaceous sediments at Maymont, Saskatchewan. *Can. Geotech. J.*, 16, 703-715.
- Mansour, M., Morgenstern, N., and Martin, D. 2011. Expected damage from displacement of slow-moving slides. *Landslides* 8:117-131.
- Rouse, G. and Mathews, W. 1979. Tertiary geology and palynology of the Quesnel area, British Columbia. *Bulletin of Canadian Petroleum Geology*, vol. 27, no. 4: 418-445.
- Porter, M., Van Hove, J., Barlow, P., Froese, C., Bunce, C., Skirrow, R., Lewycky, D., Bobrowsky, P. 2019. The

estimated economic impacts of prairie landslides in western Canada. *Geo St. John's*, Canadian Geotechnical Society, St. John's, Newfoundland, Canada.

Porter, M. 2020. Prairie landslide risk and "Markov Chains", *Canadian Geotechnique – the CGS Magazine*, vol. 1, no. 3: 48-51.

Porter, M. 2021. Conceptual Markov models for estimating velocity transition probabilities for landslides in the Western Canada Sedimentary Basin. *Geo Niagara*, Canadian Geotechnical Society, Niagara Falls, Ontario, Canada.

# MPM simulations of debris flow entrainment, modelling boulders explicitly

Hervé Vicari<sup>1</sup>, Quoc-Anh Tran<sup>2</sup>, Steinar Nordal<sup>2</sup> & Vikas Thakur<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway; and NTNU

<sup>2</sup>Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway



## ABSTRACT

Debris flows typically grow in volume by entraining soil, fluid, and boulders along the flow channel. During the flow, the entrainment of large boulders is significant but has remained elusive for many cases. Therefore, for the first time, we apply the Material Point Method (MPM) to model explicitly boulders entrained by a debris flow. Three cases are examined: (I) the basal entrainment of a wet soil bed without boulders; (II) a large boulder resting in the flow path getting hit by a debris flow front; (III) a single boulder bouncing down on a rigid base flow channel before falling on to a wet soil bed causing entrainment. A softening model is used in MPM to capture the shear strength reduction of the soil bed due to pore pressure development. Case I is used to calibrate model parameters by back-calculating physical test results. In Case II, simulation of a large boulder hit by the debris flow front is seen to reduce the mobility of the original debris flow. Finally, in Case III, the simulation shows how a bouncing boulder entrains bed material initiating a new debris flow from the point of impact.

## RÉSUMÉ

Les coulées de débris augmentent en volume en entraînant sols, fluides et blocs de rochers le long du chenal. Pour la première fois, nous essayons de modéliser explicitement des blocs entraînés par une coulée avec la Méthode des Points Matériels (MPM). Trois cas sont examinés: (I) l'entraînement basal d'un lit de sol; (II) l'entraînement de gros blocs au front de la coulée; (III) un bloc chutant sur un lit de sol. Un modèle d'adoucissement est utilisé dans MPM pour capturer la réduction de la résistance au cisaillement du lit de sol. Le Cas I est utilisé pour calibrer les paramètres du modèle pour simuler des tests physiques. Dans le Cas II, la simulation d'un gros bloc impacté par le front de la coulée montre que la mobilité de la coulée est réduite. Enfin, dans le Cas III, la simulation montre comment un rocher rebondissant entraîne le matériel du lit en initiant une nouvelle coulée de débris.

## 1 INTRODUCTION

Landslides such as debris flows and rock avalanches typically increase in size by entraining material along the flow path (Hungri et al. 2005). Entrainment can significantly affect the dynamics of a flow-type landslide by (i) increasing the flowing volume and therefore the potential energy of the flow which can be converted into kinetic energy (Mangeney et al. 2010); (ii) decreasing the shear resistance at the base of the flow, due to partial liquefaction of the channel bed soil (Iverson et al. 2011); (iii) however, the entrainment of drier soils or boulders at the flow front may increase the shear resistance acting on the flow.

Entrainment is usually considered in numerical models of debris flows and rock avalanches. Typically, these flows are modelled using a depth-averaged formulation. In this formulation, the entrainment rate is considered by a mass exchange term in the mass balance equation. A formulation for the entrainment rate needs to be introduced, which may be empirical (e.g., McDougall and Hungri 2005) or physically based (e.g., Iverson 2012). Despite these formulations accounting for entrainment of bed material, they do not allow to model the physical processes that lead to entrainment, such as the progressive reduction of the shear strength of the erodible soil bed (Iverson 2012). Furthermore, existing models represent the debris flow and the erodible bed as

equivalent continuum materials, neglecting the presence of macroscopically large boulders which may be entrained with the flow.

On the other hand, three-dimensional models do not require additional formulations for the entrainment rate: the erodible bed can just be modelled as a continuum material with an adequate constitutive model. Furthermore, three-dimensional formulations can simulate momentum redirection perpendicular to the flow direction (e.g., Choi and Goodwin 2021). Hence, the complex trajectories, bounces and rolling of large boulders can be modelled, as well as their interactions with a debris flow and soil bed.

Figure 1a shows the case of a homogeneous wet soil which may be entrained at the base of a debris flow (Case I, shown in Figure 1c). Figure 1b shows a natural debris flow channel, where many boulders are lying on the slope in an almost unstable state. Therefore, these boulders may be entrained at the front of a debris flow (Case II, sketched in Figure 1d). Furthermore, if large boulders are falling down along a slope (e.g., a rockfall or a rock avalanche), they may collide with a soil layer and erode it (Case III, sketched in Figure 1e). In this paper, we attempt to model these three cases involving entrainment, with the Material Point Method (MPM). The influence of the entrained boulders on the flow mobility is discussed. The capability of MPM to simulate a variety of landslides and entrainment processes is highlighted.



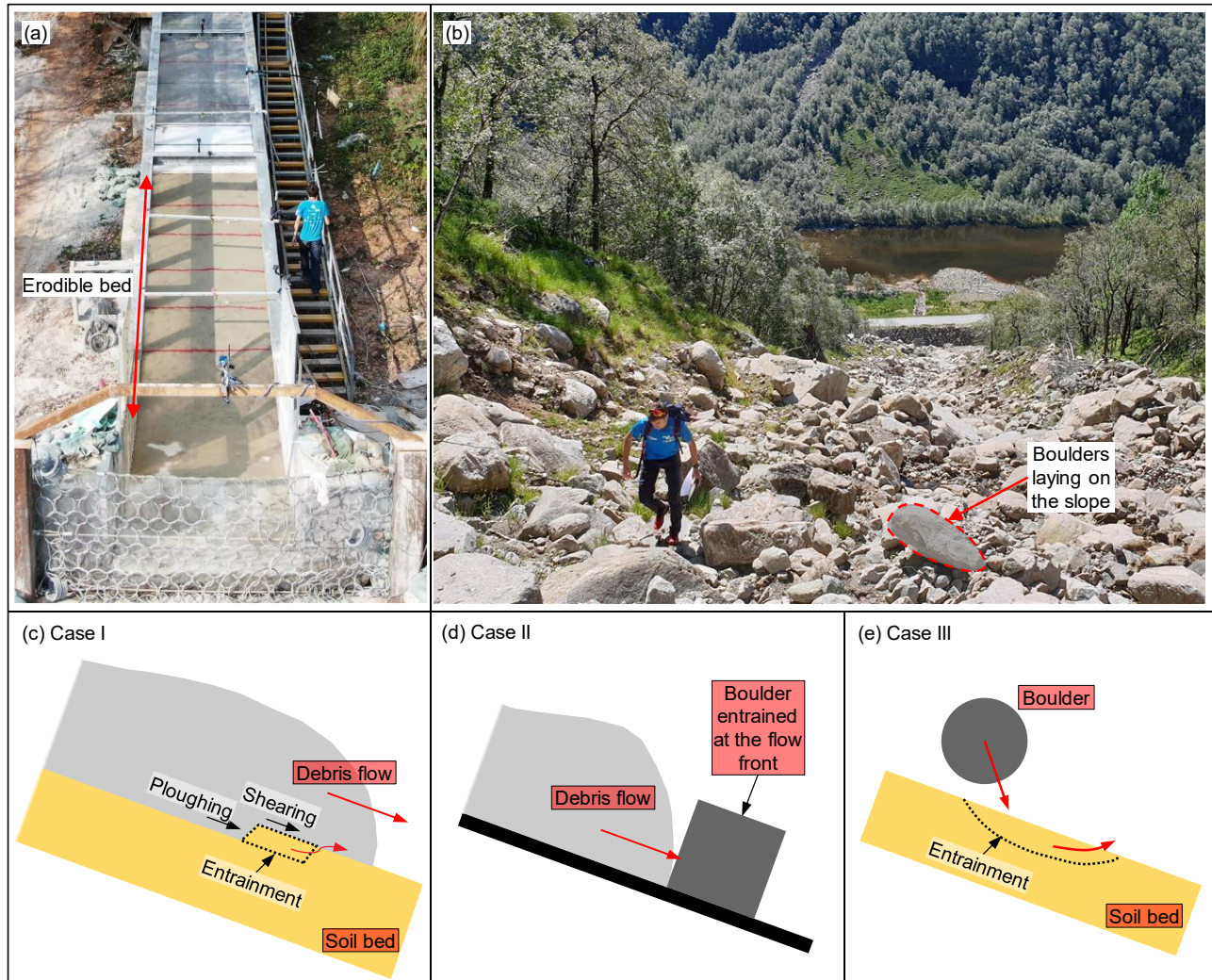


Figure 1. Entrainment by rapid mass movements. (a) Soil bed (experiment in Hong Kong by Vicari et al. 2021); (b) Large boulders in a debris flow channel (photo taken in Hunnedalen, Mjåland channel, in Norway, after a debris flow happened in 2016); (c) Schematics of a debris flow entraining a soil bed (Case I); (d) Schematics of a debris flow entraining a square boulder at the flow front (Case II); (e) Schematics of a cylindrical boulder entraining a soil bed (Case III)

## 2 METHODOLOGY

### 2.1 Physical modelling

Large-scale flume experiments were conducted to study the entrainment of a wet soil bed by a debris flow (Vicari et al. 2021). Figure 2 and Figure 1a show the 28 m-long flume which was used to perform the test. An initial debris volume of 6 m<sup>3</sup> was placed in a storage container. The debris could be triggered by dam-break, by opening a 1 m-tall door. The debris material was then flowing along a 15 m-long 2 m-wide channel inclined at 20°. The base of the initial part of the channel (9 m) is fixed (non-erodible), which allowed the flow to develop and acquire a typical elongated shape. Wet soil was placed over the last 6 m of the inclined channel and has a thickness of 120 mm. A novel technique,

consisting of erosion columns placed in the erodible bed, allowed the measurement of the entrainment depths (Vicari et al. 2021). The inclined channel ends in a horizontal 4.4 m-long runout section. At the end of the runout section, a terminal flexible barrier was placed to arrest the flowing mass. The debris material comprises 36% gravel, 61% sand, 3% fines and has a solid concentration of 70% by volume. The erodible bed comprises 33% of fine gravel, 63% of sand and 4% fines and has an initial gravimetric water content of 15% in a loose state. Instrumentation was placed in the channel to measure flow depths and velocities, basal stresses and pore pressures and impact force on the barrier. The interested reader is referred to Vicari et al. (2021) for more information on the test setup and results.

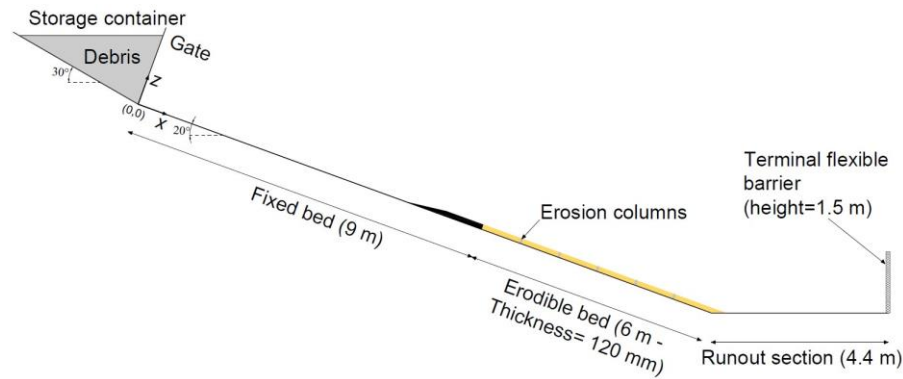


Figure 2. Cross-section of the flume used by Vicari et al. (2021)

## 2.2 Material Point Method (MPM)

The Material Point Method (MPM) is a numerical technique based on continuum mechanics to solve dynamic large deformation problems. Bardenhagen and Kober (2004) proposed the Generalized Interpolation Material Point Method (GIMP) to improve the robustness of MPM. In this paper, Uintah software based on GIMP is used. This version of MPM has previously been applied to model geotechnical problems such as penetration tests, quickness tests, flow impact on rigid barriers and sensitive clay landslides (e.g., Tran and Sołowski 2019). Vicari et al. (2022) applied MPM to simulate the entrainment of a wet erodible bed by a debris flow (Case I). The results from this numerical back-calculation will be summarized in chapter 3.1. Entrainment modelling in MPM will then be extended to Case II (chapter 3.2) and Case III (chapter 3.3). All the numerical implementations can be found at the open-source platform GitHub ([github.com/QuocAnh90/Uintah\\_NTNU](https://github.com/QuocAnh90/Uintah_NTNU)) to replicate the numerical simulations in this paper.

To analyse the three entrainment cases described in Figure 1, the large-scale flume of Figure 2 is modelled in MPM (Figure 3). A plane-strain model is used to reduce the computational cost. This approximation may be regarded as valid as the width of the flume (2 m) is much larger than the typical flow thickness (0.3 m). Therefore, the lateral shear resistance acting on the flow is much lower compared to the shear resistance at the base of the flow. A mesh size of 0.02 m in any direction is used. Four material points are initially inserted in each mesh element.

For Case I, a debris flow and an erodible bed made of soil need to be modelled (Figure 3a), using the same geometrical configuration as in Figure 2. For Case II, the debris flow is modelled as in Case I. However, the erodible bed is replaced with a square-shaped boulder positioned along the channel (Figure 3b). For Case III, the debris flow is replaced with a cylindrical boulder (Figure 3c); an erodible bed (same as in Case I) is also modelled.

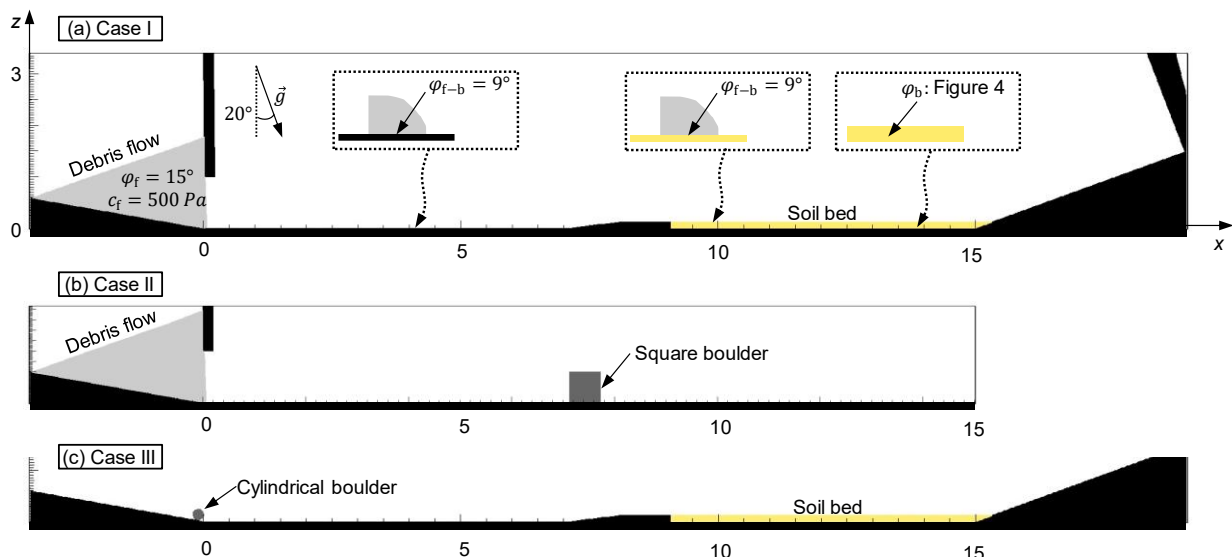


Figure 3. Geometry of the model in MPM. The flume base is for convenience modelled as horizontal and therefore gravity is tilted  $20^\circ$  to the vertical direction. (a) Case I with the debris flow and the erodible bed (Vicari et al. 2022); (b) Case II with the debris flow and the square boulder; (c) Case III with the cylindrical boulder and the soil bed

Modelling the dynamics of these geophysical materials (debris, soil bed, boulders) requires introducing appropriate constitutive models in MPM to capture their behaviour. To model the wet debris flow and erodible soil bed, a one-phase elasto-plastic model with Mohr-Coulomb yield criterion is used. In general, the Mohr-Coulomb yield criterion can be expressed as:

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \quad [1]$$

where  $\tau$  is the shear stress,  $\sigma$  is the total normal stress,  $c$  is the cohesion,  $\varphi$  is the apparent friction angle. The apparent friction angle is (artificially) reduced, compared to the (true) effective friction angle of the material ( $\varphi'$ ), to account for the effect of pore pressures on shear strength reduction in a one-phase model (Kwan et al. 2019). The dilatancy angle is set to zero to model undrained processes in a one-phase apparent model.

The parameters of the elasto-plastic model for the debris flow material are shown in Table 1. The elastic parameters were selected to represent a very liquefied flowing mass; furthermore, the elastic parameters were observed to have a negligible influence on the flow dynamics. The basal friction between the debris flow and the fixed bed and between the debris flow and the erodible bed, is expressed according to Eq. 1, using zero cohesion. The contact friction angle,  $\varphi_{f-b}=9^\circ$ , is back-calculated from the measurement of the basal stresses in the experiment (Vicari et al. 2021). The internal frictional parameters of the debris flow are back-calculated (by trial-error) to correctly simulate the flow velocity of the debris flow along the flume. The best fit is obtained using  $c_f=500$  Pa and  $\varphi_f=15^\circ$ . These debris flow parameters will be used consistently to numerically simulate Case I and Case II.

Table 1. Summary of the parameters used to model the debris flow

Parameter – debris flow	Value
Flow density, $\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	2155
Shear modulus (MPa)	0.2
Poisson's ratio	0.49
Flow basal apparent friction, $\varphi_{f-b}$ <sup>1</sup>	9°
Flow internal apparent friction, $\varphi_f$	15°
Dilatancy angle	0°
Flow internal cohesion (Pa)	500

<sup>1</sup>it refers to both the contact flow-fixed bed and the contact flow-erodible bed

For Case I and Case III, the erodible soil bed is also modelled using an elasto-plastic model with Mohr-Coulomb yield criterion (Eq. 1). The parameters of the model are shown in Table 2. The elastic parameters are selected to represent a loose wet soil in undrained conditions. A low value of the cohesion of the soil bed ( $c_b=100$  Pa) is selected to keep the bed material stable on the 20° slope, prior to

the release of the debris flow. A softening model is used to model the apparent friction angle of the bed  $\varphi_b$  (Vicari et al. 2022), which is expected to reduce when the bed is sheared by the debris flow due to pore pressure increase (Iverson 2012). The bed apparent friction angle is decreased (Figure 4) from the initial effective friction angle ( $\varphi'_b$ ) to a final apparent residual friction angle ( $\varphi_{bR}$ ), as a function of the cumulated distortional strain in the erodible bed. The values of the apparent residual friction angle ( $\varphi_{bR}$ ) and the thresholds of the cumulated distortional strain ( $\varepsilon_{d0}$  and  $\varepsilon_{dR}$ ) are unknown a priori. They therefore need to be calibrated to back-calculate the entrainment volume observed in the test. The back-calculation of these erodible bed soil parameters will be described in chapter 3.1.

Table 2. Summary of the parameters used to model the erodible soil bed

Parameter – soil bed	Value
Bed density, $\rho_b$ (kg/m <sup>3</sup> )	1920
Shear modulus (MPa)	15
Poisson's ratio	0.49
Bed internal cohesion, $c_b$ (Pa)	100
Bed internal effective friction, $\varphi'_b$	42°
Bed internal residual apparent friction, $\varphi_{bR}$	22.5° (6.5°- 42°)
$\varepsilon_{d0}$	0.033 (0.033-0.067)
$\varepsilon_{dR}$	0.100 (0.067-0.133)
Dilatancy angle	0°

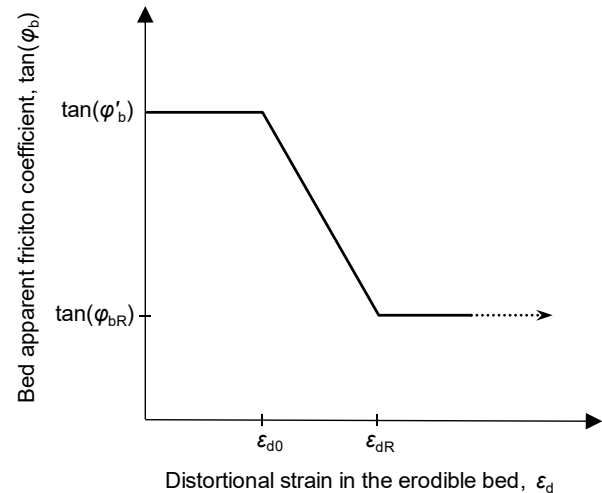


Figure 4. Softening model for the erodible bed

For Case II, the square-shaped boulder is positioned along the flume and modelled as a linear elastic material (parameters shown in Table 3). The Young's modulus is much higher compared to the debris flow, which practically makes the boulder very stiff. The contact of the boulder with the base of the flume is modelled with a frictional contact

(contact friction angle of 30°). The contact between the debris flow and the boulder is modelled with a contact friction angle of 9°.

For Case III, the cylindrical boulder is modelled as a linear elastic material (parameters shown in Table 3).

Table 3. Summary of the parameters used to model the boulder

Parameter – boulder	Value
Boulder density, $\rho_{\text{Boulder}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2500
Young's modulus (GPa)	2
Poisson's ratio	0.3
Debris flow-boulder contact friction, $\varphi_{f\text{-Boulder}}$	9°
Boulder-bed contact friction, $\varphi_{\text{Boulder-b}}^1$	30°

<sup>1</sup>it refers to both the contact boulder-fixed bed and the contact boulder-erodible bed

### 3 RESULTS FROM MPM SIMULATIONS

#### 3.1 Case I – Entrainment of a wet soil by a debris flow

A parametric study is carried out to find the best fit parameters for the erodible bed to back-calculate the measured entrainment volume in the flume test (0.9 m<sup>3</sup>). Figure 5 shows the computed normalised entrainment volumes  $V^*$  (normalised by the total bed volume of 1.5 m<sup>3</sup>) for different values of  $\varphi_{bR}$ ,  $\varepsilon_{d0}$  and  $\varepsilon_{dR}$ . The entrainment volume increases for decreasing values of  $\varphi_{bR}$ . This means that higher pore pressure generation in the erodible bed, which causes a reduction in the bed shear strength, increases entrainment. The entrainment volume is inversely proportional to the parameters  $\varepsilon_{d0}$  and  $\varepsilon_{dR}$ , which however have a lower influence. These two distortional strain parameters have a retarding effect on the onset of entrainment. The set of parameters  $\varphi_{bR}=22.5^\circ$ ,  $\varepsilon_{d0}=0.033$  and  $\varepsilon_{dR}=0.100$  provides the best fit with the measured entrainment volume.

The typical geometrical configuration during entrainment is exemplified in Figure 1c. The flow exerts a shear stress on the bed surface parallel to the flow direction. As entrainment may have already taken place in some parts of the bed upstream, the flow may affect surfaces orthogonal to the flow direction (by ploughing). The combination of basal scour and ploughing therefore increases the destabilising stress exerted by the flow on the erodible bed. A quite high bed internal friction is therefore needed to capture the entrainment volume, which explains why entrainment can occur even if the flow basal friction ( $\varphi_{f-b}=9^\circ$ ) is lower than the bed internal friction ( $\varphi_{bR}=22.5^\circ$ ).

More details on the back-calculation of Case I are provided in Vicari et al. (2022).

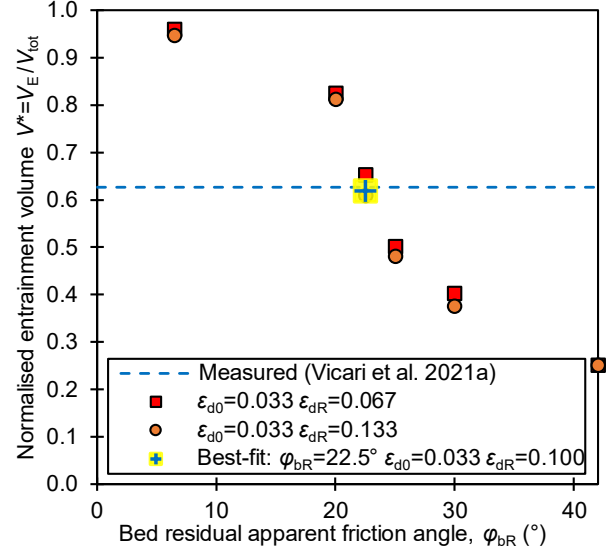


Figure 5. Case I: measured and computed entrainment volumes. See Figure 4 for explanation of the parameters varied

#### 3.2 Case II – Entrainment of large boulders at the debris flow front

Case II is analysed according to the geometric configuration shown in Figure 3b. Different simulations are carried out changing the mass of the boulder. In all the simulations, the flow impacts the boulder, which is then entrained at the flow front. The boulder and the flow are then observed to move downstream together.

Figure 6 shows the normalized runout time computed for different values of the normalized mass of the boulder. The normalized mass corresponds to the ratio between the mass of the boulder and the mass of the flow + boulder ( $m^* = m_{\text{Boulder}} / (m_f + m_{\text{Boulder}})$ ). The runout time of the flow + boulder ( $t_{f+Boulder}$ ) is taken when the masses reach the end of the channel (i.e.  $x=15$  m). The runout time is normalized by the runout time of a frictionless block (FB):

$$t_{FB}(x) = \sqrt{\frac{2x}{g \sin \theta} + \frac{2h_0}{g \sin^2 \theta}} - \sqrt{\frac{2h_0}{g \sin^2 \theta}} \quad [2]$$

where  $x$  is the inclined distance from the gate;  $g$  is the acceleration due to gravity;  $\theta=20^\circ$  is the slope angle.  $h_0=1.13$  m is the initial specific energy of the frictionless block (referred to the origin of the axes), which corresponds to the initial height of the center of mass of the flow. At  $x=15$  m,  $t_{FB}$  is equal to 1.90 s.

A reference simulation is carried out without any boulder on the channel ( $m^*=0$ ). The normalised runout time is computed as  $t^*=1.18$ . This indicates that the debris flow reaches the end of the flume in a higher time compared to a frictionless block, which is due to the friction acting at the base of the flow. Figure 6 also shows the computed normalised runout time for Case I, as  $t^*=1.32$  (notice that the same runout time was measured in the flume test,

which validates the numerical simulation in MPM for Case I). The increase of  $t^*$  from 1.18 to 1.32 shows that the higher friction in the erodible soil bed ( $\phi_{bR}=22.5^\circ$ ) slows down the debris flow.

For the simulations with a square boulder in the channel (i.e.,  $m^*>0$ ), the normalised runout time increases for increasing values of the normalised mass of the boulder. In particular,  $t^*$  varies between 1.34 and 2.26, for values of  $m^*$  between 0.03 and 0.24. When the debris flow impacts the boulder, the boulder is mobilized due to the high impact force transmitted by the debris flow. The boulder and the debris flow then travel together downstream, with the boulder remaining at the flow front (except for the simulation with  $m^*=0.03$ , where part of the flow overflows the boulder height, creating an isolated flow front).

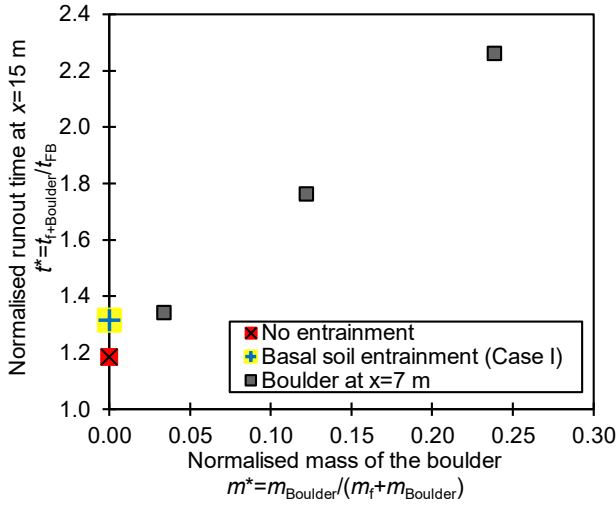


Figure 6. Case II: computed runout times for different masses of the boulder. The runout time is taken when the flow arrives at  $x=15$  m (i.e., the end of the inclined channel)

Two physical effects contribute to slowing down the debris flow which entrains a boulder in front:

i. During the impact of the debris flow with the boulder, momentum must be conserved. As the boulder has initially zero momentum, the velocity of the flow + boulder (as a whole) just after the impact must decrease if the two bodies remain attached.

ii. After the impact, the debris flow and the boulder move together. The boulder at the front is pushed by the (partially) liquefied debris flow ( $\phi_{f-b}=9^\circ$ ). However, high frictional shear resistance acts at the base of the boulder, which is not mediated by pore pressures ( $\phi_{Boulder-b}=30^\circ$ ). The boulder at the front therefore slows down the flow.

Figure 7a shows the time history of the boulder front position for the simulation with  $m^*=0.12$ . The boulder front, prior to the arrival of the debris flow, is at an initial position  $x_0=7.7$  m. At  $t=1.32$  s the flow impacts the boulder, which then starts moving at  $t_0=1.50$  s. The boulder then accelerates along the flume and arrives at  $x=15$  m at  $t=3.35$  s. Figure 7b shows the simulation at  $t=2.70$  s, where the boulder is pushed by the debris flow behind. Idealizing the

boulder as a block of mass  $m_{Boulder}$ , the theoretical displacement can be expressed as:

$$x = x_0 + \frac{F_{net,x}}{m_{Boulder}} \frac{(t-t_0)^2}{2} \quad [3]$$

where  $F_{net,x}$  is the total force acting on the boulder in the  $x$ -direction, which is due to gravity, friction at the base and pressure exerted by the debris flow (here assumed hydrostatic):

$$F_{net,x} = m_{Boulder} g \sin\theta - m_{Boulder} g \cos\theta \tan\phi_{base} + \frac{1}{2} K \rho_f g H^2 \cos\theta W \quad [4]$$

where  $\phi_{base}$  is the friction angle acting at the base of the boulder,  $K$  is the earth-pressure coefficient (assumed equal to 1);  $H=0.6$  m is the height of the boulder and  $W=2$  m is the width of the flume. In the simulation, some debris is observed to move under the boulder (Figure 7b); therefore, we pragmatically assume for  $\phi_{base}$  a value of  $20^\circ$  (i.e., between  $\phi_{Boulder-b}=30^\circ$  and  $\phi_{f-b}=9^\circ$ ). Equation 3 is plotted in Figure 7a, which shows good agreement with the computed boulder front position. Therefore, the idealization of a highly frictional block pushed by a liquefied debris may be regarded as valid.

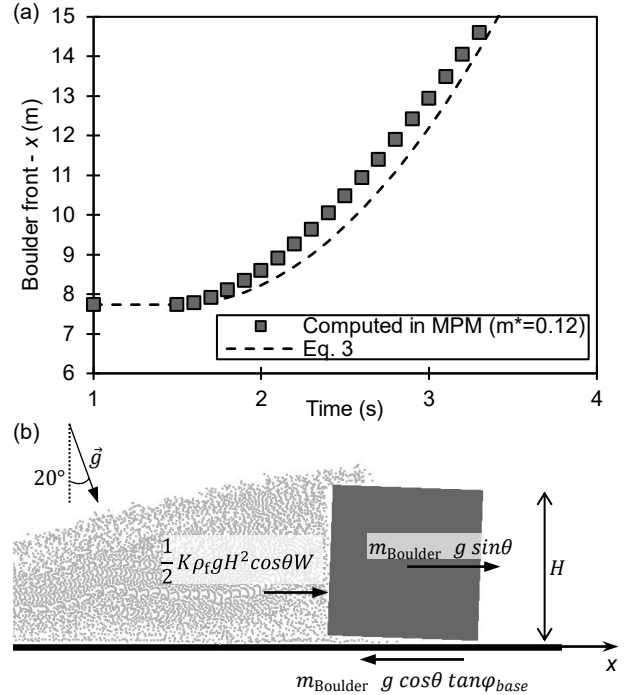


Figure 7. Case II: boulder  $m^*=0.12$ . (a) Computed and calculated time history of the boulder front position along the flume; (b) Simulation and forces acting on the boulder

### 3.3 Case III – Entrainment of a wet soil by a boulder

Case III is analysed by simulating the motion of a boulder over an erodible bed. The experiment by Ng et al. (2021) is considered as a reference, where a spherical granite boulder with a diameter of 200 mm was released in the same flume. The boulder then fell along the flume which, in the experiment, was fixed (non-erodible).

A MPM simulation is carried out to simulate the experiment (Figure 3c). To reduce the computation time, a plane-strain problem is modelled and therefore the boulder is modelled as a cylinder instead of a sphere. In addition, in the final part of the flume an erodible bed is modelled. The best-fit parameters of the erodible bed (Table 2), from Case I, are used to allow direct comparison to the case of the debris flow.

Figure 8 shows the time history of the boulder front position for both the experiment and the numerical simulation. In the fixed part of the channel ( $x < 9$  m), the boulder is observed (in MPM) to move downslope following a series of rotations and short bounces on the fixed bed. The MPM simulation captures quite well the position of the boulder compared to the experiment. The differences may be due to modelling a cylindrical shape instead of the real spherical shape of the boulder, which has a different mass and moment of inertia. Notice that a cylindrical shape of the boulder is not necessary in our MPM model but was used to limit the computation time.

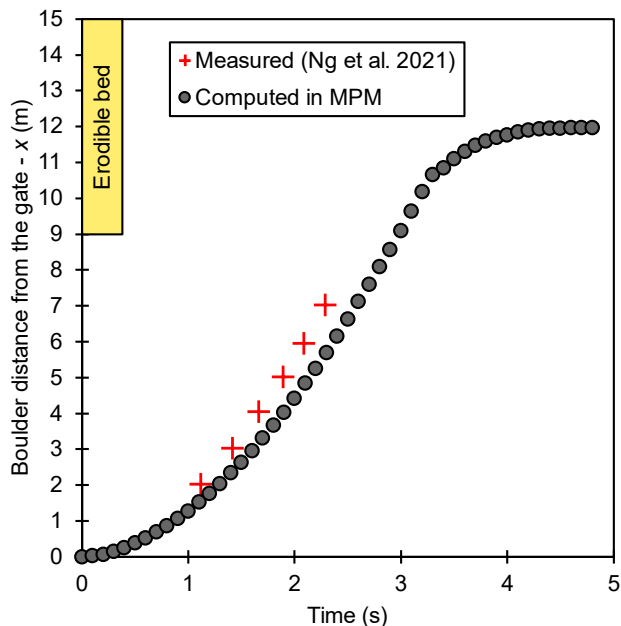


Figure 8. Case III: measured and computed time history of the boulder position along the flume

In the numerical simulation, the boulder jumps 0.7 m before it impacts the erodible bed. At impact it causes bed failure and a rapid increase of pore pressure (or equivalently, in our model, a decrease in the bed apparent friction) under the impact zone (Figure 9). The failure in the

erodible bed leaves a crater behind the boulder. Eventually, the boulder stops bouncing since the impact is highly plastic and starts translating over the erodible bed. As the boulder continues to move downslope, the soil bed is eroded and cumulates in front of the boulder. This ploughing-type erosion causes the boulder to slow down and stop at  $x=12$  m.

We observe that: (i) When the boulder moves in a bouncing motion and impacts an erodible bed (like the sketch in Figure 1e), it causes failure with significant pore pressures and entrainment. (ii) The plasticity and erosion of the bed hinder further bouncing motion of the boulder compared to a rigid bed. This result is qualitatively in agreement with the parameters used in rockfall rigid body simulations: the restitution coefficients of a boulder are typically assumed lower for bounces over soils compared to bedrock (e.g., Crosta and Agliardi 2003).

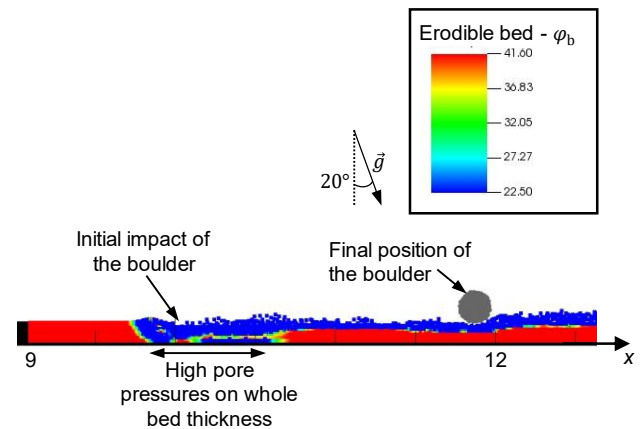


Figure 9. Final state of the cylindrical boulder over the soil bed for the numerical simulation of Case III

## 4 CONCLUSION

Using the Material Point Method, this paper investigates the entrainment of geomaterials by rapid mass movements. Three cases were analyzed, covering a variety of situations observed in nature. In case I, a homogeneous debris flow entrains a soil bed to back-calculate the experiment by Vicari et al. (2021). Case II involves a debris flow entraining a large boulder at the flow front. Case III refers to a boulder impacting a soil bed. The three cases have been compared in terms of entrainment and flow mobility. Based on the numerical simulations, the following conclusions can be drawn:

i. A three-dimensional MPM model can effectively capture the entrainment of a wet soil bed by a debris flow, without the need for additional formulations for the entrainment rate (as typically for depth-averaged models). Instead, MPM uses a softening model for the erodible bed to simulate the progressive increase of pore pressure as the bed is sheared. A one-phase model was used to simulate the erodible bed. Hence, the parameters of the softening model need to be calibrated because the magnitude of excess pore pressures in the bed is unknown a priori. Future developments of a two-phase model for the

erodible bed may allow modelling entrainment without the need to calibrate parameters.

ii. A large boulder lying on the channel is easily entrained at the front of a debris flow. We observed that the liquefied flow pushed the frictional boulder at the flow front. The entrainment of this boulder significantly slows down the flow. There is a positive correlation between the runout time and the mass of the boulder. However, in nature, the flow-boulder interaction may partially differ from our simulations, as boulders typically do not extend over the whole channel width and may have different shapes. The entrainment of large boulders, with high friction, at the flow front is anyway expected to decelerate the flow. Hence, boulders in a channel should be considered to produce more realistic numerical simulations. Furthermore, modelling boulders at the debris flow front may be particularly important to simulate the impact on mitigation barriers, where boulders are expected to cause large impact forces.

iii. When a cylindrical boulder impacts an erodible bed during its bouncing motion, it can cause a high increase of the pore pressure in the bed and therefore entrainment. However, the plastic impact and erosion of the bed may cause a reduction of the bouncing efficiency of the boulder, which limits further erosion of the bed and mobility of the boulder. The capability of MPM to simulate, in a continuum framework, both rigid materials (such as the boulder) and the deformable erodible bed is an effective alternative to traditional rigid body simulations of rockfalls. MPM may be advantageous in explaining the physical processes during impact; however, the long computation time remains an issue. The case of a rock avalanche (i.e., several boulders) entraining a soil bed still remains to be studied. Hence, the entrainment of soil material by bouncing boulders may originate a boulder rich debris flow, which was also not modelled in this study.

## 5 ACKNOWLEDGMENTS

The authors of this paper would like to acknowledge Centre for Research Driven Innovation (CRI) KLIMA2050 funded by the Research Council of Norway. The author Q.A. Tran received support from the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under the grant agreement 101022007. The computations were performed on High-Performance Computing resources provided by UNINETT Sigma2 – the National Infrastructure for High-Performance Computing and Data Storage in Norway.

## 6 REFERENCES

Bardenhagen, S.G., and Kober, E.M. 2004. The generalized interpolation material point method. *CMES - Computer Modeling in Engineering and Sciences*, 5(6): 477–495.

Choi, C.E., and Goodwin, G.R. 2021. Effects of interactions between transient granular flows and macroscopically rough beds and their implications for bulk flow dynamics. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(12): 1943–1960. doi:10.1139/cgj-2020-0160.

Crosta, G.B., and Agliardi, F. 2003. A methodology for physically based rockfall hazard assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 3(5): 407–422. doi:10.5194/nhess-3-407-2003.

Hungr, O., McDougall, S., and Bovis, M. 2005. Entrainment of material by debris flows. *Debris-flow Hazards and Related Phenomena*: 135–158. doi:10.1007/3-540-27129-5\_7.

Iverson, R.M. 2012. Elementary theory of bed-sediment entrainment by debris flows and avalanches. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 117(3): 1–17. doi:10.1029/2011JF002189.

Iverson, R.M., Reid, M.E., Logan, M., LaHusen, R.G., Godt, J.W., and Griswold, J.P. 2011. Positive feedback and momentum growth during debris-flow entrainment of wet bed sediment. *Nature Geoscience*, 4(2): 116–121. doi:10.1038/ngeo1040.

Kwan, J.S.H., Sze, E.H.Y., and Lam, C. 2019. Finite element analysis for rockfall and debris flow mitigation works. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(9): 1225–1250. doi:10.1139/cgj-2017-0628.

Mangeny, A., Roche, O., Hungr, O., Mangold, N., Faccanoni, G., and Lucas, A. 2010. Erosion and mobility in granular collapse over sloping beds. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 115(3): 1–21. doi:10.1029/2009JF001462.

McDougall, S., and Hungr, O. 2005. Dynamic modelling of entrainment in rapid landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5): 1437–1448. doi:10.1139/t05-064.

Ng, C.W.W., Liu, H., Choi, C.E., Kwan, J.S.H., and Pun, W.K. 2021. Impact Dynamics of Boulder-Enriched Debris Flow on a Rigid Barrier. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(3): 04021004. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002485.

Tran, Q.A., and Sotowski, W. 2019. Generalized Interpolation Material Point Method modelling of large deformation problems including strain-rate effects – Application to penetration and progressive failure problems. *Computers and Geotechnics*, 106(February 2019): 249–265. Elsevier. doi:10.1016/j.compgeo.2018.10.020.

Vicari, H., Ng, C.W.W., Nordal, S., Thakur, V., De Silva, W.A.R.K., Liu, H., and Choi, C.E. 2021. The Effects of Upstream Flexible Barrier on the Debris Flow Entrainment and Impact Dynamics on a Terminal Barrier. *Canadian Geotechnical Journal*, Just-IN: 1–37. doi:10.1139/cgj-2021-0119.

Vicari, H., Tran, Q.A., Nordal, S., and Thakur, V.K.S. 2022. MPM modelling of debris flow entrainment and interaction with an upstream flexible barrier. *Landslides*. doi:10.1007/s10346-022-01886-8.

# A comparison of two runout programs for debris flow assessment at the Solalex-Anzeindaz region of Switzerland

Arijit Biswas Arghya<sup>1</sup>, Bipul Hawlader<sup>1</sup> & Richard H. Guthrie<sup>2</sup>  
<sup>1</sup>Memorial University of Newfoundland, St. John's, NL, Canada  
<sup>2</sup>Stantec, Calgary, Alberta, Canada



## ABSTRACT

Debris flows are a major consideration in land-use planning and assessing the integrity of infrastructure in mountainous regions. In the present study, two computer programs, "Flow-R" and "DebrisFlow Predictor," are used to simulate debris flows in the Solalex-Anzeindaz region of the Swiss Alps, where many historic debris flow hazards are known. Both tools use the same Digital Elevation Model. Flow-R simulates the process based on spreading and runout distance algorithms. DebrisFlow Predictor uses a set of probabilistic rules for scour, deposition, path selection, and spreading. In the present simulations, both programs give comparable results in terms of spread. However, the additional information on the area, volume, and depth of debris along the landslide path provided by the DebrisFlow Predictor might make it a better hazard assessment tool.

## RÉSUMÉ

Les coulées de débris sont à prendre en considération dans la planification de l'utilisation des terres et l'évaluation de l'intégrité des infrastructures dans les régions montagneuses. Dans la présente étude, deux programmes informatiques, « Flow-R » et « DebrisFlow Predictor », sont utilisés pour simuler des coulées de débris dans la région de Solalex-Anzeindaz dans les Alpes suisses, où de nombreux cas historiques de coulée de débris sont connus. Les deux outils utilisent le même modèle numérique d'élévation. Flow-R simule le processus en se basant sur des algorithmes de distance d'étalement et d'étalement. DebrisFlow Predictor utilise un ensemble de règles probabilistes pour l'érosion, la déposition, la sélection de chemin et le comportement des débris. Sur la base des résultats de simulation, les deux programmes donnent des résultats comparables en termes de propagation. Cependant, les informations supplémentaires sur l'aire, le volume et la profondeur des débris le long de la trajectoire du glissement de terrain fournies par le DebrisFlow Predictor pourraient en faire un meilleur outil d'évaluation des risques.

## 1 INTRODUCTION

Debris flow is a gravity-driven moving mass of soil, mud, rock, and water. It is an extremely rapid flow-type landslide, which tends to travel long distances from its source (Hung et al. 2014). Debris flows pose considerable threats to communities, infrastructure, people, and resources.

Debris flow runout analysis can simulate the displacement of the failed materials originating from past landslides and can also predict the motion of debris in future landslides (McDougall 2017). This type of analysis should be a key component of hazard and risk assessment (Loew et al. 2016). Runout analysis can further help to estimate the runup height and impact loads on structures, a necessary step when assessing mitigation strategies (Kwan 2012). Estimating landslide extents, runout distances, and depths of debris is one of the most challenging tasks. Complete models of debris flow incorporating appropriate constitutive relationships of the flowing materials may not be practical because of significant uncertainties involved in material behavior and the computational cost of the simulation, especially when it occurs over a large area. McDougall (2017) classified the available runout analysis methods into two broad categories: (i) empirical-statistical methods and (ii) analytical methods. Analytical modeling can provide in-depth information; however, it is highly reliant on correct parameterization and may be difficult to implement at the

regional scale. Iverson (1997) suggested using simplified spatially distributed models based on empirical or semi-empirical approaches for regional-scale modeling. These simplified approaches can incorporate the information derived from statistical analysis of data; however, for a successful modeling, site-specific data is required (McDougall 2017).

Flow-R is a computer program developed in Matlab by the researchers at the University of Lausanne, Switzerland, incorporating spatially distributed empirical models, which can be used to identify the debris flow initiation zones based on the combination of user-defined criteria. The program can also calculate the extent (inundation) and directions (path) of debris flows. This open-source software has been used for runout assessments of debris flows in different countries, including Switzerland (Horton et al. 2008; Horton et al. 2013), France (Kappes et al. 2011), Italy (Blahut et al. 2010), Norway (Fischer et al. 2012), and Argentina (Baumann et al. 2011).

DebrisFlow Predictor is a separate stand-alone computer program that was developed by Stantec (Guthrie and Befus 2021) based on the cellular automata methods (Wolfram 1984). It follows a set of simple rules for scour, deposition, path selection, and spread. The simulation of runout with this program provides, in addition to inundation and path selection, the area, volume, and depth of debris along the flow path. Guthrie and Befus (2021) used this program to estimate sediment input to a stream network in



a mountainous area in Papua province in Indonesia and also assessed the risk of debris flow in a community in Vancouver, Canada.

### 1.1 Study Area

The Solalex-Anzeindaz region in the Swiss Alps is considered herein to test the performance of both above-mentioned programs. Debris flows are very frequent on the south side of the Diablerets Range and regularly block the road that traverses the Solalex-Anzeindaz region (Horton et al. 2013). The accumulations of sediment on fans in the area of interest are ongoing and constructed of sediment from folded limestone and marl layers from the upslope Diablerets nappes (Badoux and Gabus 1990). We selected a subset of the region (~4 km<sup>2</sup>) for computational efficiency.

The objective of the study was to compare the simulation results of debris flow runout in the Solalex-Anzeindaz region using Flow-R and DebrisFlow Predictor.

## 2 MODEL CONCEPTS

### 2.1 Flow-R

In Flow-R, the users primarily define two sets of parameters/criteria. First, in source areas, the debris flow initiation zones are identified. There are several options available within the program. For example, the initiation zone could be identified based on the combination of user-defined criteria for geological, morphological and hydrological conditions. The users can also select predefined sources (e.g., if the landslide initiation zones are known). Second, for propagation, debris flow criteria are defined.

#### 2.1.1 Source Area Identification

Debris flow source areas can be identified by applying conditions to selected parameters, including slope gradient, aspect, curvature, flow accumulation, geology, land-use and lithology. According to Rickenmann and Zimmermann (1993), the combination of three criteria, namely sediment availability, water input, and slope gradient, primarily controls the initiation zone for the Swiss Alps. Sediment availability basically refers to the lithological unit. The majority of debris flows in the Swiss Alps originate from the terrain with slope gradients greater than 15° (Rickenmann and Zimmermann 1993). Water inputs can be represented by flow accumulations. Horton et al. (2013) determined that 0.01 km<sup>2</sup> was an appropriate threshold for the upslope contributing area for identifying the debris flow initiation zones in the Central Alps; however, these values can fluctuate depending upon the location. Analyzing the past events in Switzerland, a limit relationship was developed between slope gradient and upslope contributing area for the Central Alps. Every point above that limit should be considered critical (Rickenmann and Zimmermann 1993; Horton et al. 2013).

Curvature is another morphological characteristic considered for identifying debris flow initiation zones. It is the second derivative of the slope, and debris flows tend to be concentrated in slope concavities (i.e., gullies rather than ridges) (Delmonaco et al. 2003; Wieczorek et al. 1997). Plan curvature, which is perpendicular to the direction of the steepest slope, was considered to identify the gullies. By analyzing the orthophotographs, Horton et al. (2013) suggested the plan curvature value of 2/100 m<sup>-1</sup> for a 10-m DEM of the Solalex-Anzeindaz region.

Fischer et al. (2012) applied Flow-R to develop a national debris flow susceptibility map for Norway. They chose five different sites (Troms county, Balsfjord, Junkerdal, Nesna, and alpine fjord landscape) of varying topography and geomorphology to test and calibrate the model. They determined different threshold values of the criteria for identifying the initiation zones, including plan curvature of -1.5/100 m<sup>-1</sup> to -0.5/100 m<sup>-1</sup>, upslope contributing area of 0.3–1.0 ha, and slope thresholds 25°–45°.

Despite the ability to model debris flow sources found in Flow-R, susceptibility maps (for source zones) are common in literature and practice. This step has been excluded from the present study. Instead, the debris flow trajectories provided by SilvaProtect-CH were used, where the extent of debris flow (bounded by two solid black lines in Figure 1) was developed based on historical debris flow and simulations. We considered the starting point of the individual trajectory as the initiation point (red circles in Figure 1).

A total of 190 initiation points was considered in this study. A 0.5 m DEM was downloaded from the Federal Office of Topography database (swissALTI3D) and resampled into a 5 m DEM for simulation using Flow-R and DebrisFlow Predictor.

#### 2.1.2 Assessment of Propagation

From initiation points, the program calculates the debris flow over the DEM according to the following: (i) a spreading algorithm and (ii) a runout distance algorithm. The spreading algorithms provide the direction of flow, which are defined by two sub-algorithms, namely flow direction algorithm and inertial algorithm (also known as persistence function). Several direction algorithms were implemented in Flow-R, and the user can choose one of them for an analysis. In the present study, the algorithm proposed by Holmgren (1994) was selected (Eq. 1).

$$p_i^{fd} = \frac{(\tan\beta_i)^x}{\sum_{j=1}^8 (\tan\beta_j)^x} \forall \begin{cases} \tan\beta > 0 \\ x \in [1; +\infty] \end{cases} \quad [1]$$

where  $i, j$  are flow directions;  $p_i^{fd}$  is the susceptibility proportion in direction  $i$ ;  $\tan\beta_i$  is the slope gradient between the central cell and the cell in direction  $i$ , and  $x$  is an exponent. In this study,  $x = 4$  is considered based on the work of Claessens et al. (2005).

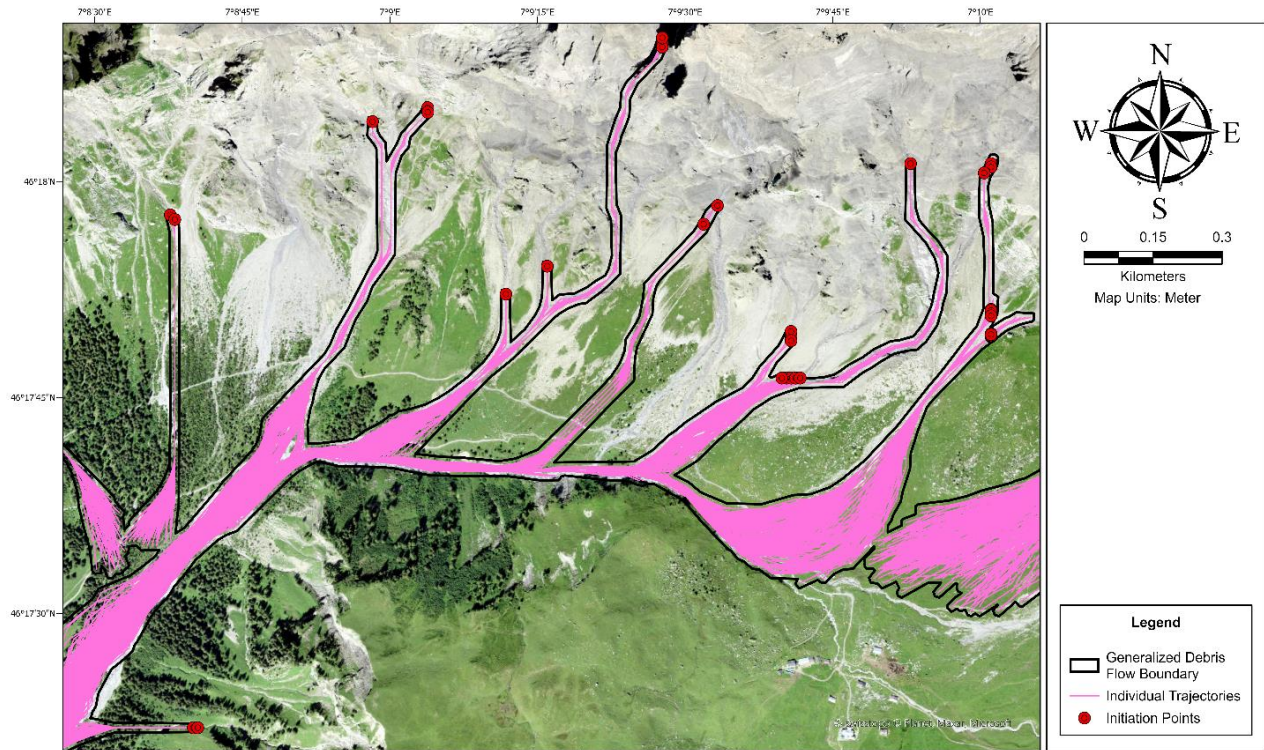


Figure 1: Debris flow trajectories developed by SilvaProtect-CH for Solalex-Anzeindaz region, Source: SilvaProtect-CH © BAFU

Two options are available for the inertial algorithm (weight and direction memory). In this study, the weight option is selected, which calculates the flow with a change in direction relative to the prior direction as

$$p_i^p = w_{\alpha_i} \quad [2]$$

where  $p_i^p$  is the flow proportion in direction  $i$ , and  $\alpha_i$  is the angle between the previous direction and the direction from the central cell to cell  $i$ . The weight ( $w_{\alpha_i}$ ) was selected based on the work of Gamma (2000). Further details on inertial algorithms are available in Horton et al. (2013).

Debris flow runout can be determined by combining the flow direction algorithm and the persistence function (Eq. 3).

$$p_i = \frac{p_i^{fd} p_i^p}{\sum_{j=1}^8 p_j^{fd} p_j^p} p_0 \quad [3]$$

where  $p_i$  is the susceptibility value in direction  $i$ ,  $p_0$  is previously determined flow proportion of the central cell.

The runout distance algorithms were developed based on energy balance, which can be written as

$$E_k^i = E_k^0 + \Delta E_p^i - E_f^i \quad [4]$$

where  $E_k^i$  is the kinetic energy of the cell in the direction  $i$ ;  $E_k^0$  is the kinetic energy of the central cell;  $\Delta E_p^i$  is the change in potential energy, and  $E_f^i$  is the energy loss due to friction for the flow in direction  $i$ . The friction loss was calculated in this study by using a simplified-friction limited model (Corominas 1996), as discussed below. Note, however, that the user can also choose the two-parameter friction model proposed by Perla et al. (1980).

Corominas (1996) proposed a simplified approach to calculate the energy loss due to friction as:

$$E_f^i = g \Delta x \tan\varphi \quad [5]$$

where  $\Delta x$  is the increment of horizontal displacement in direction  $i$ ;  $\tan\varphi$  is the gradient of energy line in the direction  $i$ ;  $\varphi$  is the travel angle, and  $g$  is the gravitational acceleration. An average slope angle (that connects the starting and ending points of the debris flow track) of roughly  $11^\circ$  characterizes the most probable maximum runout in the Central Alps (Rickenmann and Zimmermann 1993; Huggel et al. 2002; Horton et al. 2013). Therefore,  $\varphi = 11^\circ$  is considered in this study.

Finally, simulation results might be misleading if the slope is very steep. To control that, Flow-R incorporated a limiting velocity ( $V_{max}$ ), as suggested by Horton et al. (2013). That is,

$$V_i = \min \left\{ \sqrt{V_0^2 + 2g\Delta h - 2gx\Delta x \tan\varphi}, V_{max} \right\} \quad [6]$$

where  $\Delta h$  is the difference between the elevation of the central cell and the cell in the direction  $i$ . The maximum velocity measured in debris flow incidents in Switzerland was 13 to 14 m/s (Rickenmann and Zimmermann 1993). Therefore,  $V_{max} = 15$  m/s is used in the present study.

## 2.2 DebrisFlow Predictor

The DebrisFlow Predictor is also a landslide runout simulation tool, which is similar to Flow-R, as both are empirically based. However, the underlying mechanics differ somewhat; DebrisFlow Predictor is an agent-based program where the landslide is represented by agents that occupy cells on a raster grid at a specific time step on which a set of rules could be applied. Also, the identification of source areas and debris flow propagation criteria are different from those used in Flow-R (Sections 2.1.1 & 2.1.2).

For source areas, using the tools in the program itself, users of DebrisFlow Predictor can manually select a single cell (5 m x 5 m), a small group of a 15 m x 15 m slide initiation zone, or multiple cells (a larger source zone) simply by painting over a larger area. Manual selection is done directly on the DEM in the program itself. Landslide initiation areas can also be imported from a point shapefile (.shp) and automatically populated with 15 m x 15 m landslide initiation zones.

In the simulations using DebrisFlow Predictor, the same initiation points used in the Flow-R simulation were used.

In DebrisFlow Predictor, the direction of movement is identified by a Moore Neighborhood algorithm, where the elevations of the surrounding eight cells around the central

cell are obtained. In each time step, the agent faces and will flow toward the lowest unoccupied cells. In the case where cells are not unoccupied or where three cells have the same elevation, the direction is a combination of random chance and the preservation of momentum. A detailed description of this approach is available in Guthrie et al. (2008)

Also different in DebrisFlow Predictor is that agents scour and deposit in each timestep and account for their mass. Occasionally mass is shed to new cells on the matrix (DEM), spawning additional agents. The redistribution of mass is described by a probability density function defining the standard deviation ( $\sigma$ ) as

$$\sigma = \left( \frac{m_{max} - m}{m_{max}} \right)^n (\sigma_L - \sigma_S) + \sigma_S \quad [7]$$

where  $m_{max}$  is the fan maximum slope to limit spreading above the selected slope value,  $m$  represents DEM slope,  $n$  is a skew coefficient,  $\sigma_L$  is low slope coefficient and  $\sigma_S$  is steep slope coefficient. Further details of these parameters could be found in Guthrie and Befus (2021).

The parameters used in this application of DebrisFlow Predictor are listed in Table 1. The parameter  $m_{max}$  limits spreading to slopes flatter than  $27^\circ$ , as recommended by Guthrie and Befus (2021), where additional information is not available. The parameters  $n$ ,  $\sigma_L$ , and  $\sigma_S$  control the amount of mass (and therefore the creation of new agents) redistributed to surrounding cells. With an increase in the value of  $\sigma_L$  and  $\sigma_S$  the spreading increases in the low and steep slope areas, respectively.

In DebrisFlow Predictor, the spread is controlled by the redistribution of mass (Eq. 7), spawning new agents, which, themselves, are subject to the same rules as existing agents. These parameters are adjusted efficiently by moving sliders within the program. The reader can compare this to the spreading algorithm in Flow-R (Eqs. 1–3).

Agent mass is a critical part of DebrisFlow Predictor, and each agent continues to move downslope so long as its mass  $> 0$ . Mass follows probabilistic rules for scour and deposition based on the underlying slope. The probability curves come from approximately 1700 field observations (Wise, 1997; Guthrie et al., 2008, 2010). Nonetheless, variations in local geomorphology may necessitate adjustments to scour or deposition depth. These are achieved using the deposition and erosion multipliers (Table 1) that are independently applied to the agent mass after calculation in each timestep. DebrisFlow Predictor also considers mass loss during the turn. As the neighbouring cells are at  $45^\circ$  angle with respect to the central cell, the mass loss parameter is defined per  $45^\circ$  turn. Once again, each of these parameters is efficiently adjusted using sliders in the program itself. Overall, the role of these parameters could be compared to the runout distance algorithms in Flow-R (Eqs. 4–6).

DebrisFlow Predictor has the ability to set a minimum scour depth in the initiation zone to account for the observed experience of (for example) a half-meter headscarp. The minimum scour depth is subtracted to the calculated depth for that slope.

Because the results are probabilistic, no two runs are identical; therefore, multiple runs are recommended to determine the potential cumulative footprint of a debris flow path and to calculate the probability that any location within the cumulative footprint will be occupied by an event. Five hundred landslide runs were modeled from each landslide initiation zone in this simulation.

Table 1. Parameters used DebrisFlow Predictor

Fan maximum slope ( $m_{max}$ )	$27^\circ$
Low slope coefficient ( $\sigma_L$ )	0.36
Steep slope coefficient ( $\sigma_S$ )	1.36
Skew coefficient ( $n$ )	1.1
Maximum spawns allowed	100
Deposition multiplier	0.5x
Erosion multiplier	1x
Mass loss per $45^\circ$ turn	20%
Minimum initiation depth	0
Number of model runs	500

### 3 RESULTS

Figure 2 represents the spreading of debris flow hazard potential for the Solalex-Anzeindaz region modeled in Flow-R. The darker color shows higher susceptibility, while the lighter color represents comparatively lower susceptibility. By using Flow-R, the user can determine runout distance and generally estimate the probability of occupying a place in the landscape. However, at least in this simulation, the susceptibility appears to be either high (dark lines) or low (lighter background), with limited intermediate values between the two.

DebrisFlow Predictor is functionally limited to a 5 m DEM (the same DEM was used in both models) but produces considerable additional information at that scale. It predicts the area, volume, and depth along the landslide path, as well as the probability of inundation over multiple runs. Figure 3 (DebrisFlow Predictor) is similar to Figure 2 (Flow-R), with a perhaps better discretization of intermediate probabilities. The darker areas represent higher inundation probabilities, and lighter areas represent lower inundation probabilities. If the reader considers only the high probability paths from both models, DebrisFlow Predictor, as modeled in this case, appears to produce more realistic fanning and path behavior.

In some cases, DebrisFlow Predictor gives considerably different and better results than Flow-R simulation results; for example, in the zone shown by a square in Figures 2 and 3. Figure 4(a) shows an enlarged view of the landslide footprint of this area, which shows that the debris comes from the upslope areas along the path PQ and then there are two flow paths (QRT and QST), which merge at point T. The Flow-R simulations in Figure 4(b) show only one flow path QST and could not model the flow along QRT. Not only in the present simulation but also in the simulations conducted for SilvaProtect-CH found no debris flow along the path QRT (see Figure 1). On the other hand, DebrisFlow Predictor simulates some flow of debris along QRT, as shown in Figure 4(c), which is consistent with landslide footprint (Figure 4(a)).

Methods to estimate damage from debris flows include analytical (Corominas et al. 2014), empirical (Jakob et al. 2012), and engineering judgment approaches (Winter et al. 2014). Perhaps the simplest approach is to consider only landslide depth (Ciurean et al. 2017). In this case, the landslide depth is provided as an output from DebrisFlow Predictor (Figure 5). However, with those depths and assumptions about the velocity (estimated at 15 m/s over this site), detailed calculations could be performed, such as design parameters for mitigation structures. Similarly, with respect to mitigation, individual scenario runs from DebrisFlow Predictor will produce volumes. In other words, the operator can get a range of expected volumes as well as the expected depths. However, it is to be noted that the simulation results depend on the selection of model parameters, which could be estimated by calibrating the results against field data, as performed by Guthrie and Befus (2021) for two debris flow sites in Canada and Indonesia.

Both programs are highly dependent on DEM quality and resolution, with DebrisFlow Predictor being limited to 5 m pixel size. Changing the ground surface from that surface represented in the DEM might result in some errors in the runout model.

Horton et al. (2013) showed that outcomes could vary substantially according to different resolutions of DEM. He proposed that a 10 m pixel resolution is appropriate for regional debris flow susceptible mapping. In recent years, the computational power has increased rapidly; therefore, simulations could be performed even for smaller pixels. Guthrie and Befus (2021) suggested that a 5 m DEM strikes a balance of processing power and provides reasonable results.

### 4 CONCLUSIONS

Flow-R and Debrisflow Predictor were deployed at the Solalex-Anzeindaz region to simulate debris flow runouts. Both programs were developed based on empirical approaches, and neither of the models emphasizes local triggering factors or underlying conditions to determine the path. They rely instead on the overall behavior of debris

flows derived from empirical studies. A number of successful case studies demonstrated the suitability and applicability of Flow-R for debris-flow susceptibility mapping, while DebrisFlow Predictor is, in comparison, relatively new.

For DebrisFlow Predictor, the source area is identified manually or computationally outside the program and imported. Flow-R, on the other hand, comes with a landslide susceptibility module (for landslide initiation). While landslide initiation zones are readily determined through a variety of methods, if the user wishes to automate this process in a single program, Flow-R is perhaps a better choice (though expert judgement is still required to parameterize the program correctly).

Once source zones are identified, DebrisFlow Predictor appears to provide more information and better path results

(individual runs or high probability inundation zones from multiple runs to show morphological features that one would expect to see in a real debris flow) and additional depth information obtained along the runout path. That depth data (scour and deposition) can help engineers prepare mitigation strategies and design parameters. Calibration occurs within the program using a relatively intuitive GUI, and the model accounts, therefore, for second-order differences in local conditions (e.g. geology, viscosity, surficial geology) experimentally.

DebrisFlow Predictor, at this time of writing, is free for non-commercial use, while Flow-R is open-source software.

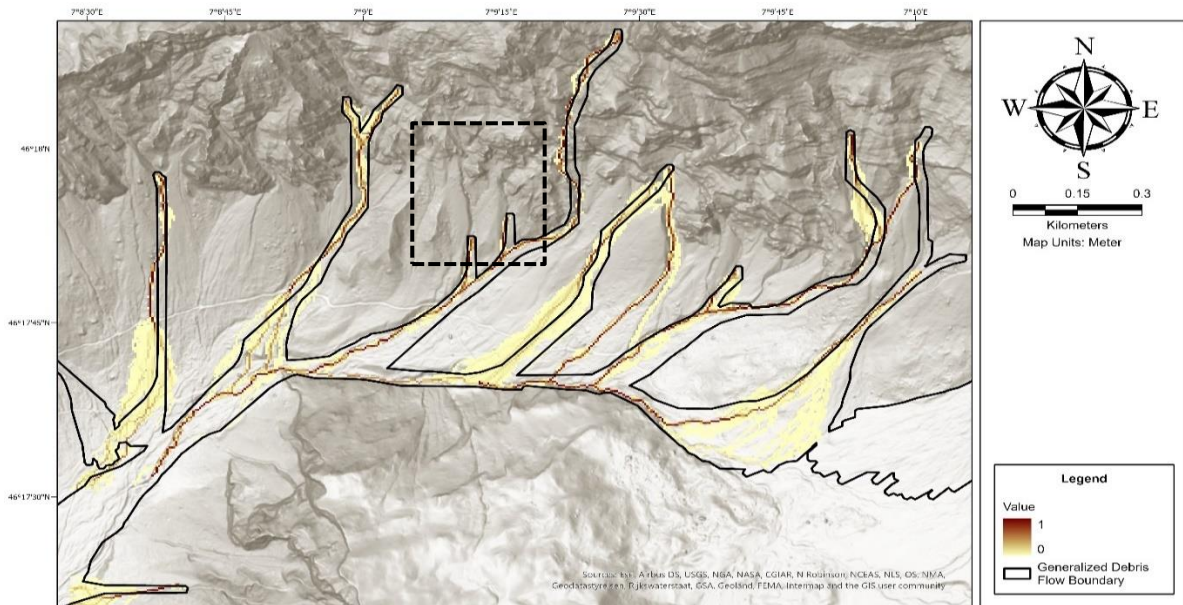


Figure 2: Debris flow runout modeled in Flow-R. The cumulative footprints and probability of occupying a cell are provided; however, the probability distribution appears to be bimodal, with only high and low probabilities well represented.

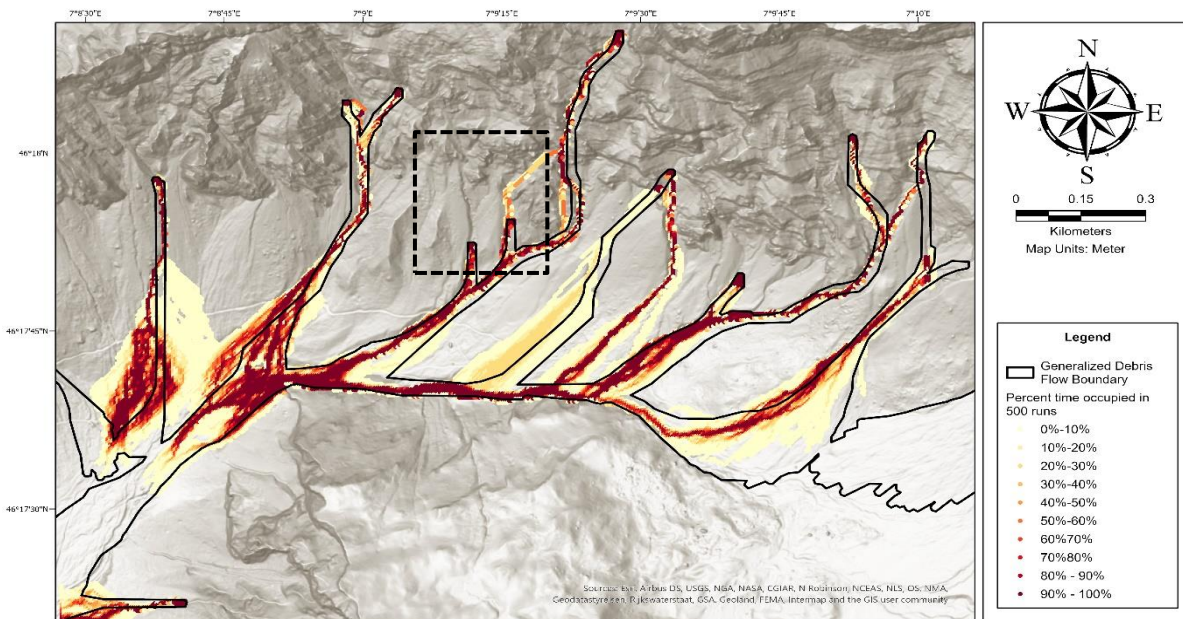


Figure 3: Debris flow runout from DebrisFlow Predictor. The result shows both the cumulative footprint of multiple runs and the likelihood that any location on the map would be occupied in a single run.

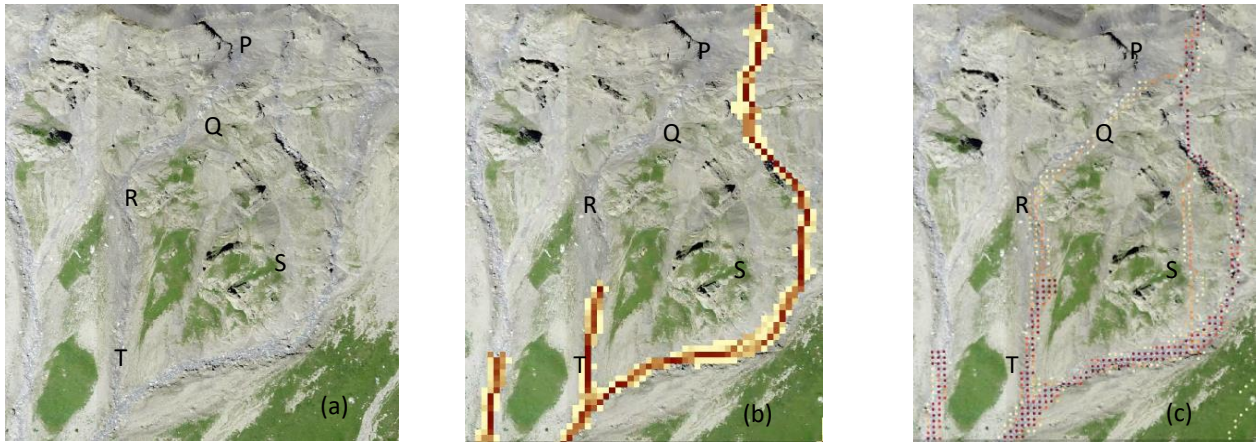


Figure 4: Comparison of simulation results with landslide footprints for a selected location: (a) landslide footprint; (b) Flow-R simulation; (c) DebrisFlow Predictor simulation (Background image source: [www.swisstopo.admin.ch/en/geodata/images.html](http://www.swisstopo.admin.ch/en/geodata/images.html))

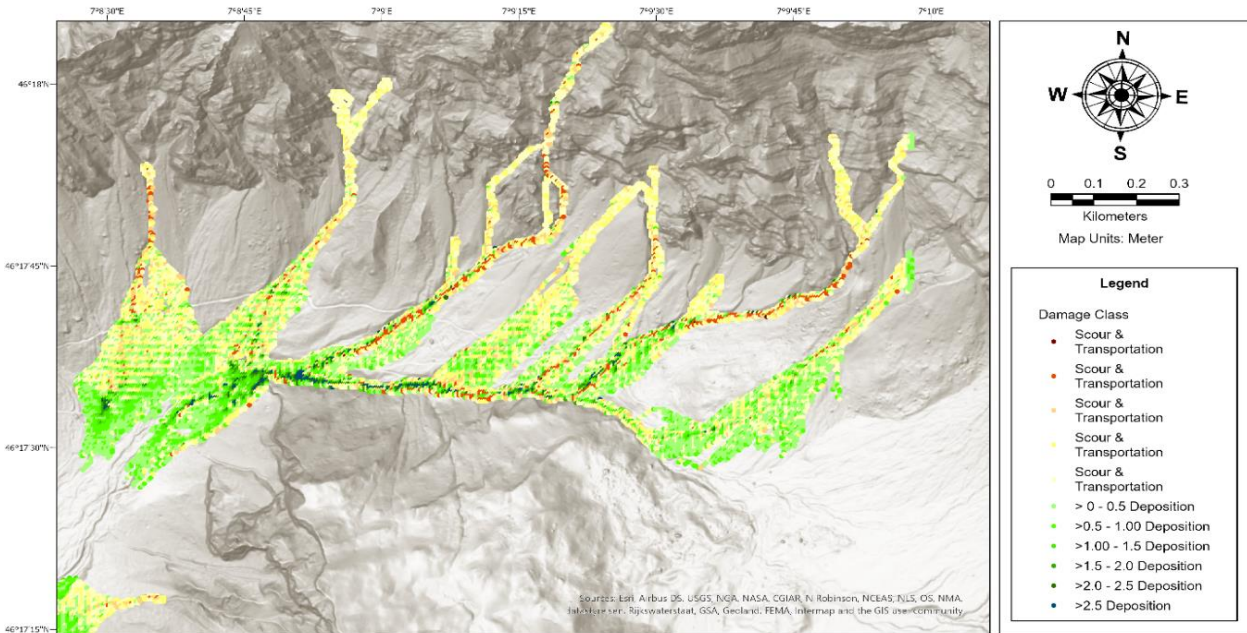


Figure 5: Debris flow runout showing depths (scour from red to yellow, deposition from green to dark green) along the path. Volume is retained for each individual landslide in the program and can be exported to Excel spreadsheets for scenario analysis.

## 5 REFERENCES

- Badoux, H. and Gabus, J.-H. 1990. Atlas géologique de la Suisse, feuille n° 1285, 1:25000, Les Diablerets avec notice explicative (In French).
- Baumann, V., Wick, E., Horton, P., and Jaboyedoff, M. 2011. Debris Flow Susceptibility Mapping at a Regional Scale along the National Road N7, Argentina, *14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Toronto, Ontario, Canada.
- Blahut, J., Horton, P., Sterlacchini, S., and Jaboyedoff, M. 2010. Debris Flow Hazard Modelling on Medium Scale: Valtellina di Tirano, Italy, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(11): 2379–2390.
- Ciurean, R. L., Hussin, H., vanWesten, C. J., Jaboyedoff, M., Nicolet, P., Chen, L., Frigerio, S. and Glade, T. 2017. Multi-scale Debris Flow Vulnerability Assessment and Direct Loss Estimation of Buildings in the Eastern Italian ALPS, *Natural Hazards*, 85: 929–957.

- Claessens, L., Heuvelink, G.B.M., Schoorl, J.M. and Veldkamp, A. 2005. DEM Resolution Effects on Shallow Landslide Hazard and Soil Redistribution Modelling, *Earth Surface Processes and Landforms*, 30(4): 461–477.
- Corominas, J. 1996. The Angle of Reach as a Mobility Index for Small and Large Landslides, *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2): 260–271.
- Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Mallet, J. P., Fotopoulou, S. and Catani, F. 2014. Recommendations for the Quantitative Analysis of Landslides Risk, *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 73: 209–263.
- Delmonaco, G., Leoni, G., Margottini, C., Puglisi, C. and Spizzichino, D. 2003. Large Scale Debris-flow Hazard Assessment: a Geotechnical Approach and GIS modeling, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3: 443–455.
- Fischer, L., Rubensdotter, L., Sletten, K., Stalsberg, K., Melchiorre, C., Horton, P. and Jaboyedoff, M. 2012. Debris Flow Modeling for Susceptibility Mapping at Regional to National Scale in Norway, *11th International and 2nd North American Symposium on Landslides*, Banff, Alberta, Canada, 723–729.
- Gamma, P. 2000. *dfwalk*—Ein Murgang-Simulationsprogramm zur Gefahrenzonierung (*dfwalk*—A debris flow simulation program for natural hazard zonation). Geographica Bernensia G66, Bern, Switzerland (in German).
- Guthrie, R. H. and Befus, A. 2021. DebrisFlow Predictor: an Agent-based Runout Program for Shallow Landslides, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 21(3): 1029–1049.
- Guthrie, R.H., Deadman, P., Cabrera, R., and Evans, S. 2008. Exploring the Magnitude-frequency Distribution: a Cellular Automata Model for Landslides, *Landslides*, 5: 151–159.
- Guthrie, R. H., Hockin, A., Colquhoun, L., Nagy, T., Evans, S. G. and Ayles, C. 2010. An examination of Controls on Debris Flow Mobility: Evidence from Coastal British Columbia, *Geomorphology*, 114: 601–613.
- Holmgren, P. 1994. Multiple Flow Direction Algorithms for Runoff Modelling in Grid Based Elevation Models: an Empirical Evaluation, *Hydrological Processes*, 8(4): 327–334.
- Horton, P., Jaboyedoff, M. and Bardou, E. 2008. Debris Flow Susceptibility Mapping at a Regional Scale, *4th Canadian Conference on Geohazards*, Quebec, Canada, 339–406.
- Horton, P., Jaboyedoff, M., Rudaz, B. and Zimmermann, M. 2013. Flow-R, a Model for Susceptibility Mapping of Debris Flows and Other Gravitational Hazards at a Regional Scale, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(4): 869–885.
- Huggel, C., Kaab, A., Haeblerli, W., Teysseire, P. and Paul, F. 2002. Remote Sensing Based Assessment of Hazards from Glacier Lake Outbursts: a Case Study in the Swiss Alps, *Canadian Geotechnical Journal*, 39: 316–330.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L. 2014. The Varnes Classification of Landslide Types, an update, *Landslides*, 11: 167–194.
- Iverson, R.M. 1997. The Physics of Debris Flows, *Reviews of Geophysics*, 35(3): 245–296.
- Jakob, M., Stein, D. and Ulmi, M. 2012. Vulnerability of Buildings to Debris Flow Impact, *Natural Hazards*, 60: 241–261.
- Loew, S., Gschwind, S., Gischig, Keller-Signer, A. and Valenti, G. 2016. Monitoring and Early Warning of the 2012 Preonzo Catastrophic Rockslope Failure, *Landslides*, 14: 141–154.
- Kappes, M. S., Malet, J.-P., Remaitre, A., Horton, P., Jaboyedoff, M. and Bell, R. 2011. Assessment of Debris-flow Susceptibility at Medium-scale in the Barcelonnette Basin, France, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(2): 627–641.
- Kwan, J.S.H. 2012. *Supplementary Technical Guidance on Design of Rigid Debris-resisting Barriers*, Hong Kong Geotechnical Engineering Office, Report No. 270.
- McDougall, S. 2017. 2014 Canadian Geotechnical Colloquium: Landslide Runout Analysis — Current Practice and Challenges, *Canadian Geotechnical Journal*, 54(5): 605–620.
- Perla, R., Cheng, T.T. and McClung, D.M. 1980. A Two-parameter Model of Snow-avalanche Motion, *Journal of Glaciology*, 26: 197–207.
- Rickenmann, D. and Zimmermann, M. 1993. The 1987 Debris Flows in Switzerland: Documentation and Analysis, *Geomorphology*, 8(2-3): 175–189.
- Wieczorek, G.F., Mandrone, G. and DeCola, L. 1997. The Influence of Hillslope Shape on Debris-flow Initiation. In: *International Conference Water Resources Engineering Division*, ASCE, San Francisco, CA, 21–31.
- Winter, M., Smith, J. T., Fotopoulou, S., Pitilakis, K., Mavrouli, O., Corominas, J. and Argyroudis, S. 2014. An Expert Judgement Approach to Determining the Physical Vulnerability of Roads to Debris Flow, *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 73: 291–305.
- Wise, M. P. 1997. *Probabilistic Modelling of Debris Flow Travel Distance Using Empirical Volumetric Relationships*, MSc Thesis, University of British Columbia, Vancouver, BC.
- Wolfram, S. 1984. Cellular Automata as Models of Complexity, *Nature*, 311: 419–424.



# Lessons learned from the local calibration of a debris flow model and importance to a geohazard assessment



Thad Wasklewicz<sup>1</sup>, Richard H. Guthrie<sup>2</sup>, Paul Eickenberg<sup>3</sup>, Benjamin Kramka<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Stantec Consulting Services Inc, Fort Collins, CO, USA

<sup>2</sup> Stantec Consulting Services Inc, Calgary, AB, Canada

<sup>3</sup> Stantec Consulting Services Inc, Minneapolis, MN, USA

Email: thad.wasklewicz@stantec.com, rick.guthrie@stantec.com, paul.eickenberg@stantec.com, benjamin.kramka@stantec.com

## ABSTRACT

Post-wildfire debris flows are a common hazard in many locales throughout the world. There is a demand for predicting the runout, inundation, and probability of occurrence to educate property owners, inform mitigation, and local planning in the wildland urban interface. Here, we calibrate our model to debris flow that occurred outside of a recent project area. The model can accurately predict the runout, including an avulsion that took place on the alluvial fan and the spatial extent of other surges that extended across much of the alluvial fan. The model was also able to predict the flow depths that could be used to account for the loss of homes at the debris flow site. Not only is modeling and our approach a critical tool in geohazard assessments after a wildfire, but it could also be used as a more proactive tool for planning and mitigation for debris flows in current and future development that would make our communities more resilient.

## RÉSUMÉ

Les coulées de débris post-incendie sont un danger commun omniprésent dans de nombreux endroits du monde. Il existe une demande pour prédire le ruissellement, l'inondation et la probabilité d'occurrence afin d'éduquer les propriétaires fonciers, d'éclairer l'atténuation et la planification locale dans l'interface urbaine des terres sauvages. Ici, nous calibrons notre modèle sur la coulée de débris qui s'est produite en dehors d'une zone de projet récente. Le modèle peut prédire avec précision le ruissellement, y compris une avulsion qui a eu lieu sur le cône alluvial et l'étendue spatiale d'autres surtensions qui se sont étendues sur une grande partie du cône alluvial. Le modèle a également été en mesure de prédire les profondeurs d'écoulement qui pourraient être utilisées pour tenir compte de la perte de maisons sur le site de la coulée de débris. Non seulement la modélisation et notre approche sont un outil essentiel dans les évaluations des géorisques après un incendie de forêt, mais elles pourraient également être utilisées comme un outil plus proactif pour la planification et l'atténuation des coulées de débris dans le développement actuel et futur qui rendraient nos communautés plus résilientes.

## 1 INTRODUCTION

Models remain an essential tool in a geohazard specialists' toolbox. They provide a means to approximate spatial patterns and processes associated with geohazards that often cannot be experienced or measured from a field observation (sensed or recorded) or multiple observations (Barnhart, et al. 2021). However, uncertainties exist in the model inputs that impact overall model performance and the ability to predict potential outcomes. Therefore, model calibration is performed to help assure the model is fit to the purpose for which it is being employed.

Calibration involves several steps consisting of, but not limited to, confirming input data accuracy, developing a base model with appropriate elements, and where possible considering the model in relation to multiple historic events. Debris flow modeling is often limited by the lack of site-specific debris flow data. A central clearinghouse for debris flow data does not exist in meaningful way, such as data from weather stations, stream gages, or satellites. There is also inherent variability in initial conditions, topography, geology, and weather conditions that often produce site-specific characteristics that must be measured in the field or adopted from existing scientific or engineering research

(McDougall 2017). However, opportunities exist whereby a recent or well-documented historical debris flow can be observed to provide supporting information to inform inputs for calibrating the model to the local conditions.

Here, we evaluate the performance of an agent-based probabilistic model by calibrating the results to the Black Hollow debris flow (BHdf) that occurred in Larimer County, Colorado, USA. The BHdf occurred outside of a then active project area in which we were conducting a post-wildfire debris flow hazard assessment. The BHdf provided an opportunity to evaluate the performance of our regional modeling efforts and inform hazard assessment and mitigation approaches moving forward.

## 2 METHODS

### 2.1 Study Site

The Black Hollow drainage basin contains a perennial tributary stream to the Cache La Poudre River. The site is located west of Rustic, Colorado, USA (Figure 1). The drainage area is 17.28 km<sup>2</sup>. The maximum basin elevation of 3,475 m and minimum basin elevation of 2954 m with a mean slope of 32%. The basin receives mean annual



precipitation of 51.18 cm. Stored colluvium and alluvium are consistently one meter or more deep throughout much of the drainage basin.

The drainage basin was burned in the 2020 Cameron Peak Fire. The fire reduced or eliminated canopy and ground cover and altered the soil structure (BAER 2020). Hydrophobicity was highly inconsistent across the Cameron Peak Fire and was estimated to be 55% across half the burned area (BAER 2020).

The Black Hollow debris flow occurred on 20 July 2021, taking four lives, and destroying five homes, after an intense rainstorm within the burned watershed (Figure 1). The peak 15 min rainfall intensity was 37 mm/hr as recorded from the nearby Washout Gulch rain gage (Kean 2021). The rainfall intensity equates to an approximate 1-year recurrence interval rainstorm according to NOAA Atlas 14. Staley et al. (2020) show the return interval (RI) for rainfall intensities sufficient to produce debris flows is less than 2 years for much of the southwestern United States including Colorado. The geometric means from all Colorado debris flow data highlighted RIs of 0.7, 0.6, and 0.4 for 15-, 30-, and 60-minute rainfall durations, respectively (Staley et al., 2020). The occurrence of a storm with sufficient intensity to produce a debris flow using 15-minute storm-duration is plotted for this area for 1-, 2-, and 3-years following a fire (Figure 2).

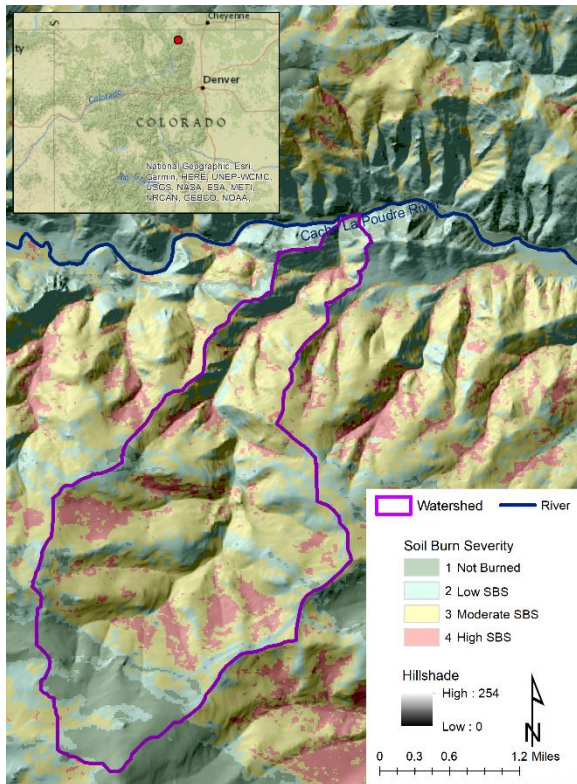


Figure 1. Map of Black Hollow drainage basin and soil burn severity. Black Hollow Rd is located at the outlet of the drainage basin.

## 2.2 Debris Flow Modeling

The landslide runout modeling software DebrisFlow Predictor was used to determine depth, volume, and the likelihood of a debris flow occupying portions of the landscape downslope of the initiation points. Originally conceived to answer questions about the magnitude-frequency characteristics of open slope debris flows and debris avalanches, DebrisFlow Predictor predicts landslide travel paths, and erosion and deposition along those paths (Guthrie and Befus 2021; Guthrie et al. 2021; Crescenzo et al. 2021). The software is predicated on the idea that shallow landslides of the flow-type (debris flows and debris avalanches) exhibit similar aggregate behavior, based largely on topography, independent of geology, triggering event, rheology, or other secondary and tertiary order effects.

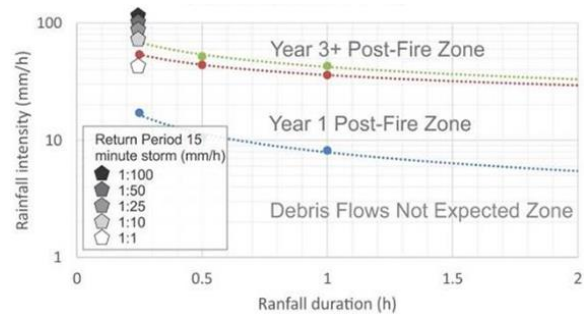


Figure 2. Rainfall intensity duration thresholds for the area after a wildfire.

### 2.2.1 Model Initialization

An estimated sediment volume (erosion and deposition) along a landslide path is derived by deploying 'agents', or autonomous sub-routines over a 5 m spatial resolution DEM (Rustic DEM is 10m resolution because of data availability). The DEM surface provides basic information to each agent, in each time-step, that triggers the rule set that comprises the subroutine. In this manner, agents interact with the surface and with other agents. Each agent occupies a single pixel in each time-step.

The user defines a starting location by injecting a single agent at the resolution of a DEM raster cell. By default, the software is optimized for 5 m DEM to provide computational efficiency and sufficient resolution to map debris flow runout (Guthrie and Befus 2021). A group of nine agents are commonly used to initiate a debris flow in small drainages and frequently multiple small sub-drainages are used to trigger debris flows in larger watersheds. In the case of a 5 m DEM, this would equate to a 15 m x 15 m initiation zone. Alternatively, there is also the option to paint a user-defined zone (unlimited size) as indicated by field morphology. Multiple agents may be generated at the same time using any of these methods, or any combination of these methods. The software can also automatically create nine agents for a series of points imported from a point shapefile.

The starting location of a single agent, or a group of connected agents, is the initiation of a landslide. Agents follow probabilistic rules for scour (erosion) and deposition at each time-step based on the underlying slope. Rules for scour and deposition are independent probability

distributions for 12 slope classes (bins), modified from Guthrie et al. (2008) to account for a wider range of slopes than those used in the original study. The slope classes are based on data gathered for coastal British Columbia (Wise 1997; Guthrie et al. 2010), but the model has been applied to several locations internationally (Guthrie and Befus 2021; Guthrie et al. 2021; Crescenzo et al. 2021). The software has functions that control the spreading behavior of landslides. Spreading behavior causes landslides to redistribute mass by generating new agents described by a probability density function where the mean is centered around the facing direction of an individual agent (accounting for the local slope by including the eight surrounding cells or Moore neighbors) and the standard deviation,  $\sigma$ , is defined by:

$$\sigma = \left( \left( \frac{m_{MAX} - m}{m_{MAX}} \right)^n * ((\sigma_L - \sigma_S) + \sigma_S) \right)$$

Where:  $m_{MAX}$  = Fan Maximum Slope,  $m$  = DEM slope,  $n$  = Skew coefficient,  $\sigma_L$  = Low Slope coefficient,  $\sigma_S$  = Steep Slope coefficient. Spread is calibrated experimentally based on empirical or observed behaviors of actual landslides.

Slider-type controls within the program allow the landslide professional to calibrate results for local second-order effects by controlling the spread, the maximum number of agents that can be triggered, minimum initiation depth, sediment loss in corners, and finally, by increasing or decreasing the erosion and deposition lookup tables. Calibration is typically done visually by comparing the results to mapped or visible (e.g., on air photographs) debris flows, and analytically by comparing the results to magnitude-frequency curves or area-volume relationships for a region. Once calibrated, the model is relatively easy to deploy over a large area.

### 2.2.2 Running the Model and Calibration

A publicly available 10m x 10m DEM was imported and used as the underlying surface for the model. A user-defined initiation zone (nine agents comprising a 30 m x 30 m footprint) was established for the current project based on Burned Area Emergency Response (BAER) SBS map (Figure 1). This was consistent with the USGS Landslide Hazards Program's post-fire debris flow predictive model that uses the proportion of the watershed area containing high to moderate soil burn severity as a key driver in their modeling system (Staley et al. 2013; Staley et al. 2016; Staley et al. 2017). Points were established in steep, first-order channels where high to moderate SBS were dominant.

## 2.3 Calibration Process

Calibration of the model is based on field observations and mapping of the BHdf. Observations included gathering pictures, confirming extents of the runout, and estimating deposition at the site. The mapping was performed from a combination of aerial and ground-based photos as well as from notes taken in the field. The extents and depths were used to rectify the model results.

## 3 RESULTS

Debris flow runout from the modeled debris flows (500 simulated debris flows) was coincident with what was evidenced in the field. Deposits extended across the channel to the north bank of the La Cache Poudre River and the debris flow avulsed to the west portion of the alluvial fan at Black Hollow Road (Figure 3). Runout to the northeast was consistent with what was mapped below the bridge (Figure 3). The model did underestimate the extent of runout to the eastern portion of the fan and did not run out to this portion of the fan (Figure 3). The mapped fan area was 13,844 m<sup>2</sup> and the modeled fan area was 14,348 m<sup>2</sup>.

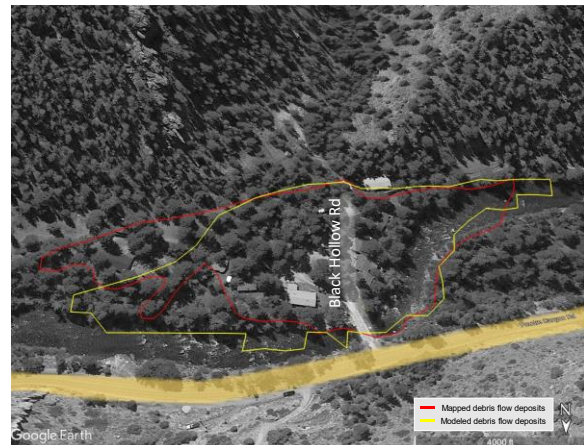


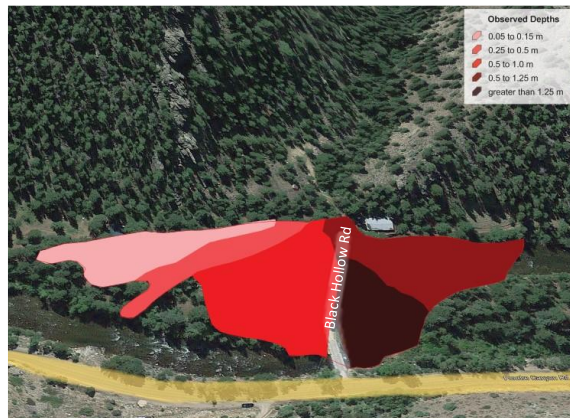
Figure 3. Deposit boundaries for the mapped debris flow (red) and the modeled debris flow (yellow).

A comparison of the observed (field and qualitative mapping) depths with the modeled depths reveals the magnitude of the mean of the depths (all points in the mapped area of each depositional class, which were derived from an average of 500 debris flows) are consistent, but lower for modeled depths (Figure 4). Maximum modeled debris flow depths (means) similarly match the magnitude of the observed classes, but the values are reasonably representing the observed classes (Figure 4). While we did not estimate volumes in the field, the model predicted debris flow volumes in the range of 24,515.6 m<sup>3</sup> to 44,083.8 m<sup>3</sup>.

The probability of debris flow occurrence within alluvial fan surface where homes occurred ranged between 56% and 94% (Figure 5). Maximum flow depths at the home locations indicated that a >80% expected loss to a single-story timber frame home would have been anticipated at all homes given the modeled scenario and based on the widely used damage curves for wood structures (Ciurean, et al. 2017). A 50% to 100% expected loss would be projected if all homes were two-story timber frame structures.

The model calibration process required an increase in the erosion multiplier from our regional model performed prior to the calibration to accommodate for the perennial stream flowing at Black Hollow Rd. Bed material in the stream were saturated and therefore, pore water pressure

was higher. Increased pore water pressures in the stream bed produces a scenario where materials are more mobile during a debris flow, which would increase the potential for erosion.



depth	>1.25m	0.5-1.25m	0.5-1.0m	0.25-0.5m
mean	0.64	0.53	0.44	0.35
low	0.34	0.14	0.16	0.00
max	0.81	1.06	0.81	0.67
variance	0.02	0.02	0.02	0.03

max_depth	>1.25m	0.5-1.25m	0.5-1.0m	0.25-0.5m
mean	1.85	1.29	1.10	0.79
low	0.37	0.41	0.62	0.00
max	2.59	1.85	2.47	2.02
variance	0.29	0.13	0.23	0.23

Figure 4. Map observed debris flow depths compared with modeled depths in the tables.

#### 4 DISCUSSION

The BHdf represents a tragic episode for the residents at the site and in the local community. It and recent debris flows where loss of life and destruction of property continue to highlight the need for better educating residents about these hazards, developing more comprehensive early warning systems, and mitigating these types of hazards. Models represent one approach to advancing our understanding debris flows by assessing the potential hazard, providing evidence-based information for educating individuals, and by providing information to take proactive measures in designing mitigation solutions.

Our model calibration exercise verifies the importance models can play in examining runout, inundation, depth, probability of occurrence, and in identifying the expected loss that occurred at Black Hollow Rd. An avulsion similar in extent and direction to the actual alluvial fan avulsion was captured in our modeling scenario. This complex response is a common occurrence in alluvial fans (de Haas, et al. 2018) and occurred in the exact same location where the post-wildfire debris flow dammed the La Cache Poudre River and caused a change in the channel direction.

The flow depths were comparable with what we saw in the field although slightly underpredicting if we just consider the averaged results from the 500 debris flow and very good approximations when the mean of the cells within the mapped areas are considered in relation to our field estimates. Five homes were destroyed in the BHdf and the

modeled mean maximum depths accurately measured the expected loss of these homes.

The model did underpredict the flows to the eastern portion and no flow information was recorded in the lowest depth class we mapped. Two points should be made here: (1) the amount of flow to this area was relatively low and (2) a drainage channel had been dug after the capture of the DEM data. The BHdf did follow the drainage channel that had been put in place to divert water to the river away from the road until the debris dammed the drainage channel (Figure 6). The topography of the channel not being incorporated into the DEM likely led to the underrepresentation of deposition in this area.

Another item to note is the debris flow modeling does not have the ability to capture the large amount of large woody debris that was transported in the BHdf (Figure 6). Transport of large woody debris is an underrepresented

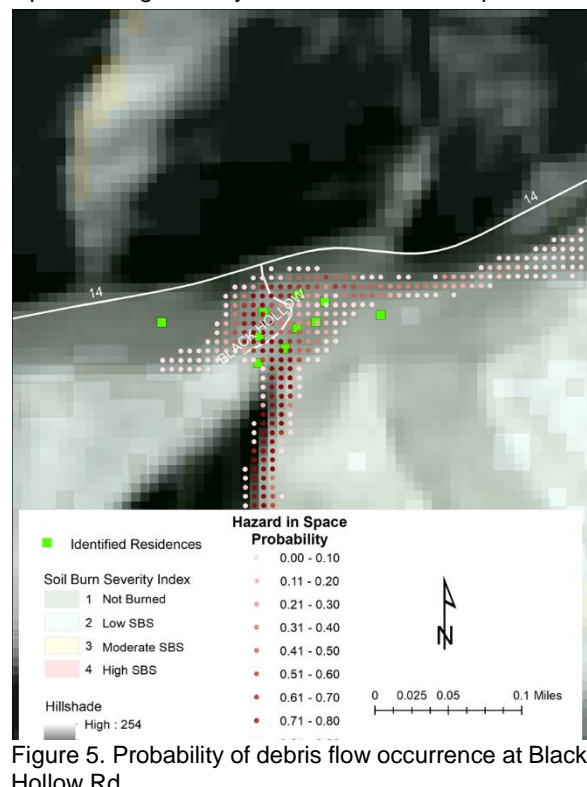


Figure 5. Probability of debris flow occurrence at Black Hollow Rd.

flux of material in post-wildfire modeling and further advances are needed to integrate this into models as this represents a significant load and likely played a role in the loss of homes and lives at Black Hollow.



Figure 6. Debris dam of the drainage channel at the site.

## 5 CONCLUSIONS

Clear evidence is supplied from the calibration of larger regional debris flow hazard assessment model to local a local debris flow that occurred outside our project area that modeling represent one key aspect to reducing the risks associated with post-wildfire debris flows. Our modeled results morphometrically represent debris flow inundation and accurately predict the loss of homes. While our efforts here are post-casting the debris flow, there is no reason why the model could not be used in a more proactive manner to supply evidenced-based knowledge of the potential risks to people, critical infrastructure, and property, which can be used to inform decision-making and engineering mitigation solutions.

## 6 REFERENCES

- BAER. 2020. Cameron Peak Fire Forest Service Burned Area Emergency Response Executive Summary Arapaho Roosevelt National Forest December 15, 2020. US Forest Service.
- Barnhart, K.R., Jones, R.P., George, D.L., McArdell, B.W., Rengers, F.K. Staley, D.M., and Kean, J.W. 2021. Model Comparison of Computed Debris Flow Runout for the 9 January 2018 Montecito, California Post-Wildfire Event. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 126: e2021JF006245.
- Ciurean, R.L., Hussin, H.Y., van Westen, H.Y., Jaboyedoff, M., Nicolet, P., Chen, L., Frigerio, S., and Glade, T. 2017. Multi-scale debris flow vulnerability assessment and direct loss estimation of buildings in the Eastern Italian Alps. *Natural Hazards*, 85: 929-957.
- Crescenzo, L, Pecoraro, G., Calvello, M., and Guthrie, R.H. 2021. A probabilistic model for assessing debris flow propagation at regional scale: a case study in Campania region, Italy. EGU General Assembly 2021: NH3.2 – Debris flows: advances on mechanics, controlling factors, monitoring, modelling and risk management. Online Conference: European Geophysical Union.
- de Haas, T., Densmore, A.L., Stoffel, M., Suwa, H., Imaizumi, F., Ballesteros-Canovas, J.A., and Wasklewicz, T.A. 2018. Avulsions and the spatio-temporal evolution of debris-flow fans. *Earth-Science Reviews*, 177: 53-75.
- Guthrie, R.H., Hockin, A., Colquhoun, L., Nagy, T., Evans, S.G., and Ayles, C. 2010. An examination of controls on debris flow mobility: Evidence from coastal British Columbia. *Geomorphology*, 114: 601-613.
- Guthrie, R H, and Befus, A. 2021. DebrisFlow Predictor: an agent-based run-out program for shallow landslides. *Natural Hazards and Earth System Science*, 21: 1029-1049.
- Guthrie, R.H., Grasso, K., and Befus, A. 2021. A new landslide runout model and implications for understanding post wildfire and earthquake threats to communities in California. ASCE Lifelines Conference 2022. Los Angeles: American Society of Civil Engineers.
- Guthrie, R.H., Deadman, P.J., Cabrera, A.R., and Evans, S.G. 2008. Exploring the magnitude-frequency distribution: a cellular automata model for landslides. *Landslides*, 5: 151-159.
- Kean, J.W. 2021. Initial spot check of USGS debris flow likelihood and volume models for the Cameron Peak burn area and the 20 July 2021 flow event. Golden, CO, USA: USGS.
- McDougall, S. 2017. 2014 Canadian Geotechnical Colloquium: Landslide runout analysis—current practice and challenges. *Canadian Geotechnical Journal*, 54: 605-620.
- Staley, D M, Negri J.A., Kean, J.W., Laber, J.L., Tillery, A.C., and Youberg, A.M. 2017. Prediction of spatially explicit rainfall intensity–duration thresholds for post-fire debris-flow generation in the western United States. *Geomorphology*, 278: 149-162.
- Staley, D M, Negri J.A., Kean, J.W., Laber, J.L., Tillery, A.C., and Youberg, A.M. 2016. Updated Logistic Regression Equations for the Calculation of Post-Fire Debris-Flow Likelihood in the Western United States. U. S. Geological Survey Open-File Report.
- Staley, D.M., Smoczyk, G.M., and Reeves, R.R. 2013. Emergency Assessment of Post-fire Debris-flow Hazards for the 2013 Powerhouse Fire, Southern California. U.S. Geological Survey Open-File Report 2013–1248.
- Staley, D. M., Kean, J.W., and Rengers, F.K. 2020. The recurrence interval of post-fire debris-flow generating rainfall in the southwestern United States. *Geomorphology* 370: 1-10.
- Wise, M.P. 1997. Probabilistic Modelling of Debris Flow Travel Distance Using Empirical Volumetric Relationships. MSc Thesis, Vancouver: University of British Columbia.



# Modelling post-failure runouts of tailings and soft clay using thixotropic rheology

Xuexin Xia, Arazooben Patel, & Paul Simms  
*Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada*



## ABSTRACT

Recent work on modelling tailings flows have shown the skill of thixotropic rheology to model progression of tailings from failure initiation to simulations of long runouts. Such thixotropic models naturally reproduce reduction of structure and strength during large failures. This seems to reproduce the effects of the various shear strength / yield stress reduction methods used in modelling post-failure deformation in soft clays. Thixotropic rheology presents smoother transitions between flow / quasi-static states than conventional Bingham rheology, and also better replicates rheometry data. In this paper, thixotropic rheology is shown to be able to replicate rheology tests in Leda Clay, capturing measured hysteresis in the yield stress observed in ramp up and ramp down controlled shear stress tests. Potential application to simulation of flow slides is illustrated by a partial simulation of the previously reported RSJ landslide, through implementation of the Coussot model in a Material Point Method code.

## RÉSUMÉ

Des travaux récents sur la modélisation des écoulements de résidus miniers ont montré l'habileté de la rhéologie thixotrope à modéliser la progression des résidus depuis le déclenchement de la défaillance jusqu'aux simulations de longs écoulements. De tels modèles thixotropes reproduisent naturellement la réduction de la structure et de la résistance lors de grandes défaillances. Cela semble reproduire les effets des différentes méthodes de réduction de la résistance au cisaillement / de la contrainte d'élasticité utilisées dans la modélisation de la déformation post-défaillance dans les argiles molles. La rhéologie thixotrope présente des transitions plus douces entre les états d'écoulement / quasi-statique que la rhéologie de Bingham conventionnelle, et reproduit également mieux les données de rhéométrie. Dans cet article, il est démontré que la rhéologie thixotrope est capable de reproduire les tests de rhéologie dans Leda Clay, en capturant l'hystérésis mesurée dans la limite d'élasticité observée dans les tests de contrainte de cisaillement contrôlés de montée et de descente. L'application potentielle à la simulation de glissements d'écoulement est illustrée par une simulation partielle du glissement de terrain RSJ précédemment signalé, grâce à la mise en œuvre du modèle thixotrope dans un cadre numérique de la méthode du point des matériaux.

## 1 INTRODUCTION

Simulation of runout post-landslide failure can be accomplished using a variety of models with varying sophistication, ranging from full 3D simulations that incorporate and couple both elasto-plastic and rheological constitutive models (Xu et al. 2019), to depth averaged solutions that use relatively simple rheological models. The more sophisticated models have challenges in terms of computational cost and uncertain parameterization, whereas simpler models may have difficulty representing the failure-flow transition. An example of models of intermediate complexity are those used for modelling flows of structured clays, where de-structuration is accounted for through an Energy Reduction Factor that accounts for the dissipation of energy through remolding (Liu et al, 2018, Turmel et al. 2017).

The authors of the present work have used a constitutive model that also purports to account for de-structuration, though in a different manner to the energy reduction method. This constitutive model is a viscosity bifurcation rheology model (VBR) that was first proposed by Coussot et al. (2002), to study rheological behaviour of clays. The authors have employed VBR to simulate tailings flows during deposition for both clayey tailings and hard rock tailings, and lately, in post dam breach flow analyses

(Mizani and Simms 2016, Mizani et al. 2017, Parent and Simms 2019, Parent 2020, Xia et al. 2021).

The goal of the present paper is to explore the potential applicability of VBR to simulations of failures of structured clays. To this end, the theory of the VBR model is described, and then is applied at point scale to model rheological measurements in a Leda Clay (Champlain Sea Clay). Finally, the VBR model is implemented in a material point method (MPM) framework, and is used to partially simulate the Rivière Saint Jean (RSJ) landslide reported in Turmel et al. (2020), in order to illustrate the method's potential advantages and disadvantages.

## 2 THEORY OF VBR

VBR type models describe viscosity as a function of two competing processes: shearing, which reduces structure or inter-particle contacts; and a competing "ageing" term, which encompasses the recovery of structure or contacts. Flow initiation and flow stoppage is imitated in such models by rapid acceleration or deceleration of flow brought about by a large change in viscosity. By contrast, in the Bingham model, flow stoppage is simulated by an arbitrary jump in viscosity at the yield stress, though in reality the variation in viscosity measured in rheometry is smooth. There are

several VBR models, including the model of Coussot et al. (2002), which is described by Equations 1 and 2:

$$\frac{d\lambda}{dt} = \frac{1}{T} - \alpha \gamma \lambda \quad [1]$$

$$\mu = \mu_0 (1 + \lambda^n) \quad [2]$$

The instantaneous viscosity  $\mu$  is dependent on the state or “structure” of the material ( $\lambda$ ), where  $\mu_0$  is the fully sheared viscosity where structure is minimum ( $\lambda=1$ ), and  $n$  is a parameter describing the rate of viscosity change over time. The structure parameter increases or decreases depending on the relative magnitudes of two competing processes: shearing and ageing. These are each characterized by the parameters  $\alpha$  (dimensionless) and  $T$  (s) in Equation 1, respectively, while  $\gamma$  is the strain rate (1/s).

A useful attribute of the model is that the behaviour of Equation 1 depends only on the ratio between the parameters at the beginning of each term, therefore model predictions are only variant with the single parameter  $R = \alpha T$ . For a constant  $R$  and fully sheared viscosity, whether viscosity will increase or decrease for a given initial state can be determined by the following equation (Coussot et al. 2002):

$$\tau = \mu_0 / R (1 + \lambda_0^n) / \lambda_0 \quad [3]$$

Equation 3 can be used to find  $R$  using a yield stress determined from the case where the material is completely sheared down or remolded. By setting the minimum value of  $\lambda_0=1$ , Equation 3 can be rearranged to find  $R$ :

$$R = 2 \mu_0 / \tau. \quad [4]$$

A consequence of the model’s dependence on the structure value is that the apparent yield stress required to initiate flow at a given density is much higher than the apparent yield stress required to stop flow at the same density. Such behaviour is commonly observed in many types of tailings, an example of which is shown in Figures 1 and 2. In Figure 1, samples are sheared from a rest state but at different constant shear stresses, and the evolution of viscosity is recorded. In the model, all samples have the same initial lambda, which is chosen such that VBR replicates the initial measured viscosity (~700 PaS). In Figure1 there is a clear threshold yield stress between shearing down and the initiation of flow, versus continuing increase in viscosity (about 400 Pa). In Figure 2, however, a sample with the same initial state as the samples in Figure 1 is subject to steps of constant decreasing shear stresses, attempting to replicate the stress history the tailings experience as they runout from either a deposition point and away from a breach. Here, for identical parameters of the VBR model, the effective yield stress (where the viscosity begins to rapidly increase) is 50 Pa.

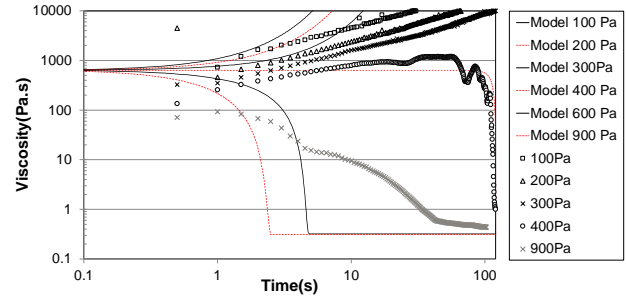


Figure 1. VBR applied to rheometry data from a clayey tailings, the initial lambda set to mimic the viscosity measured at the start of the test: here the effective yield stress is ~ 400 Pa.

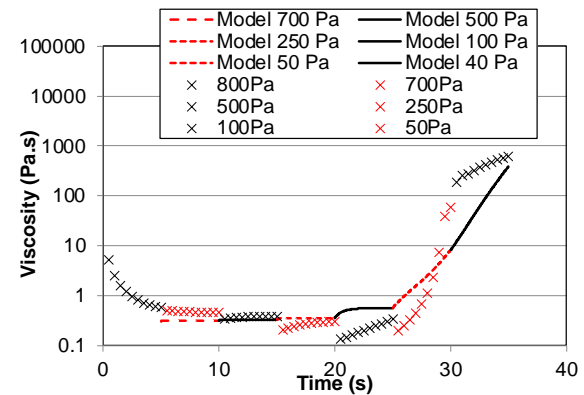


Figure 2. VBR identical parameters to Figure 1, but simulating shear stresses varying from high to low. Here the effective yield stress is 50 Pa. Modified from Mizani et al. (2017).

In addition to using Equation 4 to obtain the  $R$  value from the yield stress, the model parameters can be obtained (or verified) by fitting Equations 1 and 2 to the type of rheometry data shown in Figures 1 and 2.

Equation 3 also predicts the critical shear stress required to initiate decrease in viscosity when the material is starting from rest for some value of  $\lambda_0$ . Therefore, the Coussot model and other VBR models can describe the reduction in shear stress from the structured or intact state of a material, to its structureless state. This feature of the model gives potential to simulate reduction in structure similarly to the energy reduction methods, with the potential advantage that such effects can be described in a full 3D field in space and time. This will be illustrated through simulations presented at the end of the paper.

### 3 APPLICATION TO VBR TO RHEOMETRY MEASUREMENTS IN LEDA CLAY

Leda clay was obtained from the Gloucester Research Station near Ottawa. The properties of the clay are listed in Table 1. The clay was remolded by hand and prepared at

~ 1.5 its LL, or about 90% water content, and left to age in sealed 10 cm thick columns for ~ 100 days. Some consolidation of the samples occurred, final water contents were between 83 to 85 %. A small amount of bleed water was observed on top of all the columns. Shear strengths by fall cone measurements after 100 days show 6-7 kPa undrained shear strength.

Table 1. Leda Clay properties

Parameters	Value
Specific gravity	2.7
Liquid limit (%)	51
Plastic limit (%)	28
Clay content (%)	70
D <sub>90</sub> , D <sub>60</sub> , D <sub>50</sub> , D <sub>10</sub> (µm)	10, 1, <1, <1
Clay mineralogy	Illite (83%), Kaolinite (11%)

Some of these columns had diameters conforming to the required sample size for rheometry testing. These samples were subject to two sequentially performed rheometry tests, shown in Figures 3 and 4, each corresponding to a ramp up and ramp down of stages of constant shear stress, each held for ~ 30 seconds. These tests were performed at Haake Rheometer “IQ Model” with a vane fixture (FL22 geometry). The “ramp up” tests simulate initial failure of the structured soils, whereas the “ramp down” tests purport to simulate the relevant shear history of the flowing material as it slows to a stop.

Both tests are simulated using the VBR model with identical parameters ( $R=0.008$ ,  $n=1.5$ , the fully sheared viscosity of 1.3 PaS), the only difference that an initial structure corresponding to a critical shear stress of 1800 Pa is imposed for the “ramp up” test. The fully sheared viscosity is assigned from the minimum viscosity measured during the ramp down test, whereas the  $R$  value is selected to generate a yield stress of 160 Pa. This causes the increase in viscosity when the controlled shear stress drops from 200 Pa to 150 Pa in Figure 4. The  $n$  value determines the rate of change in viscosity, a higher  $n$  value means a higher rate of viscosity change.

This shows how the VBR model can simulate the change from the structured to a sheared state in the Leda Clay. It should be acknowledged that the VBR model cannot predict the maximum measured viscosity at the start of the ramp down test; however, there is some doubt as to the meaning of these very high measured viscosities. In reality, this corresponds to the elastic zone of the material, and is perhaps not a true “viscosity”. In terms of simulating flow, the relatively high viscosity simulated by the VBR model at the initial state is sufficient to characterize either the initial or final “no flow” state.

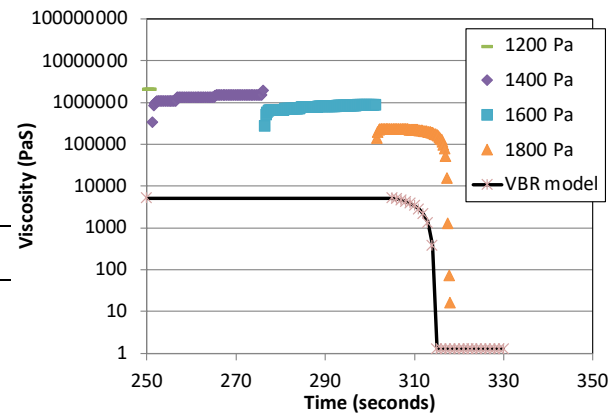


Figure 3. Ramp up of constant shear stress in Leda Clay sample from 0 to 1800 Pa (only last 3 stress levels shown).

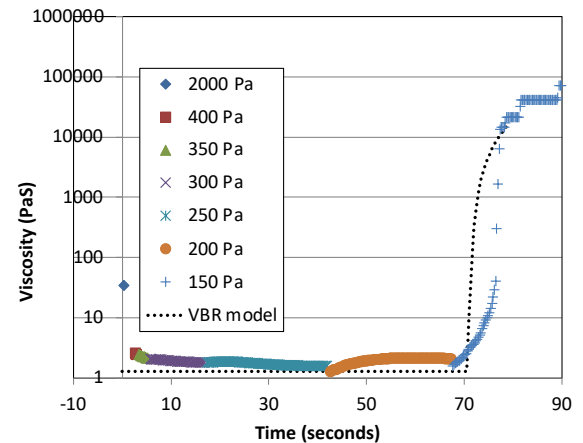
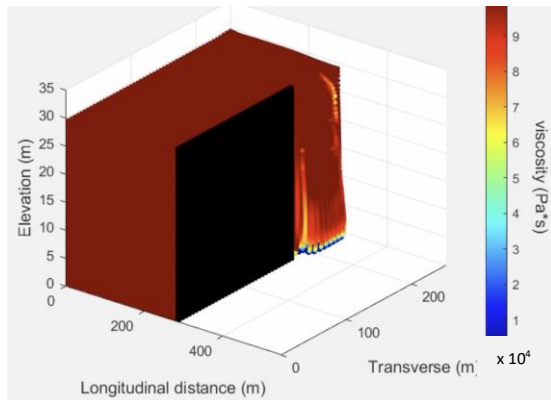


Figure 4. Ramp down of constant shear stress in Leda Clay from highly sheared state

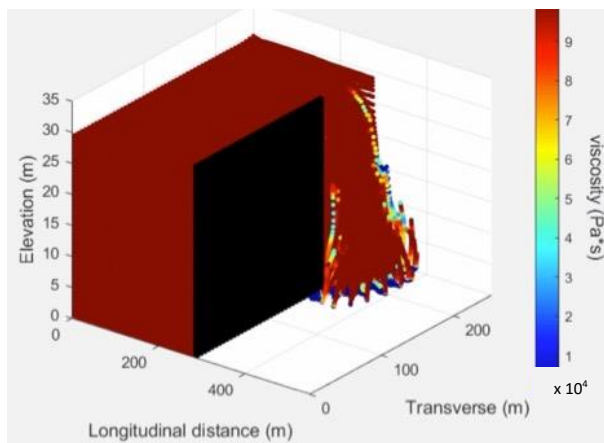
#### 4 PARTIAL SIMULATION OF RSJ LANDSLIDE

The authors have implemented VBR into the MPM (material point method) freeware UNTAX for purposes of simulating tailings flow, and readers interested in detailed information on implementation of the code and its verification can consult the publicly available thesis of Parent (2020). Results of particular interest applicable to tailings, including simulations of channel formation during tailings deposition, and flow of tailings out of a partial dam breach (Figure 5 and Figure 6).

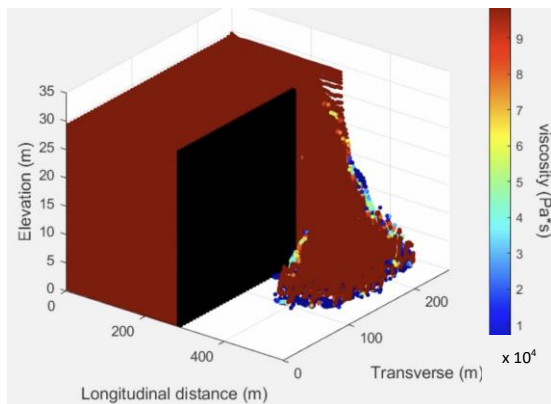




(a)

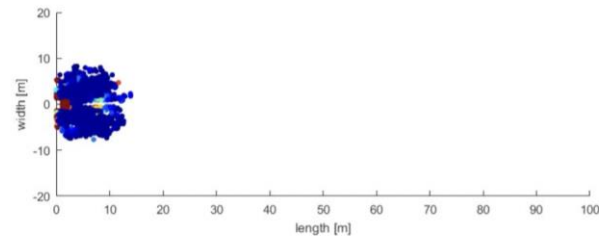


(b)

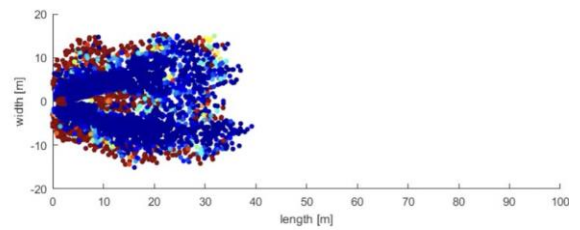


(c)

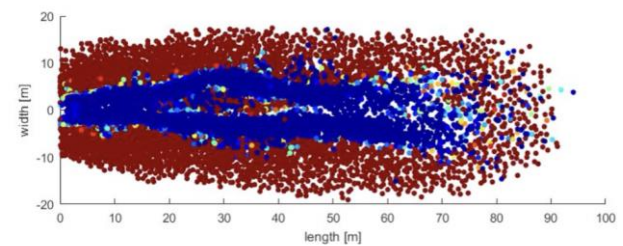
Figure 5. Screenshots of flow from limited breach of a tailings dam (a) 5s (b) 15s (c) 25s



(a)



(b)



(c)

Figure 6. Screenshots of top view of 3D simulation showing channel formation during tailings deposition (blue denotes low viscosity, red high viscosity)

For this paper, the authors have attempted to simulate the RSJ landslide as described in Turmel et al. (2020, 2017). The failure scar and estimated runout (245 m) are shown in Figure 7, along with the initial geometry of the mobilized mass assumed by the authors. While the true failure scar is sloped, for purposes of simplicity an equal volume but with a constant thickness, as denoted by the red outline, is assumed for initial mobilized mass. Also, for the sake of simplicity, and to enable comparison with other methods, “mirror” boundary conditions are employed at the vertical boundaries parallel to the flow, effectively making the foregoing simulations 2D. The authors have again taken from Turmel et al. (2020, 2017) the intact shear strength value (50 kPa), while choosing the fully sheared yield stress closest to the failure surface to be 50 Pa, and viscosity 0.15 PaS. Use these three measured values, and assuming an n-value of 2.5, completes the parameters required for the VBR model.

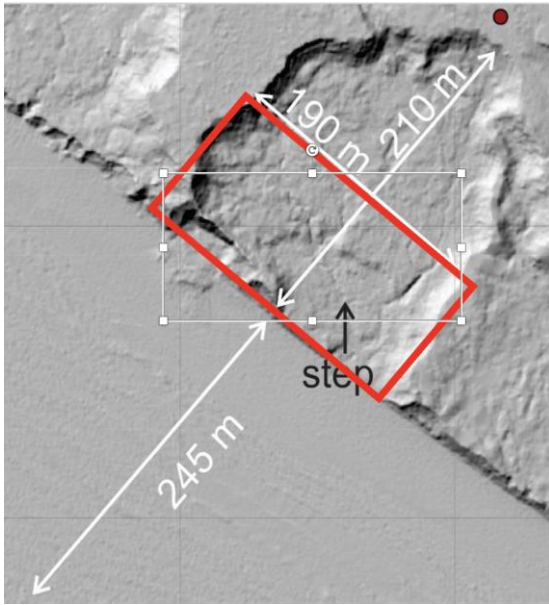
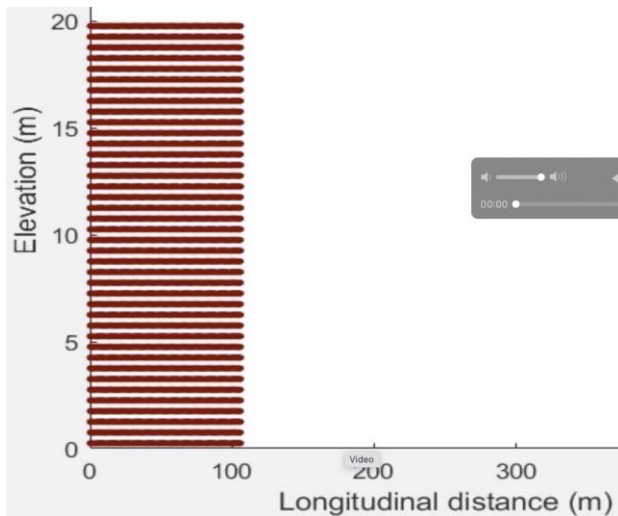
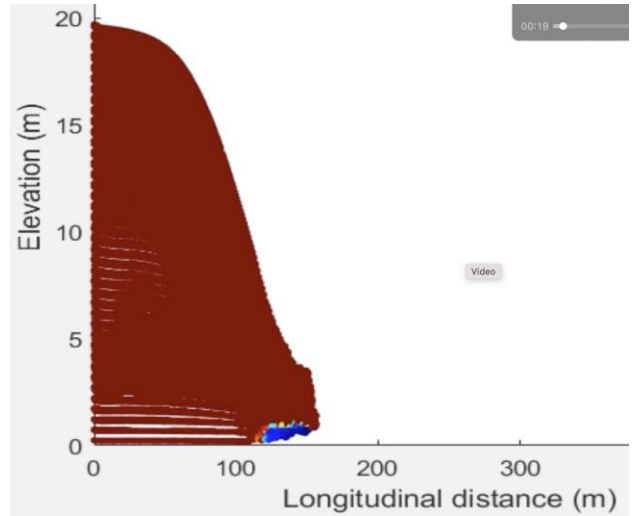


Figure 7. Simulated initial region of failure zone, assuming constant initial thickness of failed mass (modified from Turmel et al. 2020)

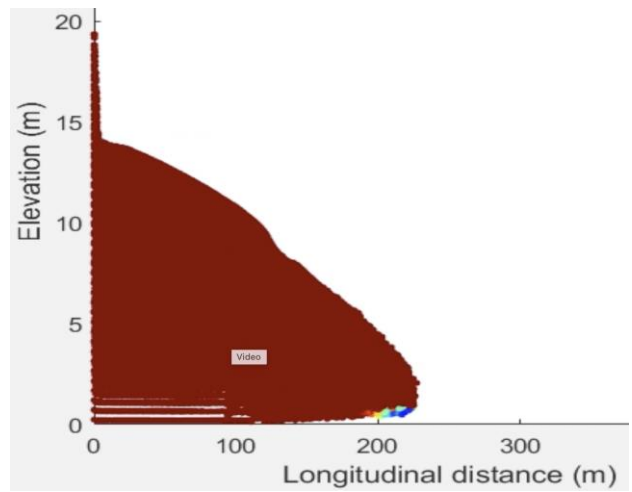
Results are presented in Figure 8 and 9. The initial intact shear strength is varied to produce the different runout versus time plots in Figure 9, while Figure 8 presents a visualization of the flow for the simulation with initial shear strength of 12 kPa. Except for the magnitude of the runout, the geometry and the distribution of viscosity is quite similar in all simulations, the greatest shearing and therefore lowest viscosity occurring at the toe of the flow and along the bottom boundary, while most of the mass remains near or at its initial state.



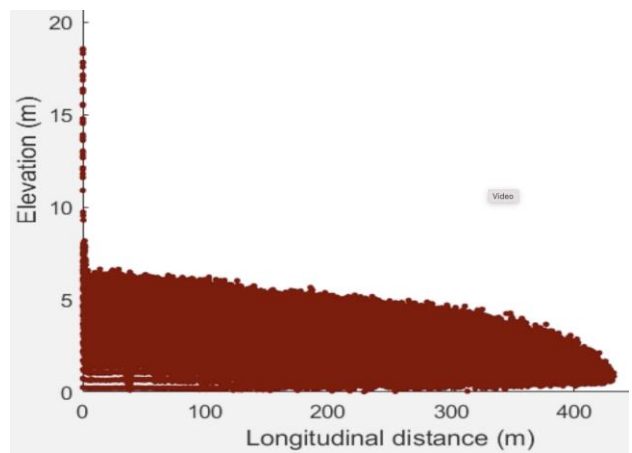
(a) Initial state



(b) 4 seconds



(c) 12 seconds



(d) 180 seconds, near end point

Figure 8. Example visualization, with initial shear stress of 12 kPa. Blue denotes low viscosity, red high viscosity.

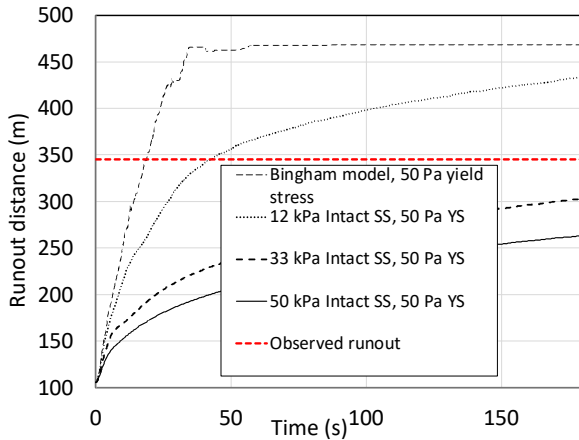


Figure 9. Runout versus time for different initial shear strength values, shown with observed runout (245 m + 100 m)

Figure 9 shows three results from the VBR model and one results using a Bingham model. The differences between the VBR simulations shown in Figure 9, is the different initial structure term, which results in different initial shear stresses. While the simulation using the measured 50 kPa initial shear strength somewhat underpredicts the observed runout, the estimate appears reasonable considering uncertainties such as the geometry of the mobilized mass and boundary conditions.

One of the simulations employs a Bingham model using the 50 Pa yield stress, and of course does not consider the initial intact strength. This result shows a longer and faster runout then the other simulations, and comes to abrupt halt. It is expected that consideration of the variation of the viscosity from the initial state to the final state produces slower and shorter runouts. The abrupt halt in the Bingham result is characteristic of that model: at the shear stress decreases below the yield stress, the viscosity jumps to the high value of viscosity from the low value, causing the flow to rapidly stop.

Of interest to other modelers is the low volume of material required to be fully sheared to mobilize substantial runouts, as indicated by the small volume of fully sheared material seen in the viscosity plots. This seems to accord with the low fractions of remoulded volumes estimated through back analysis in some cases (for example, Liu et al. 2018).

## 5 SUMMARY AND CONCLUSIONS

The viscosity bifurcation rheology (VBR) model is introduced, and is shown to be applicable to rheological measurements on a Leda Clay, in particular, it can explain hysteresis in rheology measurements pertaining to failure initiation versus flow stoppage. Examples of previous 3D simulations of tailings flows are shown. A simplified simulation of the RSJ landslide is presented, which shows reasonable predictions of runout when measured intact shear strengths and remoulded yield stresses are used to

derive VBR parameters. Therefore, it appears worthwhile to explore application of this model to sensitive clay landslides with more rigour.

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

This work is supported by funding and material assistance provided by the Natural Science and Engineering Council of Canada (NSERC), Canada's Oil Sands Innovation Alliance (COSIA), Klohn Crippen Berger, and Deltares (NL).

## 7 REFERENCES

- Coussot T, P., Nguyen, Q. D., Huynh, H. T. & Bonn, D. 2002. Avalanche behaviour in yield stress fluids. *Phys. Rev. Lett.* 88, Article number 175501.
- Liu, Z.Q., Lacasse, S., Nadim, F., L'Heureux, J.S., Kim, J., Thakur, V. 2018. Modelling of landslide runout in sensitive clays. *Proceedings of Geohazards 2018*, Canmore, 2018.
- Mizani S, Simms, P. 2016. Method-dependent variation of yield stress in a thickened gold tailings explained using a structure based viscosity model. *Minerals Eng.* 98:40–48
- Mizani, S., Simms, P. & Wilson, W. 2017. Rheology for deposition control of polymer-amended oil sands tailings. *Rheologica Acta*, <https://doi.org/10.1007/s00397-017-1015-2>.
- Parent, E. 2020. Field Scale Flow Modeling of Thixotropic Mine Tailings Using the Material Point Method. M.A.Sc. Thesis, Carleton University.
- Parent, E. and Simms, P. 2019. 3D simulations of dam breach and deposition using viscosity bifurcation rheology. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2019*, Electronic proceedings.
- Turmel, D, Locat, J., Locat, D., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D. 2020. The energy reduction factor (FER) to model sensitive clay flowslides using in situ geotechnical and rheological data. 2020. *Landslides*, 17:839–853.
- Turmel, D, Locat, J., Locat, D., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D. 2017. The Energy Reduction Factor as a New Parameter to integrate in-situ Rheological data into numerical modelling of sensitive clay landslides. *Proceeding of GeoOttawa '17*, 2017 Canadian Geotechnical Conference, Electronic proceedings.
- Xia, X., and Simms, P. 2021. Three-dimensional simulations of tailings dam breach using the material point method. *Tailings and Mine Waste 2021*, Banff, Alberta, Nov 8-11<sup>th</sup>.
- Xu, X, Jin, F., Sun, Soga, K., and Zhou, G.D., 2019. Three-dimensional material point method modeling of runout behavior of the Hongshiyuan landslide. *Can. Geotech. J.* 56: 1318–1337 (2019) [dx.doi.org/10.1139/cgj-2017-0638](https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0638)

# A Monte-Carlo based Vs30 microzonation map for Saguenay, QC

Vahid Hosseinpour<sup>1</sup>, Ali Saeidi<sup>1</sup>, Miroslav Naste<sup>2</sup> & Marie-José Nollet<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Department of Applied Sciences, Université du Québec à Chicoutimi, Saguenay, QC, Canada

<sup>2</sup>Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Quebec City, QC, Canada

<sup>3</sup>Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure, Montreal, QC, Canada



## ABSTRACT

Incoming seismic waves' amplitude, frequency content, and duration can be influenced by local geological and geotechnical conditions. The shear-wave velocity of the top 30 m ( $V_{s30}$ ) was established as the soil parameter which correlates with the seismic site effects. To account for uncertainties in soil properties in the Saguenay region, a Monte-Carlo based approach is proposed for  $V_{s30}$  modelling. First, a probabilistic 3D geological model was developed with 75x75x2m block elements, each with own probability of occurrence for each of the considered soil types. In parallel, a shear wave velocity ( $V_s$ ) database was collected from field measurements. Different probability distributions were determined for the interval  $V_s$ , for each soil type and each 2m depth. Monte-Carlo simulations were conducted with  $V_s$  as a random variable and respective  $V_{s30}$  maps were created. The MC results demonstrate the capability of the proposed approach to account for the uncertainties in  $V_s$  variation with depth that can be considered in the seismic hazard assessment process.

## RÉSUMÉ

L'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée des ondes sismiques entrantes peuvent être influencés par les conditions géologiques et géotechniques locales. La vitesse de l'onde de cisaillement des 30 premiers mètres a été établie comme le paramètre du sol corrélé aux effets sismiques du site. Pour tenir compte des incertitudes sur les propriétés des sols dans la région du Saguenay, une approche basée à Monte-Carlo est proposée pour la modélisation  $V_{s30}$ . Un modèle géologique probabiliste 3D a été développé avec des éléments de bloc de 75x75x2m, chacun avec sa propre probabilité d'occurrence pour chacun des types de sol considérés. En parallèle, une base de données de vitesse d'onde de cisaillement ( $V_s$ ) a été collectée à partir de mesures de terrain. Différentes distributions de probabilité ont été déterminées pour l'intervalle  $V_s$ , pour chaque type de sol et chaque profondeur de 2 m. Des simulations de Monte-Carlo ont été menées avec  $V_s$  comme variable aléatoire et des cartes  $V_{s30}$  respectives ont été créées. Les résultats de MC démontrent la capacité de l'approche proposée à tenir compte des incertitudes dans la variation de  $V_s$  avec la profondeur qui peuvent être prises en compte dans le processus d'évaluation des risques sismiques.

## 1 INTRODUCTION

During a strong earthquake, the surficial soils can exert a range of impacts on the ground motion characteristics such as amplitude, frequency content and duration, a phenomenon known as the site effect (Borcherdt 1970). Likewise, numerous studies have concluded that areas with poor site conditions are prone to increased seismic damage.

The shear wave velocity of the top 30 m ( $V_{s30}$ ) has been established as the soil parameter which correlates with the seismic site effects (Borcherdt 2012). Considering  $V_{s30}$  as a proxy of the local site conditions, frequency dependent site amplification factors (Afs) can be generated (Borcherdt 1970).  $V_{s30}$  is commonly used as a predictor of the intensity of seismic shaking in ground-motion equations (Atkinson and Adams 2013) and in seismic risk assessment models (Hosseinpour et al. 2021).  $V_{s30}$  is recommended in the provisions of the national building

codes to account for potential site amplification through a set of functions in the seismic design (National Research Council of Canada 2015).

Applying the NBCC provisions (National Research Council of Canada 2015), a number of urban-scale seismic site characterization (microzonation) studies have been conducted recently in Eastern Canada to determine the spatial distribution of  $V_{s30}$  (Foulon et al. 2018; Motazedian et al. 2011; Naste<sup>2</sup> et al. 2016; Rosset et al. 2015; Talukder and Chouinard 2016). For the Montreal region, Rosset et al. calculated the variance of  $V_{s30}$  with respect to different soil units and different 3D model configurations (Rosset et al. 2015). The authors conducted a conditional second-moment analysis to select the configuration with the lowest possible uncertainty. It was concluded that combining detailed data from a 4-layer geological model with  $V_{s30}$  results from the frequency-based model reduces the uncertainty [10]. Naste<sup>2</sup> et al. applied a probabilistic approach to incorporate the  $V_{s30}$  vs depth uncertainty in

the Ottawa-Québec corridor (Nastev et al. 2016). The standard deviation of Vs30 averaged over the study area was found at about 30% of the mean values. Talukdar and Chouinard (Talukder and Chouinard 2016), on the other hand, proposed a procedure based on the conditional second-moment analysis to estimate Vs30 and related uncertainty. The results indicate that the uncertainty could be reduced by updating the Vs30 values.

It can be concluded from this brief review that only a limited number of the microzonation studies focus on the assessment of the Vs30 uncertainty, yet none of them considers the propagation of the uncertainty arising from the geological modelling. In practice, the spatial variability of both geological and geotechnical properties of soils represents a significant source of uncertainty. In general, the different uncertainties can be grouped into two main categories: 1) aleatory uncertainty, such as inherent and often stochastic variability and randomness of the soil types in their spatial and vertical distribution; and 2) epistemic uncertainty due to the lack of knowledge, insufficient observations, measurement errors or errors related to data interpretation (Wang et al. 2017).

The Saguenay region, Québec, has been selected as a case study to test the proposed approach due to the important heterogeneity of the surficial sediments and the existing 3D probabilistic geological model. A database of Vs measurements was obtained by performing a seismic cone penetration test (SCPTu) across the study area. The Vs data was regrouped based on the soil type (postglacial fine and coarse sediments) and depth of measurements. A Vs probability distribution fitting was applied for each depth and the Chi-Square test and Q-Q plot were used to select the best fit probability distributions. A MC-based probabilistic analysis was conducted at the end to incorporate the Vs variability in the Vs30 mapping.

## 2 OVERVIEW OF THE STUDY AREA

### 2.1 Description

The City of Saguenay is the main municipality in the Saguenay-Lac-Saint-Jean region, located approximately 200 km north from Quebec City (Figure 1). With 147,100 inhabitants, it covers an area of 1136 km<sup>2</sup> divided into three major districts: Chicoutimi, Jonquiere, and La-Baie, and several smaller neighborhoods such as Shipshaw, Laterriere, and Bagotville. The study area is characterized by a moderate local seismic activity, whereas on the regional scale it is affected by the Charlevoix-Kamouraska seismic zone about 75 km south, which is the most active zone in Eastern Canada (Canada 2021). The strongest recorded earthquake in the region is the 1988 M5.9 Saguenay earthquake, the strongest earthquake in eastern North America in the twentieth century. Adverse impacts were widely reported to local brick masonry structures and several embankment failures also occurred. The ground shaking was felt as far as Toronto and Boston, both at a distance of about 800 km (Somerville et al. 1990). As well, damage to non-structural elements was observed at the

former Montreal East City Hall in Montreal, located 350 km from the epicentral zone.

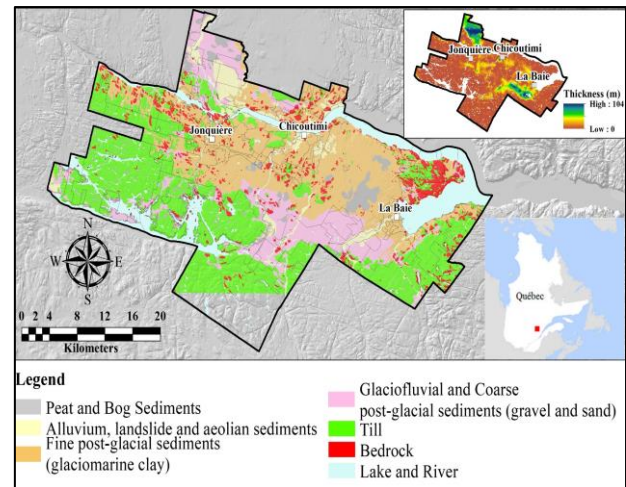


Figure 4. Simplified surficial geology and thickness of surficial deposits (Salsabili et al. 2021).

### 2.2 Geology

The bedrock in the Saguenay-Lac-Saint-Jean region makes part of the Grenville province of the Canadian Shield. It consists mainly of crystalline Precambrian rocks [34]. The stratigraphy of the Quaternary sediments is a result of the complex evolution of glacial, marine and fluvial erosion and sedimentation processes. The different soil units can be divided into two main categories, glacial and post-glacial (CERM-PACES 2013; Daigneault et al. 2011; Walter et al. 2018). At the base of the stratigraphic column, the bedrock is covered by glacial deposits (till), practically ubiquitous in the region. The overlying post-glacial deposits can further be classified with respect to their grain size composition into three major units: gravel, clay and sands.

1) Till was formed by glacial abrasion of the parent bedrock and deposited mainly during the last advance of the Laurentian glaciation, about 20,000 years ago. This poorly sorted mix of debris material is compact, and semi consolidated with irregular thickness ranging from a few meters to more than ten meters in certain areas. In the highlands, the till veneer is discontinuous and frequently alternated with rock outcrops (Daigneault et al. 2011).

2) Gravely sediments are mainly of glaciofluvial and sometimes of alluvial origin. They consist of a mixture of gravel, sand, and less frequently of lenses of till and even boulders transported during high discharge periods. This unit appears occasionally, often in combination with till or sandy units.

3) Clays are known as Laflamme marine clays and constitute the dominant soil type in the study region in terms of volume. They are mostly comprised of fine silty materials, silty clay and clayey silt. In average up to 10 m thick, these sediments may reach a maximum thickness of more than 100 m in the lowlands.

4) Sands consist mostly of shallow sheets of coarse glaciomarine deltaic and prodeltaic sediments and alluvial sands and gravely sands.

Other unconsolidated sediments of much lesser extent can also be found in the study area, such as less than 2-3 m thick sequences of floodplain sediments, bog sediments and colluvium. For the purpose of this study, they are regrouped based on the grain size distribution into coarse post-glacial sediments (sand and/or gravelly material), fine post-glacial sediments (silts and clays) and glacial sediments (till).

### 2.3 3D geological model

The probabilistic 3D geological model was developed in a previous study (Salsabili et al. 2021). To this end, various subsurface and surface data were gathered, such as 3,524 acquired from borehole logs from the water well database, exploratory boreholes, and geotechnical drilling records. The full 3D block volume was created to reproduce the depth and thickness of each soil type. For this purpose, it was first necessary to create the bedrock and till topographies, total thickness of unconsolidated sediments, and till thickness maps using the digital elevation model DEM. The study area was rasterized into 75x75m grid-cells. The volume between the ground surface and the bedrock interface was filled with 75x75x2m block elements. The empirical Bayesian kriging was applied to generate the thickness of the till sediments and their uncertainties. The till layer was assumed as continuous and assigned to blocks located at the base of the stratigraphic sequence, below the till upper surface. Sequential indicator simulation is then performed to determine the probability of occurrence of the discontinuous post-glacial sediments, considered as indicator variables on top of the basal till layer (Salsabili et al. 2021). The greatest uncertainty is observed in transitional layers located at the interface between the fine and coarse sediments, whereas the uncertainty within the given soil unit, either fine or coarse sediment, is the lowest. In this way, the block elements of the geological model are assigned own probability of occurrence of each soil type.

### 2.4 Shear wave velocity

A  $V_s$  database was compiled for postglacial sediments from 16 SCPTu test measurements in the Saguenay region (Figure 6). It consists of 1010  $V_s$ -depth data pairs (Figure 9). Since no  $V_s$  data were available for the glacial sediments within the study area, a representative  $V_s$ -till value of 580 m/s was applied as proposed by Motazedian et al. (Nastev et al. 2016). Similarly, a regional  $V_s$  value of 2,500 m/s was assigned to the bedrock formations (Foulon et al. 2018).

## 3 MONTE CARLO APPROACH

This article proposes a novel MC-based approach for quantifying  $V_{s30}$  taking into account the uncertainty associated with both the geological model and the shear wave velocity data. Figure 11 illustrates the proposed procedure.

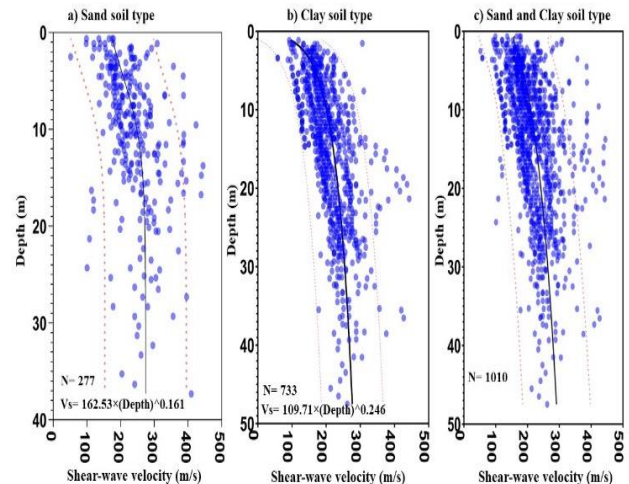


Figure 9. Shear wave velocity data for the Saguenay region: a) coarse sediments (sand and gravel), b) fine sediments (clay and silt), and c) coarse and fine sediments combined

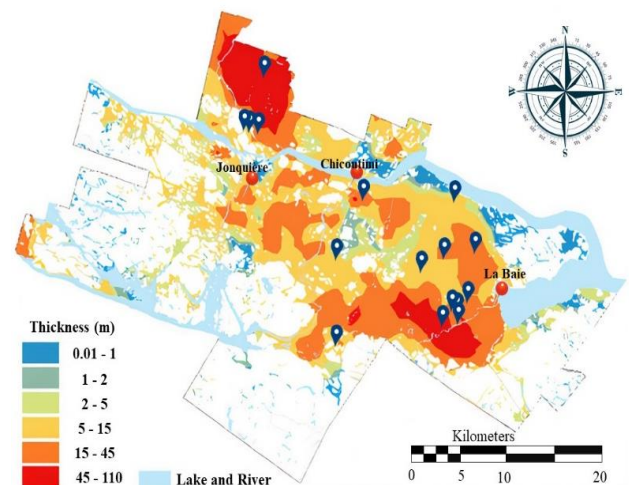


Figure 6. SCPT test conducted over the Saguenay region.

A critical component of the probabilistic methods is the selection of the probability distribution functions to describe the variation of the random variable around its mean value, i.e., the uncertainty. In general, in probabilistic site response analyses, the  $V_s$  distribution with depth is considered to be normal or lognormal (Toro 1995). In practice, however, when the number of measured data sets is limited, this assumption leads to an inaccurate assessment of the uncertainty. Assigning the same uncertainty (standard deviation) to all  $V_s$  data independently of the depth of measurement may actually introduce additional uncertainty into the computation of the  $V_{s30}$  value.

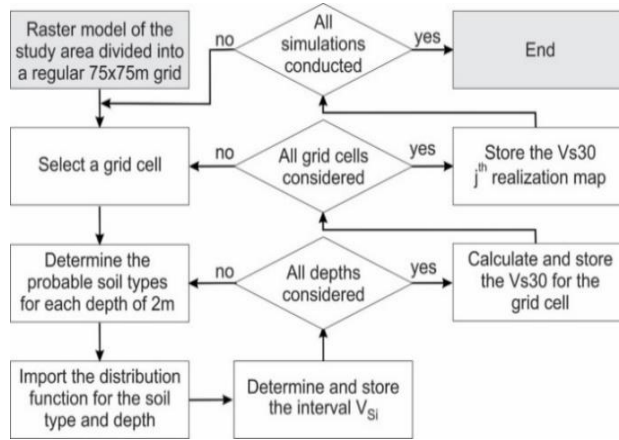


Figure 11. Schematic diagram of Monte Carlo application for Vs30 calculation.

In the current study, the Vs field measurements for each soil type were grouped corresponding to two-meter thick intervals. A probability distribution was fitted next for each interval. Ten widely used probability distribution functions of the Python SciPy library (Virtanen et al. 2020) were used herein: normal, lognormal, beta, gamma, Pearson, inverse Gaussian, exponential, Weibull, uniform and triangular distribution. In the first step, the distribution fitting performance was assessed with the Chi-Square statistics. The Chi-Square statistics was computed for each distribution, and then the distributions were sorted in decreasing order of the Chi-square value. The three best distributions based on Chi-square value were selected and a Q-Q plot was created to select the best fit probability distribution of the Vs data in that depth interval. A total number of 30 (2 soil types  $\times$  15 depths) Q-Q plot analyses were performed to choose the final distribution for each soil type-depth pair.

MC based statistical analysis was applied to assess the spatial variability of the Vs30. In each simulation, the Vs values in the study area were randomly sampled until the stop condition is met. The stop condition is related to the stability of the Vs30 value for each grid-cell at the ground surface. The convergence in Vs30 value is already attained in the first 1000 Vs simulations.

In the current investigation, As the entire soil volume was divided into 75x75x2m block elements, the Vs30 value for each grid-cell was computed using the following equation:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{sb,i}} + \frac{h_{till}}{V_{s,till}} + \frac{(30 - (\sum h_i))}{V_{Srock}}} \quad (1)$$

where,  $h_i$  is the thickness of each soil block,  $V_{sb,i}$ ,  $V_{s,till}$  and  $V_{Srock}$  are respectively the random variable of Vs in the 2m thick block elements, shear wave velocity of the till units assumed 580 m/s and shear wave velocity of the bedrock assumed equal to 2,500 m/s, and the height  $h_i$  for each block element is the same and equal to 2m.

In order to calculate the Vs30 value at each grid-cell, the number of random variables was first determined based on the thickness of the soil column. Then, the random Vs values were sampled from the respective best fit distribution based on the soil type and depth of the block. The Vs30 value is calculated at the end for each realization using eq. 1. The final Vs30 is obtained calculating the mean value of the Vs30 values obtained from 1000 realizations.

#### 4 RESULTS

The best fit probability distributions obtained from the combination of the Chi-square test and Q-Q plot are presented in Table 1. As mentioned earlier, the distribution functions depend on the soil type and depth of measurement.

Table 3. Set of the best fit probability distribution functions used for generation of the Vs random variable and Vs30 computation.

Z(m)	Clay Vs data distributions	Sand Vs data distribution
0 - 2 m	Inverse Gaussian	Normal
2 - 4 m	Pearson3	Normal
4 - 6 m	Beta	Normal
6 - 8 m	Beta	Inverse Gaussian
8 - 10 m	Gamma	Beta
10-12 m	Normal	Gamma
12-14 m	Beta	Gamma
14-16 m	Gamma	Beta
16-18 m	Inverse Gaussian	Normal
18-20 m	Inverse Gaussian	Normal
20-22 m	Gamma	Beta
22-24 m	Pearson3	Uniform
24-26 m	Inverse Gaussian	Normal
26-28 m	Gamma	Uniform
28-30 m	Uniform	Uniform

Figure 5 presents the mean Vs30 map for the Saguenay study area derived from the Monte Carlo simulation. The mean value of the 1000 simulations of the Vs30 is assigned to each 75x75m grid-cell. In this way, the shear wave velocity in the top 30 meters is computed for over 150,000 grid-cells.

The generated Vs30 spatial distribution map shown in Figure 12 represents the mean value of the MC realizations. Since Vs30 is probabilistic in nature, its uncertainty is accounted for with the respective standard deviation. Figure 13 presents the spatial distribution of the standard deviation of Vs30 for study area. As can be observed, the highest uncertainty occurs in the Vs30 range between 180 and 400 m/s. This range generally includes

both soft soil and stiff soil categories according to the site classes in the NBCC provisions. It can also be noticed that the uncertainty increases for increased thickness of the soft soil in the local stratigraphy and for lower Vs30 values. It can be concluded that the areas where the soil thickness is between 5 and 15 meters have the highest amount of uncertainty (Figure 6, Figure 13).

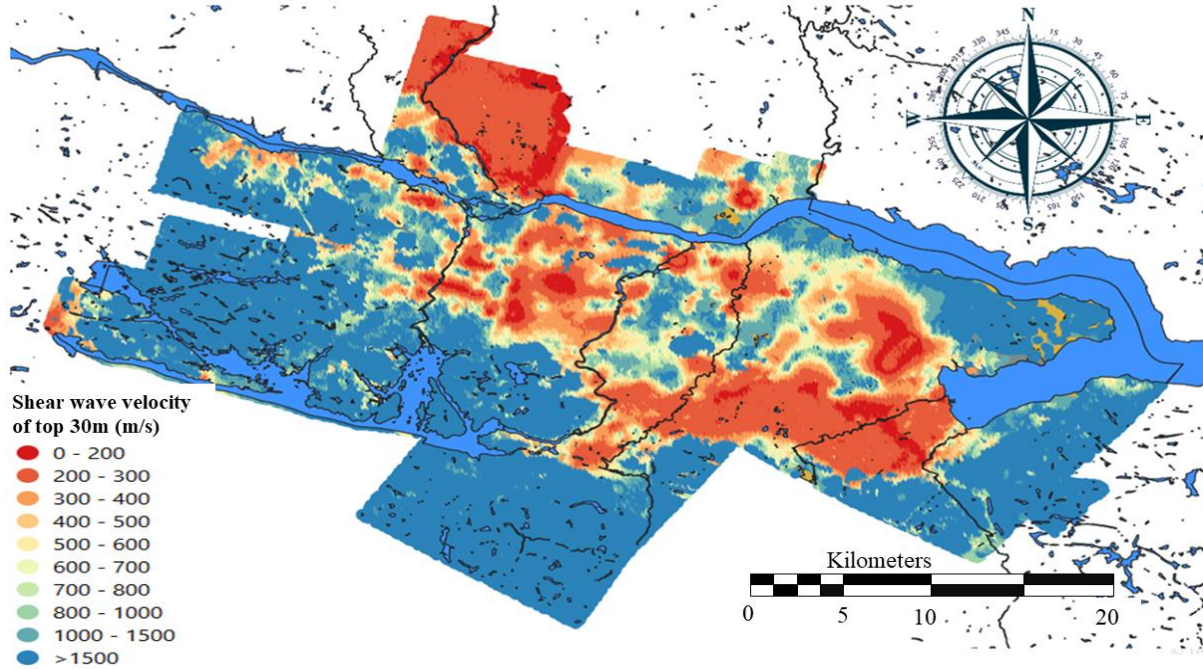


Figure 12. Monte-Carlo based Vs30 microzonation map for the Saguenay region.

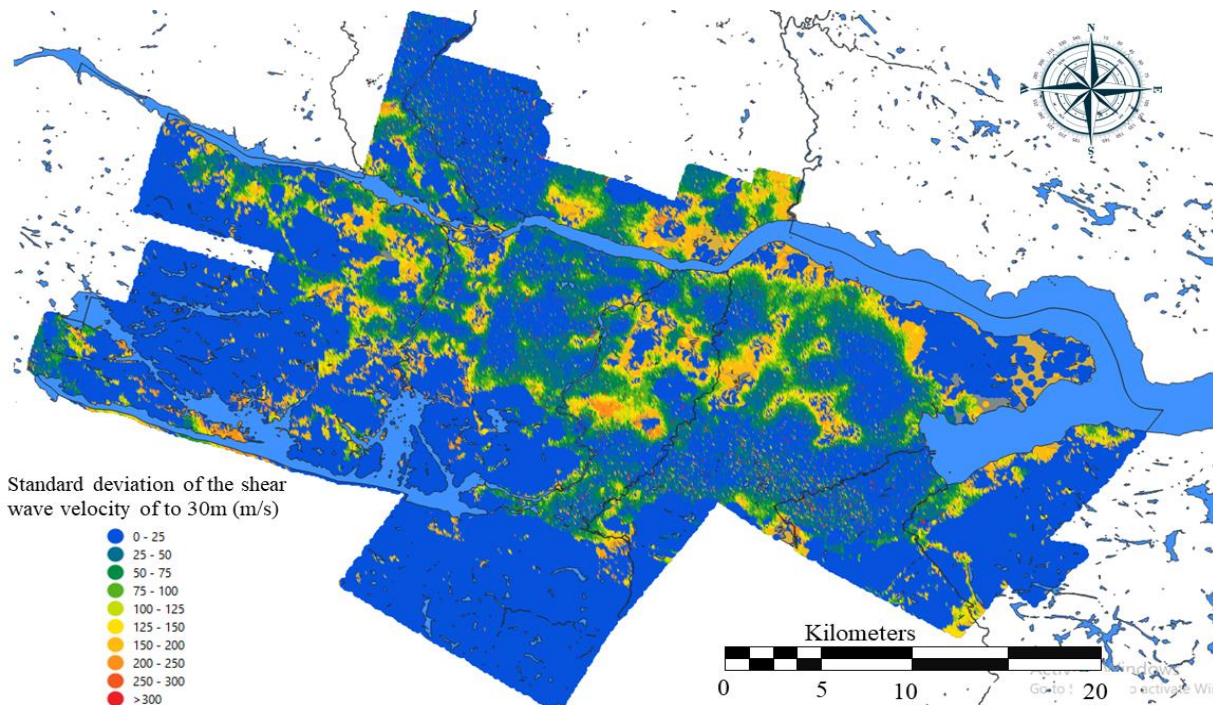


Figure 13. Standard deviation of Vs30 Values related to probabilistic microzonation map



## 5 CONCLUSION

A stochastic seismic site characterization study was carried out to assess the spatial distribution of the mean Vs30 value and the variance. The novelty of the approach lies in the fact that both types of uncertainty associated with the probabilistic 3D geological model and the field observations of the soil shear-wave velocity (Vs) were considered. The geological model consisted of regular 75x75x2m block elements, each with its own probability of occurrence of the considered soil types, fine and coarse postglacial sediments. To determine the Vs probability distribution functions for the overlying soil units for each 2-meter depth, a statistical model was run based on the Chi-Square test and Q-Q plot. The basal till layer and bedrock formations were assigned constant Vs values.

The randomized Vs values were simulated from the selected best fit distribution functions for each block element of the 3D geological model using the Monte Carlo approach. 1000 Vs30 realizations were simulated for each grid-cell on the ground surface.

The results are summarized in terms of specific shear wave velocity distributions with depth (Table 3), and the spatial distributions of the mean and standard deviation of the Vs30. Total number 30 distribution are obtained using a methodology by combining Chi-Square test and Q-Q plot. The Vs30 maps provide the user with knowledge of the potential ranges of variation of Vs30. Results from MC method shows significant variabilities in Vs30 ranges between 180–400 m/s. The locations identified with higher uncertainties indicate areas where additional field work is necessary to further constrain the geological model and the Vs spatial and vertical distribution.

## 6 REFERENCES

- Atkinson, G.M., and Adams, J. 2013. Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **40**(10): 988-998.
- Borcherdt, R.D. 1970. Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the seismological society of America*, **60**(1): 29-61.
- Borcherdt, R.D. VS30—A site-characterization parameter for use in building codes, simplified earthquake resistant design, GMPEs, and ShakeMaps. *In* The 15th World Conference on Earthquake Engineering. 2012.
- Canada, N.R. 2021. Earthquake zones in Eastern Canada. Available from <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/zones/eastcan-en.php#CSZ> [accessed].
- CERM-PACES. 2013. Résultat du Programme d'Acquisition de Connaissances sur les Eaux Souterraines de la Région Saguenay-Lac-Saint-Jean. Chicoutimi: Centre d'Études sur les Ressources Minérales. Université du Québec à Chicoutimi.
- Daigneault, R.-A., Cousineau, P., Leduc, E., Beaudoin, G., Millette, S., Horth, N., and Allard, G. 2011. Rapport Final sur les Travaux de Cartographie des Formations Superficielles Réalisés dans le Territoire Municipalisé du Saguenay-Lac-Saint-Jean. Ministère des Ressources naturelles et de la Faune du Québec, Quebec City, QC, Canada.
- Foulon, T., Saeidi, A., Chesnaux, R., Nastev, M., and Rouleau, A. 2018. Spatial distribution of soil shear-wave velocity and the fundamental period of vibration – a case study of the Saguenay region, Canada. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, **12**(1): 74-86. doi:10.1080/17499518.2017.1376253.
- Hosseinpour, V., Saeidi, A., Nolle, M.-J., and Nastev, M. 2021. Seismic loss estimation software: A comprehensive review of risk assessment steps, software development and limitations. *Engineering Structures*, **232**: 111866. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111866>.
- Motazedian, D., Hunter, J., Pugin, A., and Crow, H. 2011. Development of a VS30 (NEHRP) map for the city of Ottawa, Ontario, Canada. *Canadian geotechnical journal*, **48**(3): 458-472.
- Nastev, M., Parent, M., Benoit, N., Ross, M., and Howlett, D. 2016. Regional VS30 model for the St. Lawrence Lowlands, Eastern Canada. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, **10**(3): 200-212. doi:10.1080/17499518.2016.1149869.
- National Research Council of Canada. 2015. National Building Code of Canada, 2015. National Research Council Canada.
- Rosset, P., Bour-Belvaux, M., and Chouinard, L. 2015. Microzonation models for Montreal with respect to  $V_{S30}$ . *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(8): 2225-2239.
- Salsabili, M., Saeidi, A., Rouleau, A., and Nastev, M. 2021. 3D Probabilistic Modelling and Uncertainty Analysis of Glacial and Post-Glacial Deposits of the City of Saguenay, Canada. *Geosciences*, **11**(5): 204. Available from <https://www.mdpi.com/2076-3263/11/5/204> [accessed].
- Somerville, P.G., McLaren, J.P., Saikia, C.K., and Helmerger, D.V. 1990. The 25 November 1988 Saguenay, Quebec, earthquake: source parameters and the attenuation of strong ground motion. *Bulletin of the seismological society of America*, **80**(5): 1118-1143.
- Talukder, M.K., and Chouinard, L. 2016. Probabilistic methods for the estimation of seismic  $F_a$  and  $F_v$  maps—application to Montreal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **14**(2): 345-372.
- Toro, G. 1995. Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies. Technical Rep, **779574**.
- Virtanen, P., Gommers, R., Oliphant, T.E., Haberland, M., Reddy, T., Cournapeau, D., Burovski, E., Peterson, P., Weckesser, W., and Bright, J. 2020. SciPy 1.0: fundamental algorithms for scientific computing in Python. *Nature methods*, **17**(3): 261-272.
- Walter, J., Rouleau, A., Chesnaux, R., Lambert, M., and Daigneault, R. 2018. Characterization of general and singular features of major aquifer systems in the Saguenay-Lac-Saint-Jean region. *Canadian Water*

Resources Journal/Revue canadienne des ressources hydriques, **43**(2): 75-91.

Wang, C., Osorio-Murillo, C.A., Zhu, H., and Rubin, Y. 2017. Bayesian approach for calibrating transformation model from spatially varied CPT data to regular geotechnical parameter. Computers and Geotechnics, **85**: 262-273.  
doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.01.002>.



# Determining relevant joint orientation parameters for evaluating rock mass erosion hazard in unlined spillways

Marie-Hélène Wisse<sup>1</sup>, Ali Saeidi<sup>1</sup> & Marco Quirion<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Applied Science – Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Québec, Canada

<sup>2</sup>Hydro-Québec, Montréal, Québec, Canada



## ABSTRACT

The occurrence of rock mass erosion in unlined spillways can cause important damage to the bedrock and could impact on the stability of the spillway structure. Among other rock mass characteristics, joint orientation has previously been studied by different authors, and different parameters have been thought out to consider joint orientation in the calculation of erodibility potential, as  $J_s$  (Kirsten 1982),  $E_{doa}$  (Pells 2016) and  $C_{up}$  parameter developed experimentally by Reinius (1986). In this study, a methodology was developed to determine which of these three joint orientation parameters best represents the effect of joint orientation on rock erosion in unlined spillway. This study reveals that  $E_{doa}$  parameter is more effective for lower quality rock mass and  $C_{up}$  parameter is more effective for higher quality rock mass. No studied joint orientation parameter represents effectively rock mass erosion for all rock mass quality levels.

## RÉSUMÉ

L'érosion du massif rocheux dans les évacuateurs de crues non revêtus peut causer des dommages importants au roc et peut avoir un impact sur la stabilité de l'ouvrage. Parmi d'autres caractéristiques du massif rocheux, celle de l'orientation des joints a déjà été étudiée par différents auteurs, et différents paramètres ont été conçus pour prendre en compte l'orientation des joints dans le calcul du potentiel d'érodabilité, comme  $J_s$  (Kirsten 1982),  $E_{doa}$  (Pells 2016) et le paramètre  $C_{up}$  développé expérimentalement par Reinius (1986). Dans cette étude, une méthodologie a été développée pour déterminer lequel de ces trois paramètres d'orientation des joints représente le mieux l'effet de l'orientation des joints sur l'érosion du roc. Cette étude révèle que le paramètre  $E_{doa}$  montre de meilleurs résultats pour un roc de moins bonne qualité et le paramètre  $C_{up}$  montre de meilleurs résultats pour un roc de meilleure qualité. Aucun paramètre d'orientation des joints étudiés ne représente efficacement l'érosion d'un massif rocheux de tout niveau de qualité.

## 1 INTRODUCTION

Rock mass erosion in unlined spillways is caused by rock vulnerability to erosion and by hydraulic characteristics of the flow. Previous research showed that rock mass erosion in unlined spillways can occur even when rock mass is evaluated as resistant to erosion (Pells 2016). In order to evaluate rock mass erodibility, it is necessary to evaluate rock characteristics that can induce erosion vulnerability to a rock mass. A previous study of Boumaiza et al. (2019) determined relevant rock mass parameters for assessing its hydraulic erodibility, as joint opening, joint orientation, joint condition, deformation module, block volume and the nature of the potentially erodible surface, which represents the protrusion of blocks. Joint orientation has been studied by several authors, and different parameters leading to different conclusions on joint orientation's effect on rock mass erosion were taken. This study analyses in detail three joint orientation parameters:  $J_s$  parameter (Kirsten 1982),  $E_{doa}$  parameter (Pells 2016) and  $C_{up}$  parameter, which is a parameter determined experimentally by Reinius (1986). By adapting the methodology used by Boumaiza et al. (2021), these three joint orientation parameters have been compared to their reliability to characterize rock mass erodibility. A database containing information on the erosion damage level, rock mass characteristics and flow characteristics of 24 real dams in Australia and South Africa is used (Pells 2016). Information of each dam section was

classified according to damage level, rock mass quality, stream power and the level of each of the three joint orientation parameters evaluated. The objective of this study is to determine if these joint orientation parameters give reliable values of the erosion vulnerability of rock mass in unlined spillways.

## 2 PRESENTATION OF PARAMETERS

Joint orientation parameter  $J_s$  comes from Kirsten's (1982) index (N), described in equation 1.  $J_s$  parameter was built considering the orientation of planes having the least resistance to a single force produced by a bulldozer applied in direction of ripping. This parameter also considers joint spacing ratio from a ratio of 1:1 to 1:8. Values attributed to each joint orientation and spacing ratio are shown in figure 1.

$$N = M_s K_d K_b J_s \quad [1]$$

Where  $M_s$  is a constant representing the uniaxial compressive strength of rock,  $K_d$  represents joint shear resistance,  $K_b$  is a parameter representing the block size.

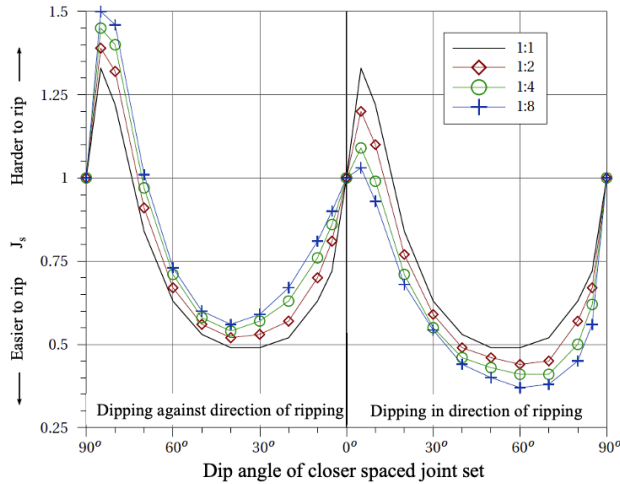


Figure 1.  $J_s$  values (Kirsten 1982) by Pells (2016)

Kirsten's index was first designed to assess rock excavatability rather than rock erodibility. However, several authors (Annandale 1995; Kirsten et al. 2000; Van Schalkwyk et al. 1994) used this index to assess an erodibility threshold with the rate of energy dissipation. The use of Kirsten's index to assess rock resistance to erosion has some gaps. Regarding the effect of joint orientation, the force applied by a bulldozer is effective in one direction, and has a constant value, while the force applied by flow can be effective in many directions and the pressure is known to have many fluctuations. Therefore, joint orientation could have different effects in these two cases.

Joint orientation parameter  $E_{doa}$  is taken from eGSI index (Erodibility Geological Strength Index), developed by Pells (2016), described in equation 2.

$$eGSI = E_{doa} + GSI_{chart} \quad [2]$$

Rock quality index GSI (Geological Strength Index) used in eGSI is  $GSI_{chart}$ , which comes from the chart determined by Marinos and Hoek (2000).  $E_{doa}$  parameter is inspired from  $J_s$  parameter, and also considers results from physical tests (Pells 2016), data providing from real erosion situations in unlined spillways (Pells 2016), as well as the theory of block uplift. This parameter, as for  $J_s$ , considers the spacing ratio of two joint sets from 1:1 to 1:20. Figure 2 shows  $E_{doa}$  values according to joint orientation and joint spacing ratio.

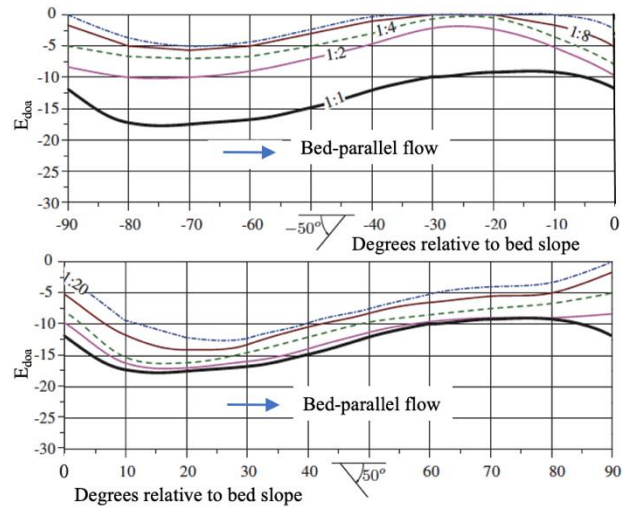


Figure 2.  $E_{doa}$  values for a bed-parallel flow (Pells 2016)

Joint orientation parameter  $C_{up}$  is a parameter taken from Reinius' (1986) experiments. Reinius' physical model is composed of a horizontal flow channel in which are aligned concrete blocks. The third block of the alignment is instrumented with piezometers, allowing measuring the total water pressure (static and dynamic) on the block (Figure 3). Pressure coefficient  $c$  is obtained for each piezometer with equation 3.

$$c = \frac{h}{U^2/2g} \quad [3]$$

Where  $h$  is the dynamic pressure (m),  $U$  is the flow velocity (m/s) and  $g$  is the gravitational acceleration ( $m^2/s$ ).

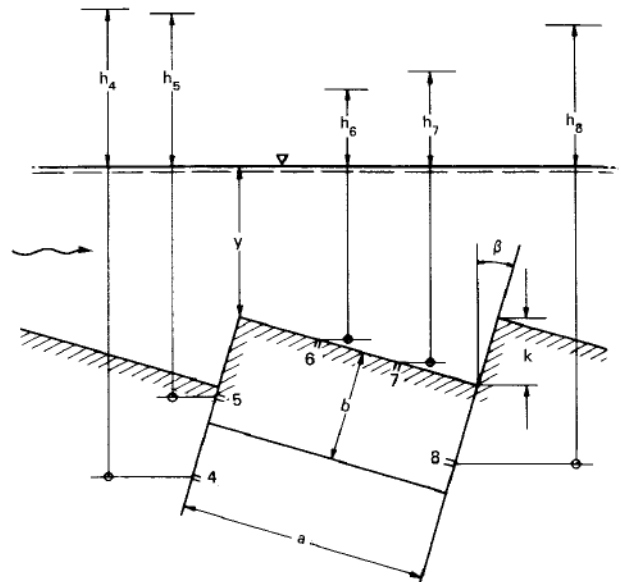


Figure 3. Static and dynamic pressure measured from the piezometers on the instrumented block (Reinius 1986)

The upward pressure coefficient  $C_{up}$  is estimated with the average dynamic pressure of piezometers 5 and 8, as shown in Figure 3. A joint from a distance  $b$  from the top of the block is simulated between these two piezometers.

### 3 METHODOLOGY

The methodology used to compare joint orientation parameters is inspired by the one used by Boumaiza et al. (2021). The database used include hydraulic data, rock mass quality data and erosion damage level data of 114 section of 24 spillways of dams. First, each parameter used for comparison, as joint orientation parameters,  $GSI_{chart}$ , damage level and stream power, are classified in classes. Then, data is grouped according to their GSI class. Each data is classified for the three joint orientation parameters. For a selected joint orientation parameter, data is classified according to their damage level. For every data that have the same GSI class, joint orientation parameter class and damage level class, the average stream power is calculated. Then, a chart is built for each GSI class, for each joint orientation parameter. Figure 4 is the flow chart that was used.

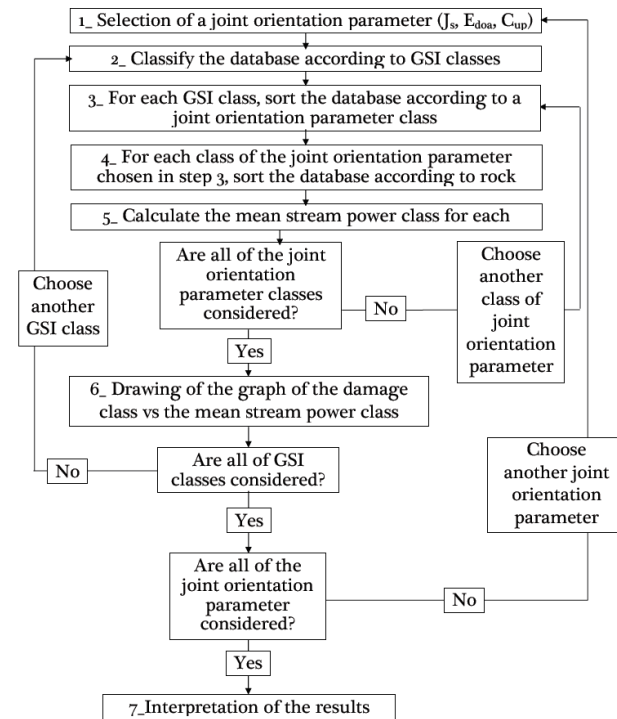


Figure 4. Methodology flow chart

#### 3.1 Classification of $GSI_{chart}$

Classification of  $GSI_{chart}$  is used to group data of the same rock mass quality. The classification of  $GSI_{chart}$  was inspired

by RMR classification, from Beniaowski (1989). Table 1 shows  $GSI_{chart}$  classes delimitation.

Table 1. Classification of  $GSI_{chart}$  for rock mass quality

$GSI_{chart}$ value	$GSI_{chart}$ class	Description
> 80	1	Very good quality rock mass
60 - 80	2	Good quality rock mass
40 - 60	3	Moderately good quality rock mass
< 40	4	Low quality rock mass

#### 3.2 Classification of Joint Orientation Parameters

The classification of each joint orientation parameter allows comparing their accuracy. This step is made for each GSI class previously defined. Each data is attributed to a joint orientation parameter class, for the three joint orientation parameters studied.

$J_s$  and  $E_{doa}$  parameters classification presented in Table 2 and Table 3 was done by Boumaiza et al. (2019), by statistically distributing Pells' (2016) database.

Table 2. Classification of  $J_s$  parameter (Boumaiza et al. 2019)

Class	Value of $J_s$ parameter	Description
1	0.4-0.6	Highly vulnerable to erosion
2	0.6-0.8	Very vulnerable to erosion
3	0.8-<1	Moderately vulnerable to erosion
4	1	Less vulnerable to erosion
5	>1	Minimally vulnerable to erosion

Table 3. Classification of  $E_{doa}$  parameter (Boumaiza et al. 2019)

Class	Value of parameter of $E_{doa}$	Description
1	0 to -5	Minimally vulnerable to erosion
2	-5 to -10	Less vulnerable to erosion
3	-10 to -15	Moderately vulnerable to erosion
4	-15 to -25	Highly vulnerable to erosion

$C_{up}$  parameter classification presented in Table 4 was done statistically distributing Pells' (2016) database. It is also based on the effect that this parameter has on erosion.

Table 4. Classification of  $C_{up}$  parameter

Class	Value of $C_{up}$ parameter	Description
1	<0	Minimally vulnerable to erosion
2	0-0.1	Less vulnerable to erosion
3	0.1-0.4	Moderately vulnerable to erosion
4	0.4-0.5	Very vulnerable to erosion
5	>0.5	Highly vulnerable to erosion

### 3.3 Classification of Damage Level

Once data is classified according to GSI classes and the three joint orientation parameters, the damage level class is defined for each data, according to the classification in Table 5. The classification is taken from Pells (2016).

Table 5. Classification of damage level (Pells 2016)

Class	Scour depth	General extent $m^3/100m^2$	Damage description
1	<0.3	<10	Negligible
2	0.3 - 1	10 - 30	Minor
3	1 - 2	30 - 100	Moderate
4	2 - 7	100 - 350	Large
5	>7	>350	Extensive

### 3.4 Classification of mean stream power

For each data set presenting the same GSI class, selected joint orientation parameter class and the same damage level class, the average stream power is calculated, and then classified into classes defined in Table 6. The classification is modified from Boumaiza et al. (2019) in order to better classify high stream power.

Table 6. Classification of mean stream power. Modified from Boumaiza et al. (2019)

Class	Stream Power ( $[u]D$ , kW/m <sup>2</sup> )	Description
1	< 2.5	Very Low
2	2.5 - 10	Low
3	10 - 25	Moderate
4	25 - 50	High
5	50 - 100	Very High
6	> 100	Extreme

## 4 RESULTS

### 4.1 Classification of $J_s$ Parameter

Data classification according to  $J_s$  parameter was done according to the classes described in Table 2. Figure 5 shows the data distribution for each  $J_s$  class. Class 4 of  $J_s$  has significantly more data than the other classes. This class corresponds to a  $J_s$  which is equal to one, representing joint orientation having no impact on Kirsten's index, i.e., having no impact on rock resistance. The Y-axis represents the data frequency for each  $J_s$  class.

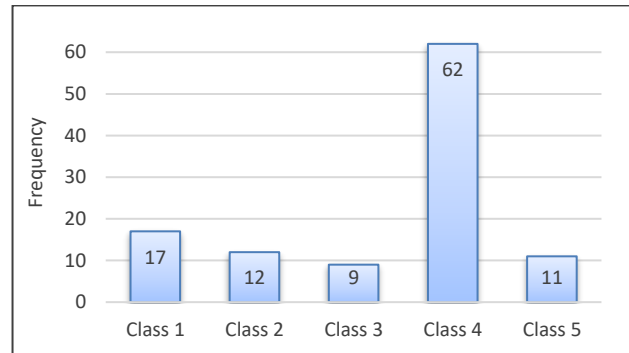


Figure 5. Distribution of data according to  $J_s$  parameter

### 4.2 Classification of $E_{doa}$ Parameter

The data classification of  $E_{doa}$  parameter was done according to the classes described in Table 3. Figure 6 shows the data distribution for each  $E_{doa}$  class. Class 1 of  $E_{doa}$  has significantly fewer data than the other classes. This class corresponds to a situation when  $E_{doa}$  has the least effect on rock mass resistance to erosion. The Y-axis represents the data frequency for each  $E_{doa}$  class.

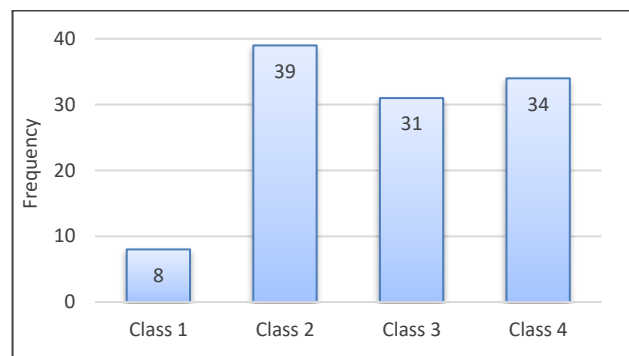


Figure 6. Data distribution according to  $E_{doa}$  parameter

### 4.3 Classification of $C_{up}$ Parameter

In order to assess a  $C_{up}$  value for each data set available, each data set was analyzed according to joint orientation in relation with the flow. A joint set must have a difference of orientation of at least  $20^\circ$  to be considered valuable for this

analysis, so that it is not parallel to the flow. Then, according to Reinius' study (1986), for each data set, the most critical joint set was chosen. The most critical joint set is the one with the highest  $C_{up}$  value. Data was then classified according to Table 4. Figure 7 shows the data distribution according to these two situations. The Y-axis represents the data frequency for each  $C_{up}$  class.

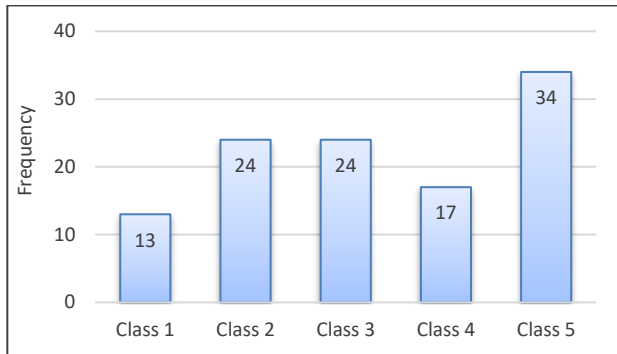


Figure 7. Data distribution according to  $C_{up}$  parameter

#### 4.4 Effect of $J_s$ Parameter on Rock Mass Erosion

The following graphs represent the classification obtained for each of the three joint orientation parameters analyzed. The X-axis represents the mean stream power and the Y-axis represents the damage level class. Each graph represents a different GSI class, from one to four.

Figures 8 to 11 show the results obtained for  $J_s$  parameter. Each class of  $J_s$  parameter – Js1 for  $J_s$  of class 1, Js2 for  $J_s$  of class 2 and so on – is represented in every graph. A lower class of  $J_s$ , i.e., Js1, is expected to show more damage than a higher class of  $J_s$ , i.e., Js5. Also, a higher mean stream power level should result as an increase in the damage level. A bigger bubble represents a larger amount of data than a smaller bubble.

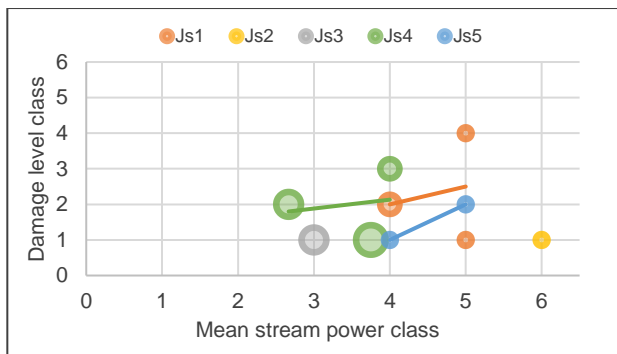


Figure 8. Results of  $J_s$  parameter for GSI of class 1 rock mass

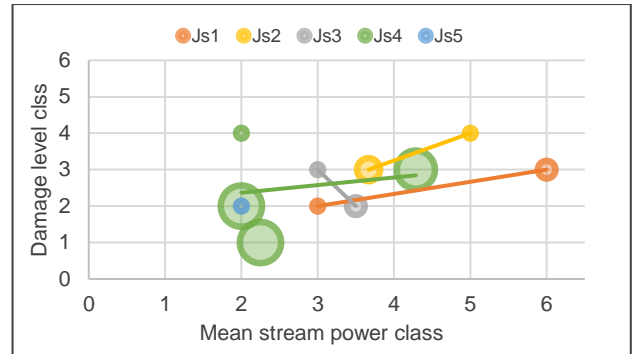


Figure 9. Results of  $J_s$  parameter for GSI of class 2

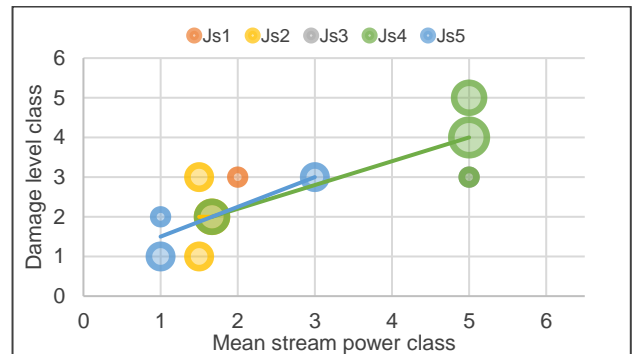


Figure 10. Results of  $J_s$  parameter for GSI of class 3

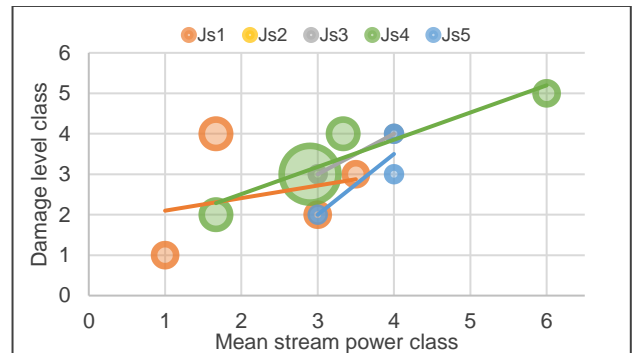


Figure 11. Results of  $J_s$  parameter for GSI of class 4

The graphs of figures 8 to 10 do not show concluding results because a lower class of  $J_s$  does not show a higher damage level than a higher class of  $J_s$ .  $J_s$  parameter may therefore not be a proper joint orientation parameter to evaluate the effect of joint orientation on rock mass erosion.

#### 4.5 Effect of $E_{doa}$ Parameter on Rock Mass Erosion

Figures 12 to 15 show the results obtained for  $E_{doa}$  parameter. Each class of  $E_{doa}$  parameter – Edoa1 for  $E_{doa}$  of class 1, Edoa2 for  $E_{doa}$  of class 2 and so on – is represented on every graph. A lower class of  $E_{doa}$ , i.e., of class 1, is expected to show less damage for the same mean stream power than a higher class of  $E_{doa}$ , i.e.,  $E_{doa}$  of



class 4. For a higher mean stream power level, the damage level class is expected to increase. A bigger bubble represents a larger amount of data than a smaller bubble.

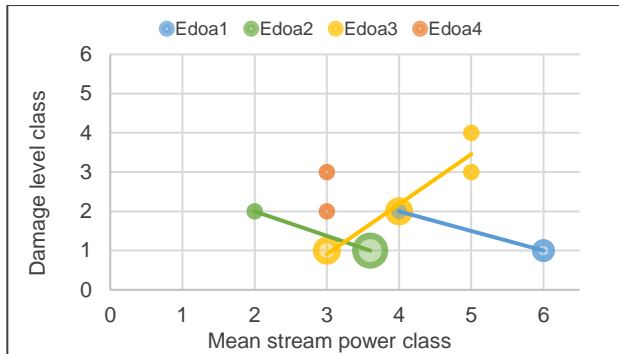


Figure 12. Results of  $E_{doa}$  parameter for GSI of class 1

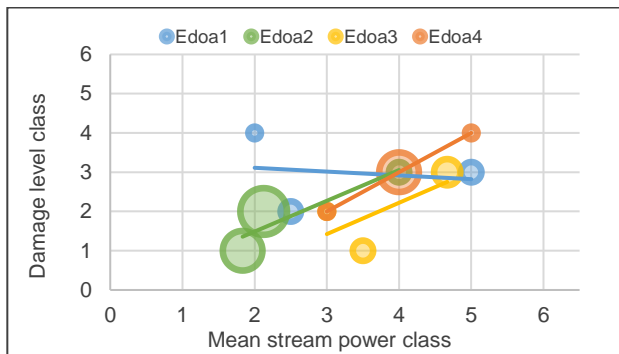


Figure 13. Results of  $E_{doa}$  parameter for GSI of class 2



Figure 14. Results of  $E_{doa}$  parameter for GSI of class 3

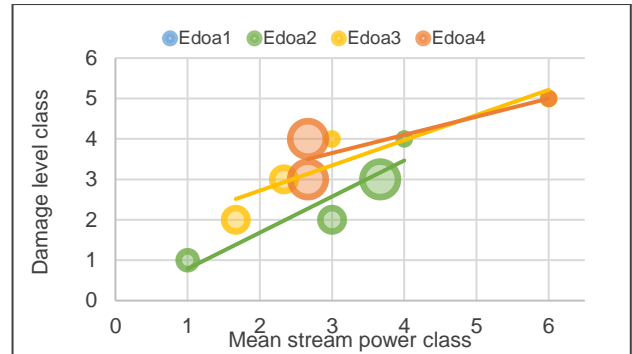


Figure 15. Results of  $E_{doa}$  parameter for GSI of class 4

The analysis of figures 12 to 15 show that  $E_{doa}$  generally correctly classifies the level of damage according to the expected influence of joint orientation on erosion. More specifically, the results show that for a GSI of class 2, for stream powers above 4, higher  $E_{doa}$  classes show more damage than lower  $E_{doa}$  classes. The same observation is made for a GSI of class 3, from mean stream power class 3. For a GSI of class 4, the results are acceptable for all mean stream power classes.

#### 4.6 Effect of $C_{up}$ Parameter on Rock Mass Erosion

Figures 16 to 19 show the results obtained for  $C_{up}$  parameter. Each class of  $C_{up}$  parameter –  $C_{up1}$  for  $C_{up}$  of class 1,  $C_{up2}$  for  $C_{up}$  of class 2 and so on – is represented on every graph. A  $C_{up}$  of a lower class, i.e., of class 1, is expected to show less damage for the same mean stream power than a  $C_{up}$  of a higher class, i.e., of class 4. For a higher mean stream power level, the damage level class is expected to increase. A bigger bubble represents a larger amount of data than a smaller bubble.

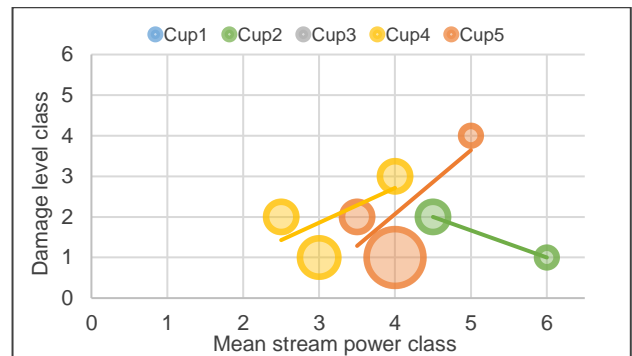


Figure 16. Results of  $C_{up}$  parameter for GSI of class 1

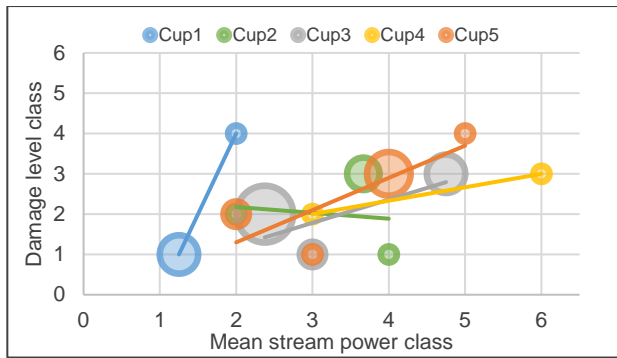


Figure 17. Results of  $C_{up}$  parameter for GSI of class 2

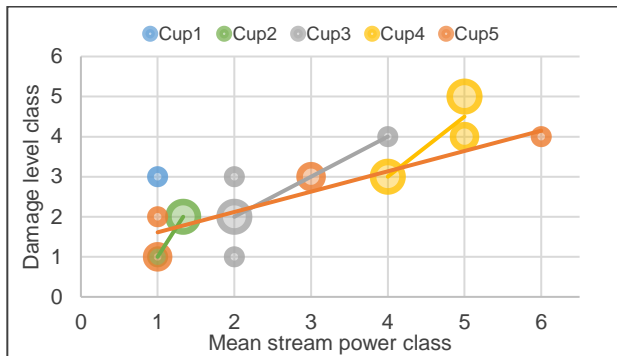


Figure 18. Results of  $C_{up}$  parameter for GSI of class 3

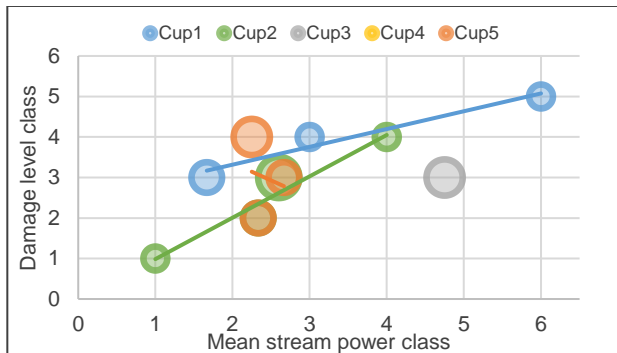


Figure 19. Results of  $C_{up}$  parameter for GSI of class 4

The graphs of figures 16 to 19 show an acceptable classification of  $C_{up}$  parameter for good quality rock mass, i.e., for GSI of classes 1 and 2. Even though the classification is not perfect, it is generally observed that higher  $C_{up}$  classes generate higher damage level, as expected. When the rock mass quality decreases, for higher GSI classes, as for GSI class 3 and class 4, correlation is no longer observed.

## 5 DISCUSSION

Among the three joint orientation parameters analyzed,  $E_{doa}$  parameter is the one presenting the best correlation, followed by  $C_{up}$  parameter and by  $J_s$  parameter. However,

none of the analyzed parameters offer a good classification for all cases.

$E_{doa}$  parameter offers a better classification the more GSI class is high, representing low quality rock mass. This result is counterintuitive, since rock mass with a GSI of class 4 is so altered and fractured that hardly any joint orientation is observed. In this case, joint orientation should barely show correlation for any joint orientation parameter. For a good quality rock mass,  $E_{doa}$  shows a good classification only when the stream power is high. This shows that in a good quality rock mass, more energy would be needed to cause damage. Generally, good results for  $E_{doa}$  parameter are obtained because  $E_{doa}$  was developed based on various data: cases of real erosion in unlined spillways and tests on a physical model as well as theory of block uplift. As for  $J_s$  parameter,  $E_{doa}$  considers joint spacing ratio. Tests undergone in the physical model by Pells (2016) were limited to a few points regarding joint orientation: only one cubic block was modelled to simulate rock mass and only a few orientations were tested. Orientation of the block was varied from  $0^\circ$ ,  $22^\circ$  and  $45^\circ$  horizontally and from  $0^\circ$ ,  $11^\circ$  and  $22^\circ$  vertically. Perhaps, a bias might be introduced with  $E_{doa}$  parameter, because erosion data on which  $E_{doa}$  was based is the same data used in this study for the comparison of  $E_{doa}$ ,  $C_{up}$  and  $J_s$ .

$C_{up}$  parameter shows opposite results than  $E_{doa}$  parameter, with a better correlation for high GSI classes. In Reinius' (1986) experiments for the development of  $C_{up}$  parameter, the rock mass was modelled with concrete blocks. Thus, these blocks represent a rock mass of high quality, corresponding to GSI classes 1 and 2. Therefore,  $C_{up}$  parameter may be applicable only for good GSI classes. Unlike  $E_{doa}$  and  $J_s$ ,  $C_{up}$  does not consider various joint spacing. The joint spacing considered for  $C_{up}$  parameter is the one used in Reinius' (1986) experiments, which is a ratio of 1:2. According to  $E_{doa}$  and  $J_s$ , joint spacing does not change radically the impact of joint orientation, but it does change the value slightly. Additionally, joint orientations tested by Reinius (1986) were limited. The block was always placed vertically in the model, with varying dips from the vertical of  $0^\circ$ ,  $9^\circ$ ,  $17.5^\circ$ ,  $33.5^\circ$ , in the opposite direction of the flow and varying dips from the vertical of  $2.9^\circ$  and  $18^\circ$  in the same direction of the flow. These tests allowed Reinius (1986) to extrapolate their results to all cases. However,  $C_{up}$  parameter would need to be further developed to be applied to all cases of joint orientation.

$J_s$  parameter does not show a good correlation between damage level and joint orientation classes. This can be explained by the fact that this parameter was first built to assess excavatability of rock mass rather than its erodibility. Excavatability of rock mass is thought out by Kirsten (1982) to be done by a bulldozer, which applies a unique force in the direction of ripping. Erodibility, with which multiple forces are applied by water in different directions, would therefore have a different impact on the ripping of the rock. Hence, critical joint orientations considered for excavatability are different from those considered for erodibility of rock mass. Another reason for the mitigated results of  $J_s$  parameter is the poor amount of data for all classes, except class 4. The classification could

not be changed, since class 4 represents the single  $J_s$  value of 1.

In this study,  $GSI_{chart}$  index was used to assess rock mass quality. This index considers joint resistance and rock mass structure, whether it is blocky or disintegrated. However, joint opening, block protrusion, rock deformation module and at a certain point block volume, which were all proven by a previous study (Boumaiza et al. 2019) as relevant to rock mass hydraulic erosion, are not included. A rock mass quality index including all of the relevant rock mass hydraulic erodibility parameters is necessary to correctly evaluate the effect of joint orientation on rock mass erodibility.

## 6 CONCLUSION

In this paper, comparisons were made to determine the best correlated joint orientation parameter developed for the purpose of erodibility assessment of unlined spillways. To classify the parameters studied,  $GSI_{chart}$  was taken as an index representative of rock mass quality, and stream power as well as damage level were used to evaluate the correlation of the classification of each joint orientation parameter. Among them,  $E_{doa}$  was found to show the better classification results for medium to low quality rock mass. The correlation of  $E_{doa}$  parameter is good for GSI of class 2, from a mean stream power class above 4, for GSI of class 3, from a mean stream power class above 3 and for a GSI of class 4, for all mean stream power classes. The lower the quality of rock mass, the better correlation is observed with  $E_{doa}$  parameter. These results do not consider that the lower the quality of rock mass, the less joint orientation is distinguishable. GSI of class 4 rock mass should hardly show correlation for any joint orientation parameter. For rock mass of good to moderate quality,  $E_{doa}$  correlation is best the higher the stream power. Thus, for a good quality rock mass, more energy is possibly needed to cause damage. The second-best results were obtained for  $C_{up}$  parameter, with acceptable results for GSI classes of 1 and 2. Since this parameter comes solely from physical tests on concrete blocks simulating good quality rock mass, it is awaited that it better represents good quality rock mass. Finally,  $J_s$  parameter did not show a good correlation for all GSI classes, which confirms that this parameter is not appropriate to be used for erodibility. However, too few values for some  $J_s$  classes may explain the mitigated results. This study reveals the need for further studies to be done regarding the effect of joint orientation on rock mass erosion. Furthermore, some relevant parameters for rock mass erosion were not considered in this study, as joint opening, block protrusion, rock deformation module and block volume. In order to evaluate effectively joint orientation, the rock quality index used should include all of these parameters.

## 7 ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank the research group R<sup>2</sup>Eau for their helpful comments and suggestions, as well as the Natural Sciences and Engineering Research Council of

Canada (NSERC) and Hydro-Québec, Uniper and Mitacs Inc. (#CRDPJ 537350 - 18, # IT22640) for funding the research.

## 8 REFERENCES

- Annandale, G.W. 1995. Erodibility. *Journal of Hydraulic Research*, 33(4): 471-494.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*, John Wiley & Sons.
- Boumaiza, L., Saeidi, A., & Quirion, M. 2019. A method to determine relevant geomechanical parameters for evaluating the hydraulic erodibility of rock. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(5): 1004-1018.
- Boumaiza, L., Saeidi, A., & Quirion, M. 2021. A method to determine the relative importance of geological parameters that control the hydraulic erodibility of rock. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 54(4): 2020-2154.
- Kirsten, H. 1982. A classification system for excavation in natural materials. *Civil Engineer in South Africa*, 24(7): 293-308.
- Kirsten, H.A., Moore, J.S., Kirsten, L.H., & Temple, D.M. 2000. Erodibility criterion for auxiliary spillways of dams. *International Journal of Sediment Research*, 15(1): 93-107.
- Marinos, P., & Hoek, E. 2000. GSI: A Geologically Friendly Tool For Rock Mass Strength Estimation, *ISRM International Symposium*, Melbourne, Australia.
- Pells, S. (2016). *Erosion of Rocks in Spillways*. (PhD Dissertation). University of New South Wales.
- Reinius, E. 1986. Rock erosion. *International Water Power and Dam Construction*, 38(6): 43-48.
- Van Schalkwyk, A., Jordaan, J., & Dooge, N. 1994. Erosion of rock in unlined spillways, *International Commission on Large Dams*, Paris, 71:555-571.

# Influences of tectonic and geomorphic processes on fault scarp height along the Teton fault, Wyoming, USA

Kyla Grasso<sup>1</sup> & Glenn D. Thackray<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Stantec Consulting Services, Inc., San Bernardino, California, USA

<sup>2</sup>Department of Geosciences – Idaho State University, Pocatello, Idaho, USA



## ABSTRACT

Landscape disturbance events (e.g., earthquakes, slope failures) play key roles in landscape evolution in tectonically active areas. Along the Teton fault, fault scarps vary in height by up to tens of meters. LiDAR-based mapping indicates that scarp height is affected by glacial geomorphology, slope failure, and alluvial processes. LiDAR data, digital and field mapping were used to characterize fault scarps and slope failure deposits along the Teton fault zone. Based on vertical separation (VS; the vertical offset between faulted surfaces) across fault scarps and the expected behavior of normal faults, we propose a four-section model of the Teton fault. At a broad scale, VS is greatest along the southern fault zone. At a finer scale, VS is least at the ends of the fault and at three areas within the central fault zone. Transitions between these four sections may represent segment boundaries with potentially important implications for geohazards assessment.

## RÉSUMÉ

Les événements de perturbation du paysage (p. ex., tremblements de terre, ruptures de pente) jouent un rôle clé dans l'évolution du paysage dans les zones tectoniques actives. Le long de la faille de Teton, les escarpements de faille varient en élévation jusqu'à des dizaines de mètres. L'interprétation des données lidar indique que la hauteur des escarpements est affectée par la géomorphologie glaciaire, les ruptures des pentes et les processus alluviaux. Les données lidar et la cartographie numérique et de terrain ont été utilisées pour caractériser les escarpements de faille et les dépôts de rupture de pente le long de la zone de faille. Sur la base d'une séparation verticale (VS; différence d'élévation entre les surfaces faillées), des escarpements de faille et du comportement attendu des failles normales, nous proposons un modèle à quatre sections de la faille de Teton. À petite échelle, VS est plus élevée dans la section sud de la faille. À plus grande échelle, VS est plus faible aux extrémités de la faille, ainsi qu'à trois emplacements situés dans la section centrale de la faille. Les transitions entre ces quatre sections représentent des limites ayant des implications potentiellement importantes pour l'évaluation des géorisques.

## 1 INTRODUCTION

The Teton fault is expressed as a 75-km long series of north-northeast trending normal fault scarps on the eastern flank of the Teton Range (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). We identify and characterize fault scarps and slope failure deposits, patterns of vertical separation (VS) across fault scarps, and discuss the implications of variable scarp height as it pertains to fault segmentation and geohazards assessment along the Teton fault.

Landscape disturbance events (e.g., earthquakes, slope failures) play key roles in landscape evolution in tectonically active areas (Keefer, 1984). Similarly, glacial and alluvial processes alter landscapes and influence sediment flux in alpine environments (McColl and Davies, 2013). Smaller-scale processes (e.g., erosion, hillslope diffusion) also influence landscapes. These processes alter the surface expression of faults, introducing complexity along range fronts.

Teton fault scarps vary in height by up to tens of meters along the fault. Scarps offset glacial and alluvial landforms, providing diachronous and synchronous markers of fault movement (Byrd, 1995; McCalpin, 1996; Thackray and Staley, 2017). Spatial and temporal variations of fault motion are reflected in paleoseismic trench and geomorphological observations (Byrd, 1995; Thackray and

Staley, 2017; Zellman et al., 2018, 2019; DuRoss et al., 2019). Variable scarp height may result from: 1) along-strike, variable fault offset rates; 2) variable erosion of the fault scarp; 3) postglacial erosion and burial by slope failure and alluvial processes; or 4) some combination of these or other factors. The influences of these processes on fault scarp geomorphology, and the influences of fault slip on these processes and their resultant landforms, are the subject of this study.

### 1.1 Geologic setting

Uplift of the Teton Range began with Laramide Orogeny thrust faulting in Late Cretaceous and early Paleogene time. The Laramide Orogeny uplifted Precambrian, Paleozoic and Mesozoic rocks along the Cache Creek thrust fault, creating the Teton-Gros Ventre uplift (Love et al., 2003). Movement along the Cache Creek thrust at the southern end of the modern Teton Range vertically offset Precambrian rocks exposed in the area by up to 6 km (Smith et al., 1993). As uplift was taking place, reverse faults formed across the Teton-Gros Ventre region, increasing displacement (Love et al., 2003). The resultant landscape was further modified by uplift of the Teton fault (Roberts and Burbank, 1993; Love et al., 2003; Brown et al., 2017).

The core of the Teton Range is broadly composed of metamorphosed intrusive and metasedimentary rocks of

the Archean Webb Canyon Gneiss and Proterozoic Mount Owen Quartz Monzonite (Love et al., 1992, 2003). Quaternary deposits are mapped at the surface in many areas (Love et al., 1992; Pierce and Good, 1992; Pierce et al., 2018).

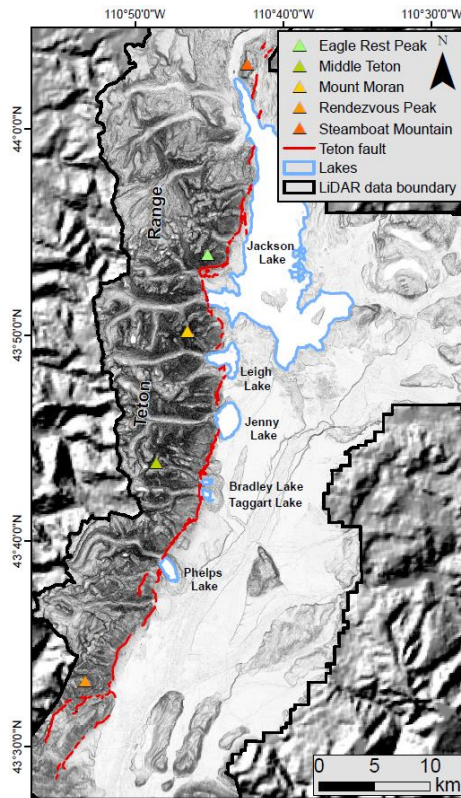


Figure 14. Study area. The study area spans an approximately 1-km wide swath along the Teton fault.

## 1.2 Glacial history

The Teton region was repeatedly glaciated during Pleistocene time, generating key markers for estimating fault slip rates. Geomorphic evidence of the two most recent glaciations, the Bull Lake (BL) and Pinedale (PD), is widely preserved in the area. During BL and PD glacial time, ice from two sources impacted the Teton Range. The Greater Yellowstone Glacial System (GYGS) flowed into Jackson Hole from the north and northeast, and mountain glaciers flowed easterly down major valleys (Licciardi et al., 2014a, 2015; Pierce et al., 2018).

Moraines and outwash surfaces extending to the southern end of Jackson Hole record the advance of the GYGS from the north (Licciardi and Pierce, 2008, 2018; Pierce et al., 2011).

The retreat of BL-age ice was followed by advance and retreat of GYGS-sourced ice during three phases of the PD glaciation, spanning ~22-13 ka (Love et al., 1992; Pierce and Good, 1992; Licciardi and Pierce, 2008, 2018). During GYGS advances, Yellowstone ice cap glaciers advanced into Jackson Hole from the east and north, while mountain glaciers descended eastward in the Teton range to

intersect with Yellowstone ice in the Jackson Lake area or to flow into the margins of Jackson Hole (Licciardi and Pierce, 2008; Pierce et al., 2018).

Pinedale-age glacial ice retreated from the study area approximately 15 ka. In the study area, PD glacial activity is recorded as a series of lateral and terminal moraines (Licciardi and Pierce, 2008; Pierce et al., 2018), by alluvial landforms, and by deeply eroded valley floors.

## 2 METHODS

### 2.1 Digital mapping

The study area was digitally mapped using 1-m resolution LiDAR data (Woolpert, Inc., 2015) and ArcGIS version 10.7.1 software. Data was provided to USGS in ERDAS .IMG format with 1 m cell size and vertical error ranging from -0.194 m to 0.135 m with an average of 0.027 m after hydrologic flattening was conducted.

LiDAR-based digital elevation (DEM), hillshade, slope, and topographic models were used to construct a geomorphic map of the study area using methods similar to those of Harding (2000), Burns and Madin (2009), and Crawford (2012). Fault scarps were mapped based on geomorphic characteristics including length, height, cross-sectional shape and slope angle, and cross-cutting relationships with other surficial landforms. Slope failure deposits were mapped following the general guidelines of Burns and Madin (2009).

### 2.2 Scarp profiling

Topographic profiles across fault scarps were measured using the ArcGIS profiler tool. Profiles were measured perpendicular to the strike and at approximately 1 km intervals along the fault. Profiling sites were selected where landform surfaces on either side of the scarp appear to be synchronous. Profile locations were chosen to capture data across the highest scarps with similar surface slopes on the hanging wall and footwall sides of the fault, reflecting the highest recorded VS while minimizing the effects of erosion and other height-reducing processes. Scarps impacted by slope failures or other erosive events were not profiled.

### 2.3 Vertical separation and simple scarp height

Simple scarp height (SSH) and VS were calculated at fifty scarp profiling locations along the fault. Here, SSH is the vertical distance between the highest and lowest points across the scarp, while VS is the restored vertical distance between the tectonically undeformed footwall and hanging wall surfaces. Vertical separation was calculated following the methods Thompson et al. (2002) and Amos et al. (2010) and is illustrated in Figure 2.

Linear regression lines were projected along the offset faulted surfaces at each profile location. The slope angle of each surface was calculated from the arctangent of the slope of the best-fit line for each surface (Equation 1). The VS was calculated at the scarp midpoint, following the methods of McCalpin (1996).

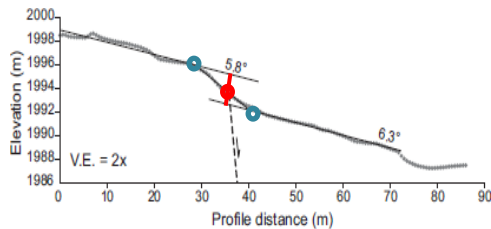


Figure 15. Topographic profile with linear regression lines through the footwall and hanging wall surfaces. Vertical separation (red line) is calculated as the distance between the regression lines (straight black lines, center) at the midpoint along the scarp (red circle). SSH is calculated as the elevation difference between the lowest and highest points (blue circles) on the scarp. Modified from Amos et al. (2010).

Equation 1: Calculation of slope of the best-fit linear regression line for points defining the footwall and hanging wall surfaces:

$$\text{Slope angle in degrees} = \arctan(m),$$

where  $m$  is the slope of the linear regression line through the surface being considered.

Profiles with similar slope angles on both the footwall and hanging wall surfaces provide the best estimate of VS across fault scarps by reducing measurement error.

Sturge's rule provides a formula for determining an appropriate number of bins and bin division values for data displayed in histogram format (Scott, 2009). Fault scarp profiles were classified as low-, moderate-, and high-quality based on similarity of the slope angle between the footwall and hanging wall by applying Sturge's Rule (Equation 2). Profiles classified as low quality ( $n=4$ ) and where calculated VS exceeded SSH ( $n=4$ ) were eliminated from further analyses.

Equation 2. Sturge's rule:

$$\text{Number of bins} = 1 + 3.322 \cdot \log(n)$$

where  $n$  is the number of data points being considered

Hanging wall and footwall slope angle differences were binned into seven classes based on Sturge's Rule. Surface angle contrasts  $<3.46^\circ$  were classified as high quality (i.e., lower uncertainty in the VS measurement), those with surface angle contrast between  $3.46^\circ$  and  $10.27^\circ$  were classified as moderate quality, and those with surface angle contrast  $>10.27^\circ$  were classified as low quality, interpreted as having higher uncertainty in the VS measurement.

## 2.4 Field Mapping

Field mapping was conducted in selected areas along the fault in 2019. Mapping confirmed the relationships between

scarps, slope failure deposits, and other features which were mapped digitally.

## 3 RESULTS

Slope failure deposits mapped in the study area fall into two categories: translational slides and debris flows. Lateral moraines, moraine crests, and drumlin crests were also mapped based on geomorphic characteristics.

### 3.1 Fault scarp mapping

The Teton fault is expressed at the surface as a series of scarps that offset glacial and alluvial landforms. Fault scarps show a consistent sense of normal, down-to-the-east displacement along the fault zone. Simple scarp height and VS were measured across forty-two scarp-normal profiles. Simple scarp height ranges from 7 m to 70 m and VS ranges from 1.0 m to 54.4 m across the profiles.

The southern 10 km of the fault zone is characterized by a bifurcation of the main fault into two separate strands, the Phillips Valley fault to the west, and the Teton fault to the east (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**)

### 3.2 Scarp profile analysis

The average VS across the forty-two high- and medium-quality profiles is 14.5 m, and 15.4 m across all profiles. At a broad scale, VS is greatest along the southern fault. At a finer scale, VS is less at the ends of the fault and at three locations within the central fault zone, and higher between these areas.

### 3.3 Slope failure deposits

Both large- and small-scale slope failure deposits are evident in the study area. Translational and flow deposits of earth, rock, and debris range in size up to 2.3 km<sup>2</sup>, although most deposits are  $<0.1$  km<sup>2</sup>. Most slope failures occur in PD-age glacial deposits and along deglaciated valley walls, although they are also found on steep slopes of varying orientation and rock type.

### 3.4 Field mapping results

Field mapping improved the accuracy of final map products by eliminating features for which geomorphic evidence was lacking or led to new interpretations of features. Soil and vegetation along the range front limit surface exposures of bedrock units in much of the study area. Deposits of glacially transported material and alluvium are common and cover much of the area. Rock units exposed at the surface were correlated to those of Love et al. (1992).

## 4 INTERPRETATION AND DISCUSSION

The more detailed dataset of VS presented here indicates that previous fault section interpretations (Susong et al., 1987; Smith et al., 1993) can be improved by considering the expected behavior of normal faults. We propose a four-

section model of the Teton fault based on VS analysis and expected patterns of fault behavior. In this context, a fault section is an area along a fault which is typically identifiable from generalized characteristics, while fault segments represent individual parts of a fault which may rupture independently of one another during an earthquake event. This work indicates that a four-section, or possibly segment, model of the Teton fault should be considered.

#### 4.1 Simple scarp height and vertical separation

Simple scarp height reflects fault offset rates and the surface slope of landforms cut by faulting. Geometric relationships between surface slope and fault offset lead to higher where the slope of pre-existing surfaces is steep. Measurements of VS account for this effect and provide a better understanding of fault offset patterns. Vertical separation across scarps varies along the length of the Teton fault. Individual scarps are vertically separated by up to 54.4 m (average 14.5 m), and the highest scarps are found along the southern range front and Phillips Canyon.

Along-strike variation in SSH and VS may be the result of 1) along-strike, variable offset rates of the Teton fault; 2) variable erosion of fault scarps by Pleistocene glacial processes; 3) variable ages of landforms; 4) erosion and deposition by slope failure and alluvial processes that have occurred since deglaciation; or 5) some combination of these factors, and possibly others.

##### 1) *Along-strike variable offset rates*

Estimations of offset rate along the strike of the Teton fault suggest that variable scarp height may be the result of variable offset rates along the Teton fault. The offset rate may vary between sections and within sections of the fault. Vertical separation across fault scarps combined with surface exposure ages of deglacial landforms can be used to estimate VS rates. Using the average VS measurement across five scarp profiles and the age of the deglacial surface (14.4±0.8 ka; Licciardi and Pierce, 2018), we calculate a VS rate of 0.32±0.01 m/k.y. for the area northeast of Jackson Lake.

Thackray and Staley (2017) calculated a VS rate of 0.82 ±0.13 m/k.y. over the past 14.7 k.y. from valley floor offsets of well-constrained deglacial age in the central portion of the fault but found these values to be inconsistent with data from higher, and geomorphically older, landforms. Using data from the Buffalo Bowl and Granite Canyon paleoseismic studies, DuRoss et al. (2019) calculate a latest Pleistocene (14.4-4.7 ka) closed-interval vertical slip rate of ~1.1 m/k.y. for the southern Teton fault and an early Holocene to present open-ended rate of ~0.6 m/k.y., indicating that along-strike variable offset rates could contribute to variable scarp height.

##### 2) *variable erosion of fault scarps by Pleistocene glacial processes*

Glaciers play a key role in shaping mountain valleys through sediment production, transportation, and deposition (Hallet et al., 1996; Foster et al., 2010). These factors have likely impacted degradation of Teton fault scarps. Because the effects of fault scarp erasure by glacial

processes have not been studied in the Teton Range or elsewhere, we assume that glacial erosion and deposition reduced the scarp height to match valley floor topography, effectively erasing the pre-existing scarps within glacial valleys.

Assuming this is the case, deglaciated valleys provide an opportunity to compare VS across landforms of assumed similar age. Pinedale age glacial activity is recorded as a series of glacially eroded valleys (on the footwall), sediment filled valleys (on the hanging wall), and lateral and terminal moraines mantling the range front and the Teton fault (Licciardi and Pierce, 2008; Pierce et al., 2018). At the mouth of Glacier Gulch, the valley floor scarp has vertical separation of ~9.9 m. At Phelps Lake, VSs of ~6.6 m and ~14.0 m are recorded on the valley floor and right lateral moraines, respectively.

##### 3) *variable ages of landforms*

The ages of range front landforms and lake sediments have been determined from cosmogenic <sup>10</sup>Be surface exposure and radiocarbon dating along the Teton fault (Licciardi and Pierce, 2008; Licciardi et al., 2014a, 2014b, 2015; Larsen et al., 2016; Pierce et al., 2018). Landforms of varying age pose a challenge to addressing fault scarp height variability. Scarps cutting older landforms have likely experienced more slip events than those cutting younger landforms, and thus have higher scarps. Landform age plays a critical role in addressing fault scarp height variation.

At Taggart Lake, VS of ~14.7 m and ~12.5 m across the highest fault scarps on the left and right lateral moraines, respectively, allow for evaluation of VS across varying time scales. The moraine ages are 18.2±0.5 ka and 15.1±0.2 ka, respectively, based on preliminary interpretation of cosmogenic <sup>10</sup>Be surface exposure dating (Licciardi et al., 2019; Licciardi, pers. comm.). Using these values, both the left and right lateral moraines have undergone similar rates of VS (0.81±0.02 m/k.y. and 0.91±0.01 m/k.y., respectively). Variable landform age appears to explain the difference in VS across these moraines.

##### 4) *erosion and deposition by slope failure and alluvial processes that have occurred since deglaciation*

Slope failure deposits affect the surface expression of scarps along the Teton fault. Individual slope failure-affected areas are up to 2.4 km<sup>2</sup>, but most slope failure deposits cover <0.1 km<sup>2</sup> in the study area.

Where slope failures initiate above and cross fault scarps, the surface expression of the fault scarp is reduced or obscured by the deposit, effectively reducing the height of scarps in these areas. Few slope failure deposits are cut by scarps of the Teton fault; however, there are notable exceptions to this pattern north of Leigh Lake and south of Phelps Lake, where fault scarps are vertically separated by 42.8 and 14.6 m, respectively.

##### 5) *some combination of these factors, and possibly others.*

Variable fault offset rates, variable erosion by glacial processes, and erosion by slope failure and alluvial processes, or other factors, may all influence the size of fault scarps individually or in concert. Landscape

disturbance events (e.g., earthquakes, slope failures) may be triggered by movement of the Teton fault.

#### 4.2 Fault sections, fault segments, and their boundaries

The number of segments and the location of segment boundaries along the Teton fault have been the subject of debate, as has the identification of fault sections and segments in general (Crone and Machette, 1984; Machette et al., 1991; Smith et al., 1993; Faulds and Varga, 1998; O'Connell et al., 2003; DuRoss et al., 2019). Within the central fault zone, Susong et al. (1987) proposed a three-segment model of the fault based on field mapping and scarp profiles at 17 locations. Smith et al. (1993) proposed a three-segment model of the fault with segments defined by changes in strike direction, lateral stepping, structural complexities, variation in scarp height, and interpretation of gravity data.

The three-segment interpretations are contrasted by gravity anomaly data which suggest the fault as being divided into two segments (Ostenaar, 1988). However, many of the commonly referenced indicators of segmentation are distinctly two-dimensional in nature, and the two-dimensional nature of geologic maps and the limited ability of many study approaches may contribute to misunderstandings of fault growth and segmentation (Walsh et al., 2003).

We propose a four-section model of the Teton fault based on VS across fault scarps and changes in strike direction. From north to south, these are the Eagle Rest Peak (ERP), Mount Moran (MM), Middle Teton (MT), and Rendezvous Peak (RP) sections (Figures 3 and 4). The ERP section extends from northeast of Jackson Lake south to Moran Bay. The MM section extends from north of Moran Bay to the south end of Jenny Lake. The MT section reaches from south Jenny Lake to Granite Canyon. The RP section extends from Granite Canyon to the south end of the fault at Teton Pass. Vertical separation is greatest toward the central portion of each of these sections and declines toward the ends, following the expected pattern of normal fault behavior.

Applying a four-point moving average trendline to the VS data points highlights the finer pattern of height variability (Figure 3). The four-point average highlights broader variability while also representing local anomalies. The trendline suggests that VS increases toward the central portion of four separate areas, with each area separated by several scarps with low VS.

The ERP section is characterized by NNE-striking fault scarps and VS ranging from 1.0 to 21.3 m (average 11.9 m) based on analysis of 18 scarp profiles distributed along 22 km of the fault. We calculate a VS rate of  $0.32 \pm 0.01$  m/k.y. using the average VS across the five scarp profiles cutting drumlinoid topography northeast of Jackson Lake and a surface age of  $14.4 \pm 0.8$  ka (Licciardi and Pierce, 2018).

The MM section is characterized by VS ranging from 1.6 m to 32.0 m (average 15.0 m) based on analysis of 7 scarp profiles distributed along 15 km of the fault. We calculate a VS rate of  $0.68 \pm 0.03$  m/k.y. across the Jenny

Lake right lateral moraine using a surface exposure age of  $15.2 \pm 0.7$  ka from Licciardi and Pierce (2018).

The MT section is characterized by a NNE-striking fault and VS ranging from 6.6 m to 14.8 m (average 12.2 m) based on analysis of from 11 scarp profiles distributed along 16 km of the fault. We calculate a VS rate of  $0.91 \pm 0.01$  m/k.y. across the left lateral moraine at Taggart Lake using a surface exposure age of  $15.1 \pm 0.2$  ka from Licciardi et al., 2019. A VS rate of  $0.81 \pm 0.02$  m/k.y. across the right lateral moraine at Taggart Lake using a surface exposure age of  $18.2 \pm 0.5$  ka from Licciardi et al., 2019.

The RP section is characterized by VS ranging from 13.6 to 54.4 m (average 26.1 m). Anomalously high scarps in this section are found in several locations along both the Phillips Valley and Teton fault strands. We calculate a VS rate of  $0.70 \pm 0.01$  m/k.y. across the right lateral moraine at Granite Canyon using a surface exposure age of  $18.24 \pm 0.34$  ka (Licciardi et al., 2014a).

Surface age data are limited in the RP section. Two distinct VS rates have been calculated using the average VS across the five southernmost scarp profiles (25.8 m) and two assumed ages. The first, using the PD surface exposure age from the right lateral moraine at Granite Canyon, provides a VS rate of  $1.6 \pm 0.02$  m/k.y. The second, calculated using a BL surface exposure age of  $136 \pm 0.34$  ka from boulders in Jackson Hole (Licciardi and Pierce, 2008), provides a VS rate of  $0.21 \pm 0.03$  m/k.y.

If scarps along the southern range cut PD-age deposits, the VS rate along the southern fault is higher than other more well-constrained VS rates calculated along the fault. However, if these scarps cut surface deposits of BL-age, the VS rate along the southern range front is less than the VS rate for scarps cutting PD-age deposits to the north. It is also possible that the fault cuts landforms of both ages and that these rates, based on average VS, are not meaningful.

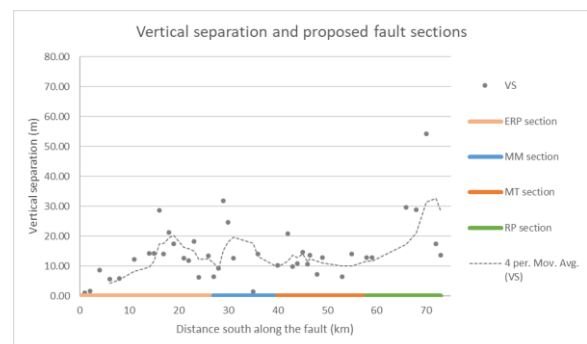


Figure 16. Vertical separation across the forty-two scarp profiles and the extent of the four proposed fault sections. Dashed line is a four-point moving average trendline highlighting the overall pattern of VS along the fault. Proposed section names based on local landmarks as follows: ERP – Eagle Rest Peak; MM – Mount Moran; MT – Middle Teton; RP- Rendezvous Peak (see Figure 4).

The transition zones between these four distinct areas may represent boundaries between fault sections or segments. The sections proposed here are based on data that represent the behavior of the fault in Middle to Late Pleistocene time. Data from paleoseismic trenching studies



indicate that the most recent surface rupturing event on the Teton fault took place 4-5 ka; this may indicate that sections (or segments) of the fault rupture in unison, or have done so recently (Zellman et al., 2019; DuRoss et al., 2019). However, further paleoseismic work is needed to clarify the rupture history and potential for segmentation along the fault.

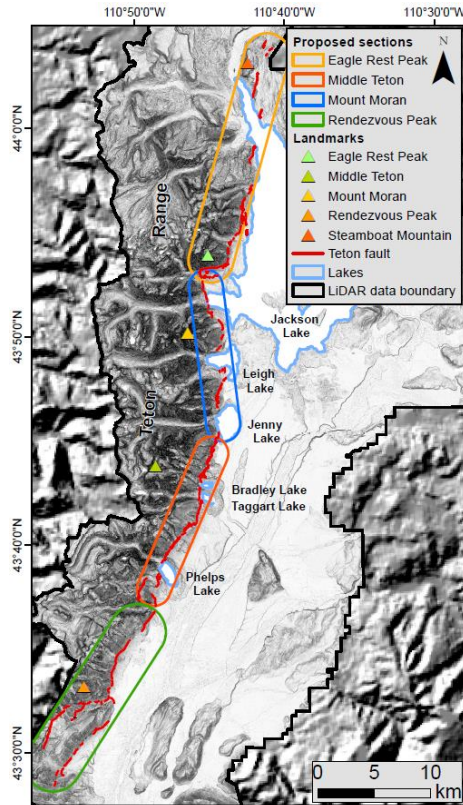


Figure 17. The proposed four-section model of the Teton fault based on VS analysis.

Uncertainty in these approaches comes from four primary sources: 1) fault scarps cut complex landforms, leading to uncertainty when choosing the top and bottom points of the scarp used for calculating SSH and VS; 2) geomorphology is complex and surface age data are limited; 3) the ArcGIS profiler tool extracts data from the LiDAR-based DEM at a set resolution, introducing a small level of error in profile measurement; and 4) higher fault scarps increase the uncertainty of both SSH and VS calculations (Thackray and Staley, 2017)

#### 4.3 Surface expression of the fault varies across five geomorphic areas

Surface expression of fault scarps varies along the length of the Teton fault. Five geomorphic areas with unique surface expression of the fault have been identified in the study area: 1) drumlins in PD-age ice cap outlet lobe deposits northeast of Jackson Lake; 2) scarps cutting glacial outwash and alluvial fans between Jackson and Jenny Lakes; 3) PD-age lateral moraines; 4) PD-age deglaciated valley floors; and 5) the southern range front,

where the age of surface deposits remains largely unknown.

#### 4.4 Slope failures tend to be larger in the northern half of the study area and smaller in the southern half of the study area.

Slope failure deposits in the study area are interpreted as translational slide and debris flow deposits. North of Leigh Lake, translational slide deposits are more common than debris flow deposits. Slide deposits tend to be larger in this area than those found in the southern half of the study area, covering up to 2.4 km<sup>2</sup>. South of Leigh Lake, translational slide deposits up to 2.3 km<sup>2</sup> were mapped, but most deposits are <0.5 km<sup>2</sup>. Most debris flow deposits are found within the southern half of the study area (Figure 5).

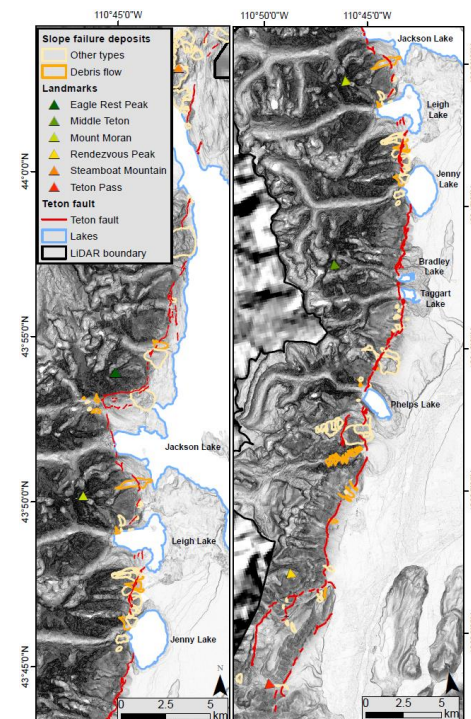


Figure 18. Slope failures in the northern and southern halves of the study area.

## 5 CONCLUSIONS

Teton fault scarps vary in height by up to tens of meters over short (<1 km) and longer distances. LiDAR data reveal these scarps and provide an opportunity to use VS across fault scarps to address questions of fault section or segment boundaries. Scarp height has been influenced by glacial, hillslope, and alluvial processes, as well as apparent slip rate variations, resulting in variable fault scarp height along the length of the Teton fault.

Variable scarp height indicates a four-section model of the Teton fault should be considered. Previously proposed models of the Teton fault suggest that it is composed of two to three segments (Ostenaar, 1988; Smith et al., 1993). The greatest slip rate is expected to be concentrated within the

central portions of normal faults, resulting in a systematic increase in VS toward the central portion of the fault (Cowie and Roberts, 2001).

Vertical separation across scarp profiles indicates that the fault does not follow the expected pattern of normal fault behavior. However, the pattern is observed within four discrete sections of the fault. Based on VS analysis, we propose a four-section model of the Teton fault with section boundaries at Moran Bay, south Jenny Lake, and Granite Canyon. Each of these sections are characterized by a pattern of VS across fault scarps which increases toward the central portion of the area. The transition zones between these four areas may represent boundaries between fault sections or segments.

Scarps at the southern end of the fault are high. South of Granite Canyon, fault scarps with anomalously large (>15 m) VS are common. Anomalously high scarps may reflect greater landform age, variable fault slip rate, or a combination of these factors. Dating of these landforms would clarify the VS rates in this southern area and their relationship to the rest of the fault system.

Slope failures tend to be larger in the northern half of the study area and smaller in the southern half of the study area. Translational slope failure deposits are more common along the northern Teton fault, while debris flow deposits are more common along in the southern range. Along deglaciated valley walls, south-facing slopes are more prone to debris flow activity than north-facing slopes.

## 6 REFERENCES

- Amos, C.B., Kelson, K.I., Rood, D.H., Simpson, D.T., and Rose, R.S. 2010. Late Quaternary slip rate on the Kern Canyon fault at Soda Spring, Tulare County, California: *Lithosphere*, 2: 411–417.
- Brown, S.J., Thigpen, J.R., Spotila, J.A., Krugh, W.C., Tranel, L.M., and Orme, D.A. 2017. Onset Timing and Slip History of the Teton Fault, Wyoming: A Multidisciplinary Re-evaluation: *Tectonics*, 36: 2669–2692.
- Burns, W.J., and Madin, I.P. 2009. Protocol for Inventory Mapping of Landslide Deposits from Light Detection and Ranging (lidar) Imagery: *Oregon Department of Geology and Mineral Industries Special Paper 42*: 1-36.
- Byrd, J.O.D. 1995. Neotectonics of the Teton fault, Wyoming [Dissertation]: University of Utah, 1-215.
- Crawford, M.M., 2012, Using LiDAR to Map Landslides in Kenton and Campbell Counties, Kentucky: *Kentucky Geological Survey Report of Investigations*: 1–12.
- Crone, A.J., and Machette, M.N. 1984. Surface faulting accompanying the Borah Peak earthquake and segmentation of the Lost River fault, central Idaho: *Geology*, 12: 664–667.
- Cowie, P.A., and Roberts, G.P. 2001. Constraining slip rates and spacings for active normal faults: *Journal of Structural Geology*, 23: 1901–1915.
- DuRoss, C.B., Gold, R.D., Briggs, R.W., Delano, J., Ostenaar, D., Zellman, M., Cholewinski, N., Wittke, S., and Mahan, S. 2019. Paleoseismic history and slip rate of the Teton fault at the Buffalo Bowl site: *Seismological Society of America Annual Meeting*, Albuquerque, New Mexico, USA.
- Faulds, J.E., and Varga, R.J. 1998. The role of accommodation zones and transfer zones in the regional segmentation of extended terranes, in Accommodation Zones and Transfer Zones: The Regional Segmentation of the Basin and Range Province: *Geological Society of America Special Paper 323*.
- Foster, D., Brocklehurst, S.H., and Gawthorpe, R.L. 2010. Glacial-topographic interactions in the Teton Range, Wyoming: *Journal of Geophysical Research*, 115: F01007.
- Hallet, B., Hunter, L., and Bogen, J. 1996. Rates of erosion and sediment evacuation by glaciers: A review of field data and their implications: *Global and Planetary Change*, 12: 213–235.
- Harding, D.J. 2002. Fault scarp detection beneath dense vegetation cover: airborne LiDAR mapping of the Seattle fault zone, Bainbridge Island, Washington State, *Proceedings of the American Society of Photogrammetry and Remote Sensing Annual Conference*, Washington, D.C., USA, 11.
- Keefe, D.K. 1984. Landslides caused by earthquakes, *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406–421.
- Love, J.D., Reed, J.C., and Christiansen, A.C. 1992. *Geologic Map of Grand Teton National Park, Teton County, Wyoming*: United States Geological Survey, 1.
- Love, D.J., Reed, J.C., Jr., and Pierce, K.L. 2003. *Creation of the Teton landscape*: Moose, WY, Grand Teton History Association in cooperation with the National Park Service: 1-132.
- Lageson, D.L. 1992. Possible Laramide influence on the Teton normal fault, western Wyoming.pdf, in Regional Geology of Eastern Idaho and Western Wyoming, *Geological Society of America, Memoir*, 179: 121-155.
- Larsen, D.J., Finkenbinder, M.S., Abbott, M.B., and Ofstun, A.R. 2016. Deglaciation and postglacial environmental changes in the Teton Mountain Range recorded at Jenny Lake, Grand Teton National Park, WY: *Quaternary Science Reviews*, 138: 62–75.
- Licciardi, J.M., and Pierce, K.L. 2008. Cosmogenic exposure-age chronologies of Pinedale and Bull Lake glaciations in greater Yellowstone and the Teton Range, USA: *Quaternary Science Reviews*, 27: 814–831.
- Licciardi, J.M., Pierce, K.L., Finkel, R.C., and Zimmerman, S.H. 2014a. Timing of late Pleistocene glacier culminations and retreat in Grand Teton National Park: *Geological Society of America 2014 Annual Meeting Abstracts with Programs*, 46 (6).
- Licciardi, J., Pierce, K.L., Finkel, R.C., and Zimmerman, S.H. 2014b. Expanded chronology of Late Pleistocene glacial events in the greater Yellowstone and Grand Teton regions: *Geological Society of America, v. Rocky Mountain (66th*

- Annual) and Cordilleran (110th Annual) Joint Meeting.*
- Licciardi, J.M., Pierce, K.L., Thackray, G.D., Finkel, R.C., and Zimmerman, S.R.H. 2015. Cosmogenic <sup>10</sup>Be Chronologies of Moraines and Glacially Scoured Bedrock in the Teton Range, with Implications for Paleoclimatic Events and Tectonic Activity: *AGU Fall Meeting Abstracts*, 51: PP51E-02.
- Licciardi, J.M., and Pierce, K.L. 2018. History and dynamics of the Greater Yellowstone Glacial System during the last two glaciations: *Quaternary Science Reviews*, 200: 1-33.
- Licciardi, J., Pierce, K., Thackray, G., Zellman, M., Larsen, D., and Schweinsberg, A. 2019. Late Pleistocene glacier chronologies and fault slip rates in the Teton Range, USA, revealed by <sup>10</sup>Be dating of fault-displaced moraines: *International Union for Quaternary Research*, Dublin, Ireland.
- Machette, M.N., Personius, S.F., Nelson, A.R., Schwartz, D.P., and Lund, W.R. 1991. The Wasatch fault zone, Utah—segmentation and history of Holocene earthquakes: *Journal of Structural Geology*, 13: 137–149.
- McCalpin, J.P. 1996. *Paleoseismology*. San Diego, California, Academic Press: 1-588.
- McCull, S.T., and Davies, T.R.H. 2013. Large ice-contact slope movements: Glacial buttressing, deformation and erosion: *Earth Surface Processes and Landforms*, 38: 1102–1115.
- O'Connell, D.R.H., Wood, C.K., Ostenaar, D.A., Block, L.V., and LaForge, R.C. 2003. Ground Motion Evaluation for Jackson Lake Dam, Seismotectonic and Geophysics Group, Technical Service Center, *Bureau of Reclamation Final Report 2003–2*: 1-493.
- Ostenaar, D.A. 1988. Late Quaternary behavior of the Teton fault, Wyoming: *Geological Society of America Abstracts with Programs*, 20: A14.
- Pierce, K.L., and Good, J.D. 1992. Field Guide to the Quaternary Geology of Jackson Hole, Wyoming: *United States Geological Survey Open-File Report 92–504*: 1-59.
- Pierce, K.L., Muhs, D.R., Fosberg, M.A., Mahan, S.A., Rosenbaum, J.G., Licciardi, J.M., and Pavich, M.J. 2011. A loess-paleosol record of climate and glacial history over the past two glacial-interglacial cycles (~150ka), southern Jackson Hole, Wyoming: *Quaternary Research*, 76: 119–141.
- Pierce, K.L., Licciardi, J.M., Good, J.M., and Jaworowski, C. 2018. Pleistocene Glaciation of the Jackson Hole Area, Wyoming: U.S. Geological Survey Professional Paper 1835: *U.S. Geological Survey Professional Paper 1835*: 1-68.
- Scott, D.W. 2009. Sturges' rule: *Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics*, 1: 303–306.
- Smith, R.B., Byrd, J.O.D., and Susong, D.D. 1993. The Teton Fault, Wyoming: Seismotectonics, Quaternary history, and earthquake hazards: *Geological Survey of Wyoming Memoir*, 5: 628–667.
- Susong, D.L., Smith, R.B., and Bruhn, R.L. 1987. Earthquake Hazards of the Grand Teton National Park Emphasizing the Teton Fault: *University of Wyoming-National Park Service Research Station Annual Reports*, 11: 106-130.
- Thackray, G.D., Rodgers, D.W., and Streutker, D. 2013. Holocene scarp on the Sawtooth fault, central Idaho, USA, documented through lidar topographic analysis: *Geology*, 41: 639–642.
- Thackray, G.D., and Staley, A.E. 2017. Systematic variation of Late Pleistocene fault scarp height in the Teton Range, Wyoming, USA: Variable fault slip rates or variable landform ages? *Geosphere*, 13: 287–300.
- Thompson, S.C., Weldon, R.J., Rubin, C.M., Abdрахmatov, K., Molnar, P., and Berger, G.W. 2002. Late Quaternary slip rates across the central Tien Shan, Kyrgyzstan, central Asia: Slip Rates Across the Kyrzgy Tien Shan, *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 107: ETG 7-1-ETG 7-32.
- Pierce, K.L., and Good, J.D. 1992. Field Guide to the Quaternary Geology of Jackson Hole, Wyoming: *United States Geological Survey Open-File Report 92–504*, 1-59.
- Pierce, K.L., Licciardi, J.M., Good, J.M., and Jaworowski, C. 2018. Pleistocene Glaciation of the Jackson Hole Area, Wyoming: *U.S. Geological Survey Professional Paper 1835*: 1-68.
- Pierce, K.L., Muhs, D.R., Fosberg, M.A., Mahan, S.A., Rosenbaum, J.G., Licciardi, J.M., and Pavich, M.J. 2011. A loess-paleosol record of climate and glacial history over the past two glacial-interglacial cycles (~150ka), southern Jackson Hole, Wyoming: *Quaternary Research*, 76: 119–141.
- Roberts, S.V., and Burbank, D.W. 1993. Uplift and thermal history of the Teton Range defined by apatite fission-track dating: *Earth and Planetary Science Letters*, 118: 295–309.
- Scott, D.W. 2009. Sturges' rule: *Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics*, 1: 303–306.
- Walsh, J.J., Bailey, W.R., Childs, C., Nicol, A., and Bonson, C.G. 2003. Formation of segmented normal faults: a 3-D perspective: *Journal of Structural Geology*, 25: 1251–1262.
- Woolpert, Inc. 2015. Grand Teton and National Elk Refuge Airborne LiDAR Task Order Report: *LiDAR data Report*, 1-48.
- Zellman, M.S., DuRoss, C.B., Thackray, G.D., Briggs, R.W., Cholewinski, N., Reyes, T., Patton, N., and Mahan, S.A. 2018. A Paleoseismic Investigation of the Northern Teton Fault at the Steamboat Mountain Trench Site, Grand Teton National Park, Wyoming: *Seismological Society of American Annual Meeting*, Miami, Florida, USA. [https://www.researchgate.net/publication/328475804\\_Paleoseismic\\_Investigation\\_of\\_the\\_Teton\\_Fault\\_at\\_Leigh\\_Lake](https://www.researchgate.net/publication/328475804_Paleoseismic_Investigation_of_the_Teton_Fault_at_Leigh_Lake)
- Zellman, M.S., DuRoss, C.B., and Thackray, G.D. 2019. The Teton Fault, Teton County, Wyoming: *Wyoming Geological Survey Open File Report 2019-1*: 1.

# Un traité francophone sur les mouvements de terrain à paraître

Michel Jaboyedoff<sup>1</sup>, Clément Michoud<sup>1</sup> & Jacques Locat<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Risk-group, Institut des Sciences de la Terre, Université de Lausanne, CH-1015 Lausanne, Suisse. ([michel.jaboyedoff@unil.ch](mailto:michel.jaboyedoff@unil.ch))

Terranum, Busigny, Suisse.

<sup>2</sup>Laboratoire d'études des risques naturels (LERN), Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, Qc, Canada, G1A 0V6.



*Mots clés : mouvement de terrain, livre, éducation, théorie, pratique.*

## RÉSUMÉ

Nous présentons dans cet article un projet de traité sur les glissements de terrain, édité en français, à paraître dans les mois à venir. Il est dédié aux étudiants et praticiens. Il couvre les bases théoriques nécessaires à la compréhension des mouvements de versant, puis les différents types de l'initiation des mouvements de rupture à la propagation. La gestion des risques et moyens de surveillance sont aussi présentés. Plusieurs contextes particuliers tels que l'environnement volcanique, les mouvements induits par des séismes, etc. sont présentés dans des chapitres distincts. Il se veut être un outil qui permet de pouvoir rapidement comprendre et approfondir un sujet.

## ABSTRACT

Nous présentons dans cet article un projet de traité sur les glissements de terrain, édité en français, à paraître dans les mois à venir. Il est dédié aux étudiants et praticiens. Il couvre les bases théoriques nécessaires à la compréhension des mouvements de versant, puis les différents types de l'initiation des mouvements de rupture à la propagation. La gestion des risques et moyens de surveillance sont aussi présentés. Plusieurs contextes particuliers tels que l'environnement volcanique, les mouvements induits par des séismes, etc. sont présentés dans des chapitres distincts. Il se veut être un outil qui permet de pouvoir rapidement comprendre et approfondir un sujet.

## 1 INTRODUCTION

Dans le monde francophone, il existe un manque de traité récent relatif aux mouvements de terrain. Ce traité sur les mouvements de terrain a pour premier objectif de combler un vide dans la littérature scientifique francophone récente. De même dans le monde anglophone depuis les ouvrages collectifs SPECIAL REPORT 176 et 241 (Schuster et Krizek, 1978; Turner et Schuster, 1996), il n'y pas eu d'équivalent de cette ampleur réunissant descriptions des phénomènes et aspects pratiques, si ce n'est pour les chutes de blocs par les mêmes éditeurs (Turner et Schuster, 2012). Cependant Clague et Stead (2012) ont édité un ouvrage qui est consacré davantage à un point sur la connaissance des phénomènes et Davies (2014) ont édité un ouvrage dans la même veine. L'USGS a commis un opuscule introductif au mouvement de terrain (Highland et Bobrowsky, 2008), couvrant un large spectre. Seul l'ouvrage de Hoek et Bray (1973) dédié à la stabilité des pentes rocheuses a vu des mises à jour relativement fréquentes en 1977, 1981, 2004 (Wyllie et Mah, 2004) et 2018 (Wyllie, 2018).

En français des ouvrages relativement confidentiels ont été publiés dont celui de Antoine et coll. (2000). Flageollet (1989) a été plus disponible, et est à rapprocher de celui de Zaruba et Menci (1969).

Il y a donc un manque d'ouvrage en langue française, contenant les méthodes modernes et le vocabulaire associé. Car l'un des problèmes est que souvent des références anglophones sont distribuées aux étudiants et aux praticiens. De ce fait si les jeunes spécialistes en

mouvements de terrain ne connaissent par le vocabulaire francophone la communication avec les populations et les autorités locales peut s'en trouver plus compliquée. Ainsi, combler ce vide fut la première motivation.

Le deuxième aspect est de traiter les différents types de glissements (Hung et coll., 2014), mais aussi d'aborder les particularités des mouvements de terrain dans des contextes variés tels que les domaines côtiers, les milieux froids, les environnements volcaniques, ainsi que les zones subaquatiques, etc.

Le troisième aspect, probablement plus prégnant en Europe, réside dans le fait que les étudiants semblent de moins en moins bien formés en mathématiques et en physique et que la mobilité d'une filière à l'autre a augmenté, de telle sorte que la tendance à mélanger les filières n'aide pas à maintenir le niveau, par conséquent, les bases relatives à la mécanique des sols et des roches, la rhéologie ou l'hydrogéologie doivent être également rappelées brièvement dans cet ouvrage. Ceci devrait permettre aux lecteurs novices de revenir aux bases, mais aussi aux plus expérimentés de pouvoir accéder rapidement à des bases, peut être, oubliées avec le temps.

Nous présentons la table des matières et quelques exemples succincts.

## 2 LE QUATRIÈME DE COUVERTURE

Nous reproduisons ici le quatrième de couverture qui permet de se faire une première idée du contenu.

Les mouvements de terrain représentent un risque majeur pour les infrastructures et les vies humaines, qu'il faut pouvoir gérer. Cet aléa sous-estimé cause régulièrement de nombreuses victimes lors de séismes, intempéries ou cyclones. La variété des phénomènes physiques en jeu, du petit glissement superficiel à la gigantesque avalanche rocheuse, rend leur champ d'études très vaste. En conséquence, chercheurs, ingénieurs et autorités doivent savoir utiliser de nombreux concepts théoriques et outils technologiques pour étudier, caractériser et gérer ces instabilités de versant.

Dans ce contexte, ce traité sur les mouvements de versant a pour objectif de répondre aux questions suivantes : qu'étudions-nous, et pourquoi ? Quels sont les fondements physiques et les outils à disposition ? Quelles sont les nouvelles techniques d'observation et qu'ont-elles apporté dans la compréhension des processus de déstabilisation des pentes ? Dans le détail, comment caractériser une instabilité de versant ? Et enfin, comment s'en protéger si le risque existe ?

Articulé en 34 chapitres clairs, écrits par des experts d'expression française reconnus dans leurs domaines scientifiques, la hiérarchisation et la classification de l'information, ainsi que la richesse des illustrations fait de ce traité un ouvrage de référence francophone supportant enseignement et pratique professionnelle sur les glissements de terrain.

Le présent article illustre divers chapitres de cet ouvrage et en décrit la structure et les objectifs. Il démontre aussi certaines approches innovantes. La liste des auteurs principaux y est aussi fournie.

### 3 LA TABLE DES MATIÈRES ET LES AUTEURS

L'ouvrage subdivise les chapitres en 7 parties (Tableau 1). La première est dédiée à la classification des mouvements de terrain et des conséquences socioéconomiques (voir Jaboyedoff et coll., 2022). La seconde partie fournit les fondements théoriques nécessaires à la compréhension des mouvements de terrain tels que les bases de mécaniques, d'hydrogéologie, de géologie, etc. pour les raisons indiquées plus haut.

La troisième partie est dédiée aux méthodes d'investigations de surveillance comme la géophysique, la télédétection, etc. ainsi qu'une introduction à la modélisation. La quatrième partie est dédiée à l'initiation des mouvements de rupture, fournissant notamment les bases de l'analyse de stabilité. La cinquième partie est naturellement dédiée à la post-rupture des différents types de mouvements. La sixième traite la gestion des risques, et enfin la septième présente des environnements singuliers.

Tous les auteurs sont reconnus dans leur domaine. Cependant, nous n'avons pas pu mobiliser tous les spécialistes francophones et certains n'avaient pas les disponibilités et d'autres n'ont pas trouvé le temps d'écrire leurs chapitres, pour lesquels nous avons dû trouver des solutions de remplacement. Le tableau 1 fournit les titres et les auteurs principaux des chapitres. Ces derniers ont souvent fait appel à des collègues, ils ne sont pas cités ici. Cet ouvrage comprend des textes d'auteurs québécois,

soit du Prof J. Locat, qui est aussi éditeur, des Dre A. Blais-Stevens, Dre C. Cloutier et Dr Turmel, auxquels il faut ajouter un Canadien francophone, le Dr M.-A. Brideau.

Tableau 1. Table des matières

N°	Titre chapitre	Auteur principal
0	Préambule	
<b>Partie 1 : Introduction</b>		
1	Description des processus de glissements et autres mouvements de gravitaires	C Michoud
2	Conséquences socio-économiques et causes humaines	M Jaboyedoff
<b>Partie 2 : Fondements théoriques</b>		
3	Bases de géologie appliquée aux mouvements de versant	M Jaboyedoff
4	Bases de mécanique des terrains	V Merrien-Soukatchoff
5	Bases de rhéologie	G Chambon
6	Bases d'hydrogéologie	C Bertrand
7	Bases d'altérations physique et chimique	MH Derron
<b>Partie 3 : Méthodes et outils d'investigations et de surveillance</b>		
8	Relevés de terrain	A Blais Stevens
9	Méthodes de datation	J. Locat
10	Outils SIG	D Turmel
11	Bases de télédétections	MH Derron
12	Bases de géophysique	D Jongmans
13	Principales méthodes d'investigations géotechniques	O Maquaire
14	Modélisations analogiques et numériques de rupture et post-rupture	MA Brideau
<b>Partie 4 : De l'initiation des mouvements à la rupture</b>		
15	Développement de la rupture	J Locat
16	Instabilités dans les sols	M Jaboyedoff
17	Instabilités en milieu rocheux	M Jaboyedoff
<b>Partie 5 : Post-rupture, Propagation et Dépôt</b>		
18	Etalements	Jacques Locat
19	Coulées	A Remaître et JP Malet
20	Laves torrentielles et charriages hyper-concentrés	A Remaître
21	Chutes de roches	M Jaboyedoff
22	Eboulements massifs et avalanches rocheuses	M Jaboyedoff et I Manzella
<b>Partie 6 : Gestion de l'aléa et du risque</b>		
23	Principe de gestion et de communication	A Pedrazzini
24	Calculs de risques	M Jaboyedoff
25	Mesures et travaux de surveillance et prévention	C Cloutier
<b>Partie 7 : Environnements et Effets particuliers</b>		
26	Mouvements en environnement côtier	S Costa
27	Mouvements en milieu circumpolaires	S Costa
28	Mouvements en milieu alpins	L Ravanel
29	Mouvements en milieu subtropicaux et équatoriaux	O Dewitte

30	Mouvements en milieux volcaniques	I Manzella
31	Mouvements gravitaires induits par des séismes	M Gasc
32	Mouvements en environnements subaquatiques marines et lacustres	J Locat
33	Embâcles et débâcles	T Oppikofer
34	Tsunamis induits par des mouvements gravitaires	T Oppikofer

#### 4 CONCLUSION

Le but de cet article est premièrement, d'annoncer la venue d'un tel ouvrage, et, deuxièmement de susciter des commentaires, puisque nous en sommes en cours de finalisation, et ainsi nous pourrions prendre en compte des remarques éventuelles des lecteurs.

Nous avons présenté ici quelques courts extraits qui nous paraissent illustratifs de la philosophie de l'ouvrage. En même temps qu'un traité, cet ouvrage tente de faire une synthèse des récentes avancées. Néanmoins les quelques 800 pages ne suffiront pas à traiter dans le détail tous les sujets. Nous espérons qu'il sera utile à la communauté des mouvements de versant et aux étudiants qui se destinent à ce domaine de recherche ou dans la pratique. Nous pensons aussi que c'est une des premières, si ce n'est la première fois, que l'on couvre de façon assez complète les problèmes des mouvements de terrain, en passant des bases à la gestion du risque.

#### 5 RÉFÉRENCES

- Antoine P, Cojean R, Durville JL et coll. 2000. Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Guide technique. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, Collection environnement, risques naturels,
- Clague J.J., Stead D. (Eds.), 2012. *Landslides Types, Mechanisms and Modeling*, Cambridge University Press, 436 p.
- Davies, T.R.H. 2014. *Landslide hazards, risks, and disasters*. Elsevier/Academic Press, Amsterdam; Boston.
- Fell, R. & Hartford, D. 1997. *Landslide risk management*, in "Landslide Risk Assessment", Cruden and Fell (eds), Balkema, Rotterdam, 51-110.
- Flageollet, J., 1989. *Les mouvements de terrain et leur prévention*, Paris: Masson.
- Highland, L.M., and Bobrowsky, Peter, 2008. *The landslide handbook—A guide to understanding landslides*: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129 p.
- Hoek, E. and Bray, J. 1973. *Rock Slope Engineering*, Inst. Mining and Metall, London.
- Hungr, O., Leroueil, S. & Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167-194, doi: 10.1007/s10346-013-0436-y.
- Jaboyedoff M., Locat J. et Michoud C., 2022. Un traité francophone sur les mouvements de terrain à paraître. *Geohazard 8, Québec*.

- Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (Eds.) 1978. *Landslides, Analysis and Control*, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences.
- Turner AK, Schuster LR (Eds.) 1996. *Landslides, investigation and mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, National Academy Press, Washington, DC, 673 p.
- Turner, A.K. & Schuster, R.L. 2012. *Rockfall: characterization and control*. Transport Research Board of the National academies, Washington, D.C.
- Wyllie, C. and Mah, W. 2004. *Rock Slope Engineering Civil and Mining.*, Taylor & Francis Group, London and New York, 431 p.
- Wyllie D. C., 2018. *Rock Slope Engineering Civil Applications*, 5<sup>th</sup> Edition, CRC Press, 620 p.
- Záruba, Q. & Mencl, V. 1969. *Landslides and their control*. Elsevier, Amsterdam. 205 p.



# Dynamique des parois de flysch (partie 1) : développement des instabilités et modes de rupture

Francis Gauthier, Tom Birien et Francis Meloche  
*Laboratoire de géomorphologie et de gestion des risques en montagnes,  
Département de biologie, chimie et géographie, Université du Québec à  
Rimouski, Rimouski, Québec, Canada*



## RÉSUMÉ

Dans le nord de la Gaspésie, les chutes de pierre représentent un aléa permanent pour les usagers et les infrastructures routières. Les chutes de pierre proviennent de l'érosion différentielle des parois de flysch. L'étude a pour objectifs de 1) déterminer les contraintes mécaniques et les conditions météorologiques qui favorisent la fracturation de la roche et 2) définir les conditions géométriques qui contrôlent le mode de rupture final. Des modèles de poutre en porte-à-faux ont été utilisés pour expliquer les mécanismes de développement des fissures. Un modèle thermomécanique de gélifraction a ensuite été utilisé pour vérifier si le développement de microfissures provoquées par la formation de glace de ségrégation peut expliquer la diminution de la résistance mécanique des roches. Afin d'identifier le type de rupture, 405 essais de stabilité ont été conduits sur une table inclinable. Les résultats des essais ont permis de valider un critère de rupture pour des cas de blocs en surplomb sur un plan incliné.

## ABSTRACT

Rockfalls are major natural hazards for road users and infrastructures in northern Gaspésie. The rockfalls come from the differential erosion of flysch rockwalls. The objectives of the study are to 1) determine the mechanical stresses and the weather conditions that promote rock cracking and 2) identify the geometric conditions that control the final failure mode. We use the cantilever beam theory to explain the mechanisms of crack development. A frost cracking model was then used to verify whether the development of microfissures caused by frost damage can explain the decrease of the rock tensile strength over time. In order to identify the type of failure, 405 stability tests using a tilting table were carried out in laboratory. The results were used to identify the geometric conditions for stability, sliding, and toppling failure of overhanging block on an inclined plane.

## 1 INTRODUCTION

La chute de pierres est un mouvement de versant qui mobilise des blocs superficiels qui se détachent d'une paroi rocheuse. L'occurrence des chutes de pierre peut être associée à des événements déclencheurs comme les séismes (e.g. Lockner et Beeler 2002), les variations de pression hydrostatique induites par des pluies de forte intensité, la fonte des neiges ou le dégel de la glace dans les discontinuités (e.g. Mateos et coll. 2012, Krautblatter et coll. 2013, D'Amato et coll. 2016) ou encore des contraintes associées à des cycles thermiques (Collins et Stock 2016). Bien que ces événements soient corrélés avec l'occurrence des chutes de pierre, leur influence sur les mécanismes de rupture et leur capacité à conditionner la taille des blocs qui se détachent de la paroi restent méconnues. Les instabilités résultent d'un relai de processus qui interagissent sur de longues périodes. Elles ne sont jamais l'unique résultat du changement apparent le plus récent (e.g. McConnell et Brock 1902, Terzaghi 1950, Gunzburger et coll. 2005).

Dans les roches anisotropes telles que les flyschs, l'érosion différentielle peut provoquer le recul et l'affaissement des strates tendres et entraîner des déformations structurales et le fluage des strates résistantes. Ces phénomènes sont également proposés pour expliquer les déformations menant au basculement de strates de roche verticale (e.g. Cruden 1989, Lee 1989). Lorsque le litage est horizontal, l'érosion différentielle des

roches tendres provoque la mise en surplomb des roches plus résistantes (Makedon et Chatzigogos 2012, Cano et Tomás 2013, Mišćević et Vlastelica 2014). La tension alors exercée dans la strate de roche en surplomb peut favoriser l'ouverture de fissures de tension et provoquer une chute de pierre. La théorie des poutres en porte-à-faux (*cantilever beam theory*) peut être utilisée pour déterminer la longueur critique du surplomb (Maekado 1990, Kogure et coll. 2006, Siman-Tov et coll. 2017). Divers processus de météorisation comme les cycles thermiques (Siman-Tov et coll. 2017) ou le gel-dégel (Matsukura 1990) sont aussi invoqués pour expliquer la propagation de fissures et la rupture de masse de roche en surplomb. Eppes et Keanini (2017) affirment que la fissuration par le gel est un agent d'altération efficace pour réduire progressivement la résistance mécanique des roches.

Dans les roches stratifiées au litage horizontal ou subhorizontal, le mode de rupture associé à la chute d'un bloc rocheux peut être difficile à appréhender (Cano et Tomás 2013). Les observations sur le terrain laissent entrevoir une dynamique davantage contrôlée par une modification graduelle des conditions géométriques préalables au glissement ou au basculement d'un bloc reposant sur une couche de roche tendre en érosion. À notre connaissance, les conditions pour évaluer la stabilité d'un bloc en surplomb ainsi que son mode de rupture ne semblent pas avoir fait l'objet d'une étude approfondie.

L'étude vise à documenter les mécanismes de développement des instabilités rocheuses superficielles



dans les roches anisotropes au litage horizontal ou subhorizontal. Différents modèles mécaniques de poutre en porte-à-faux ainsi qu'un modèle thermomécanique de gélifraction ont été testés afin d'évaluer la longueur maximale des surplombs et la profondeur de développement des fissures. Enfin, les conditions critiques menant à une rupture par basculement ou par glissement d'un bloc en surplomb ont été définies et validées à l'aide d'essais de stabilité sur une table inclinable.

## 2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET CLIMATIQUE

En Haute-Gaspésie, la route nationale 132 est enclavée entre des parois rocheuses atteignant une centaine de mètres localement et l'estuaire du Saint-Laurent. Entre 1987 et 2020, 13 261 chutes de pierres ont été répertoriées par le ministère des Transports du Québec (MTQ) sur les 25 km de la route 132 qui sont surplombés par une paroi rocheuse (Ministère des Transports du Québec 2021).

Les massifs rocheux du nord de la Gaspésie sont constitués de roches sédimentaires (flysch) de la Formation de Cloridorme (Slivitzky et coll. 1991). Elles sont mal consolidées, déformées et fracturées. Les escarpements qui bordent la route sont constitués d'une alternance de lits de grès, de siltstone, de grauwaacke et de shale (Figure 1). Certains lits sont carbonatés, mais les carbonates ne dominent pas les assemblages minéraux comme dans les calcaires. Un patron de discontinuités orthogonales, avec un ensemble de joints parallèles et de joints perpendiculaires aux parois rocheuses, est présent à l'échelle régionale.

La région est caractérisée par un climat continental humide aux étés courts et frais. La température moyenne annuelle s'établit à 3,9°C, la température moyenne du mois le plus chaud est de 16,5°C (juillet) et la température moyenne du mois le plus froid est de -11,6°C (janvier). Les précipitations annuelles moyennes sont de 864 mm dont 27% tombent sous forme de neige (Environnement Canada 2022). L'exposition nord des parois rocheuses limite l'influence du rayonnement solaire sur la température de la roche. Elle demeure ombragée toute la journée de la mi-octobre à la mi-mars avant d'être de nouveau exposée au rayonnement solaire en fin d'après-midi.

Le contexte climatique nord-gaspésien est propice à la météorisation par cryoclastie (Birien et Gauthier, soumis, Trenhaile et Rudakas 1981). La présence de roche riche en argile favorise également le processus d'hydratation et de déshydratation par adsorption et désorption d'eau entre les feuillets d'argile (Trenhaile 2006). L'action répétée du gel-dégel et de l'hydratation-déshydratation induit une contrainte suffisante dans la roche pour favoriser sa fragmentation (e.g. Dunn et Hudec 1972, Hall et coll. 2002). Cette prédisposition géologique et climatique est propice au développement d'instabilités rocheuses par érosion différentielle.

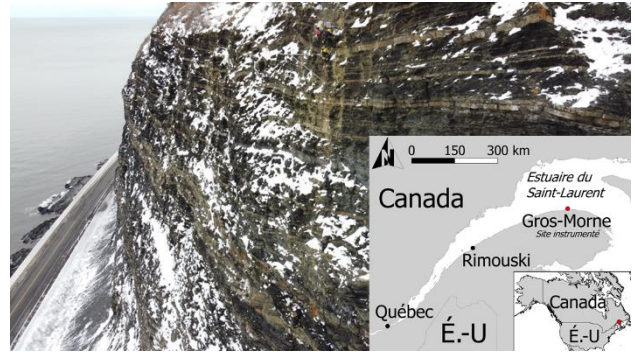


Figure 1. Paroi rocheuse instrumentée surplombant la route 132 à l'ouest de Gros-Morne.

## 3 DÉVELOPPEMENT DES INSTABILITÉS

Les parois rocheuses de flysch sont propices à une érosion différentielle. Le recul préférentiel des strates tendres (siltstone, shale) provoque la mise en surplomb des strates rocheuses plus résistantes (grès, grauwaacke) (Figure 2). La résistance en tension de la roche  $\sigma_t$  est 5 à 25 fois inférieure à la résistance en compression  $\sigma_c$  (e.g. Sunamura 1995). Il en résulte que la masse rocheuse en surplomb demeure stable aussi longtemps que la contrainte en flexion demeure inférieure à  $\sigma_t$ . L'effort en traction est alors appliqué sur la moitié supérieure de la masse rocheuse directement au-dessus de la limite du support sous-jacent. Avec le temps, l'affaissement de la strate de roche tendre, agissant dorénavant comme un support flexible, provoque le déplacement de la zone d'effort maximal vers l'intérieur du massif rocheux. Lorsque la résistance en tension ne peut plus supporter le poids de la masse rocheuse progressivement mise en surplomb, une fissure se développe à partir de la limite supérieure de la masse en surplomb, là où l'effort maximal en traction se produit. À la suite de quoi, un bloc se détache de la strate de roche résistante.

### 3.1 Développement des fissures de tension

Pour évaluer la longueur maximale des surplombs et la profondeur de développement des fissures de tension, différents modèles mécaniques de poutre en porte-à-faux sont testés. Le modèle classique pour calculer la longueur critique en porte-à-faux  $L_{crit}$  s'appuie sur la relation suivante (e.g. Maekado 1990) :

$$L_{crit} = \sqrt{\frac{h\sigma_t}{3y}} \quad [1]$$

où  $h$  est l'épaisseur (ou la hauteur) du bloc,  $y$  le poids volumique, et  $\sigma_t$  la résistance en tension. La résistance en tension est déterminée à l'aide d'essai en laboratoire (essai direct ou Brésilien). Une valeur moyenne de 5,1 MPa réalisée par essai direct sur 11 échantillons de grès a été retenue (Figure 3) (Perras et Diederichs 2014).

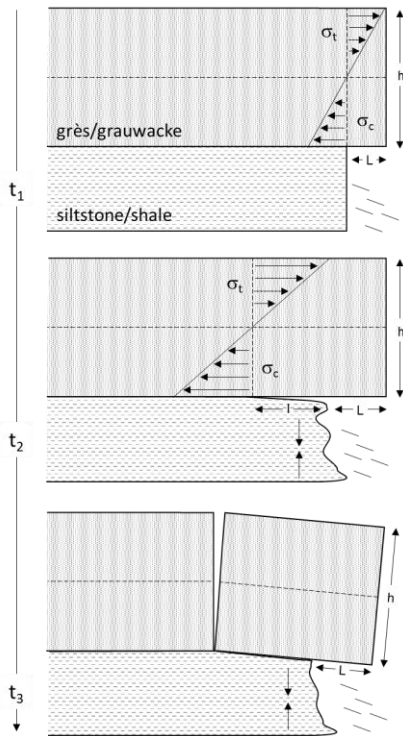


Figure 2. Modèle conceptuel de développement des instabilités superficielles dans une séquence de flysch (grès / shale) soumis à de l'érosion différentielle et distribution des contraintes en tension ( $\sigma_t$ ) et compression ( $\sigma_c$ ) dans un bloc graduellement mis en porte-à-faux ( $h$  = épaisseur de la strate;  $L$  = longueur apparente du surplomb; et  $L+$  = longueur réelle en porte-à-faux).

La résistance en tension de la roche est souvent surestimée. Il est alors difficile d'appréhender correctement la taille des blocs qui se détachent de la paroi rocheuse. Une cause invoquée est l'effet d'échelle entre l'échantillon testé et la masse rocheuse en surplomb analysée (Mogi 1962, Tharp 1983, Kogure et coll. 2006, Siman-Tov et coll. 2017). Pour obtenir une résistance en tension représentative, Kogure et coll. (2006) suggèrent d'utiliser la loi de puissance suivante :

$$S_t = 5,6h_c^{-0,6} + 0,6 \quad [2]$$

où  $S_t$  est la résistance en tension de la masse de roche en surplomb d'épaisseur critique ( $h_c$ ). Ils proposent de remplacer  $\sigma_t$  dans l'équation 1 par  $S_t$  (Figure 3).

Pour des cas de roches interstratifiées aux propriétés fortement anisotropes similaires au flysch du nord de la Gaspésie, la stabilité des masses de roche en porte-à-faux peut également être contrôlée par la résistance en traction de ponts de roche et par la résistance en cisaillement entre les strates horizontales ou subhorizontales. C'est le cas lorsqu'une séquence de plusieurs strates sont mises en porte-à-faux. D'après les travaux de Makedon et Chatzigogos (2012), la résistance en traction des ponts de

roche est en moyenne trois fois inférieure aux valeurs obtenues par des essais en laboratoire. Une analyse régressive leur a permis de décrire la relation entre l'épaisseur de la masse rocheuse en surplomb, la profondeur du surplomb et la résistance en traction des ponts de roche. Une valeur limite de résistance en traction, indépendante de la profondeur du surplomb et de l'épaisseur de la masse de roche, de 0,5 MPa a été obtenue (Makedon et Chatzigogos, 2012). Nous avons utilisé cette valeur critique de  $\sigma_t$  dans l'équation 1 (Figure 3).

La profondeur de développement des fissures ou la longueur réelle en porte-à-faux ( $L+$ ) de 41 blocs a été mesurée sur le terrain sur neuf strates de grès et de grauwacke d'épaisseur  $h$  différentes. Seuls les blocs dont les surplombs étaient les plus proéminents ont été mesurés sur chacune des strates. Les longueurs critiques de surplomb estimées à l'aide des trois modèles proposés surestiment largement la longueur réelle des surplombs mesurés sur le terrain (Figure 3). Une analyse régressive à partir de ces données terrain a permis d'estimer une valeur de  $\sigma_t$  de 0,07 MPa. La résistance en tension estimée est donc bien inférieure à celle habituellement mesurée en laboratoire sur des échantillons de grès, même en considérant la différence d'échelle entre les échantillons et les masses rocheuses en surplomb sur le terrain (Kogure et coll. 2006, Perras et Diederichs 2014). De faibles taux de déformation peuvent entraîner la rupture par fluage (fatigue) de la masse rocheuse soumise à une charge constante (Lockner 1995). Cependant, la très faible tendance entre la longueur des surplombs et l'épaisseur des strates de roche résistante (Figure 3), soutient la cooccurrence de mécanismes de détérioration de la résistance mécanique de la roche agissant de manière uniforme sur l'ensemble de la paroi.

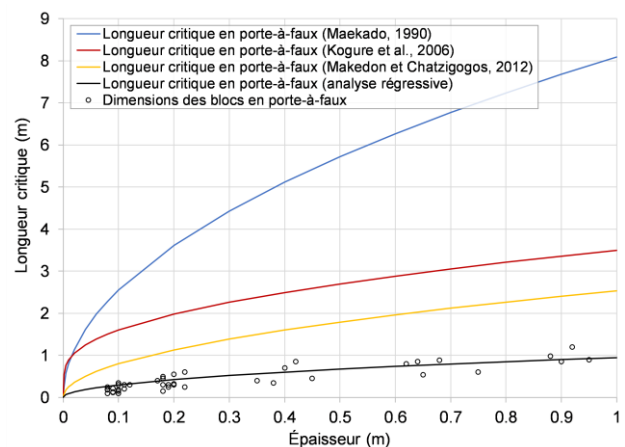


Figure 3. Longueurs critiques de surplomb ( $L_{crit}$ ) en fonction de l'épaisseur ( $h$ ) selon le modèle de Maekado (1990), de Kogure et coll. (2006) et de Makedon et Chatzigogos (2012) et profondeurs de développement des fissures de tension ( $L+$ ) (dimension des blocs) mesurées sur le terrain pour des blocs de grès ou de grauwacke en porte-à-faux.

### 3.2 Influence du gel sur le développement des fissures

Les variations de température de surface (Siman-Tov et coll. 2017) ou les cycles de gel-dégel (Matsukura 1990) peuvent expliquer l'apparition de points faibles et la diminution progressive de la résistance mécanique de la roche (Collins et Stock 2016, Eppes et Keanini 2017). L'efficacité de la gélifraction est directement dépendante du niveau de saturation en eau de la roche (Hall et coll. 2002). Des variations majeures du degré de saturation se produisent dans les 10 à 20 premiers cm de la roche (Figure 4c) (Sass 2005, Girard et coll. 2013). Plus en profondeur, la saturation demeure constante autour de 80%. Le régime thermique de la paroi rocheuse à Gros-Morne, notamment la distribution en profondeur des cycles gel-dégel démontre que les parois rocheuses du nord de la Gaspésie sont soumises à un régime climatique propice à une altération intense par le gel concentrée dans les premiers mètres de la paroi (Figure 4). Ici, l'objectif est donc de démontrer que la zone préférentielle d'effort en traction concorde avec la profondeur de formation de glace de ségrégation. La plupart des modèles thermomécaniques de dommage par le gel impliquent la migration capillaire d'eau liquide de la portion non gelée de la roche vers les zones gelées (Walder et Hallet 1985, Rempel et coll. 2016, Draebing et Mayer 2021). Le gel de l'eau entraîne un différentiel de pression qui favorise la migration de l'eau par cryosuccion vers des zones préférentielles de formation des lentilles de glace. Le gel de l'eau dans les zones saturées de la matrice rocheuse provoque le développement et l'ouverture de microfractures qui se traduit par une hausse locale de la porosité. Il appert que la résistance en tension de la roche est réduite de moitié pour une hausse de la porosité de 30% (Heap et coll. 2021) et qu'elle est réduite à zéro lorsque la porosité atteint une valeur critique (Li et Aubertin 2003).

Le modèle de Rempel et coll. (2016) suppose qu'une augmentation de la porosité  $\Delta n$  causée par la formation de lentilles de glace se produit parallèlement au front d'altération par le gel :

$$\Delta n(z) = \frac{D}{\Delta T_c^2} \int_{\Delta T > \Delta T_c, 2 \text{ years}} \left( \frac{\Delta T_c}{\Delta T} \right)^{\alpha+1} \left( \frac{\partial T}{\partial z} \right)^2 dt \quad [3]$$

où la diffusivité  $D$  est une mesure de la propension aux changements de porosité induits par le gel et  $\Delta T_c$  est la limite supérieure de température à laquelle les dommages dus au gel se produisent.  $\Delta T_c$  est un paramètre dépendant de la résistance à la fracturation de la roche  $F_t$  équivalent à la pression critique de fracturation de la roche par la glace  $P_c$  :

$$\Delta T_c \approx \frac{T_m}{\rho L} P_c \quad [4]$$

où  $T_m$  est la température de fusion/congélation de la glace (273 K),  $\rho$  la masse volumique de la glace (920 kPa) et  $L$

la chaleur latente de fusion/congélation (334 kJ·kg<sup>-1</sup>). La température de la roche  $T$  en fonction de la profondeur  $z$  provient des données acquises sur le terrain dans un puits de forage horizontal de 5,5 m de profondeur (Figure 4a). Pour obtenir la hausse totale de la porosité causée par la formation de glace de ségrégation, les changements de porosité ont été intégrés en fonction de la profondeur sur la période couverte par les données de température acquise aux 15 min dans le puits de forage, soit du 10 juin 2018 au 28 octobre 2020 (Figure 5c). Nous avons utilisé les valeurs suggérées par Rempel et coll. (2016, Tableau 2) et effectué une analyse de sensibilité sur  $F_t$  (1 à 2 MPa·m<sup>-1/2</sup>). Voir Rempel et coll. (2016) pour une description détaillée du modèle et Atkinson (1984) pour une revue de la résistance à la fracturation de divers types de matériel géologique.

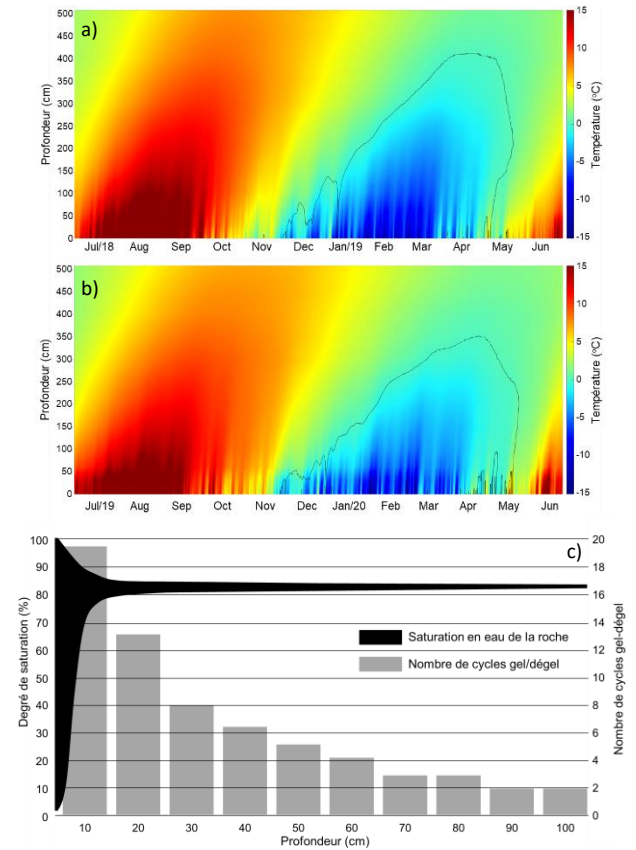


Figure 4. Régime thermique dans une paroi rocheuse à Gros-Morne entre juin 2018 et juin 2019 (a) et entre juin 2019 et juin 2020 (b); et le nombre moyen de cycles gel/dégel mesuré à Gros-Morne et les variations du degré de saturation en eau de la roche tel que modélisé par Sass (2005) en fonction de la profondeur à l'échelle annuelle.

Sous l'influence d'un régime thermique tel que celui rencontré dans le nord de la Gaspésie, les résultats montrent que la hausse de la porosité causée par la formation de glace de ségrégation est concentrée à la surface des parois rocheuses (Figure 5a) avant de diminuer graduellement jusqu'à un à deux mètres de profondeur selon la résistance à la fracturation utilisée dans

le modèle. La paroi gèle à cette profondeur, mais une teneur en eau insuffisante pourrait expliquer l'absence de dommages causés par le gel. Le modèle considère qu'il y a une migration de l'eau liquide des zones non gelées en profondeur vers la surface. Une deuxième zone de formation préférentielle de glace de ségrégation est également présente autour de 80 cm. Sous ces conditions thermiques, les dommages causés par le gel se produisent à une température inférieure à  $-4,7^{\circ}\text{C}$  pour une valeur critique de résistance à la fracturation de la roche de  $1,27 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1/2}$ ; une valeur représentative de la géologie du site d'étude (Atkinson 1984). Chaque hiver, une hausse de la porosité à la surface de la roche d'environ  $0,0075$  à  $0,01\%$  est estimée par le modèle. Cette hausse est trois fois moins élevée à  $80 \text{ cm}$  de profondeur (Figure 5b).

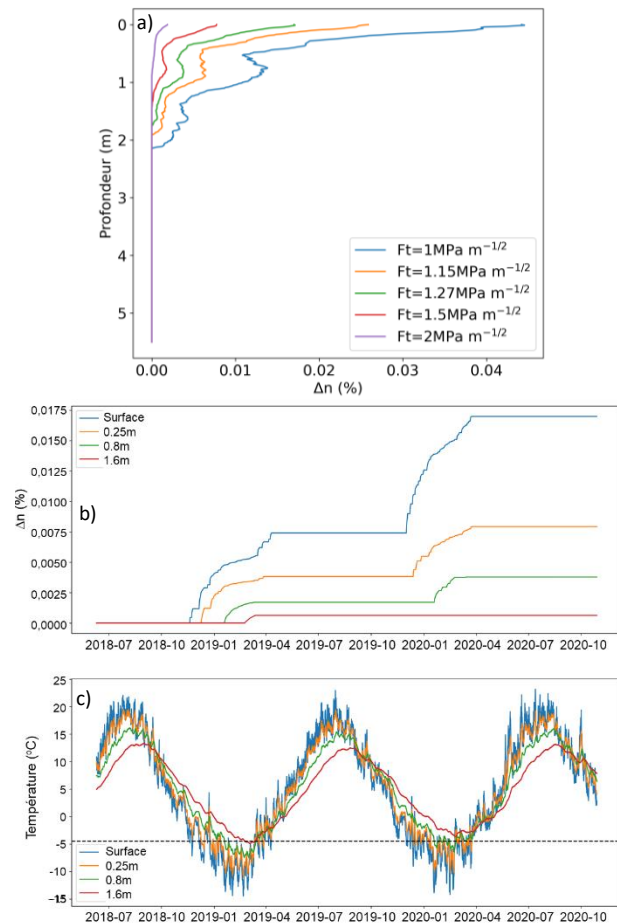


Figure 5. Variation totale de la porosité  $\Delta n$  telle que définie dans l'équation 4 et simulée à l'aide des températures de la roche mesurées entre juin 2018 et octobre 2020, illustrée en fonction de la profondeur et pour différente résistance à la fracturation ( $F_t$ ) (a) et évolution de la porosité ( $F_t = 1,27 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1/2}$ ) (b) et des températures de la roche (c) à différente profondeur. Les hausses notables de la porosité se produisent lorsque la température de la roche descend sous la température critique de dommage par le gel ( $-\Delta T_c = -4,7^{\circ}\text{C}$ )

## 4 MODES DE RUPTURE

### 4.1 Critère de rupture

La longueur de surplomb et la position des fissures de tension ou celles causées par le gel suggèrent que leur propagation n'entraîne pas automatiquement la chute d'un bloc (Figure 2). La chute du bloc est plutôt le résultat d'une mise en surplomb graduelle des roches résistantes (grès/grauwacke) par la météorisation et l'érosion des roches tendres (siltstone/shale) sous-jacentes. Le recul des couches de roches tendres et leur affaissement mèneront au glissement ou au basculement du bloc.

L'approche classique pour déterminer les conditions d'équilibre et le mode de rupture d'un bloc sur un plan incliné ne prend pas en compte la longueur de surplomb du bloc (Figure 6) (e.g. Goodman et Bray 1976, Cruden 1989, Selby 1993, Wyllie et Mah 2014). Selon cette approche, les blocs minces et allongés (p.ex.: rapport  $b/h > 1$ ) auront tendance à glisser si  $\alpha$  (angle de pente)  $> \phi$  (angle de frottement) et si  $b/h > \tan\alpha$ . Les blocs épais et étroits (p.ex.: rapport  $b/h < 1$ ) auront tendance à basculer si  $\alpha < \phi$  et si  $b/h < \tan\alpha$ . Une approche reconnue, mais qui ne répond pas à toutes les conditions d'équilibre observées sur le terrain.

Sur les parois naturelles de flysch ou tout autre type de roche fortement anisotrope, la mise en surplomb graduelle des blocs par érosion différentielle entraîne une réorganisation progressive des contraintes (Figure 6). Les blocs en surplomb répondent alors au critère de rupture suivant:

$$\frac{(b-2L)}{h} = \tan\alpha \quad [5]$$

Ils auront tendance à basculer si:  $(b-2L)/h < \tan\alpha$ . Selon la théorie de Mohr-Coulomb, les critères de rupture par glissement devraient demeurer les mêmes puisque la contrainte normale ( $W\cdot\cos\alpha$ ) est considérée comme étant répartie uniformément sur l'ensemble du plan incliné (Figure 6c). Dans le cas d'un bloc en surplomb, les contraintes sont concentrées vers l'avant du bloc (Figure 6d).

### 4.2 Essais sur table inclinable

Pour tester la justesse du critère de rupture proposé à l'équation 5 et évaluer l'effet d'un surplomb sur  $\phi$ , nous avons effectué 405 essais sur une table inclinable (Figure 6a). Les essais ont été réalisés sur 10 pierres de maçonnerie caractérisées par différents coefficients de rugosité ( $JRC = 2, 4, 6$  et  $15$ ) et par différents rapports  $b/h$  et  $L/b$ . 10 essais supplémentaires ont été réalisés sur des séquences de flysch recueillies sur le terrain. Ces essais visaient à déterminer l'angle de frottement sur des échantillons naturels et à identifier les plans de faiblesse sur lesquels le glissement est susceptible de se produire dans ce type de géologie : à l'interface entre le grès et le

shale ou le siltstone ou sur un plan de clivage dans le lit de shale ou de siltstone.

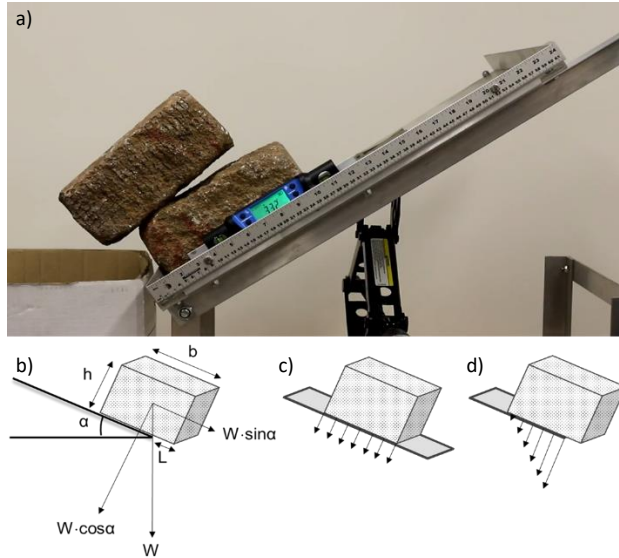


Figure 6. Table inclinable utilisée pour les essais de cisaillement/basculement (a), les paramètres géométriques d'un bloc en surplomb sur un plan incliné (b) et la répartition de la contrainte normale d'un bloc reposant sur un plan incliné sans surplomb (c) et avec surplomb (d)

Les résultats des essais effectués avec la table inclinable (Figure 7) répondent bien au critère de rupture par basculement proposé. Évidemment, pour un rapport  $b/h$  constant l'augmentation du rapport  $L/b$  se traduit par une diminution de  $\alpha$  au moment de la rupture. Normalement, la rugosité des épontes ne devrait pas jouer un rôle sur la rupture des blocs en basculement (Figure 8). Cependant, pour de fortes rugosités, la mauvaise imbrication des aspérités (ondulation ou rugosité de 1<sup>er</sup> ordre) entraîne une erreur sur la mesure de la pente sur lequel repose le bloc ce qui engendre une plus grande variabilité lors des essais. Pour des blocs avec de faibles JRC, une certaine tendance est observable (Figure 8) : pour un rapport  $b/h$  identique (p.ex. : 1), les blocs rugueux ont tendance à basculer sur des pentes inférieures ou avec un rapport  $L/b$  plus faibles. L'absence d'imbrication des aspérités sur les blocs artificiels et la multiplication des points de contact entre deux blocs rugueux sont très certainement responsables d'un déséquilibre facilitant le basculement du bloc.

Pour les essais réalisés en laboratoire sur des blocs de maçonnerie, l'angle de frottement varie entre 20,8° et 43,0° pour une valeur moyenne de 32,0° (Figure 9). Des valeurs comparables ont été obtenues sur les échantillons naturels recueillis sur le terrain (min = 20,5°; max = 45,2°; moyenne = 32,0°). On constate également que le JRC a un effet significatif sur  $\phi$  ( $p$ -value < 0.05 et  $F > F_{crit}$ ). Des résultats qui sont en accord avec le modèle empirique de Barton pour calculer la résistance au cisaillement le long d'une discontinuité (e.g. Barton 1976, 2013). Il est également intéressant de constater que la longueur de surplomb ou plutôt la hausse du rapport  $L/b$  tend à accroître  $\phi$  pour les blocs avec un JRC entre 2 et 6 (Figure 9). Pour les blocs

avec un JRC de 15, la hausse du rapport  $L/b$  entraîne plutôt une diminution marquée de  $\phi$ . Statistiquement, la tendance à la hausse de  $\phi$  n'est pas significative, mais elle soulève néanmoins la curiosité.

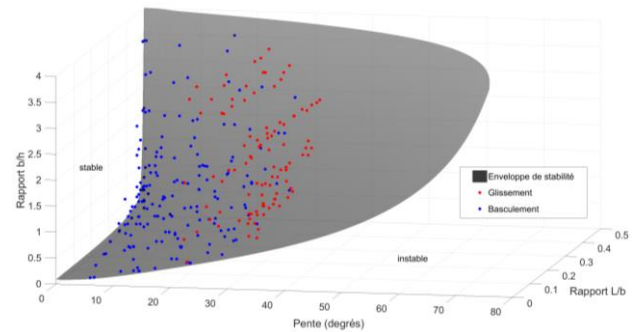


Figure 7. Résultats des essais de cisaillement et basculement d'un bloc en surplomb sur un plan incliné et critères de rupture par basculement d'un bloc en surplomb sur un plan incliné

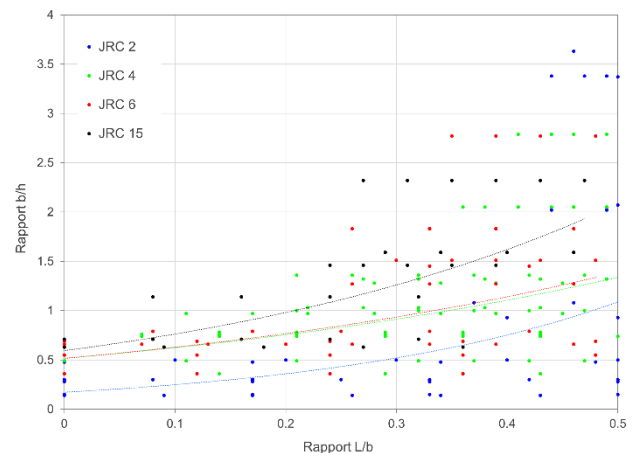
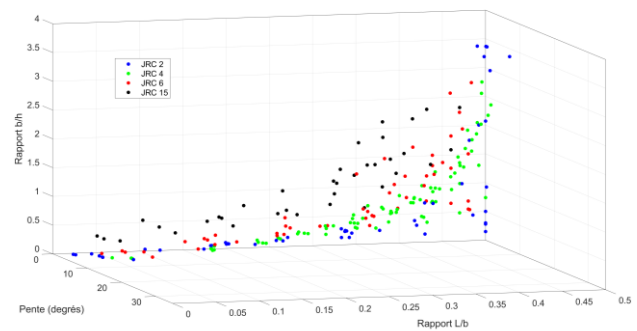


Figure 8. Effet de la rugosité des épontes rocheuses (JRC) sur les conditions géométriques des blocs pour les ruptures en basculement

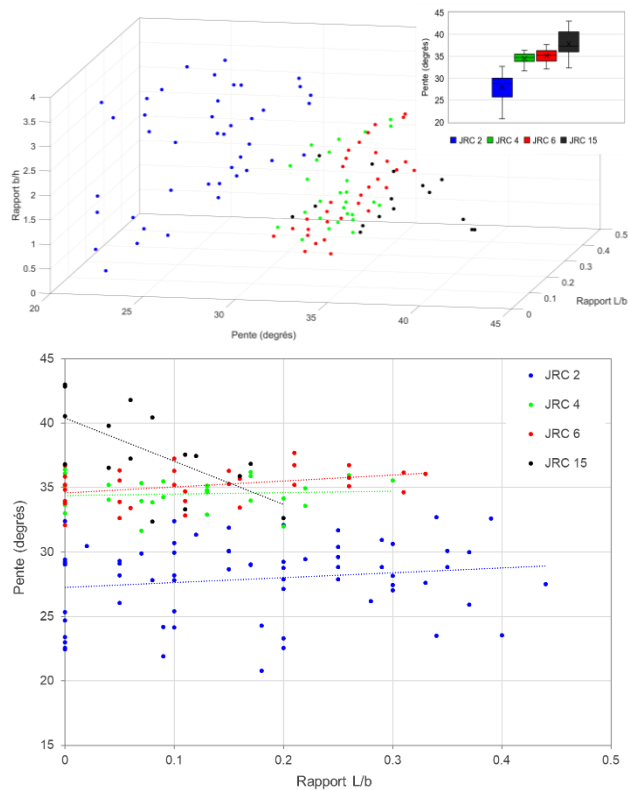


Figure 9. Effet de la rugosité des épontes rocheuses (JRC) sur les conditions géométriques des blocs pour les ruptures en glissement

## 5 DISCUSSION ET CONCLUSIONS

L'érosion différentielle est un phénomène qui a été décrit à plusieurs reprises pour expliquer les déformations et le développement des instabilités dans les massifs de roche anisotrope à litage horizontal ou sub-horizontale (e.g. Cano et Tomás 2013, Mišćević et Vlastelica 2014). À notre connaissance, les mécanismes responsables de la propagation des fissures dans ce type de matériel et structure géologique n'avaient pas été approfondis. Les résultats de nos travaux suggèrent que le développement des fissures ne peut pas être entièrement attribué au recul des roches tendres et à la mise en porte-à-faux des roches résistantes. La surestimation de la longueur critique des masses de roche en porte-à-faux par les trois modèles mécaniques démontre que d'autres processus doivent être invoqués pour expliquer la très faible résistance en tension de la roche. La formation de glace de ségrégation peut expliquer l'apparition de points faibles et la diminution progressive de la résistance mécanique de la roche (e.g. Eppes et Keanini 2017). Le modèle thermomécanique de gélifraction (Rempel et coll. 2016) utilisé pour estimer la hausse de la porosité dans la roche a permis de démontrer que les dommages causés par le gel se concentraient dans les premiers décimètres de la paroi à des profondeurs concomitantes avec les zones d'effort maximal en tension. Il apparaît donc vraisemblable d'affirmer que le développement des fissures résulte de processus

concomitants qui interagissent sur de longues périodes. Ces derniers pouvant être décrits comme de la fatigue provoquée par une mise en tension croissante et une diminution graduelle de la résistance en tension sous l'effet d'une hausse de la porosité causée par la formation de glace de ségrégation. Puisque le phénomène de cryoclastie affecte l'ensemble de la paroi, le modèle permet également d'expliquer la surestimation de la longueur critique des masses de roche en porte-à-faux par les modèles mécaniques. Les mécanismes proposés ici n'excluent pas la cooccurrence probable d'autres processus de météorisation ou d'autres prédispositions à la rupture d'origine géologique ou structurale. L'hydroclastie est également un phénomène courant dans ce type de formation géologique. Il est probable que les déformations mécaniques induites par ce phénomène dans les roches argileuses (Birien et Gauthier soumis) provoquent également des déformations menant à la rupture dans les strates de roche plus résistante. Le patron de discontinuités orthogonales, présent dans ce type de roche sédimentaire au litage horizontal et subhorizontal, correspond également aux fissures de tension dans les strates de roche résistante mise en porte-à-faux. Cet aspect devrait également être approfondi afin de déterminer si les caractéristiques (espacement, persistance) de cette famille de discontinuités sont identiques à la surface des parois à celles présentes plus en profondeur; là où la roche n'est pas affectée par les processus de météorisation et par la mise en surplomb des strates de roche résistante par de l'érosion différentielle.

Normalement, l'ouverture d'une fissure de tension sur une masse rocheuse en surplomb provoque la chute d'un bloc. Les observations sur le terrain montrent que les fissures ne se développent pas directement au niveau du surplomb, mais à quelques centimètres ou décimètres à l'intérieur du massif. Une observation qui s'explique par le recul et l'affaissement progressif des strates de shales (Birien et Gauthier soumis) qui agissent comme des plans de glissement dont la pente s'accroît avec le temps. Un critère de rupture adapté à des blocs en surplomb a été proposé pour déterminer les conditions limites de rupture en basculement. Des essais réalisés sur une table inclinable ont permis de valider le critère de rupture et évaluer l'effet de la rugosité sur l'angle de frottement. Des essais et des analyses plus poussées devraient être entrepris pour évaluer si la redistribution des contraintes vers l'avant d'un bloc en surplomb est négligeable ou non dans le calcul de la résistance au cisaillement.

## 6 REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le service de géologie et de géotechnique du ministère des Transports du Québec pour le support financier et les conseils avisés. Nous tenons également à remercier tous les étudiant(e)s et membres du LGGRM pour les heures passées sur le terrain ou au laboratoire à soutenir l'avancement d'un projet hors-norme.

## 7 RÉFÉRENCES

- Atkinson, B.K. 1984. Subcritical crack growth in geological materials. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 89(B6): 4077–4114.
- Barton, N. 1976. The shear strength of rock and rock joints. *In International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts*. Elsevier. pp. 255–279.
- Barton, N. 2013. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4): 249–261.
- Birien, T. et Gauthier, F. (soumis). Influence of climate-dependent variables on sedimentary rock deformations leading to differential erosion. *Geomorphology*.
- Cano, M. et Tomás, R. 2013. Characterization of the instability mechanisms affecting slopes on carbonatic Flysch: Alicante (SE Spain), case study. *Engineering Geology*, 156: 68–91.
- Collins, B.D. et Stock, G.M. 2016. Rockfall triggering by cyclic thermal stressing of exfoliation fractures. *Nature Geoscience*, 9(5): 395–400.
- Cruden, D.M. 1989. Limits to common toppling. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4): 737–742.
- D'Amato, J., Hantz, D., Guerin, A., Jaboyedoff, M., Baillet, L., et Mariscal, A. 2016. Influence of meteorological factors on rockfall occurrence in a middle mountain limestone cliff. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(3): 719–735.
- Draebing, D. et Mayer, T. 2021. Topographic and geologic controls on frost cracking in Alpine rockwalls. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*: e2021JF006163.
- Dunn, J.R. et Hudec, P.P. 1972. Frost and sorption effects in argillaceous rocks, frost action in soils. *Highway Research Record (Highway Research Board)* 393, 65–78.
- Environnement Canada. 2022. Compilation des données historiques d'Environnement Canada.
- Eppes, M.C. et Keanini, R. 2017. Mechanical weathering and rock erosion by climate-dependent subcritical cracking. *Reviews of Geophysics*, 55(2): 470–508.
- Girard, L., Gruber, S., Weber, S., et Beutel, J. 2013. Environmental controls of frost cracking revealed through in situ acoustic emission measurements in steep bedrock. *Geophysical Research Letters*, 40(9): 1748–1753.
- Goodman, R.E. et Bray, J.W. 1976. Toppling of rock slopes. *In Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes*. ASCE. pp. 201–234.
- Gunzburger, Y., Merrien-Soukatchoff, V., et Guglielmi, Y. 2005. Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: case study of the Rochers de Valabres slope (France). *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 42: 331–349.
- Hall, K. 1986. Rock moisture content in the field and the laboratory and its relationship to mechanical weathering studies. *Earth Surface Processes and Landforms*, 11(2): 131–142.
- Heap, M.J., Wadsworth, F.B., Heng, Z., Xu, T., Griffiths, L., Aguilar Velasco, A., Vairé, E., Vistour, M., Reuschlé, T., Troll, V.R., Deegan, F.M., et Tang, C. 2021. The tensile strength of volcanic rocks: Experiments and models. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 418.
- Kogure, T., Aoki, H., Maekado, A., Hirose, T., et Matsukura, Y. 2006. Effect of the development of notches and tension cracks on instability of limestone coastal cliffs in the Ryukyus, Japan. *Geomorphology*, 80(3–4): 236–244.
- Krautblatter, M., Funk, D., et Günzel, F.K. 2013. Why permafrost rocks become unstable: a rock–ice–mechanical model in time and space. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(8): 876–887.
- Lee, F.T. 1989. Slope movements in the Cheshire Quartzite, southwestern Vermont. *In Landslide processes of the eastern United States and Puerto Rico*. Edited by A.P. Schultz et R.W. Jibson. Geological Society of America.
- Li, L. et Aubertin, M. 2003. A general relationship between porosity and uniaxial strength of engineering materials. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(4): 644–658.
- Lockner, D.A. 1995. Rock failure. *Rock physics and phase relations: A handbook of physical constants*, 3: 127–147.
- Lockner, D.A. et Beeler, N.M. 2002. Rock failure and earthquakes. *International Geophysics Series*, 81(A): 505–538.
- Maekado, A. 1990. Critical length of ledge developed on an artificially cut slope: An example. *地形*, 11: 363–368.
- Makedon, T. et Chatzigogos, N. 2012. Failure mechanism of overhanging slopes in sedimentary rocks with dissimilar mechanical properties. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(4): 703–708.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., et Azañón, J.M. 2012. Freeze–thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, 9(3): 417–432.
- Matsukura, Y. 1990. Notch formation due to freeze-thaw action in the north-facing valley cliff of the Asama volcano region. *The Geographical Bulletin*, 32(2): 118.
- McConnell, R.G. et Brock, R.W. 1902. Report on the great landslide at Frank, Alberta, Canada. Canadian Department of the Interior, Annual Report, 1903.
- Ministère du Transport du Québec. 2021. Base de données événementielle des chutes de pierres entre 1987 et 2021.
- Miščević, P. et Vlastelica, G. 2014. Impact of weathering on slope stability in soft rock mass. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(3): 240–250.
- Mogi, K. 1962. The influence of the dimensions of specimens on the fracture strength of rocks: comparison between the strength of rock specimens and that of the earth's crust. *東京大學地震研究所彙報= Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, 40(1): 175–185.

- Perras, M.A. et Diederichs, M.S. 2014. A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2): 525–546.
- Rempel, A.W., Marshall, J.A., et Roering, J.J. 2016. Modeling relative frost weathering rates at geomorphic scales. *Earth and Planetary Science Letters*, 453: 87–95.
- Sass, O. 2005. Rock moisture measurements: techniques, results, and implications for weathering. *Earth Surface Processes and Landforms*, 30: 359–374.
- Selby, M.J. 1993. *Hillslope Materials And Processes*. Oxford University Press, Oxford.
- Siman-Tov, S., Katz, O., et Matmon, A. 2017. Examining the effects of ground motion and rock strength on the size of boulders falling from an overhanging cliff. *Engineering Geology*, 220: 164–174.
- Slivitzky, A., Lachambre, G., et Julien, P.S. 1991. Synthèse géologique du Cambro-Ordovicien du nord de la Gaspésie.
- Sunamura, T. 1995. Rock control in coastal geomorphic processes. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. p. 103A.
- Terzaghi, K. 1950. *Mechanism of landslides, Application of Geology to Engineering Practice*, Sidney Paige.
- Tharp, T.M. 1983. Mechanics of failure for rock masses subjected to long-term tensile loading-analysis of large naturally occurring cantilevers. In *The 24th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. OnePetro.
- Trenhaile, A. 2006. Tidal wetting and drying on shore platforms: an experimental study of surface expansion and contraction. *Geomorphology*, 76(3–4): 316–331.
- Trenhaile, A.S. et Rudakas, P.A. 1981. Freeze-thaw and shore platform development in Gaspé, Québec. *Géographie physique et Quaternaire*, 35(2): 171–181.
- Walder, J. et Hallet, B. 1985. A theoretical model of the fracture of rock during freezing. *Geological Society of America Bulletin*, 96(3): 336–346.
- Wyllie, D.C. et Mah, C. 2014. *Rock slope engineering: Civil and Mining*, 4th Edition. CRC Press.





**L'effet du climat sur les géorisques / *The effect of climate on geohazards***



# Dynamique des parois de roche sédimentaire (flysch) du nord de la Gaspésie (partie 2) : conditions météorologiques propices aux chutes de pierre.



Tom Birien, Francis Gauthier  
*Université du Québec à Rimouski, Rimouski, Québec, Canada*

## RÉSUMÉ

Depuis 1987, plus de 13 200 chutes de pierres atteignant la route nationale 132 ont été répertoriées en Haute-Gaspésie par le ministère des transports du Québec (MTQ). Afin de limiter le risque pour les usagers, cette étude vise à mieux comprendre les facteurs qui déclenchent ces instabilités rocheuses. Sur une période de 18 mois, 17 relevés LiDAR ont permis d'identifier 1287 chutes de pierre d'une magnitude supérieure à 0.005 m<sup>3</sup> sur une surface totale de 12 056 m<sup>2</sup>. Il en ressort que certaines variables météorologiques conditionnent la période d'occurrence, la fréquence et la magnitude des instabilités rocheuses. Ces résultats nous permettent de hiérarchiser les conditions météorologiques en fonction de leur capacité à déclencher des instabilités rocheuses de différentes magnitudes. Selon les conditions météorologiques occurrence ou prédites à court terme, différentes mesures de mitigation du risque pourront être mises en place par les gestionnaires afin de limiter les risques d'accident.

## ABSTRACT

Since 1987, more than 13 200 rockfalls have been inventoried by the Québec Ministry of Transport (MTQ) as having impacted the National Road 132 in northern Gaspésie. This natural hazard represents a nearly permanent danger for users. The first step in managing the risk posed by rockfalls is to better understand the processes that trigger rockfalls. Over a period of 18 months, 17 LiDAR surveys have allowed to identify 1287 rockfalls with a magnitude above 0.005 m<sup>3</sup> on a scanned surface of 12 056 m<sup>2</sup>. It appears that some meteorological variables influence occurrence, frequency, and magnitude of rockfalls. This study provides a classification of meteorological conditions based on their ability to trigger rockfalls of different magnitudes. This knowledge could be used to implement a risk management strategy.

## 1 INTRODUCTION

La chute de pierres est un mouvement de versant qui mobilise des blocs superficiels qui se détachent d'un escarpement rocheux (Selby 1982). Les propriétés du massif rocheux telles que la lithologie, le degré d'altération, les caractéristiques du réseau discontinuités et la pente prédisposent l'occurrence, la magnitude et le mode de rupture (p.ex. : chute de surplomb, glissement planaire ou en coin, basculement) des instabilités rocheuses. Bien que spontanées, les chutes de pierres résultent d'un relai de processus qui interagissent sur de longues périodes (Schovanec 2020). Elles ne sont jamais l'unique résultat du changement apparent le plus récent (Gunzburger et al. 2005, Draebing et Krautblatter 2019). De nombreux facteurs peuvent contribuer au développement des instabilités rocheuses mais deux d'entre eux reviennent constamment dans la littérature : les précipitations et les cycles gel-dégel (Wieczorek et Jäger 1996, Matsuoka et Sakai 1999, Mateos et al. 2012, D'Amato et al. 2016).

Bien que l'influence des variables météorologiques sur les chutes de pierres fasse de plus en plus consensus, il reste souvent difficile de les quantifier, notamment parce qu'elles sont difficiles à discriminer (Schovanec 2020). L'étude de la dynamique des parois rocheuses s'est longtemps avérée compliquée en raison de leur faible accessibilité et de leur dangerosité (Abellán et al. 2014). Le développement récent de techniques de télédétection et notamment du LiDAR (Light Detection Et Ranging) a considérablement amélioré notre capacité à étudier la

dynamique des parois rocheuses (Abellán et al. 2014, Guerin et al. 2014, van Veen et al. 2017).

En raison du caractère peu prévisible des instabilités rocheuses, la capacité à prendre des mesures d'évitement est pratiquement nulle lorsqu'un événement se produit (Volkwein et al. 2011). L'occurrence des chutes de pierres étant quotidienne dans les régions montagneuses (Dorren 2003), de nombreux exemples d'infrastructures endommagées ou de mortalité causée par des chutes de pierres sont décrits dans la littérature (e.g. Porter et Orombelli 1980, Bunce et al. 1991, Badger et Lowell 1992, Hilker et al. 2009, Badoux et al. 2016). Weidner et Walton (2021) montrent que les mesures de mitigation effectuées sur des parois rocheuses instables telles que le nettoyage mécanique, la stabilisation par des ancrages, la pose de clôtures ou l'injection de résines de polyuréthane, peuvent s'avérer inefficaces et ne règlent pas toujours le problème de manière durable. Dans le contexte de parois hautement altérées, la mise en place d'une gestion préventive du risque, basée sur les facteurs qui déclenchent les instabilités rocheuses, pourrait donc être la façon la plus efficace de limiter le risque associé aux chutes de pierres. Pour y parvenir, le LiDAR est un outil qui permet à la fois de détecter les zones instables à surveiller (e.g. Oppikofer et al. 2008, Royán et al. 2014, Kromer et al. 2018) et d'améliorer la compréhension des facteurs responsables des instabilités rocheuses (e.g. D'Amato et al. 2016, van Veen et al. 2017).

La littérature des dernières décennies illustre l'amélioration notable de notre compréhension de

l'influence des variables météorologiques sur les chutes de pierres (Delonca et al. 2014, Macciotta et al. 2015, D'Amato et al. 2016, Matsuoka 2019, Schovanec 2020, Weidner et Walton 2021). Notre étude a comme objectif principal de conforter ces connaissances dans un contexte géologique négligé dans la littérature et de combler les principales lacunes identifiées :

- Les données LIDAR permettent de quantifier précisément les volumes de roche soustraits des parois mais elles ne sont pas toujours mises en relation avec des données météorologiques adaptées. Par exemple, les cycles gel-dégel sont souvent déduits de la température de l'air sans tenir compte de l'influence du rayonnement solaire, même pour des parois rocheuses exposées sud (e.g. Weidner et Walton 2021). De plus, la température de l'air n'apporte pas de connaissance sur la profondeur atteinte par le front de gel dans la roche. Il est donc difficile de mettre en relation le dégel printanier avec les chutes de pierres qui surviennent (e.g. Macciotta et al. 2015).
- La relation entre la dynamique des instabilités rocheuses et les conditions météorologiques est souvent étudiée à l'échelle mensuelle voire saisonnière (e.g. Macciotta et al. 2017, Kromer et al. 2018). Bien que des tendances intéressantes puissent ressortir, cette temporalité n'est pas appropriée pour discriminer l'impact d'un facteur déclencheur par rapport à un autre. Par exemple, à l'échelle mensuelle, il est difficile de discriminer le rôle des précipitations du rôle des cycles gel-dégel puisque leur occurrence se chevauche.
- De nombreuses études mettent en avant la relation existante entre la fréquence et la magnitude des chutes de pierres (e.g. Rosser et al. 2005, Santana et al. 2012, Guerin et al. 2014, 2020, van Veen et al. 2017, Williams et al. 2018). Les études qui s'intéressent à l'influence des variables météorologiques sur la dynamique des parois rocheuses se concentrent presque uniquement sur la fréquence des chutes de pierres. Matsuoka (2019) fait figure d'exception en abordant la relation entre les conditions météorologiques et la magnitude des chutes de pierres. Dans une optique de gestion de l'aléa, il est pourtant crucial de s'intéresser à la relation entre la magnitude des instabilités rocheuses et les facteurs qui les déclenchent puisque les dommages causés par ces instabilités sont proportionnels à leur magnitude.

## 2 SITES D'ÉTUDE

En Haute-Gaspésie, la route nationale 132 est le seul axe de transport qui permet de relier certains villages au reste de la région et est donc indispensable pour permettre aux populations locales d'avoir accès aux services essentiels. La route nationale 132 longe le littoral du Golfe du Saint-Laurent et est sujette aux aléas de submersion marine et d'érosion du littoral (Drejza et al. 2014). L'éloigner du rivage n'est pas envisageable car d'imposantes parois rocheuses la surplombent et la rendent vulnérable à d'autres aléas naturels : avalanches de neige (Héty 2007, Fortin et al. 2011), chutes de blocs de glace (Gauthier et al. 2012), coulées de débris (Fortin et al. 2015) et chutes de pierres. Entre 1987 et 2020, le MTQ a dû intervenir à 13 261 reprises pour des chutes de pierres

sur les 25 km de la route 132 qui sont surplombés par une paroi rocheuse (Ministère du Transport du Québec 2021).

Le suivi LIDAR a été mené sur trois parois rocheuses qui surplombent la route nationale 132 en Haute-Gaspésie. D'est en ouest, les sites sont situés à proximité des villages de Manche-d'Épée (MAE), de Gros-Morne (GMO) et de Marsoui (MAR). La superficie totale scannée est de 12 056 m<sup>2</sup> (Figure 19). Les cinq critères suivants ont permis de sélectionner les sites : 1) caractéristiques structurales et lithologiques représentatives des parois du nord de la Gaspésie; 2) les chutes de pierres provenant de ces parois atteignent fréquemment la route; 3) accessibilités des sites en toutes les saisons; 4) morphologie générale (verticalité, hauteur) des parois et leur microtopographie (rugosité) sont compatibles avec l'acquisition LiDAR depuis la route; et 5) absence de végétation (zone d'occlusion) et d'écoulement (réflexion du signal).

Les trois sites sont des parois de roche sédimentaire (flysch) au litage horizontal ou sub-horizontale, naturelles ou dynamitées, orientées nord-nord-ouest et leur pente oscille entre 70° et 90° (Slivitzky et al. 1991). La paroi rocheuse MAE est principalement composée de siltstone (50%), de shale (30%) et de grauwacke (20%) alors que la paroi GMO est principalement composée de grauwacke (50%), de siltstone (40%) et de shale (10%). Enfin, la lithologie de la paroi MAR est dominée par des strates de grès (70%), de siltstone (20%) et de shale (10%). Pour ces trois parois rocheuses, ce sont surtout les chutes de blocs de grauwacke et de grès qui ont tendance à atteindre la route et qui sont donc problématiques.

D'après la classification de Köppen, la Haute-Gaspésie est caractérisée par un climat continental humide à été court et frais. Sur la période 1991-2020, la température moyenne annuelle s'établit à 3,9°C, la température moyenne du mois le plus chaud à 16,3°C (juillet) et la température moyenne du mois le plus froid à -9,2°C (janvier). Sur cette même période de 30 ans, les précipitations annuelles culminent à 888 mm dont 33% tombent sous forme de neige (Environnement Canada 2021).

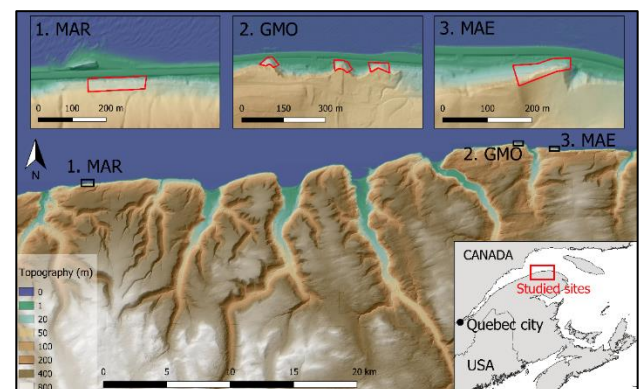


Figure 19. Localisation des sites d'étude

### 3 MÉTHODOLOGIE

Au cours de la période de 554 jours s'étendant du 14 juin 2019 au 18 décembre 2020, 17 relevés LIDAR ont été effectués. Deux scanners ont été utilisés pour l'acquisition des données : la ScanStation C10 de Leica Geosystems et le VZ-400i de RIEGL. Afin d'obtenir des nuages de points denses et avec le moins de zones d'occlusions possibles, plusieurs relevés étaient effectués pour couvrir adéquatement les surfaces scannées de chaque site. Les nuages de points résultants de ces relevés ont ensuite été fusionnés à partir du logiciel Leica HDS Cyclone afin d'obtenir une densité centimétrique des nuages de points de toutes les parois rocheuses et pour chaque date. Le même protocole a été utilisé pour aligner les différentes dates entre elles. L'algorithme M3C2 du logiciel CloudCompare (Cloudcompare 2013) ensuite permis de mesurer les différentiels de surface entre chaque date et donc de mettre en évidence les chutes de pierres survenues pendant les périodes ciblées. Le volume des chutes de pierres identifiées a été mesuré à partir de CloudCompare.

La très haute résolution des relevés effectués permettait la détection de chutes de pierre de  $0,005\text{m}^3$ . Les événements de plus faible magnitude ne peuvent être distingués avec certitude d'autres processus comme la fonte ou l'érosion par le vent d'un dépôt de neige à la surface d'une paroi rocheuse. Barlow et al. (2012) montrent que si des facteurs environnementaux influencent la fréquence des chutes de pierres, il n'est pas pertinent de définir une fréquence constante pour l'acquisition des données. La résolution temporelle peut être plus grande pour les périodes au cours desquelles une fréquence plus élevée des instabilités rocheuses est attendue et les relevés peuvent s'espacer dans les périodes caractérisées par une faible fréquence des chutes de pierres. Le protocole mis en place dans cette étude a vocation à limiter l'effort de scan en ciblant des périodes préalablement plutôt qu'en scannant avec une fréquence régulière. Il en résulte une inconstance dans la fréquence des relevés qui se justifie par l'influence des conditions météorologiques sur la dynamique d'ébouilisation.

Les relevés LiDAR effectués dans cette étude ont permis de quantifier les instabilités au cours de 16 périodes distinctes. Les périodes ciblées peuvent durer plusieurs dizaines de jours (période sèche, période pluvieuse, période automnale et période froide hivernale) ou encadrer des événements météorologiques précis (pluie de forte magnitude et intensité, redoux hivernal, dégel printanier en surface, à un mètre de profondeur et de la paroi rocheuse au complet) (Figure 20).

Les périodes scannées ont été déterminées au préalable en utilisant les prévisions météorologiques et validées dans un second temps par les instruments de mesure installés localement. Les quantités de précipitations (mm) étaient mesurées à l'aide d'un pluviomètre TE525WS-L de Campbell muni de l'adaptateur CS705 pour mesurer l'équivalent en eau de la neige. Une grappe de thermistances insérée dans un puits de forage horizontal (thermistances 915 MHz de Geoprecision) mesurait la température ( $^{\circ}\text{C}$ ) tous les 30 cm jusqu'à 550 cm de profondeur. Une interpolation linéaire entre les

thermistances a permis d'obtenir un profil de température en fonction de la profondeur au cours du temps et de quantifier les cycles gel-dégel superficiels ainsi que le front de gel et de dégel saisonnier. Le pas d'enregistrement de tous les instruments météorologiques était de 15 minutes. Parmi les 16 périodes ciblées, trois ont été définies comme étant des périodes sèches (DRY) pour une durée totale de 104 jours. Elles sont caractérisées par des précipitations moyennes de  $1,4\text{ mm/jour}$ . Deux périodes ont été définies comme pluvieuses (RAINY) pour une durée totale de 100 jours et des précipitations moyennes de  $4,1\text{ mm/jour}$ . Les périodes définies dans cette étude comme étant des périodes froides hivernales (WIN.  $<0^{\circ}\text{C}$ ) sont des périodes caractérisées par une température moyenne de l'air inférieure au point de congélation et par une très faible fréquence de redoux hivernaux. Deux périodes répondant à ces critères ont été scannées pour une durée totale de 93 jours. Les périodes dites automnales (AUT. FT) sont caractérisées par l'occurrence des premiers cycles gel-dégel survenant après la saison estivale. Deux périodes automnales, d'une durée cumulée de 79 jours ont été scannées dans cette étude. Concernant les événements météorologiques précis, une pluie de forte magnitude ( $54\text{ mm}$ ) et de forte intensité ( $4\text{ mm/h}$  pendant  $12\text{h}45$ ) a été encadrée (HEAVY RF) en septembre 2019 ainsi que deux cycles gel-dégel (WIN. FT) lors de l'hiver 2020. Enfin, quatre relevés LiDAR ont permis de segmenter le dégel printanier (SPR. MELT) en trois périodes. L'évolution de la température de la roche au cours de ces trois périodes est représentée sur la Figure 21. La première phase correspond au dégel superficiel de la paroi rocheuse qui se matérialise par deux redoux atteignant  $50\text{ cm}$  de profondeur (SPR.0:50). La seconde phase est caractérisée par un dégel depuis la surface qui pénètre jusqu'à  $95\text{ cm}$  mais aussi par un dégel depuis la profondeur de  $77\text{ cm}$  (SPR.50:100). Enfin la troisième période correspond au dégel complet de la paroi rocheuse dont la température était encore inférieure à  $0^{\circ}\text{C}$  (SPR.100-350). La période s'étendant du 25 mai au 16 septembre 2020 est associée à des conditions météorologiques trop variées pour pouvoir être attribuée à une catégorie (Figure 20).

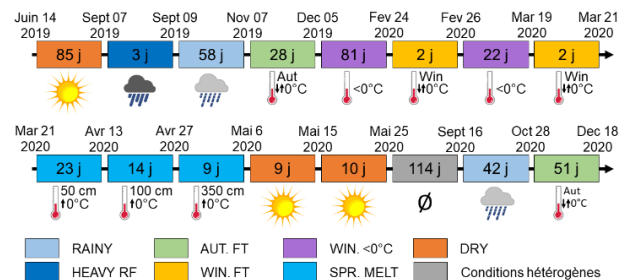


Figure 20. Conditions météorologiques ciblées pour chaque période scannée au LiDAR entre le 14 juin 2019 et le 18 décembre 2020.

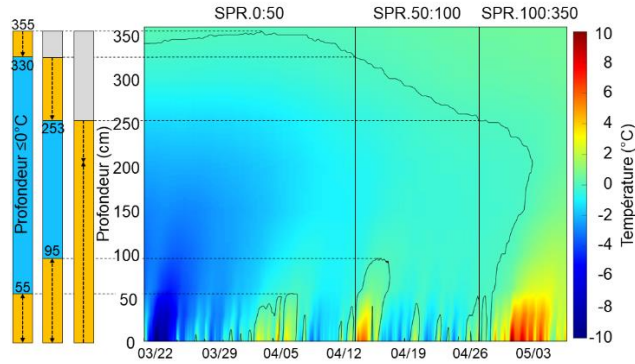


Figure 21. Évolution de la température de la roche perpendiculairement à la surface jusque 360 cm de profondeur entre le 21 mars 2020 et le 6 mai 2020. Les courbes noires matérialisent les profondeurs de gel et de dégel ( $0^{\circ}\text{C}$ ). Les lignes noires verticales correspondent aux périodes des relevés LiDAR.

#### 4 RÉSULTATS

Pendant l'ensemble de la période d'étude, 1287 chutes de pierres d'un volume supérieur à  $0,005 \text{ m}^3$  ont été identifiées, mesurées et associées aux conditions météorologiques occurrentes. Les périodes d'occurrence WIN.  $<0^{\circ}\text{C}$  et DRY sont associées aux fréquences quotidiennes minimales des chutes de pierres avec respectivement 0,9 et 1,4 événements par jour pour l'ensemble de la superficie scannée (Figure 4). Cette fréquence a tendance à doubler pour les conditions AUT. FT (2,2 événements/jour), RAINY (2,4 événements/jour) et SPR. MELT (2,6 événements/jour). Les redoux hivernaux (WIN. FT) et les événements de pluie de forte magnitude et intensité (HEAVY RF) entraînent les fréquences de chutes de pierres les plus importantes. WIN. FT est associé à une fréquence de 11 événements par jour et HEAVY RF à une fréquence de 30,3 événements par jour. Par rapport à une période froide hivernale, la fréquence des chutes de pierres est multipliée par 1,5 pour DRY, 2,3 pour AUT. FT, 2,6 pour RAINY, 2,8 pour SPR. MELT, 11,7 pour WIN. FT et par 32,3 pour HEAVY RF.

La fréquence de ces instabilités rocheuses décroît très rapidement avec la magnitude (Figure ). Une loi de puissance (Hungry et al. 1999) permet de mettre en relation la fréquence et la magnitude avec un très fort coefficient de détermination ( $R^2 = 0,99$ ) :

$$f(V) = 0,0168V^{-1,06} \quad [1]$$

où  $V$  est le volume des chutes de pierres et  $f(V)$  correspond à la fréquence moyenne quotidienne des chutes de pierres d'un volume égal ou supérieur à  $V$  sur les  $12\,056 \text{ m}^2$  de parois rocheuses scannées pour l'ensemble de la période d'étude (Figure 5).

Lorsque la fréquence ou la résolution spatiale des relevés LiDAR ne sont pas suffisants, les instabilités de faible magnitude sont sous représentées (Malamud et al. 2004, Barlow et al. 2012, Guerin et al. 2014). L'absence de phénomène de « rollover » dans la distribution logarithmique fréquence-magnitude obtenue dans cette

étude permet de valider que le seuil de détection des instabilités ( $0,005 \text{ m}^3$ ) a été bien choisi (Figure 5). Ce résultat confirme ainsi que la fréquence des relevés et que leur résolution spatiale était adéquate pour identifier individuellement la grande majorité des événements dont le volume est supérieur à  $0,005 \text{ m}^3$ .

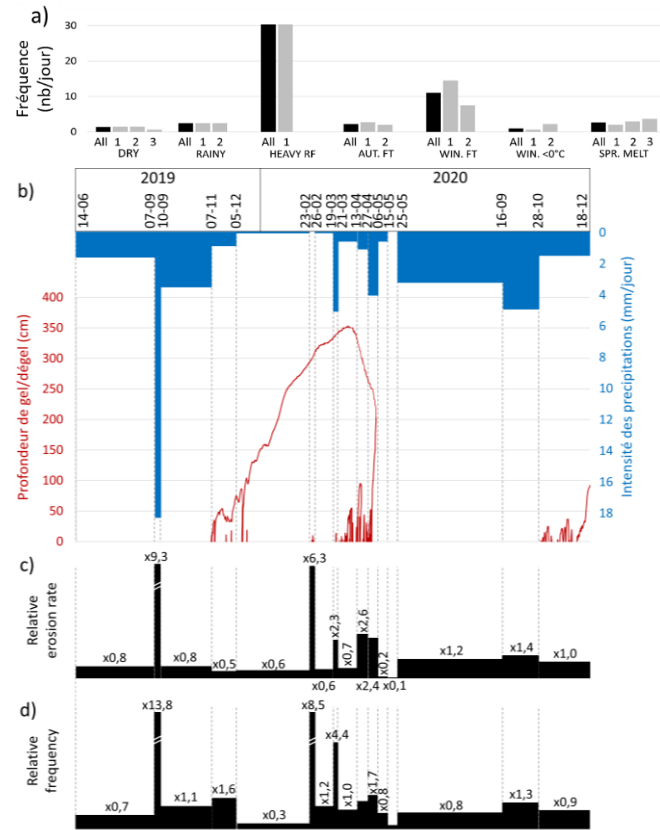


Figure 4. Fréquence des chutes de pierres en fonction des conditions météorologiques (1, 2 et 3 sont des répliquas, « All » est la moyenne des répliquas) pour l'ensemble des sites d'étude (a), régime thermique de la paroi rocheuse et pluviométrique (b), taux d'érosion relatif (c) et fréquence relative des chutes de pierre (d). Les taux d'érosion et la fréquence ont été divisés par le taux d'érosion moyen et la fréquence moyenne de l'ensemble de la période d'étude (14 juin 2019 au 18 décembre 2020).

La figure 6a présente la répartition des conditions météorologiques en fonction de la fréquence des instabilités rocheuses pour trois catégories de volume. Une première catégorie inclut les 1100 événements de faible magnitude de la base de données dont le volume est compris entre  $0,005 \text{ m}^3$  et  $0,05 \text{ m}^3$ . La seconde catégorie comprend les 119 événements de magnitude intermédiaire ( $0,05:0,15 \text{ m}^3$ ) et la troisième catégorie inclut les 68 événements de grande magnitude ( $\geq 0,15 \text{ m}^3$ ). Les cinq catégories de fréquence des instabilités rocheuses de la matrice sont définies comme suit : faible ( $\leq 75\%$  de la fréquence moyenne de la période d'étude), modérée (75:125%), élevée (125:300%), très élevée (300:500%) et extrême ( $> 500\%$ ).

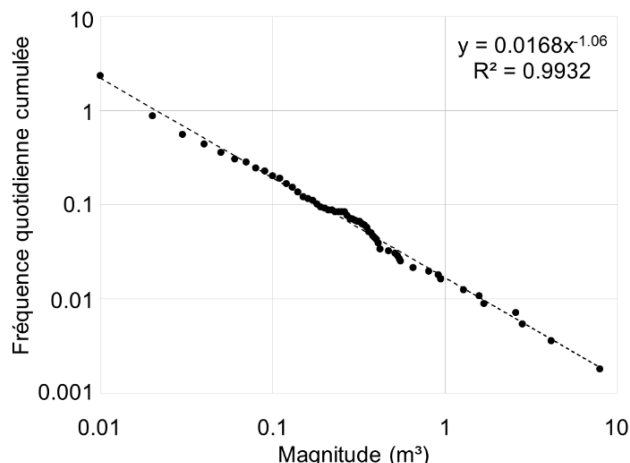


Figure 5. Relation entre fréquence quotidienne cumulée et magnitude des chutes de pierres pour l'ensemble de la période d'étude - Échelle logarithmique.

La variable HEAVY RF coïncide avec des fréquences extrêmes de chutes de pierres, autant pour les événements de faible que de grande magnitude. À l'inverse, les variables DRY, WIN. <0°C, SPR.0:50 et AUT. FT sont associées à de faibles fréquences de chutes de pierres, indépendamment de la magnitude. Ces conditions météorologiques exercent une influence sur la fréquence des chutes de pierres en se répercutant soit par une instabilité générale (HEAVY RF) ou au contraire par une stabilité générale des parois rocheuses (DRY, WIN. <0°C, SPR.0:50 et AUT. FT). En revanche, il n'existe pas de relation claire entre ces conditions météorologiques et la magnitude des instabilités rocheuses (Figure 6a).

La variable WIN. FT est associée à une fréquence extrême des instabilités de petites et de moyennes magnitudes mais cette fréquence diminue à « élevée » pour les instabilités de grande taille. Dans le même sens, les variables RAINY et SPR.50:100 sont associées à une fréquence élevée des événements de faible magnitude contre une fréquence modérée à faible pour les événements de grande magnitude. La dynamique inverse est observée pour la variable SPR.100:350 qui entraîne davantage de chutes de pierres de grande magnitude que de chutes de pierres de faible magnitude (Figure 6a).

Sur la première année d'étude (14 juin 2019 au 13 juin 2020), les variables HEAVY RF et SPR.100:350 concordent avec seulement 11 journées (Figure 6b). Les conditions météorologiques favorables aux fréquences extrêmes d'événements de grande magnitude ont donc une faible période d'occurrence. Les variables WIN. FT, SPR.0:50, SPR.50:100 et AUT. FT sont aussi associées à des fréquences ou à des magnitudes élevées des chutes de pierres (Figure 6). Une fois cumulée, la période d'occurrence de ces variables représente 44 journées supplémentaires entre le 14 juin 2019 au 13 juin 2020 (Figure 6b). Finalement, les variables DRY, WIN. <0°C et RAINY, qui ne coïncident pas avec des périodes d'instabilités, représentent 310 journées supplémentaires (Figure 6b). Les conditions météorologiques qui se répercutent par des fréquences ou des magnitudes

élevées de chutes de pierres sont donc largement minoritaires à l'échelle d'une année.

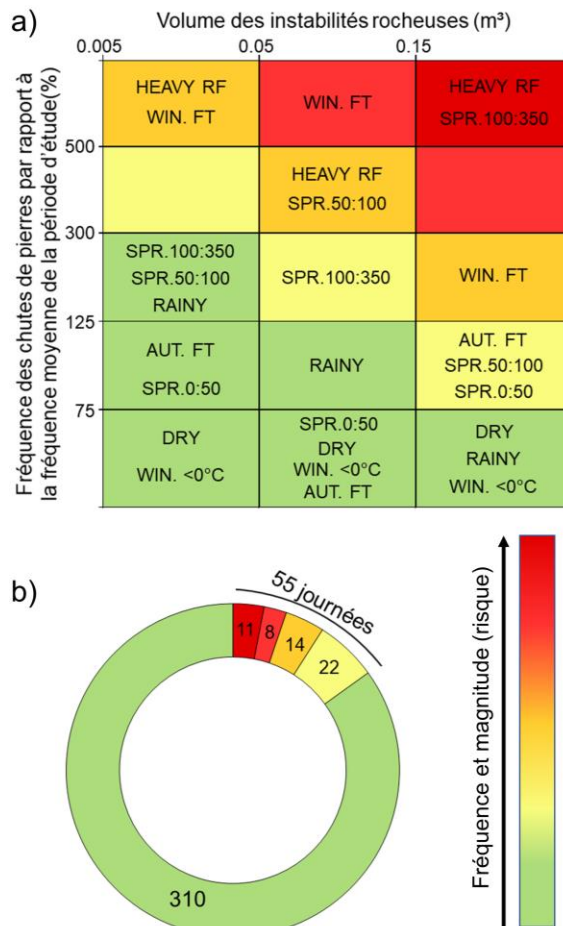


Figure 6. Matrice d'évaluation du risque générée à partir de la fréquence et de la magnitude des instabilités rocheuses pour différentes conditions météorologiques (a) et répartition temporelle du risque lié aux chutes de pierres selon les conditions météorologiques lors de la première année d'étude (14 juin 2019 au 13 juin 2020) (b)

## 5 DISCUSSION

### 5.1 Influence des précipitations

Dans cette étude, la fréquence des chutes de pierre est multipliée par 1,7 pour une période pluvieuse (RAINY) par rapport à une période sèche (DRY) (Figure 4). L'événement de pluie de plus grande magnitude et de forte intensité (HEAVY RF) est associé à une fréquence des chutes de pierres 21,6 fois supérieure à celle d'une période sèche. La variable RAINY entraîne uniquement une augmentation de la fréquence des instabilités de faible magnitude alors que la variable HEAVY RF conduit aussi à une forte augmentation de la fréquence des instabilités rocheuses de grande magnitude (Figure 6). Ces résultats concordent avec ceux obtenus ailleurs dans le monde dans



des contextes géomorphologiques variés (Delonca et al. 2014, D'Amato et al. 2016, Matsuoka 2019).

## 5.2 Influence des cycles gel-dégel

Dans cette étude, la fréquence des chutes de pierres est multipliée par 11,7 lors d'un cycle gel-dégel hivernal (WIN.FT) par rapport à une période froide ou la température demeure sous le point de congélation (WIN. <0°C) (Figure 4). Ce résultat confirme ceux de D'Amato et al. (2016) et ceux de Delonca et al. (2014).

Dans cette étude, les cycles gel-dégel sont associés à une fréquence très soutenue des événements de faible et de moyenne magnitudes. Leur influence sur les événements de plus forte magnitude décroît (Figure 6). Cela concorde avec le fait que les redoux hivernaux entraînent un dégel de la paroi rocheuse qui demeure superficiel (< 15 cm dans cette étude). Les cycles gel-dégel automnaux (AUT. FT) ne semblent pas aussi efficaces que les redoux hivernaux pour générer des instabilités rocheuses. La fréquence des chutes de pierres associées à la variable AUT. FT est dans la moyenne annuelle, autant pour les instabilités de faible et de grande magnitude. Bien que l'alternance du gel et du dégel caractérise les deux périodes AUT. FT étudiées, les cycles gel-dégel automnaux n'ont pas été scannés individuellement. Pendant ces deux périodes respectives de 28 et 51 jours, la cooccurrence d'autres phénomènes météorologiques ont pu moyenniser à la baisse la fréquence des instabilités propres aux cycles gel-dégel. Matsuoka (2019) mentionne aussi que même si les fluctuations de température autour du point de congélation atteignent 40 cm de profondeur, l'eau présente dans les pores et dans les discontinuités ne gèle pas forcément, ou pas intégralement, en raison de sa forte capacité thermique. Enfin, les événements automnaux de pluie de forte intensité qui précèdent AUT. FT jouent probablement un effet de purge. Les portions de roche les plus altérées seraient alors déstabilisées de la paroi avant l'arrivée des premiers cycles de gel-dégel.

## 5.3 Influence de la fonte printanière

Il est reconnu que la magnitude des instabilités rocheuses est intimement liée à la fréquence, l'intensité et la durée des cycles de gel-dégel (e.g. Dramis et al. 1995, Matsuoka et Murton 2008, Matsuoka 2019a). Cette étude compare pour la première fois la fréquence et la magnitude des instabilités rocheuses avec des mesures du front de dégel printanier en profondeur. Les relevés LiDAR ont permis d'isoler le dégel superficiel (SPR.0:50), le dégel du premier mètre de la paroi rocheuse (SPR.50:100) et finalement le dégel complet de la paroi rocheuse (SPR.100:350). Pour ces trois périodes, la fréquence des chutes de pierres est respectivement multipliée par 2,1, 3,1 et 3,9 (Figure 4). La fréquence maximale des chutes de pierres est donc associée au dégel en profondeur.

Le dégel printanier superficiel a la même influence sur l'altération de la roche que les redoux hivernaux puisqu'ils pénètrent à des profondeurs similaires. Les redoux hivernaux pourraient être responsables d'une « purge » des premiers décimètres de la surface des parois rocheuses et expliquer l'augmentation modérée de la fréquence des

instabilités rocheuses lors du dégel superficiel au printemps. À de plus grandes profondeurs, le dégel printanier est le seul dégel annuel et l'action mécanique de ce cycle gel-dégel de grande amplitude a donc un fort potentiel de déstabilisation (e.g. Dramis et al. 1995, Matsuoka et Murton 2008, Matsuoka 2019). De plus, au fur et à mesure que le printemps avance, les précipitations sous forme de pluie deviennent prédominantes et contribuent à l'augmentation de la fréquence des chutes de pierres.

L'influence du dégel sur la magnitude des instabilités rocheuses dépend de la profondeur atteinte par le front de dégel. Lorsqu'il est superficiel (SPR.0:50), il entraîne seulement une augmentation de la fréquence des instabilités rocheuses de faible magnitude (Figure 6). Le dégel du premier mètre (SPR.50:100) se répercute par une fréquence très élevée des instabilités rocheuses de moyenne magnitude alors que le dégel en profondeur (SPR.100:350) se traduit par une augmentation très soutenue de la fréquence des instabilités rocheuses de grande magnitude (Figure 6). Ces résultats démontrent et confirment l'influence de la profondeur du dégel printanier sur les dimensions des chutes de pierres associées (e.g. Dramis et al. 1995; Matsuoka 2019; Matsuoka et Murton, 2008).

## 5.4 Autres facteurs météorologiques

Dans une moindre mesure, d'autres phénomènes météorologiques sont susceptibles de déclencher des chutes de pierres. Les fluctuations thermiques de grande amplitude entraînent des mouvements d'expansion et de contraction au sein des massifs rocheux qui peuvent éventuellement conduire à des chutes de pierres (Collins et Stock 2016, Eppes et al. 2016, Matsuoka 2019). L'influence des cycles thermiques sur la dynamique des chutes de pierres a été considérée comme mineure et n'a pas été quantifiée dans cette étude.

## 5.5 Vers une gestion préventive du risque

Si elles rencontrent un élément à risque, les chutes de pierre de grande magnitude ont une plus grande probabilité de causer des dommages que les événements de faible magnitude. Elles ont aussi tendance à parcourir de plus longues distances et ont donc une probabilité plus grande de rencontrer ou d'atteindre un enjeu (e.g. Dorren 2003). Dans un contexte de gestion du risque, une fréquence élevée d'événements de grande magnitude n'a donc pas la même signification qu'une fréquence élevée d'événements de faible magnitude.

Les variables HEAVY RF et SPR.100:350 sont associées à une fréquence extrême d'événements de grande magnitude (Figure 6) et doivent donc être prises en compte pour la gestion de l'aléa. Néanmoins, sur la première année complète de prises de données (14 juin 2019 au 13 juin 2020), l'occurrence de ces variables ne représente que 11 journées (Figure 7). Les périodes d'occurrence WIN. FT, SPR.0:50, SPR.50:100 et AUT. FT sont aussi associées à des conditions météorologiques préoccupantes pour les enjeux et nécessitent donc la mise en place de mesures de gestion adaptée. Sur l'année

d'étude, elles représentent 44 journées supplémentaires. Dans un contexte de gestion de risque, il est intéressant de constater que seulement 55 journées coïncident avec des conditions instables et potentiellement dangereuses pour les usagers de la route nationale 132. Le ministère des transports du Québec pourrait donc mettre en place différentes mesures de mitigation du risque en fonction des conditions météorologiques occurrence et prédites par les modèles. Bien que la variable RAINY ne ressorte pas comme une variable qui entraîne une fréquence et/ou une magnitude élevée des instabilités rocheuses dans cette étude, une attention particulière doit être portée aux événements de pluie modérée. La méthodologie appliquée ne permettait pas d'entourer clairement ces événements de pluie d'intensité moyenne. Étant donné que la variable HEAVY RF est associée à une fréquence extrême d'événements de grande magnitude, les événements de pluie d'intensité moyenne doivent également se répercuter par des fréquences et des magnitudes préoccupantes pour la sécurité des usagers de la route nationale 132. Le même raisonnement peut être suivi pour la variable AUT. FT. Si les cycles gel-dégel automnaux avaient pu être mieux encadrés, la fréquence des instabilités rocheuses associée serait probablement plus similaire à celle des redoux hivernaux (WIN. FT).

## 6 CONCLUSIONS

En s'appuyant sur la littérature existante, l'influence des conditions météorologiques sur la dynamique des chutes de pierres est maintenant largement reconnue. Cette étude propose, pour la première fois, de quantifier la dynamique des parois rocheuses au LiDAR en se basant sur les conditions météorologiques ciblées au préalable plutôt qu'en faisant des relevés avec une fréquence régulière (mensuelle, saisonnière). Ce protocole a permis de suivre plus efficacement l'influence des variables météorologiques sur la dynamique des chutes de pierres. Sur une période de 18 mois, 17 relevés ont permis d'encadrer une diversité de conditions météorologiques et d'identifier 1287 chutes de pierres sur trois parois rocheuses pour une surface totale de 12 056 m<sup>2</sup>.

Les pluies de forte intensité et de grande magnitude ainsi que le dégel printanier en profondeur sont associés à une fréquence élevée de chutes de pierres de grandes dimensions. À l'inverse, les périodes sèches estivales et les périodes froides hivernales sont des périodes de grande stabilité, associées à une fréquence faible de chutes de pierres. Les redoux hivernaux et les pluies modérées entraînent une augmentation de la fréquence des instabilités rocheuses de faible magnitude uniquement. Dans une optique de gestion du risque naturel, cette étude démontre pour la première fois l'importance de quantifier la magnitude des chutes de pierre puisque les conditions météorologiques n'influencent pas de la même façon leur fréquence et leur magnitude. Les résultats de cette étude nous a permis de hiérarchiser les conditions météorologiques en fonction de leur capacité à déclencher des instabilités rocheuses de différentes magnitudes. Selon les conditions météorologiques occurrence ou prédites à court terme,

différentes mesures de mitigation du risque pourront être mises en place par les gestionnaires afin de limiter les risques d'accident.

## 7 RÉFÉRENCES

- Abellán, A., Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Rosser, N.J., Lim, M., and Lato, M.J. 2014. Terrestrial laser scanning of rock slope instabilities. *Earth Surface Processes and Landforms*, **39**(1): 80–97. doi:10.1002/esp.3493.
- Badger, T.C., and Lowell, S.M. 1992. Rockfall Control in Washington State, rockfall prediction and control and landslide case histories. *Transportation Research Record*, **1343**: 14–19. doi:10.5194/nhess-9-913-2009.
- Badoux, A., Andres, N., Techel, F., and Hegg, C. 2016. Natural hazard fatalities in Switzerland from 1946 to 2015. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **16**(12): 2747–2768. doi:10.5194/nhess-16-2747-2016.
- Barlow, J., Lim, M., Rosser, N., Petley, D., Brain, M., Norman, E., and Geer, M. 2012. Modeling cliff erosion using negative power law scaling of rockfalls. *Geomorphology*, **139–140**: 416–424. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.geomorph.2011.11.006.
- Bunce, C.M., Cruden, D.M., and Morgenstern, N.R. 1997. Assessment of the hazard from rock fall on a highway. *Canadian Geotechnical Journal*, **34**(3): 344–356. doi:10.1139/cgj-34-3-344.
- Cloudcompare. 2013. Plugin M3C2 développé par Lague, D., Brodu, N., & Leroux, J. (2013). Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (NZ). *ISPRS journal of photogrammetry and remote sensing*, **82**, 10-26.
- Collins, B.D., and Stock, G.M. 2016. Rockfall triggering by cyclic thermal stressing of exfoliation fractures. *Nature Geoscience*, **9**(5): 395–400. doi:10.1038/ngeo2686.
- D'Amato, J., Hantz, D., Guerin, A., Jaboyedoff, M., Baillet, L., and Mariscal, A. 2016. Influence of meteorological factors on rockfall occurrence in a middle mountain limestone cliff. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **16**(3): 719–735. doi:10.5194/nhess-16-719-2016.
- Delonca, A., Gunzburger, Y., and Verdel, T. 2014. Statistical correlation between meteorological and rockfall databases. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **14**(8): 1953–1964. doi:10.5194/nhess-14-1953-2014.
- Dorren, L.K.A. 2003. A review of rockfall mechanics and modelling approaches. *Progress in Physical Geography*, **27**(1): 69–87. doi:10.1191/0309133303pp359ra.
- Draebing, D., and Krautblatter, M. 2019. The Efficacy of Frost Weathering Processes in Alpine Rockwalls. *Geophysical Research Letters*, **46**(12): 6516–6524. doi:10.1029/2019GL081981.
- Dramis, F., Govi, M., Guglielmin, M., and Mortara, G. 1995. Mountain permafrost and slope instability in the Italian Alps: The Val Pola Landslide. *Permafrost and Periglacial Processes*, **6**(1): 73–81. doi:10.1002/ppp.3430060108.
- Drejza, S., Michaud, M., and Bernatchez, P. 2014.

- Vulnérabilité des infrastructures routières de l'est du Québec à l'érosion et à la submersion côtière dans un contexte de changements climatiques. *In* Rapport remis au ministère des Transports du Québec. Rimouski.
- Environnement Canada. 2021. Compilation des données historiques à la station météorologique de Cap-Madeleine. Available from [https://climat.meteo.gc.ca/historical\\_data/search\\_historic\\_data\\_f.html](https://climat.meteo.gc.ca/historical_data/search_historic_data_f.html).
- Eppes, M.C., Magi, B., Hallet, B., Delmelle, E., Mackenzie-Helwein, P., Warren, K., and Swami, S. 2016. Deciphering the role of solar-induced thermal stresses in rock weathering. *Bulletin of the Geological Society of America*, **128**(9–10): 1315–1338. doi:10.1130/B31422.1.
- Fortin, G., Héту, B., Gauthier, F., and Germain, D. 2015. Extrêmes météorologiques et leurs impacts géomorphologiques : le cas de la Gaspésie. XXVIII Colloque de l'Association Internationale de Climatologie, Liège, (1): 469–474.
- Fortin, G., Héту, B., and Germain, D. 2011. Climat hivernal et régimes avalancheux dans les corridors routiers de La Gaspésie septentrionale (Québec, Canada). *Climatologie*, **8**: 9–25. doi:10.4267/climatologie.202.
- Gauthier, F., Héту, B., and Bergeron, N. 2012. Analyses statistiques des conditions climatiques propices aux chutes de blocs de glace dans les corridors routiers du nord de la Gaspésie, Québec, Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, **49**(12): 1408–1426. doi:10.1139/CGJ-2011-0394.
- Guerin, A., Hantz, D., Rossetti, J.-P., and Jaboyedoff, M. 2014. Brief communication "Estimating rockfall frequency in a mountain limestone cliff using terrestrial laser scanner." *Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions*, **2**(1): 123–135. doi:10.5194/nhessd-2-123-2014.
- Guerin, A., Stock, G.M., Radue, M.J., Jaboyedoff, M., Collins, B.D., Matasci, B., Avdievitch, N., and Derron, M.H. 2020. Quantifying 40 years of rockfall activity in Yosemite Valley with historical Structure-from-Motion photogrammetry and terrestrial laser scanning. *Geomorphology*, **356**: 107069. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.geomorph.2020.107069.
- Gunzburger, Y., Merrien-Soukatchoff, V., and Guglielmi, Y. 2005. Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: Case study of the Rochers de Valabres slope (France). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **42**(3): 331–349. doi:10.1016/j.ijrmms.2004.11.003.
- Héту, B. 2007. Analysis of the weather conditions leading to avalanche activity along transportation roads in Northern Gaspésie, Canada. *Géographie physique et Quaternaire*, **61**(2–3): 17. doi:<https://doi.org/10.7202/038990ar>.
- Hilker, N., Badoux, A., and Hegg, C. 2009. The Swiss flood and landslide damage database 1972–2007. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **9**(3): 913–925. doi:<https://doi.org/10.5194/nhess-9-913-2009>.
- Kromer, R.A., Rowe, E., Hutchinson, J., Lato, M., and Abellán, A. 2018. Rockfall risk management using a pre-failure deformation database. *Landslides*, **15**(5): 847–858. doi:10.1007/s10346-017-0921-9.
- Macciotta, R., Hendry, M., Cruden, D.M., Blais-Stevens, A., and Edwards, T. 2017. Quantifying rock fall probabilities and their temporal distribution associated with weather seasonality. *Landslides*, **14**(6): 2025–2039. doi:10.1007/s10346-017-0834-7.
- Macciotta, R., Martin, C.D., Edwards, T., Cruden, D.M., and Keegan, T. 2015. Quantifying weather conditions for rock fall hazard management. *Georisk*, **9**(3): 171–186. doi:10.1080/17499518.2015.1061673.
- Malamud, B.D., Turcotte, D.L., Guzzetti, F., and Reichenbach, P. 2004. Landslides, earthquakes, and erosion. *Earth and Planetary Science Letters*, **229**(1–2): 45–59. doi:10.1016/j.epsl.2004.10.018.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., and Azañón, J.M. 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: The case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, **9**(3): 417–432. doi:10.1007/s10346-011-0290-8.
- Matsuoka, N. 2019. A multi-method monitoring of timing, magnitude and origin of rockfall activity in the Japanese Alps. *Geomorphology*, **336**: 65–76. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.geomorph.2019.03.023.
- Matsuoka, N., and Murton, J. 2008. Frost Weathering: Recent Advances and Future Directions. *Permafrost and Periglacial Processes*, **19**(2): 195–210. doi:10.1002/ppp.620.
- Matsuoka, N., and Sakai, H. 1999. Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods. *Geomorphology*, **28**(3–4): 309–328. doi:10.1016/S0169-555X(98)00116-0.
- Ministère du Transport du Québec. 2021. Base de données événementielle des chutes de pierres entre 1987 et 2021.
- Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., and Keusen, H.R. 2008. Collapse at the eastern Eiger flank in the Swiss Alps. *Nature Geoscience*, **1**(8): 531–535. doi:10.1038/ngeo258.
- Porter, S.C., and Orbelli, G. 1980. Catastrophic rockfall of September 12, 1717 on the Italian flank of the Mont Blanc massif. *Zeitschrift für Geomorphologie Stuttgart*, **24**(2): 200–218. doi:10.1127/zfg/24/1984/200.
- Rosser, N.J., Petley, D.N., Lim, M., Dunning, S.A., and Allison, R.J. 2005. Terrestrial laser scanning for monitoring the process of hard rock coastal cliff erosion. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, **38**(4): 363–375. doi:10.1144/1470-9236/05-008.
- Royán, M.J., Abellán, A., Jaboyedoff, M., Vilaplana, J.M., and Calvet, J. 2014. Spatio-temporal analysis of rockfall pre-failure deformation using Terrestrial LiDAR. *Landslides*, **11**(4): 697–709. doi:10.1007/s10346-013-0442-0.
- Santana, D., Corominas, J., Mavrouli, O., and Garcia-Sellés, D. 2012. Magnitude-frequency relation for rockfall scars using a Terrestrial Laser Scanner. *Engineering Geology*, **144–145**: 50–64. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.enggeo.2012.07.001.
- Schovanec, H.E. 2020. Development of semi-automated lidar processing algorithms to correlate climate variables to rockfall patterns for a slope near

- Glendwood Springs, Colorado. Colorado School of Mines: Golden, CO, USA.
- Selby, M. 1982. Hillslope materials and processes. *In* New York: Oxford University Press, 1st edition.
- Slivitzky, A., St-Julien, P., and Lachambre, G. 1991. Synthèse géologique du Cambro-Ordovicien du nord de la Gaspésie.
- van Veen, M., Hutchinson, D.J., Kromer, R., Lato, M., and Edwards, T. 2017. Effects of sampling interval on the frequency - magnitude relationship of rockfalls detected from terrestrial laser scanning using semi-automated methods. *Landslides*, **14**(5): 1579–1592. *Landslides*. doi:10.1007/s10346-017-0801-3.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L.K.A., Gerber, W., and Jaboyedoff, M. 2011. Rockfall characterisation and structural protection – a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **11**(9): 2617–2651. doi:10.5194/nhess-11-2617-2011.
- Weidner, L., and Walton, G. 2021. Monitoring the effects of slope hazard mitigation and weather on rockfall along a colorado highway using terrestrial laser scanning. *Remote Sensing*, **13**(22). doi:10.3390/rs13224584.
- Wieczorek, G.F., and Jäger, S. 1996. Triggering mechanisms and depositional rates of postglacial slope-movement processes in the Yosemite Valley, California. *Geomorphology*, **15**(1): 17–31. doi:10.1016/0169-555X(95)00112-I.
- Williams, J.G., Rosser, N.J., Hardy, R.J., Brain, M.J., and Afana, A.A. 2018. Optimising 4-D surface change detection: An approach for capturing rockfall magnitude-frequency. *Earth Surface Dynamics*, **6**(1): 101–119. doi:10.5194/esurf-6-101-2018.



# Dynamique des parois de flysch (partie 3) : Prévision des chutes de pierre

Jacob Laliberté, Francis Gauthier et Tom Birien  
*Cente d'Études Nordiques, Laboratoire de géomorphologie et de gestion des risques en montagne, département de géographie - Université du Québec à Rimouski, Rimouski, Qc, Canada*



## RÉSUMÉ

Dans le nord de la Gaspésie, des parois de roches sédimentaires surplombent plusieurs dizaines de kilomètres des routes 132 et 198. Le ministère des Transports du Québec y a recensé plus de 17 500 chutes de pierre ayant atteint la chaussée depuis 1987, ce qui représente un danger quasi permanent pour les usagers. En se basant sur d'autres études démontrant que le développement des instabilités dans ce type de géologie est fortement corrélé aux événements météorologiques, différentes méthodes d'apprentissages automatiques ont été développées afin de concevoir un modèle de prévision pour chaque saison opérationnelle. Les résultats préliminaires montrent que les variables de température moyenne des derniers jours sont les plus efficaces pour expliquer l'occurrence d'événements en hiver et au printemps. En été et à l'automne, l'intensité des pluies est la variable explicative présentant le plus de potentiel. Ces modèles pourront être utilisés opérationnellement comme outils d'aide à la décision afin de prédire les journées à forte probabilité d'événement.

## ABSTRACT

Rockfalls are major natural hazards for road users and infrastructures in northern Gaspésie (Eastern Canada) where nearly 25 kilometers of road runs along flysch rockwall. The Ministère des Transports du Québec has recorded more than 17 500 rockfalls that have reached the roadway since 1987, which represents a nearly permanent danger for users. Based on previous studies showing that rock instabilities in this type of geology is strongly correlated with meteorological events, we used different machine learning methods to design the best operational rockfall prediction model. Preliminary results show that last days mean temperature are one of the most effective variables explaining the occurrence of winter and spring rockfall events. In summer and fall, rainfall intensity is the most potential explanatory variable. These models can be used operationally as decision support tools to predict days with high event probability.

## 1 INTRODUCTION

Dans le nord de la Gaspésie, des parois de roches sédimentaires (flysch) surplombent plusieurs dizaines de kilomètres des routes 132 et 198. Le ministère des Transports du Québec (MTQ) y a recensé plus de 17 500 chutes de pierre ayant atteint la chaussée depuis le début du programme d'inventaire des mouvements de versants mis en place en 1987. Depuis le début du programme, des patrouilleurs circulent en permanence (24h/24, 365 jours par année) sur les tronçons de route problématiques afin d'identifier et évacuer tout danger potentiel se trouvant sur la route : blocs rocheux, blocs de glace, dépôt d'avalanche. Il s'agit d'une méthode réactive qui demande à être soutenue par une identification des périodes d'occurrence.

Il existe différentes approches de gestion préventive des chutes de pierre sur les routes. La première est évidemment d'éviter l'aléa en éloignant les routes de la zone d'épandage (e.g. Jaboyedoff et Labiouse, 2011; Michoud et coll., 2012). Lorsque c'est impossible, différentes mesures de mitigation peuvent être entreprises : ajustements de pente, nettoyage mécanique, stabilisation par des ancrages, pose de clôtures, etc. (e.g. Mignelli et coll., 2012). Des mesures qui peuvent parfois s'avérer inefficaces ou non durables dans le cas de parois rocheuses hautement altérées et instables (Weidner et Walton, 2021). À la fin des années 90, des bermes de protection ont d'ailleurs été érigées par le MTQ pour diminuer le nombre de pierres atteignant la chaussée. Malgré l'efficacité de ces infrastructures, plus d'une

centaine d'événements sont encore recensés chaque année depuis 1999.

Une autre approche préventive consiste à déterminer les périodes d'occurrence les plus probables. Les bases de données événementielles sur les chutes de pierre comme celle du MTQ sont généralement utilisées pour analyser la fréquence et la magnitude des événements (e.g. Hungr et coll., 1999), mais plus rarement utilisée pour identifier les conditions météorologiques responsables des chutes de pierre (e.g. Mateos et coll., 2012; Wiczczonek et Jäger, 1996). La première étape dans le développement d'outils préventifs est d'établir des liens entre l'occurrence des événements et les différentes variables climatiques (e.g. Gauthier et coll., 2017). Plusieurs approches peuvent être employées pour y parvenir. L'apprentissage automatique est un outil puissant permettant de développer des modèles de prévision statistique. La régression logistique, les arbres de classification, les forêts aléatoires et les réseaux de neurones sont grandement utilisés pour prédire des aléas tels que les avalanches, les chutes de blocs de glace, les glissements de terrain et les coulées de débris (e.g. Chanut et coll. 2021; Dekanová 2018, Gauthier et coll. 2015 2017, Hendrikx et coll. 2014; Xu et al. 2012). La présente étude vise à développer et comparer différents modèles de prévision en s'appuyant sur les événements de chutes de pierre recensés par le MTQ et les données météorologiques de la station de Cap-Madeleine.

## 2 RÉGION À L'ÉTUDE

La région à l'étude se situe sur la rive nord de la péninsule gaspésienne entre les villes de Sainte-Anne-des-Monts et de Manche d'Épée (Figure 1). Sur presque toute sa longueur (80 km), la route 132 est enclavée entre le littoral de l'estuaire du Saint-Laurent et les versants raides qui forment l'escarpement côtier. Le secteur à l'étude comprend également une portion de la route 198 (environ 6,5 km) entre le village de L'Anse-Pleureuse et l'extrémité sud du lac du même nom. Dans ce secteur, la route 198 est coincée entre le lac à L'Anse-Pleureuse et une série de versants abrupts pouvant atteindre 350 m de dénivelé. Au total, près de 25 km de route sont potentiellement exposés aux chutes de pierre.

Les escarpements rocheux qui bordent la route sont constitués de roches sédimentaires (flysch) de la Formation de Cloridorme (Slivitzky et coll., 1991). Ils sont formés d'un assemblage de lits de grès, de siltstone, de grauwacke et de shale mal consolidé, déformé et fracturé. Un patron de discontinuités orthogonales, avec un ensemble de joints parallèles et de joints perpendiculaires aux parois rocheuses, est présent à l'échelle régionale.

La région est caractérisée par un climat continental humide aux étés courts et frais. La température moyenne annuelle s'établit à 3,9°C, la température moyenne du mois le plus chaud est de 16,5°C (juillet) et la température moyenne du mois le plus froid est de -11,6°C (janvier). Les précipitations annuelles moyennes sont de 864 mm dont 27% tombent sous forme de neige (Environnement Canada 2022).

Le contexte climatique nord-gaspésien est propice à la météorisation par cryoclastie (Trenhaile et Rudakas, 1981; Birien et Gauthier soumis) et hydroclastie (Trenhaile, 2006). L'action répétée du gel-dégel et de l'hydratation-déshydratation induit une contrainte suffisante dans la roche pour favoriser sa fragmentation (e.g. Dunn et Hudec,

1972; Hall, 2002). Cette prédisposition géologique et climatique entraîne une fréquence élevée de chutes de pierre de faible et moyenne magnitude (30 chutes de pierres par année de 0,5 m<sup>3</sup>) (Birien et Gauthier, 2022).

## 3 MÉTHODOLOGIE

Quatre méthodes d'apprentissage automatique supervisées ont été utilisées et comparées pour développer un outil de prévision des chutes de pierre (données événementielles) à l'aide de différents prédicteurs (variables météorologiques) : la régression logistique (RL), les arbres de classification (AC), les forêts aléatoires (FA) et les réseaux de neurones (RN) (Figure 2).

### 3.1 Données événementielles

La base de données événementielle utilisée dans cette étude recense tous les événements de chutes de pierre depuis 1987. Suite à la mise en place graduelle de bermes de protection, la fréquence annuelle d'interventions a diminué d'environ 80% sur la route 132 entre 1987 et 1999 et de 50% sur la 198. Cette différence marquée entre les deux routes s'explique par la grande proximité entre les talus et la chaussée de la route 198, rendant l'installation de protection plus difficile. Considérant la fréquence annuelle moyenne d'intervention plus constante des deux dernières décennies (303 interventions/année), seules les années 1999 à 2019 ont été conservées pour l'analyse.

Comme la fréquence des chutes de pierre est quasi journalière à partir du dégel des parois au printemps jusqu'au gel continu de la paroi au début de l'hiver, il aurait été problématique de considérer la totalité des interventions contenues dans la base de données. En plus du nombre d'interventions, la base de données du MTQ contient également de l'information sur le nombre de

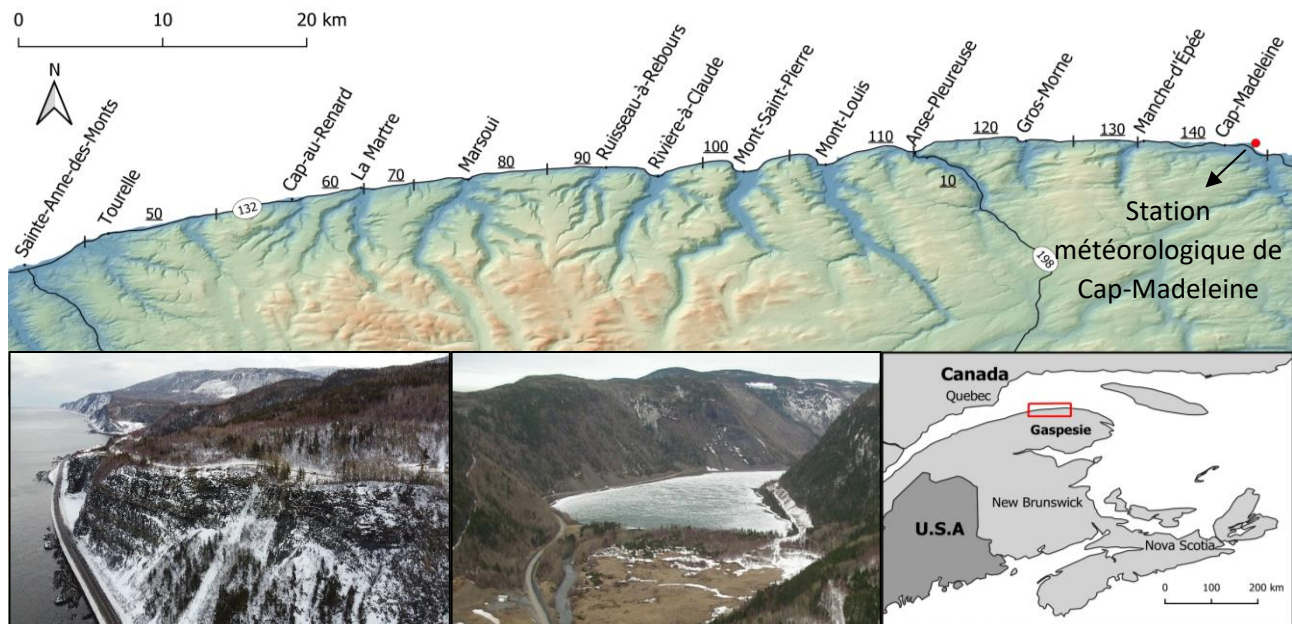


Figure 22. Localisation de la région à l'étude et aperçue des routes 132 (à gauche) et 198 (au centre)

pierres, leur taille moyenne et le type d'intervention (manuelle, mécanisée). Une variable événementielle secondaire basée sur un seuil de fréquence et de magnitude de chutes de pierre a été créée. Pour qu'une journée soit considérée comme événementielle, elle devait respecter au moins une des conditions suivantes : avoir nécessité trois interventions ou plus dans la même journée, une intervention pour retirer plus de cinq cailloux sur la chaussée ou une roche de plus de 30 cm ou une intervention mécanisée. La création d'une telle variable permet de mettre l'emphase sur les journées événementielles les plus problématiques.

### 3.2 Données météorologiques

Les variables indépendantes fournies en intrant aux modèles d'apprentissage automatique sont issues des données météorologiques brutes enregistrées à la station de Cap-Madeleine : température de l'air (°C), vitesse (km/h) et direction (°) du vent, précipitations (mm) et humidité relative (%). Elles ont servi à produire 94 variables météorologiques secondaires (Tableau 1).

Comme les variables météorologiques ayant une influence sur le développement des instabilités rocheuses et l'occurrence des chutes de pierre diffèrent d'une saison à l'autre (Birien et Gauthier, 2022), deux saisons événementielles ont été définies (Figure 3). En hiver et au printemps, l'occurrence des chutes de pierre est majoritairement marquée par le dégel superficiel ou en profondeur de la roche (Birien et Gauthier, 2022). La condition utilisée pour déterminer le début de la saison estivale s'appuie sur le dégel complet du massif rocheux (Figure 3) et la fin de la période d'alimentation en eau de fonte des neiges de la nappe phréatique :

$$DJD_{\text{début-été}} = 0,0866 * DJG_{\text{min-hiver}} + 140 \text{ °C} \quad [1]$$

où  $DJD_{\text{début-été}}$  est le nombre de degrés-jours de dégel (°C) nécessaires pour débiter la saison estivale et  $DJG_{\text{min-hiver}}$  (°C) est le nombre de degrés-jours de gel minimum atteint durant l'hiver.  $DJD_{\text{début-été}}$  est donc une fonction de l'intensité du gel de l'hiver qui le précède. Cette relation s'appuie sur une analyse des données de régime thermique mesurées dans trois puits de forage horizontaux dans des parois rocheuses à Marsoui, Gros-Morne et Manche d'Épée (Figure 3) et sur l'analyse des niveaux d'eau mesurés dans quatre puits artésiens situés sur le plateau directement au-dessus des parois rocheuses à l'ouest de Gros-Morne. En été, les instabilités rocheuses sont davantage influencées par les événements de pluie (Birien et Gauthier, soumis, 2022). Le changement de saison s'opère lors de la première journée affichant une température moyenne négative (Figure 3).

### 3.3 Méthodes d'apprentissages automatiques

Le défi dans le développement d'un bon modèle prédictif est de trouver un équilibre entre la sélection d'un nombre minimal de variables explicatives non redondantes et le maintien d'un niveau de performance optimal. Certains algorithmes d'apprentissage automatique nécessitent que les variables explicatives soient présélectionnées pour éviter la colinéarité. Une méthode par élimination récursive des caractéristiques avec validation croisée adaptée à

chaque algorithme a permis d'identifier les variables indépendantes optimales et de retirer une partie de la colinéarité. En parallèle, une analyse par composantes principales (ACP) et des corrélations croisées (table de corrélation) ont été utilisés pour regrouper les variables qui présentaient de la colinéarité entre-elle pour ensuite conserver uniquement la variable la plus significative de chaque groupe (Tableau 1) (Dormann et al., 2013).

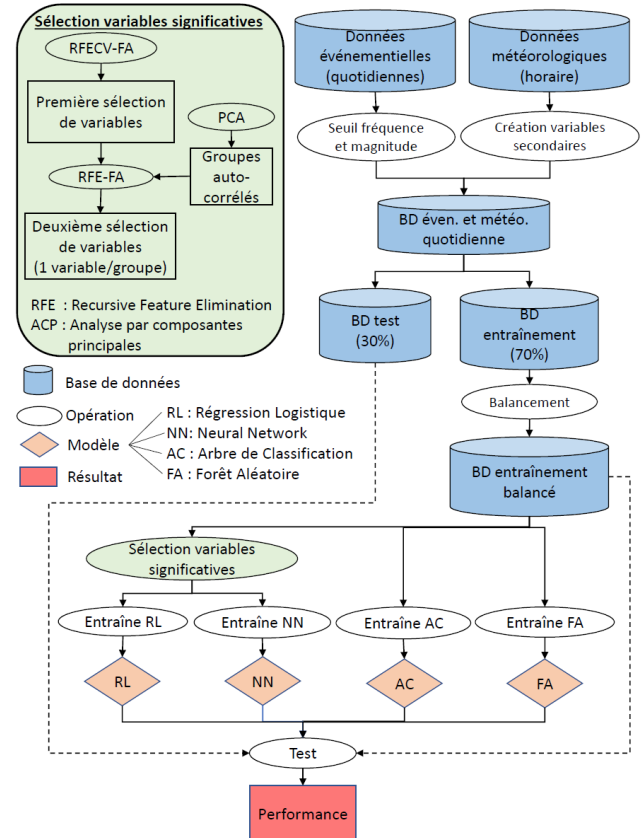


Figure 23. Organigramme méthodologique de la méthode utilisée pour construire les modèles de prévision

Tableau 1. Variables météorologiques. Les couleurs correspondent aux groupes de variables et les différentes teintes distinguent les groupes de variables autocorrélées

Variables / Parametres	Description
Tmoy, Tmin, Tmax (24h, 48h, -1j, 4h/24, 8h/24, 12h/24, 4h/48, 8h/48)	Températures moyenne, minimum et maximum court terme (°C)
Tmoy, Tmin, Tmax (72h, 96h, 120h, -2j, -3j)	Températures moyenne, minimum et maximum long terme (°C)
DTR (i-1, i-2, i-3)	Écart de température journalière et jusqu'à 3 jours précédents (°C)
DJD	Degrés jours de dégel (°C)
Gel_Degel (24h, 48h et 72h)	Cycle gel-dégel dernier 24h et jusqu'à 72h
Gel_Degel_signif (24h, 48h, 72h)	Cycle gel-dégel où Tmax > 1°C et Tmin < 1°C dernier 24, 48 et 72h
Intensité_Gel_Intensité_Degel	Intensité du gel ou du dégel entre journée précédente et journée actuelle (°C)
Precip_Pluie (24h)	Quantité totale précipitation et pluie dernier 24h (mm)
Int_max pluie (1h/24, 4h/24, 8h/24, 12h/24)	Intensité de pluie maximale par bloc de temps (mm)
Pluie_ventée_24h	Pluie 24h modifiée selon la direction et la force du vent (mm)
Pluie_efficace_24h	Eau disponible au ruissellement dernier 24h (mm) (Kopecky, 2002)
Precip_Pluie (48h)	Quantité précipitation et pluie dernier 48h (mm)
Int_max pluie (24h/24, 1h/48, 4h/48, 8h/48, 12h/48)	Intensité de pluie maximale par bloc de temps (mm)
Pluie_ventée_48h	Pluie 48h modifiée selon la direction et la force du vent (mm)
Pluie_efficace_48h	Eau disponible au ruissellement dernier 48h (mm) (Kopecky, 2002)
Precip_Pluie (72h, 96h, 120h)	Quantité précipitation et pluie dernier 72, 96 et 120h (mm)
Int_max pluie_24h/48h	Intensité de pluie maximale par bloc de temps (mm)
Pluie_efficace (72h, 96h, 120h)	Eau disponible au ruissellement dernier 72, 96, 120h (mm) (Kopecky, 2002)
Neige_24h	Quantité neige dernier 24h (cm)
Int_max neige (1h/24, 4h/24, 8h/24, 12h/24)	Intensité de neige maximale par bloc de temps (mm)
Neige (48h, 72h, 96h, 120h)	Quantité neige dernier 48h, 72, 96 et 120h (cm)
Int_max neige (24h/24, 1h/48, 4h/48, 8h/48, 12h/48, 24h/48)	Intensité de neige maximale par bloc de temps (mm)
VV_moy, VV_raf_max (24h)	Vitesse moyenne et maximale du vent dernier 24h (km/h)
DV_raf_max_24h	Direction de la rafale maximale du vent dernier 24h (°)



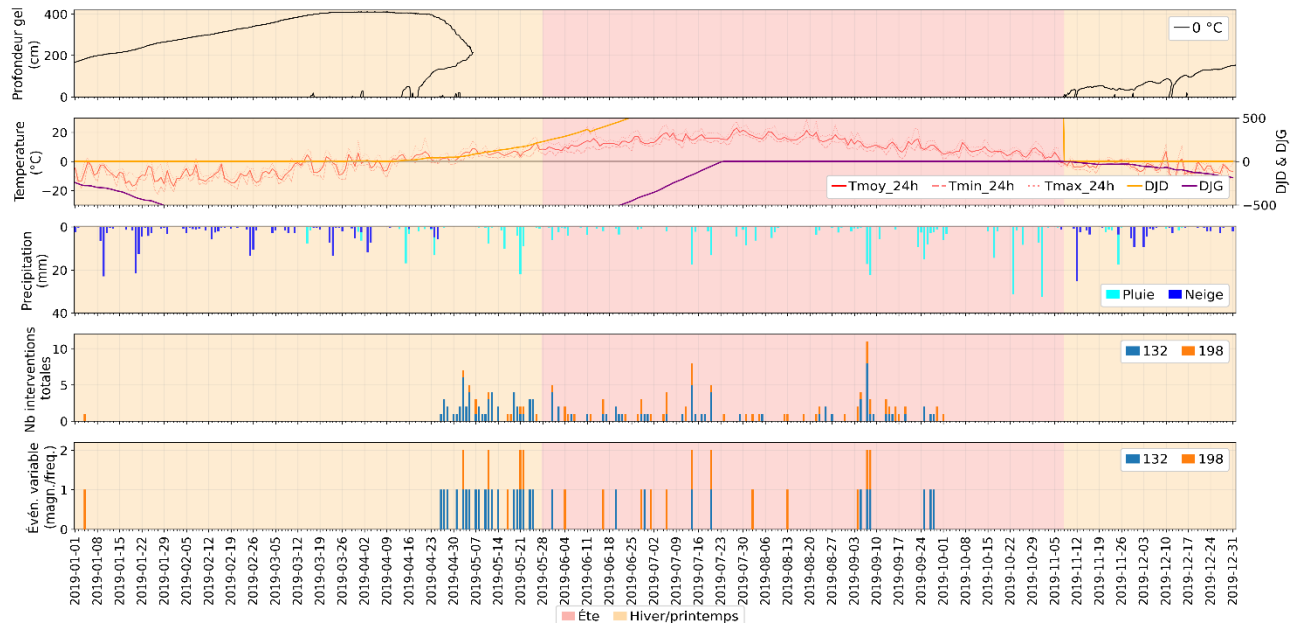


Figure 24. Superposition du régime thermique de la paroi rocheuse de Manche d'Épée (2019) (a), des variables météorologiques utilisées pour délimiter les saisons (b), des précipitations (liquides et solides) (c), du nombre d'événements par jour sur les routes 132 et 198 (d) et de l'occurrence (oui/non) d'événement quotidien sur chacune des route (e)

L'étape suivante consiste à diviser la base de données événementielle et météorologique quotidienne en base de données d'entraînement (Train) et de validation (Test) (Figure 2). Nguyen et coll., 2021 ont démontré qu'un ratio de 70/30 permet d'obtenir les meilleures performances. Les années utilisées pour entraîner le modèle et celles pour le tester ont été sélectionnées manuellement de façon à ne pas les sur-ajuster sur des anciennes tendances événementielles, tout en s'assurant d'obtenir des performances représentatives de la réalité actuelle. La base de données d'entraînement a ensuite été balancée afin de contenir autant de journées événementielles que non-événementielles. Cette approche vise à entraîner les modèles sur une portion des données dans le but d'identifier les meilleures variables météorologiques capables d'expliquer l'occurrence des chutes de pierre, pour ensuite tester le modèle dans un contexte prédictif (Kotsiantis, 2016).

Enfin, puisque les parois rocheuses le long de la route 132 sont exposées au nord et que celle le long de la route 198 sont exposées au sud, elles ne reçoivent pas une quantité d'énergie solaire comparable. L'exposition des parois au soleil peut engendrer des différentiels de température importants (10°C) qui ont une incidence sur le dégel des parois (e.g. Lewkowicz, 2001). Par conséquent, la base de données a été séparée pour développer des modèles de prévision adaptés à chacun des axes routiers (132 et 198).

### 3.3.1 Régression logistique

La RL s'appuie sur une fonction logistique pour calculer la probabilité d'occurrence d'un événement (Hosmer et Lemeshow 2000). C'est une statistique qui ne tolère pas bien la multicolinéarité et qui nécessite une réduction du nombre de variables qui lui sont fournies en intrant pour

arriver à de bonnes performances (Midi et al., 2010). Une mise à l'échelle (*scaling*) des variables météorologiques a également été réalisée lors de l'entraînement des RL pour éviter les problèmes de sur ou de sous-représentation de ces dernières dans les modèles (Menard, 2011).

### 3.3.2 Arbres de classification

Les AC se présentent sous la forme d'arbre dont les nœuds renvoient une fonction logique ou un seuil de décision (branche) (figure 4). Ils peuvent être facilement utilisés comme des diagrammes décisionnels, d'où leurs réputations d'outil simple et efficace en gestion opérationnelle des aléas (e.g. Hendrikx et al. 2014). Divers algorithmes de classification peuvent être utilisés pour diviser les nœuds. Dans notre cas, l'indice GINI représente la fonction la mieux adaptée pour diviser des variables binaires (e.g. Hendrikx et al. 2014). Contrairement à d'autres algorithmes d'apprentissage automatique, les AC ne sont pas affectés par l'utilisation de valeurs aberrantes ou de variables colinéaires (Mendes et Akkartal, 2009), ce qui leur permet de gérer eux-mêmes la sélection des variables significatives. Le surapprentissage des données d'entraînement est un problème fréquent avec cet algorithme. La meilleure façon de le contrer est de limiter le développement de l'arbre avec des méthodes de *pruning* (Kotsiantis, 2016).

### 3.3.3 Forêts aléatoires

Les FA sont composés d'un ensemble d'arbres de classification (décision). Chacun des arbres est entraîné avec différents groupes de variables établis de façon aléatoire (*bootstrap*), ce qui permet d'utiliser des variables colinéaires et de réduire les chances de surapprentissage (Ma et al., 2021; Revuelto et al., 2020; Strobl et al., 2008).

Pour chaque prédiction, chaque arbre contenu dans la forêt statue sur une classe et celle ayant été prédite de façon majoritaire parmi tous les arbres l'emporte. L'utilisation d'un grand nombre d'arbres ( $n_{\text{tree}}$ ) améliore généralement la performance des modèles, mais augmente aussi considérablement le temps de traitement (Hasan et al., 2016; Yoo et al., 2012). Hasan et al., 2016 et Couronné et al., 2018 mentionnent que quelques centaines d'arbres (p. ex. : 500) sont habituellement suffisants et qu'un  $n_{\text{tree}}$  supérieur ne fait qu'augmenter le temps de traitement. Elles sont rapides et faciles à utiliser en plus de bien tolérer les valeurs aberrantes et le bruit dans les données (Breiman, 2001).

### 3.3.4 Réseaux de neurones

Le fonctionnement des RN est similaire à celui du cerveau humain avec ses multiples connexions complexes entre les neurones. Les données en intrant sont traitées à travers plusieurs couches de neurones interreliées entre-elles par une fonction d'activation non linéaire. L'information se propage d'une couche à l'autre en activant ou non certains neurones pour calculer une probabilité en sortie. Tout comme la RL, les RN sont avantageuses par une présélection de variables sans colinéarité (Kavzoglu et Mather, 2002) et une mise à l'échelle des variables météorologiques.

### 3.3.5 Indicateurs de performances

En apprentissage automatique, il est recommandé de balancer la base de données d'entraînement lorsqu'il y a un déséquilibre entre les deux classes de variable dépendante (Chawla, 2005). Cette pratique permet de ne pas prioriser une classe plus qu'une autre. Pour y parvenir, nous avons aléatoirement sélectionné le même nombre de journées non événementielles qu'événementielles pour chaque saison. Cette opération a été répétée 50 fois pour les quatre méthodes d'apprentissage automatique proposées, les deux saisons événementielles et les deux axes routiers (132 et 198). La performance des 800 modèles générés a ensuite été testée sur le jeu de données Test afin de choisir le plus performant.

Les différentes métriques utilisées pour évaluer la performance des modèles s'appuient sur le décompte des événements et des non-événements correctement prédits ou non tel que défini dans la matrice de confusion (Tableau 2). L'objectif est généralement de maximiser le nombre d'événements prédits (Précision Prec. ou Taux de vrai positif TPR) tout en minimisant les fausses alarmes (Taux de faux positif FPR). L'amélioration de l'un mène souvent à la détérioration de l'autre. Il s'agit de trouver le meilleur compromis entre le nombre de détections (sécurité des automobilistes) et les fausses alarmes (coûts d'opération supplémentaires). Le Receiver Operating Characteristic (ROC) et le  $F_1$  permettent d'établir une relation entre les événements prédits et les fausses alarmes. Le ROC est une représentation graphique qui met en relation le TPR et le FPR. L'aire sous la courbe (AUC) de cette relation intègre une valeur unique qui facilite la comparaison de la performance globale des modèles. Les travaux de Saito et Rehmsmeier (2015) nous mettent en garde sur l'utilisation du ROC-AUC comme indicateur de performance qui doit être employé avec précaution sur des jeux de données non

balancés. Comme le but est d'améliorer le TPR sans nuire à la précision,  $F_1$  (Tableau 2) est l'indicateur le plus utilisé pour trouver le modèle permettant le meilleur compromis entre ces deux métriques pour des jeux de données non balancés (He et Ma, 2013). Lorsque  $F_1$  était égal pour deux modèles, nous avons priorisé celui avec la meilleure Prec afin de limiter les fausses alarmes.

Tableau 2. Matrice de confusion et définition des métriques (indicateurs) utilisées pour évaluer la performance

Prédictions	Observations		
	Non-occurrence	Occurrence	
	a: non-événement prédit	b: événement non prédit	
	Occurrence	c: fausse alarme	d: événement prédit

Métriques (Indicateurs)	Formule
Précision (Prec)	$\frac{d}{d+c}$
True positive rate (TPR)	$\frac{d}{d+b}$
False positive rate (FPR)	$\frac{c}{c+a}$
$F_1$	$\frac{2 * Prec * TPR}{Prec + TPR}$
AUC	Aire sous la courbe de FPR (x) et TPR (y)

## 4 RÉSULTATS

Comme l'objectif est de comparer les performances des quatre méthodes d'apprentissage automatique et de proposer un modèle de prévision pour chaque axe routier et pour les deux saisons événementielles, les résultats ont été compilés en quatre groupes : les modèles estivaux pour la route 132 et la route 198 et les modèles hivernaux pour la route 132 et la route 198 (Tableau 3). Les tableaux regroupent les indicateurs de performance pour les jeux de données d'entraînement (Train) et de validation (Test) ainsi que les variables explicatives (météorologiques) déterminées par le modèle. Les variables utilisées par les FA ne sont pas toutes présentées étant donné que le modèle utilise l'ensemble des variables prédictives.

### 4.1 Modèles estivaux

Pour la prévision a posteriori (*hindcast*) des chutes de pierre sur la route 132, la RL et les RN sont les deux meilleurs modèles avec un  $F_1$  de 0,44. Avec 84 événements bien prédits sur 136 (TPR de 0,62), le RN a une capacité de détection des événements supérieure à la RL qui en a prédit 77 (TPR de 0,57). Le RN priorise le nombre de détections au profit des fausses alarmes (FPR de 0,19), alors que la logique inverse s'applique pour la RL qui affiche un taux de fausses alarmes plus faible (FPR de 0,16). L'intensité de pluie maximale est la variable la plus significative sélectionnée par les 4 modèles. D'autres variables en lien avec les précipitations (p. ex. : pluie efficace 48h, pluie 120h, precip 120h), la température (p.ex. : Tmin\_96h, Tmax\_8h/24, Tmoy\_120h) et la vitesse du vent (VVmoy\_24h) sortent aussi comme significatives.

Tableau 3. Performances des modèles. La colonne matrice de confusion fait référence à la configuration du tableau 2.

Modèles estivaux pour la route 132 (Train : N = 946 [0 = 470; 1 = 476] et Test : N = 1022 [0 = 886, 1 = 136])										
Méthode	Jeu de données	Matrice de confusion		Indicateurs de performance					Variables (en ordre d'importance, sauf pour les NN) * FA utilisent la totalité des variables	
				Prec.	TPR	FPR	F <sub>1</sub>	AUC		
RL	Train	393	236	0,76	0,50	0,16	0,61	0,67	Intensite max pluie 8h/24h, Tmin_96h, VitVent_Moy_24h, DTR_j-1, Pluie efficace 48h, Precip 120h, Tmax 8h/24h	
		77	240							
	Test	748	59	0,36	0,57	0,16	<b>0,44</b>	0,71		
		138	77							
AC	Train	425	260	0,83	0,45	0,10	0,59	0,68		Intensite max pluie 12h/24h Tmoy 48h
		45	216							
	Test	779	71	0,38	0,48	0,12	0,42	0,68		
		107	65							
FA	Train	381	195	0,76	0,59	0,19	0,66	0,70	Intensite_max_pluie_8h/24 Intensite_max_pluie_4h/24h Intensite_max_pluie_12h/24h [...]*	
		89	281							
	Test	673	48	0,29	0,65	0,24	0,40	0,70		
		213	88							
RN	Train	382	215	0,75	0,55	0,19	0,63	0,68		Intensite max pluie 8h/24h, Pluie efficace 48h, Pluie 120h, Tmoy 120h, Tmin 12h/24h, DTR_j-1, VitVent Moy 24h
		88	261							
	Test	720	52	0,34	0,62	0,19	<b>0,44</b>	<b>0,72</b>		
		166	84							
Modèles estivaux pour la route 198 (Train : N = 412 [0 = 206; 1 = 206], Test : N = 1022 [0=951, 1 = 71])										
RL	Train	182	110	0,80	0,47	0,12	0,59	0,67	Intensite max pluie 8h/24h, Tmin 96h, VitVent Moy 24h DTR j-1, Pluie efficace 48h, Precip 120h, Tmax 8h/24h	
		24	96							
	Test	854	38	0,25	0,46	0,10	<b>0,33</b>	<b>0,68</b>		
		97	33							
AC	Train	190	87	0,88	0,58	0,08	0,70	0,75		Intensite max pluie 1h/24h Tmoy 120h
		16	119							
	Test	829	34	0,23	0,52	0,13	0,32	0,70		
		122	37							
FA	Train	195	40	0,94	0,81	0,05	0,87	0,88	Intensite_max_pluie_4h/24 Pluie_efficace_24h_moy Pluie_24h [...]*	
		11	166							
	Test	773	27	0,20	0,62	0,19	0,30	0,72		
		178	44							
RN	Train	189	118	0,85	0,46	0,08	0,60	0,69		Pluie efficace 96h, Pluie efficace 24 DTR j-2, Tmoy 72h, VitVent Moy 24h
		20	88							
	Test	868	41	0,27	0,42	0,09	<b>0,33</b>	0,67		
		83	30							
Modèles hivernaux pour la route 132 (Train : N = 690 [0 = 345; 1 = 345], Test : N = 1165 [0 = 1020, 1 = 145])										
RL	Train	291	52	0,84	0,85	0,16	0,85	0,85	Tmoy 72h, Tmoy 24h, DJD, Precip 96h, VitVent Moy 24	
		54	293							
	Test	873	26	0,45	0,82	0,14	<b>0,58</b>	<b>0,84</b>		
		147	119							
AC	Train	314	53	0,90	0,85	0,09	0,87	0,88		Tmoy 120h Tmoy 24h Tmax_12h/24h
		31	292							
	Test	862	33	0,41	0,77	0,15	0,54	0,81		
		158	112							
FA	Train	295	24	0,87	0,93	0,14	0,90	0,89	Tmoy_72h Tmoy_96h Tmoy_48h [...]*	
		50	321							
	Test	839	21	0,41	0,86	0,18	0,55	<b>0,84</b>		
		181	124							
RN	Train	285	52	0,83	0,85	0,17	0,84	0,84		Tmoy 72h, DJD, Tmax 12h/24h, VitVent_Moy 24h
		60	293							
	Test	869	26	0,44	0,82	0,15	0,57	<b>0,84</b>		
		151	119							
Modèles hivernaux pour la route 198 (Train : N = 184 [0 = 92; 1 = 92], Test : N = 1165 [0 = 1123, 1 = 42])										
RL	Train	73	19	0,79	0,79	0,21	0,79	0,79	Tmax 4h/24h, Tmax 72h, Int.max_pluie 4h/24h Pluie efficace 48h_moy, DJD Neige 120h	
		19	73							
	Test	857	8	0,11	0,81	0,24	<b>0,20</b>	<b>0,79</b>		
		266	34							
AC	Train	72	9	0,81	0,90	0,22	0,85	0,84		Tmax 8h/24h DTR j-3 Tmin-3j
		20	83							
	Test	815	10	0,09	0,76	0,27	0,17	0,74		
		308	32							
FA	Train	80	9	0,88	0,97	0,13	0,92	0,92	Tmoy_72h Tmax_4h/24h Tmax_12h/24h [...]*	
		12	3							
	Test	812	9	0,10	0,79	0,28	0,17	0,75		
		311	33							
RN	Train	69	20	0,76	0,78	0,25	0,77	0,77		Tmoy 72h, Tmoy 48h, DJD, Int.max_pluie 4h/24h, VitVent Moy 24h
		23	72							
	Test	816	6	0,10	0,86	0,27	0,19	<b>0,79</b>		
		307	36							

Sur la route 198, le modèle le plus performant est la RL, avec un  $F_1$  de 0,33. Cependant, avec 33 événements identifiés sur 71 (TPR de 0,46), c'est aussi celui avec le moins haut succès de détection. Il est donc performant pour identifier les journées non événementielles et limiter le nombre de fausses alarmes. La FA a identifié 11 journées événementielles de plus (TPR de 0,62 avec 44 détections), au détriment de 81 fausses alarmes supplémentaires (FPR de 0,19). Ce modèle présente le meilleur ROC-AUC (0,72). La variable explicative la plus significative pour expliquer les journées événementielles sur la route 198 en été est également l'intensité de pluie maximale. Ici encore, la température (p.ex. : Tmoy72h, Tmax 12h/24h) et la vitesse du vent (VV\_moy24h) ont été retenues comme des variables significatives.

#### 4.2 Modèles hivernaux

Avec 119 événements bien prédits sur 145 (TPR de 0,82) et une précision de 0,45, la RL se présente comme le meilleur modèle de prévision a posteriori (*hindcast*) des chutes de pierre sur la route 132 ( $F_1$  de 0,58). La FA est le modèle qui performe le mieux à détecter les journées événementielles avec 124 événements bien prédits sur 145 (TPR de 0,86), mais son  $F_1$  est inférieur (0,55) à celle de la RL due au nombre plus élevé de fausses alarmes (181). La variable la plus significative pour expliquer et prédire les chutes de pierre sur la 132 en hiver et lors du dégel printanier est la température (Tmoy\_72h et Tmax\_48h) suivie par les degrés-jour de dégel (DJD).

Le meilleur modèle pour la prévision des chutes de pierre sur la route 198 en hiver est le RN ( $F_1$  de 0,19). Cependant, il affiche un nombre élevé de fausses alarmes (307). Les chutes de pierre hivernale et printanière sur la 198 sont principalement expliquées par des variables liées à la température (Tmoy\_72h, Tmoy\_120h, Tmax\_4h/24) et dans une moindre mesure par les DJD, les précipitations liquides (Int.max.pluie\_4h/24h) et solides (Neige\_120h) et la vitesse du vent (VV\_moy\_24h).

## 5 DISCUSSION ET CONCLUSION

D'après les résultats obtenus, les chutes de pierre en été sont principalement expliquées par les événements de pluie et plus particulièrement par des pluies de forte intensité (Int.max.pluie\_12h/24h). Le choix et la signification de ces variables explicatives sont supportés par de nombreux travaux sur l'effet des facteurs météorologiques sur l'occurrence des chutes de pierre (e.g. Birien et Gauthier, 2022; D'Amato et coll., 2016; Mateos et coll., 2012). Des cycles thermiques répétés (Collins et Stock, 2016) et des chutes de pierre causées par de la déflation éolienne et l'érosion différentielle des roches tendre comme le shale (Hétu et Vandelac, 1989) peuvent potentiellement expliquer les autres variables significatives des modèles. En hiver et au printemps, les chutes de pierre sont principalement causées par le dégel de la paroi (e.g. Birien et Gauthier 2022, D'Amato et al. 2016). Des variables explicatives comme Tmax\_48h ou les DJD supportent bien les résultats de ces travaux.

La sélection des variables explicatives ne diffère pas énormément entre la route 132 et la 198. Par contre, les modèles spécifiques à la route 198 (été et hiver) ne présentent pas des niveaux de performance intéressants dans un contexte de prévision a posteriori. Le nombre plus faible de journées pour entraîner le modèle explique les performances décevantes. Il y aurait très certainement lieu de regrouper les jeux de données pour développer un modèle régional qui prendrait en compte les événements survenus sur la 198.

Dans un contexte de gestion opérationnelle, la sélection d'un modèle performant est certes un critère, mais ce modèle doit également être simple d'utilisation. Malgré les performances moins convaincantes des AC, leur mode opératoire demeure une avenue prometteuse (Figure 4). Un gestionnaire peut facilement utiliser l'arbre pour soutenir des décisions sur les procédures de sécurité à appliquer lorsque le modèle prédit ou non des journées événementielles. Les autres modèles (RL, FA et RN) présentent l'avantage de renvoyer une probabilité d'occurrence (Figure 5). Ils peuvent donc être utilisés en mode prédictif (journée événementielle ou non événementielle) tout comme les AC, mais la probabilité renvoyée par les modèles peut être utilisée pour émettre un niveau de danger (Gauthier et al., 2017). Des travaux sont présentement en cours afin de rapporter les probabilités sur une échelle de danger et établir des procédures d'interventions associées à chacune des classes.

Le choix du modèle à utiliser dépend des besoins des gestionnaires et du modèle opératoire. Considérant que les fausses alarmes représentent des coûts « inutiles », il vaut parfois mieux prioriser un modèle qui limite le nombre de fausses alarmes tel que la RL. Ainsi, on augmente le niveau de confiance envers les journées événementielles prédites par le modèle. Dans un contexte où la fréquence des événements au printemps et en été est très élevée, il vaut mieux cibler les journées dont la probabilité d'occurrence d'événement de forte magnitude est élevée.

Les données météorologiques utilisées pour cette étude proviennent de l'extrémité est de la zone à l'étude, mais plusieurs stations météorologiques temporaires avaient été installées à des endroits stratégiques sur le territoire durant le projet. Des travaux sont présentement en cours pour documenter la variabilité spatiale qui existe sur le territoire et identifier les secteurs plus propices à chacun des aléas afin d'y pratiquer une surveillance plus accrue.

Les modèles présentés ici ont été développés en s'appuyant entièrement sur l'analyse des performances statistiques des modèles et leur capacité de prédiction a posteriori. En réalité, ils seront utilisés sur des données de prévision météorologique (p. ex. : GEM-LAM). Une analyse de leur performance dans un contexte prédictif devra être effectuée. Enfin, pour que ce type de modèle soit utilisé dans un contexte de gestion opérationnel, ils doivent être simples et compréhensibles pour les gestionnaires. Les résultats présentés dans le contexte de cette étude pourraient appuyer le développement de modèles experts plus simples et adaptés aux méthodes de gestion de l'aléa par les gestionnaires du MTQ.

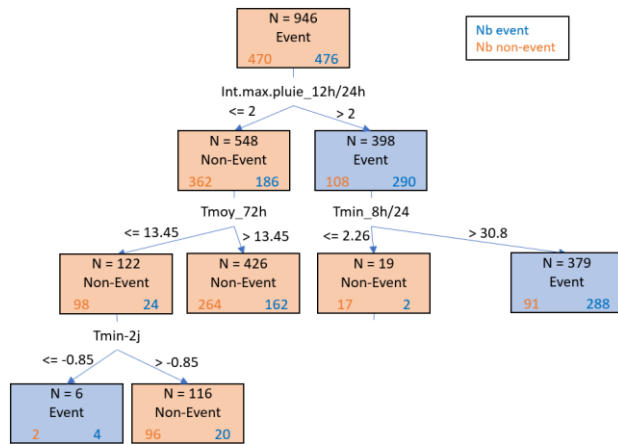


Figure 25. Arbre de classification estival pour la route 132

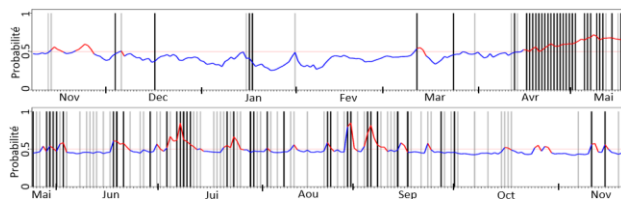


Figure 26. Prévision a posteriori (*hindcast*) des chutes de pierre réalisée avec le modèle de RL estival pour l'été 2011 (a) et le modèle de RL hivernal pour l'hiver 2011 (b) sur la route 132. Prévision de non- v enement en bleu et d' v enement en rouge. Les journées événementielles de fréquence/magnitude élevée en noir et les chutes de pierre de faible fréquence/magnitude en gris

## 6 RÉFÉRENCES

Birien, T. et Gauthier, F. (soumis). Influence of climate-dependent variables on sedimentary rock deformations leading to differential erosion. *Geomorphology*.

Birien, T. et Gauthier, F. (2022). Dynamique des parois de flysch (partie 2) : conditions m eteorologiques propices aux chutes de pierre. *Comptes rendus de la 4e Conférence canadienne sur les géorisques, Québec*.

Breiman, L. 2001. Random Forest. *Machine Learning*, 45:5-32.

Chanut, M., Lévy, C., Meignan, L., et Gasc, M. 2021. Contribution of Artificial Intelligence models for the management of rockfall Contribution of Artificial Intelligence models for the management of rockfall risks. *5th Rock Slope Stability Symposium, Chambéry, France*, 2-4.

Chawla, N.V. 2005. *Data Mining for Imbalanced Datasets : An Overview*, Springer, Boston, MA,  -U.

Collins, B.D. et Stock, G.M. 2016. Rockfall triggering by cyclic thermal stressing of exfoliation fractures. *Nature Geoscience*, 9:395-400.

Couronn e, R., Probst, P., et Boulesteix, A.L. 2018. Random forest versus logistic regression: A large-scale benchmark experiment. *BMC Bioinformatics*, 19:1-14.

D'Amato, J., Hantz, D., Guerin, A., Jaboyedoff, M., Baillet, L., et Mariscal, A. 2016. Influence of meteorological factors on rockfall occurrence in a middle mountain limestone cliff. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16:719-735.

Dormann, C.F., Elith, J., Bacher, S., Buchmann, C., Carl, G., Carr e, G., Marqu ez, J.R.G., Gruber, B., Lafourcade, B., Leit ao, P.J., M unkem uller, T., McClean, C., Osborne, P.E., Reineking, B., Schröder, B., Skidmore, A.K., Zurell, D., et Lautenbach, S. 2013. Collinearity: A review of methods to deal with it and a simulation study evaluating their performance. *Ecography*, 36:27-46.

Dunn, J.R., et Hudec, P.P. 1972. Frost and Sorption Effects in Argillaceous Rocks. *51st Annual Meeting of the Highway Research Board, Washington,  -U*.

Gauthier, F., Germain, D., et Hétu, B. 2017. Logistic models as a forecasting tool for snow avalanches in a cold maritime climate: northern Gaspésie, Québec, Canada. *Natural Hazards*, 89:201-232.

Gauthier, F., Hétu, B., et Allard, M. 2015. Forecasting method of ice blocks fall using logistic model and melting degree-days calculation: a case study in northern Gaspésie, Québec, Canada. *Natural Hazards*, 79:855-880.

Hall, K. 2002. Weathering in cold regions: some perspectives. *Progress in Physical Geography*, 26:577-603.

Hasan, M.A.M., Nasser, M., Ahmad, S., et Molla, K. I. 2016. Feature Selection for Intrusion Detection Using Random Forest. *Journal of Information Security*, 7:129-140.

He, H., et Ma, Y. 2013. *Imbalanced learning : Foundations, Algorithms and applications* 1re  d. Wiley-IEEE Press, Hoboken, NJ,  -U.

Hendrikx, J., Murphy, M., et Onslow, T. 2014. Classification trees as a tool for operational avalanche forecasting on the Seward Highway, Alaska. *Cold Regions Science and Technology*, 97:113-120.

Hétu, B., et Vandelac, P. 1989. La dynamique des éboulis schisteux au cours de l'hiver, Gaspésie septentrionale, Québec. *Géographie physique et Quaternaire*, 43:389-406.

Hungr, O., Evans, S.G. et Hazzard, J. 1999. Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:224-238

Jaboyedoff, M., et Labiouse, V. 2011. Technical note: Preliminary estimation of rockfall runout zones. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11:818-828

Kavzoglu, T., et Mather, P.M. 2002. The role of feature selection in artificial neural network applications. *International Journal of Remote Sensing*, 23(29):2919-2937.

Kotsiantis, S.B. 2016. Supervised Machine Learning: A Review of Classification Techniques. *Hyperfine Interactions*, 237:1-8.

Lewkowicz, A.G. 2001. Temperature regime of a small sandstone tor, latitude 80 N, Ellesmere Island, Nunavut, Canada. *Permafrost and Periglacial Processes*, 12(4):351-366.

Ma, Z., Mei, G., et Piccialli, F. 2021. Machine learning for landslides prevention: a survey. *Neural Computing and*

- Applications*, 33:10881-10907.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., et Azañón, J. M. 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: The case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, 9:417-432.
- Menard, S. 2011. Standards for Standardized Logistic Regression Coefficients. *Social Forces*, 89: 1409-1428.
- Mendes, M., et Akkartal, E. 2009. Regression tree analysis for predicting slaughter weight in broilers. *Italian Journal of Animal Science*, 8:615-624.
- Michoud, C., Derron, M.H., Horton, P., Jaboyedoff, M., Baillifard, F.J., Loye, A., Nicolet, P., Pedrazzini, A., et Queyrel, A. 2012. Rockfall hazard and risk assessments along roads at a regional scale: Example in Swiss Alps. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12:615-629.
- Midi, H., Sarkar, S.K., et Rana, S. 2010. Collinearity diagnostics of binary logistic regression model. *Journal of Interdisciplinary Mathematics*, 13:253-267.
- Mignelli, C., Lo Russo, S., et Peila, D. 2012. ROCKfall risk Management assessment: The RO.MA. approach. *Natural Hazards*, 62:1109-1123.
- Nguyen, Q.H., Ly, H.B., Ho, L.S., Al-Ansari, N., Van Le, H., Tran, V.Q., Prakash, I., et Pham, B.T. 2021. Influence of data splitting on performance of machine learning models in prediction of shear strength of soil. *Mathematical Problems in Engineering*, 2021:1-15.
- Revuelto, J., Billecocq, P., Tuzet, F., Cluzet, B., Lamare, M., Larue, F., et Dumont, M. 2020. Random forests as a tool to understand the snow depth distribution and its evolution in mountain areas. *Hydrological Processes*, 34:5384-5401.
- Saito, T., et Rehmsmeier, M. 2015. The precision-recall plot is more informative than the ROC plot when evaluating binary classifiers on imbalanced datasets. *PLoS ONE*, 10:1-21.
- Slivitzky, A., Lachambre, G., et Julien, P.S. 1991. *Synthèse géologique du Cambro-Ordovicien du nord de la Gaspésie*, Direction générale de l'exploration géologique et minérale, Québec, QC, Canada
- Strobl, C., Boulesteix, A.L., Kneib, T., Augustin, T., et Zeileis, A. 2008. Conditional variable importance for random forests. *BMC Bioinformatics*, 9:1-11.
- Trenhaile, A. 2006. Tidal wetting and drying on shore platforms: An experimental study of surface expansion and contraction. *Geomorphology*, 76:316-331.
- Trenhaile, A.S., et Rudakas, P.A. 1981. Freeze-thaw and shore platform development in Gaspé, Quebec. *Géographie Physique et Quaternaire*, 35:171-181.
- Weidner, L., et Walton, G. 2021. Monitoring the effects of slope hazard mitigation and weather on rockfall along a colorado highway using terrestrial laser scanning. *Remote Sensing*, 13:4584-4601.
- Wieczorek, G.F., et Jäger, S. 1996. Triggering mechanisms and depositional rates of postglacial slope-movement processes in the Yosemite Valley, California. *Geomorphology*, 15:17-31.
- Yoo, W., Brien, F.A., Cote, M.L., et Schwartz, A. 2012. A Comparison of Logistic Regression, Logic Regression, Classification Tree, and Random Forests to Identify Effective Gene-Gene and Gene-Environmental

Interactions Wonsuk. *International journal of applied science and technology*, 2:268-294.



# Seuils de précipitation, variabilité spatiotemporelle et tendances climatiques dans les pluies torrentielles en Haute-Gaspésie, Québec

Yan Boulet, Thomas Buffin-Bélanger, Francis Gauthier et Bernard Hétu  
*Département de Biologie, Chimie et Géographie, Université du Québec à Rimouski, Rimouski, Québec, Canada*



## RÉSUMÉ

Depuis 40 ans, en Haute-Gaspésie, un grand nombre d'événements de pluie ont provoqué des crues torrentielles suffisamment intenses pour causer des dégâts majeurs. Le renforcement d'une gestion préventive des crues torrentielles passe par une identification des seuils de déclenchement ainsi que par une meilleure connaissance de la variabilité spatiotemporelle des précipitations. À l'aide des données historiques de la station météorologique de Cap-Madeleine et des événements connus de crues torrentielles, deux seuils de précipitations sont proposés pour le déclenchement des aléas hydrogéomorphologiques. Huit stations pluviométriques installées depuis 2018 ont permis d'analyser la variabilité spatiotemporelle des précipitations à l'échelle événementielle. Puis, des données de projection climatique ont été analysées pour en extraire les tendances à l'horizon de 2100 pour les scénarios RCP 4,5 et 8,5 du GIEC.

## ABSTRACT

In the last 40 years, several rainfall events have triggered intense torrential flooding in northern Gaspésie causing substantial damage. Identifying rainfall thresholds and evaluating spatiotemporal variability of rainfall events will significantly improve preventive management of torrential flooding. Based on historical data from the Cap-Madeleine meteorological station and known torrential events, two rainfall thresholds are proposed for the triggering of hydrogeomorphologic hazards. Also, a network of eight meteorological stations allowed for event and local scale analysis of triggering rainfall events. Finally, trends for the 2011-2100 period have been extracted from climatic projection data for the RCP 4.5 and 8.5 scenarios of the IPCC.

## 1 INTRODUCTION

Les précipitations de forte intensité, aussi appelées pluies torrentielles, représentent la principale cause des crues soudaines (Davis, 2001, Borga et coll., 2014), des coulées de débris (Crosta et Frattini, 2001, Borga et coll., 2014) et des glissements de terrain (Crosta et Frattini, 2001, Guzzetti et coll., 2007) en milieu montagneux. Ces aléas mettent en péril la sécurité des personnes et causent des dégâts aux infrastructures, notamment les routes longeant les versants et traversant les cours d'eau réactifs.

Depuis quarante ans, en Haute-Gaspésie, un grand nombre d'événements de pluie ont provoqué des crues torrentielles suffisamment intenses pour causer des dégâts substantiels. La majorité de ces événements ont été causés par le passage de cyclones tropicaux comme Arthur (2014), Dorian (2019) et Ida (2021) ou par des systèmes convectifs intenses et de courte durée. On peut supposer avec quasi-certitude que la fréquence et l'intensité des plus importants cyclones (catégories 4 et 5) de l'Atlantique Nord ont augmenté depuis les années 1970 (Goldenberg et coll., 2001; Vimont et Kossin, 2007; Mann et Emanuel, 2006; Saunders et Lea, 2008).

Dans une perspective de changements climatiques où l'intensité et la fréquence des cyclones est en augmentation, il est probable que les précipitations nécessaires pour déclencher les aléas hydrogéomorphologiques (HGM) se produisent plus fréquemment dans le futur. De plus, d'ici 2100, des changements significatifs pourraient survenir dans le patron spatial des précipitations. En effet, Hayhoe et coll. (2008) estiment que la portion nord du nord-est des États-

Unis (de la Pennsylvanie au Maine) recevra environ 50 à 100 mm de pluie en moins durant l'été, entre 1990 et 2100. En revanche, la portion sud de cette région recevrait plus de précipitations. Une intensification des événements de précipitations en milieu côtier et une diminution de l'intensité des événements à l'intérieur des terres sont aussi probables (Hayhoe et coll., 2008). Les changements dans les conditions hydroclimatiques affecteraient le cycle de l'eau au point où les événements de précipitations extrêmes seraient d'une intensité inégale par rapport aux conditions climatiques actuelles (Giorgi et coll., 2019). Les jeux de données de précipitations issues de projections climatiques sont normalement basés sur les scénarios *Representative Concentration Pathway* (RCP) du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC). La majorité des données montrent que les extrêmes quotidiens augmentent pour les États-Unis, qu'on utilise le scénario RCP 4,5 ou 8,5, avec une hausse plus marquée pour RCP 8,5 (Lopez-Cantu et coll., 2020).

Pour permettre aux autorités d'agir quand le risque pour la population et les infrastructures est élevé, des seuils intensité – durée ont été proposés pour identifier les événements pouvant causer des glissements de terrain superficiels (Guzzetti et coll., 2007, Crosta et Frattini, 2001), des coulées de débris (Innes, 1983) ou les deux à la fois (Caine, 1980, Guzzetti et coll., 2008) à différentes échelles spatiales. Ces seuils sont définis par l'intensité moyenne (mm/h) et la durée (h) des événements de pluie. Les seuils développés pour une échelle spatiale globale ont tendance à être plus bas que les seuils régionaux ou locaux (Guzzetti et coll., 2007). Toutefois, les seuils établis dans une région donnée peuvent difficilement être



transposés à une autre région compte tenu de la variabilité inter-régionale dans la météo, le climat et les différences morphologiques et lithologiques (Guzzetti et coll., 2007). Là où des données de précipitations horaires ne sont pas disponibles, des seuils prenant en compte le total des précipitations et la durée en jours peuvent être utilisés (Leonarduzzi et coll., 2017). La distance entre la localisation de l'aléa HGM et la station où les précipitations sont enregistrées doit être prise en considération dans l'identification des seuils de déclenchement. Une distance optimale inférieure à 10 km a été proposée par Vaz et coll. (2018) pour la région de Lisbonne. Ils soutiennent toutefois que cette distance pourrait être étendue à 50 km en conservant un niveau de confiance acceptable. Ces valeurs sont influencées par les conditions climatiques et physiographiques et sont donc propres à la région étudiée. Elles donnent cependant une idée de l'ordre de grandeur de la distance à considérer.

Puisqu'il existe une variabilité spatiotemporelle dans les données de précipitations, l'utilisation d'un pluviomètre unique entraîne généralement une sous-estimation dans les mesures (Syed et coll., 2003). Il importe donc d'obtenir des données fiables et distribuées dans l'espace pour limiter l'incertitude associée à cette variabilité, d'autant plus que les zones les plus arrosées sont souvent associées aux points d'initiation des coulées de débris (Marra et coll. 2016). L'utilisation d'un réseau de plusieurs stations n'est toutefois pas gage de succès puisque la variabilité spatiale reste considérable, même à une échelle inférieure à 5 km<sup>2</sup> (Krajewski et coll., 2003, Ciach et Krajewski, 2006). Enfin, la qualité des seuils déclencheurs est affectée par la non-stationnarité des données de précipitations qui entraîne une sous-estimation dans les mesures effectuées par un pluviomètre (Marra et coll., 2017).

Les objectifs de cette publication sont de (1) proposer des seuils de déclenchement des aléas HGM pour le nord de la Gaspésie, (2) discuter de l'effet de la variabilité spatiotemporelle des précipitations sur la capacité prédictive des événements torrentiels, et (3) discuter de l'effet des changements climatiques sur la fréquence, l'intensité et la durée des pluies torrentielles futures.

## 2 TERRITOIRE À L'ÉTUDE

Le territoire nord-gaspésien est formé d'un littoral dynamique et d'une succession de vallées et de plateaux aux altitudes modestes (0-400 m) façonnés par les dernières glaciations (Hétu et Gray, 1985, 2000). Les fortes pentes des bassins-versants et la distribution de sources importantes de sédiments rendent les cours d'eau des vallées principales et de leurs tributaires particulièrement sensibles aux aléas hydrométéorologiques (Maltais et coll, 2022).

Le climat y est contrasté en raison de l'influence des masses d'air provenant de l'arctique et des dépressions remontant la côte est américaine (Hétu et Vandelac, 1989). L'influence maritime sur le climat y est également non négligeable. Les étés y sont habituellement chauds et les hivers froids (Fortin et coll., 2015). Les précipitations sont importantes tout au long de l'année, généralement solides entre novembre et avril et liquides entre mai et octobre

(Hétu et Vandelac, 1989). La figure 1 présente les stations météorologiques du Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques (MELCC) et d'Environnement Canada en plus de celles du Laboratoire de Géomorphologie et de Gestion des Risques en Montagne (LGGRM, UQAR). Ces réseaux de stations permettent d'effectuer des analyses à l'échelle régionale et locale respectivement.

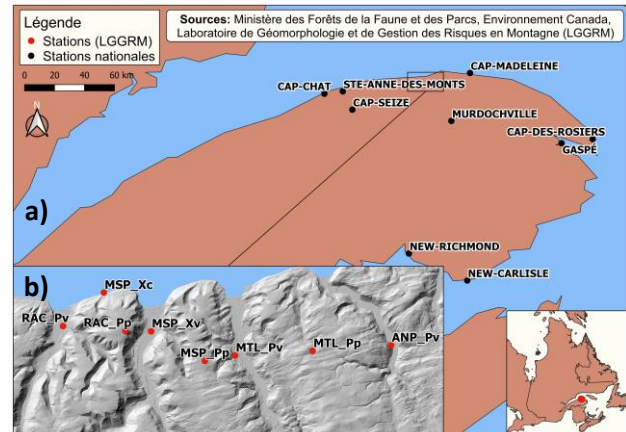


Figure 1. Carte de localisation des stations météorologiques des réseaux nationaux (Environnement Canada et MELCC) (a) et du LGGRM (b).

## 3 LES ÉVÉNEMENTS DE PLUIE TORENTIELLE

Un inventaire des événements torrentiels ayant causé des aléas HGM dans le nord de la Gaspésie a été effectué entre 1979 et 2008 (Fortin et al., 2015). Le LGGRM a pris le relais depuis 2009 pour mettre sur pied une base de données des événements torrentiels connus pour avoir causé ces aléas (tableau 1). Les données de précipitations figurant au tableau 1 sont celles enregistrées à la station météorologique la plus près, soit celle de Cap-Madeleine. Les aléas ont été identifiés lors de visites sur le terrain pendant et après les événements.

### 3.1 Seuils de déclenchement

Les événements identifiés dans le tableau 1 permettent de paramétrer des équations à deux variables déterminant des seuils au-delà desquels ce type d'événement survient. Compte tenu du faible nombre d'occurrences (12), il est difficile de paramétrer l'équation de ces seuils objectivement; elles ont donc été estimées et ajustées visuellement. Deux seuils de précipitations sont proposés et estimés à partir des données de pluie de la station météorologique de Cap-Madeleine (Environnement Canada) : de 1967 à 2021 pour les données horaires et de 1882 à 2021 pour les données journalières. Pour les données horaires, un événement de pluie a été défini à partir du moment où il y a douze heures consécutives sans précipitations. Pour les données quotidiennes, ils sont séparés par au moins une journée non-arrosée.

Tableau 1. Événements torrentiels connus et aléas hydrogéomorphologiques observés. Les données de précipitations proviennent de la station de Cap-Madeleine (vert=oui, rouge=non, gris=inconnu) (CD=coulée de débris, GT=glissement de terrain, AT=activité torrentielle (cône), IR=inondation en rivière).

Dates	Type de système	Total (mm)	Durée (h)	Intensité moy (mm/h)	Intensité max (mm/h)	Aléas HGM			
						CD	GT	AT	IR
août 1979		54,9	16	3,43	8,4				
juillet 1980	Dépression (système régional)	117,9	38	3,1	11				
juin 1991		66,4	30	2,21	6,6				
juin 1993		41,8	19	2,2	6,2				
juin 1998	Orage (système convectif)	40	4	10	29,69				
août 2002		76,1	15	5,07	12,11				
août 2007		114,28	16	7,14	18,6				
juin 2009	Orage (système convectif)	53	5	10,6	28,11				
juillet 2014	Tempête post-tropicale (Arthur)	73,22	53	1,38	10,67				
avril 2015	Pluie printanière	88,46	143	0,62	3,52				
septembre 2019	Tempête post-tropicale (Dorian)	38,9	17	2,29	5,8				
septembre 2021	Tempête post-tropicale (Ida)	65	54	1,2	4				

Le premier seuil proposé est basé sur le concept d'intensité-durée (ID) inspiré des travaux de Caine (1980), Innes (1983) et Guzzetti et coll. (2007, 2008). Comme ces seuils ont été calculés à l'échelle régionale ou globale dans différentes régions du monde, aucun d'entre eux ne correspond aux conditions météorologiques et climatiques du nord de la Gaspésie (figure 2). Les paramètres du seuil ID proposé sont l'intensité moyenne ( $I_{moy}$ ) en mm/h et la durée ( $D_h$ ) en heure (équation 1).

$$I_{moy} = 10,5D_h^{-0,58} \quad [1]$$

Le seuil ID a été tracé en fonction des événements connus, mais il est possible de voir sur la figure 2 que plusieurs l'ont dépassé (droite rouge) sans être rapportés dans le tableau 1. Puisqu'il n'était pas toujours possible de se déplacer pour constater les aléas HGM potentiels des événements torrentiels, il est possible que plusieurs d'entre eux aient eu un impact substantiel sans qu'ils ne figurent dans l'inventaire du tableau 1.

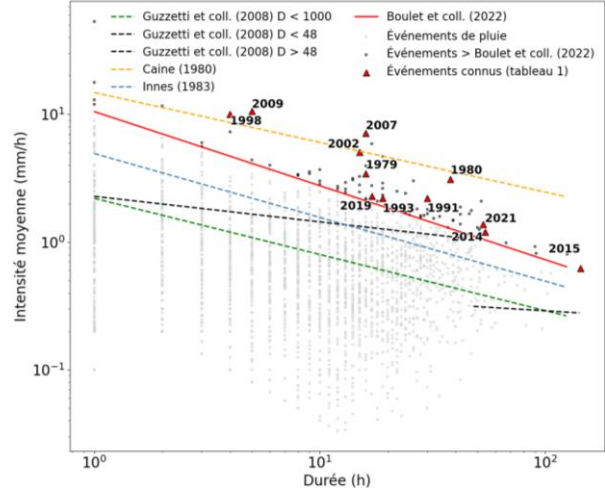


Figure 2. Seuils Intensité – Durée (ID) des précipitations issus de la littérature et seuil proposé (Boulet et coll. 2022) pour les données horaires de la station météorologique de Cap-Madeleine (1967-2021).

Le deuxième seuil proposé a pour avantage d'utiliser des données de précipitations quotidiennes. Par conséquent, il peut être appliqué partout où une station météorologique est munie d'un pluviomètre, même si les données qu'il mesure sont journalières. La figure 3 présente le seuil précipitations totales-durée des précipitations (TD) proposé. Les paramètres de l'équation de la droite du seuil sont les précipitations totales ( $P_{mm}$ ) en mm et la durée de l'événement de pluie en jours ( $D_j$ ) (équation 2).

$$P_{mm} = 9,5D_j + 18 \quad [2]$$

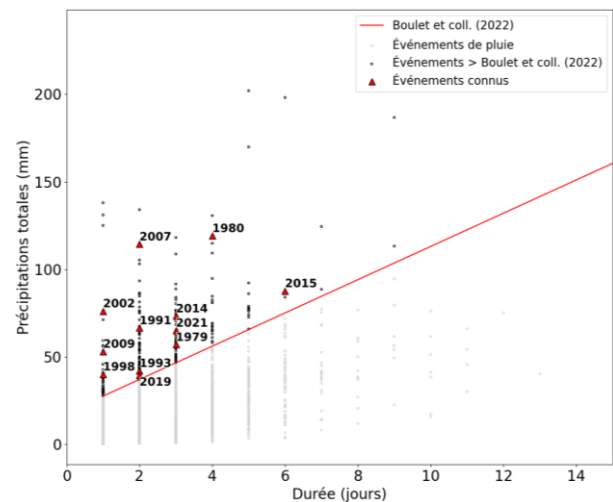


Figure 3. Seuil Précipitations totales – Durée des précipitations (TD) proposé (Boulet et coll. 2022) pour les données quotidiennes de la station météorologique de Cap-Madeleine (1882-2021).

En utilisant des données quotidiennes, il est évident que la perte de résolution temporelle a un effet sur la définition du seuil, particulièrement pour les événements de courte durée comme les systèmes convectifs provoquant des orages. Néanmoins, la versatilité de ce type de seuil le rend pertinent pour les endroits où un seuil ID ne peut être appliqué.

### 3.2 Variabilité spatiotemporelle des pluies

Depuis 2018, le LGGRM a déployé un réseau de 8 stations météorologiques munies de pluviomètres : quatre en vallée, une sur la côte et trois sur les plateaux (figure 1). Ces stations enregistrent des données de pluie (pas de temps  $\Delta 15$  min) de la mi-avril à la mi-novembre. Ce réseau de stations, combiné aux réseaux nationaux, a permis l'analyse de la répartition spatiotemporelle des pluies pendant la tempête post-tropicale Ida (figure 4).

Toute la Gaspésie a été arrosée par la tempête post-tropicale Ida. Toutefois, certains secteurs ont enregistré des précipitations plus importantes que d'autres. C'est le cas notamment de Rivière-à-Claude, Mont-Saint-Pierre, Mont-Louis et L'Anse-Pleureuse, où les précipitations enregistrées ont atteint 200 mm comparativement aux stations d'Environnement Canada où les valeurs se situent entre 34 et 76 mm.

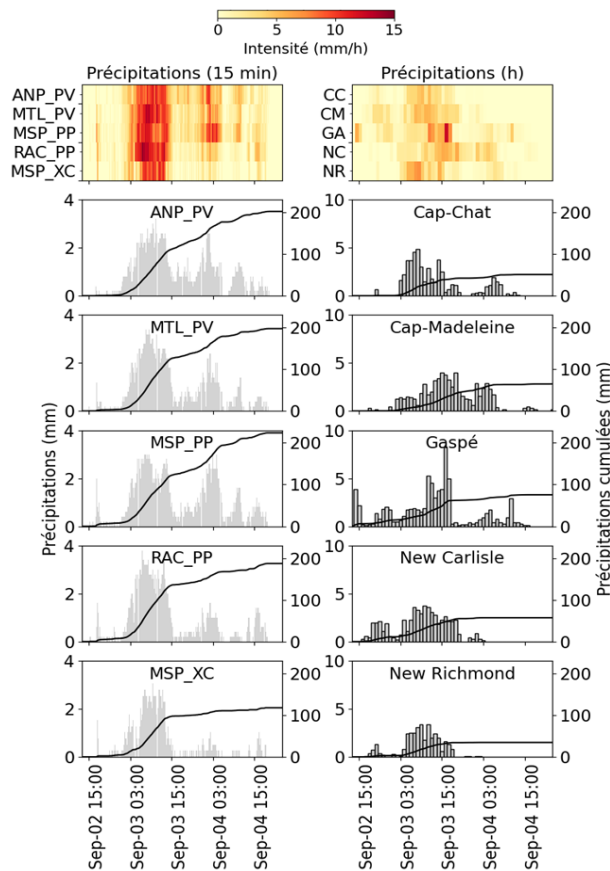


Figure 4. Variabilité spatiale des précipitations associées à la tempête post-tropicale Ida sur deux échelles spatiales (locale, régionale) et temporelles (15 minutes, 1h).

Les systèmes régionaux, comme les tempêtes post-tropicales qui remontent la côte est de l'Amérique du Nord, sont relativement prévisibles et touchent un grand territoire. Ce n'est toutefois pas le cas des systèmes convectifs causant des orages de courte durée, souvent très localisés. Celui du 27 juin 2009 était particulièrement intense. Cet été-là, un pluviomètre temporaire avait été installé à Mont-Saint-Pierre et a permis de mesurer les précipitations. La figure 5 présente l'impact de la résolution temporelle des données de précipitations sur l'intensité mesurée lors de l'orage et les précipitations enregistrées à Mont-Saint-Pierre et dans les deux stations d'Environnement Canada les plus près. En 24 heures, deux orages sont survenus à Mont-Saint-Pierre. Le premier a été mesuré en simultané à Mont-Saint-Pierre et Cap-Chat et inexistant à Cap-Madeleine. Cet événement est important d'abord parce que plus de 40 mm de pluie ont été enregistrées en trente minutes durant le pic d'intensité, puis parce que l'événement a causé des coulées de débris dans le nord de la Gaspésie (tableau 1).

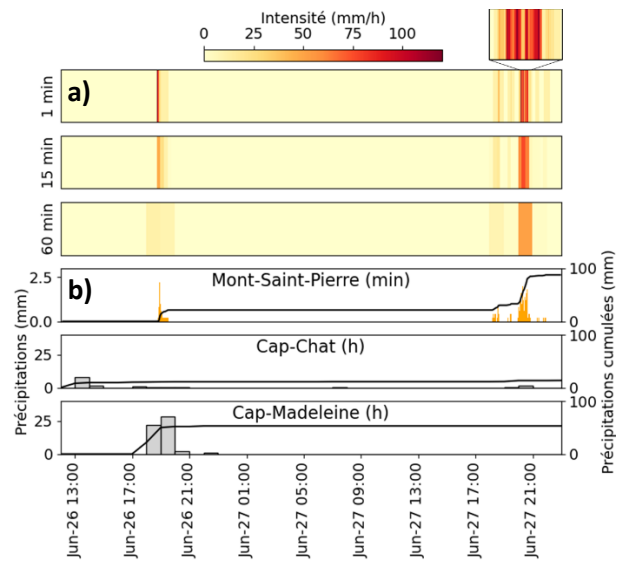


Figure 5. Variabilité dans les précipitations de l'orage de juin 2009. a) Intensité vs résolution temporelle b) Précipitations mesurées.

Puisque le seuil ID est développé à partir de l'intensité et de la durée, il est intéressant de constater l'effet de la résolution temporelle des données sur l'intensité. Pour cet événement, l'intensité maximale enregistrée pour chacune des résolutions est de 132 mm/h ( $\Delta 1$  min), 77 mm/h ( $\Delta 15$  min) et 52 mm/h ( $\Delta 60$  min). Le déclenchement des aléas HGM par les précipitations dépend de l'interception de l'eau par la végétation et du taux d'infiltration dans le sol. Plus l'intensité est élevée, moins la proportion de l'eau captée par la végétation sera grande (Keim et coll., 2006) et plus il y aura de ruissellement (Dunne et coll., 1991).

Aussi, un événement à intensité variable a tendance à mobiliser plus de sédiments que lorsqu'elle reste constante (Parsons et Stone, 2006).

Les seuils ID et TD devraient être utilisés seulement pour les précipitations causées par les systèmes régionaux. La raison principale est qu'ils sont observables sur un grand territoire. De plus, la durée de ces événements est suffisamment longue et leur intensité assez constante pour que des données horaires soient adéquates pour développer et utiliser les seuils. Pour les événements de forte intensité comme les orages convectifs, il est nécessaire de les mesurer sur un pas de temps court ( $\Delta 15$  min) pour obtenir une valeur représentative de l'événement. Évidemment, le seuil TD ne peut être utilisé pour ces derniers considérant la résolution temporelle des données utilisées ( $\Delta 1$  j).

### 3.3 Tendances 1971-2020 et 1882-2020

L'intérêt des analyses présentées est d'améliorer la capacité prédictive et la gestion des événements extrêmes. Ainsi, à l'aide des données des événements de précipitation, il a été possible d'extraire les événements surpassant les seuils ID et TD à partir de leur base de données respective. À l'exception du nombre d'événements et des régressions linéaires, les statistiques d'événements ont été regroupées par décennies.

Des tests de Mann-Kendall et des régressions linéaires ont été effectuées sur chacune des variables pour extraire les tendances statistiquement significatives (figure 6, tableau 2). Ces analyses révèlent que seul le total des précipitations présente une hausse statistiquement significative de 14 mm entre 1971 et 2020 pour les événements de pluie surpassant le seuil ID.

Tableau 2. Variations par décennie et totales calculées à partir des pentes de régression linéaire pour les paramètres illustrés dans les figures 6 et 7.

Variable	1971-2020 (h)		1882-2020 (j)	
	par 10 ans	1971-2020	par 10 ans	1882-2020
Durée (h   j)	6,01*	30,1	0,06*	0,84
Total (mm)	2,80**	14,0	1,41***	19,7
Intensité moyenne (mm/h)	0,38*	1,90	---	---
Intensité maximale (mm/h)	0,80	4,00	---	---
Fréquence (n)	0,07	0,35	0,02	0,28

pvalue Mann-Kendall < \*0,1 | \*\*0,05 | \*\*\*0,01

Pour ce qui est des données quotidiennes, la figure 7 illustre les tendances entre 1882 et 2020. De celles-ci, la durée et les précipitations totales sont statistiquement significatives. Une hausse de la durée des événements de 0,84 jour entre 1882 et 2020 est observée pour les événements de pluie surpassant le seuil TD (tableau 2).

Aussi, le total des précipitations par événement a augmenté de 19,7 mm au cours de la même période.

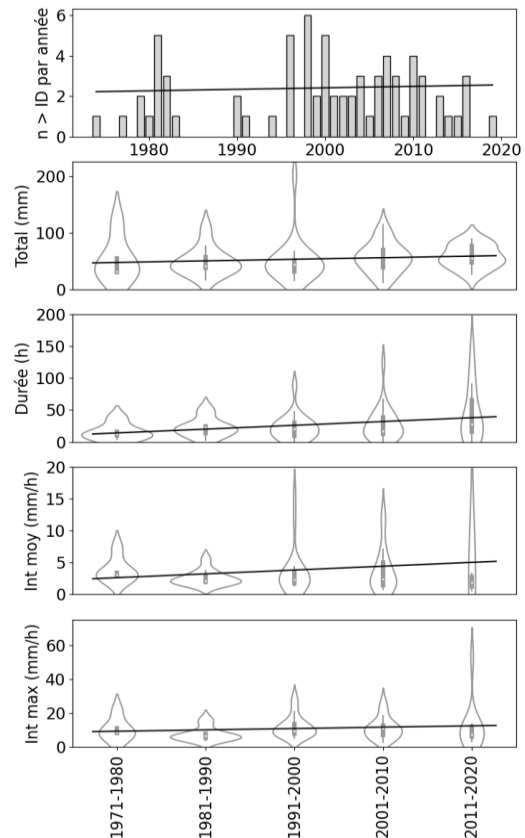


Figure 6. Tendances dans les données horaires enregistrées à la station de Cap-Madeleine (1971-2020) pour les événements surpassant le seuil ID proposé.

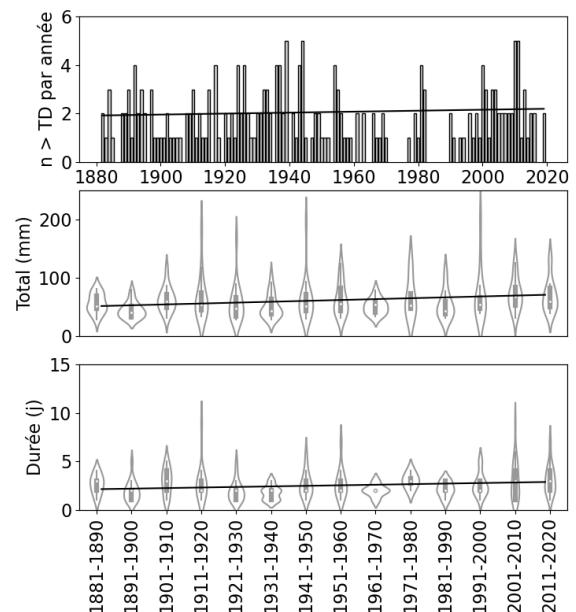


Figure 7. Tendances dans les données quotidiennes enregistrées à la station de Cap-Madeleine (1882-2020) pour les événements surpassant le seuil TD proposé.

Pour les deux bases de données, l'augmentation dans les précipitations totales par événement en plus de la hausse de la durée des événements entre 1882 et 2020 pourraient être expliquées par l'effet des changements climatiques sur les événements extrêmes de précipitations.

#### 4 TENDANCES ET PROJECTIONS CLIMATIQUES

Pour évaluer si les tendances dans les données des projections climatiques sont les mêmes, les données de précipitations horaires du modèle CanRCM4 du *Coordinated Regional Climate Downscaling Experiment* nord-américain (NA-CORDEX) (Mearns et coll., 2017) ont été téléchargées pour les scénarios RCP 4,5 et 8,5 du GIEC pour cinq points de la grille nam-44 (figure 8).

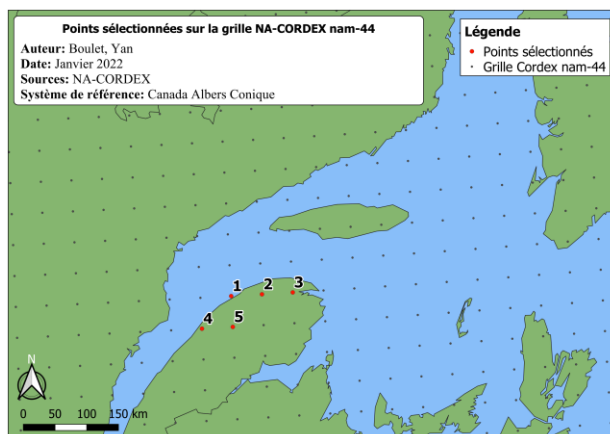


Figure 8. Carte de la grille nam-44 utilisée par NA-CORDEX et les cinq points sélectionnés pour les scénarios RCP 4.5 et RCP 8.5 du GIEC.

Une base de données des événements de précipitations a été préparée de la même façon qu'avec les données de Cap-Madeleine : deux événements de pluie sont séparés par douze heures sans précipitations. Les données inférieures à 0,254 mm pour une heure ont été remplacées par 0 pour faciliter cette délimitation. Les événements de précipitations surpassant les seuils pour chacun des cinq points ont été rassemblés dans une même base de données pour les analyses.

La figure 9 présente les tendances observées dans les précipitations horaires entre 2011 et 2100 pour les événements surpassant le seuil ID. Le tableau 3 présente les taux de variation par décennie et pour l'entièreté de la couverture temporelle des projections. Dans les deux scénarios RCP, la hausse de la fréquence des événements est statistiquement significative. Il surviendrait plus du double d'événements surpassant le seuil ID par année d'ici 2100, peu importe lequel des scénarios est utilisé. Dans le cas du RCP 8,5, une hausse marquée de 3,78 mm/h de l'intensité maximale des événements est aussi à prévoir entre 2011 et 2100.

Tableau 3. Variations par décennie et totales calculées à partir des pentes de régression linéaire pour les paramètres illustrés dans la figure 9.

Variable	RCP 4,5		RCP 8,5	
	par 10 ans	2011-2100	par 10 ans	2011-2100
Durée (h)	0,40	3,60	-0,48	-4,32
Total (mm)	0,90	8,10	0,45	4,05
Intensité moyenne (mm/h)	0,013	0,12	0,052*	0,47
Intensité maximale (mm/h)	0,07	0,63	0,42**	3,78
Fréquence (n)	0,44***	3,96	0,54***	4,86

pvalue Mann-Kendall < \*0,1 | \*\*0,05 | \*\*\*0,01

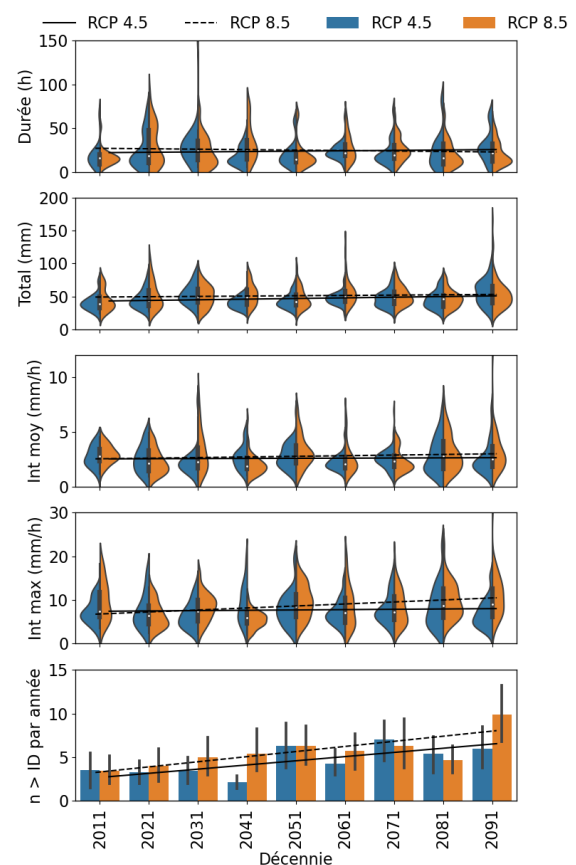


Figure 9. Évolution temporelle des distributions de l'amplitude des paramètres des événements surpassant le seuil ID proposé (2011-2100).

Les données horaires ont également été transformées en données quotidiennes pour effectuer la même analyse pour les événements surpassant le seuil TD (figure 10). Dans ce cas, les événements de précipitations sont séparés par une journée non-arrosée. Pour les deux scénarios du GIEC, une hausse importante de la fréquence

des événements surpassant le seuil TD est observée (tableau 4). La fréquence pour la décennie 2011-2020 se situe entre 2,5 et 3 événements par année pour les deux scénarios (les cinq points combinés). Selon la courbe de régression linéaire, celle-ci augmenterait de près de 4 pour RCP 4,5 et de près de 5 pour RCP 8,5 à la décennie 2091-2100. On retrouve donc près du triple du nombre d'événements surpassant le seuil TD par année d'ici 2100.

Tableau 4. Variations par décennie et totales calculées à partir des pentes de régression linéaire pour les paramètres illustrés dans la figure 10.

Variable	RCP 4,5		RCP 8,5	
	par 10 ans	2011-2100	par 10 ans	2011-2100
Durée (j)	0,017	0,15	0,013	0,12
Total (mm)	0,91	8,19	0,80	7,20
Fréquence (n)	0,39**	3,51	0,51**	4,59

pvalue Mann-Kendall < \*0,1 | \*\*0,05 | \*\*\*0,01

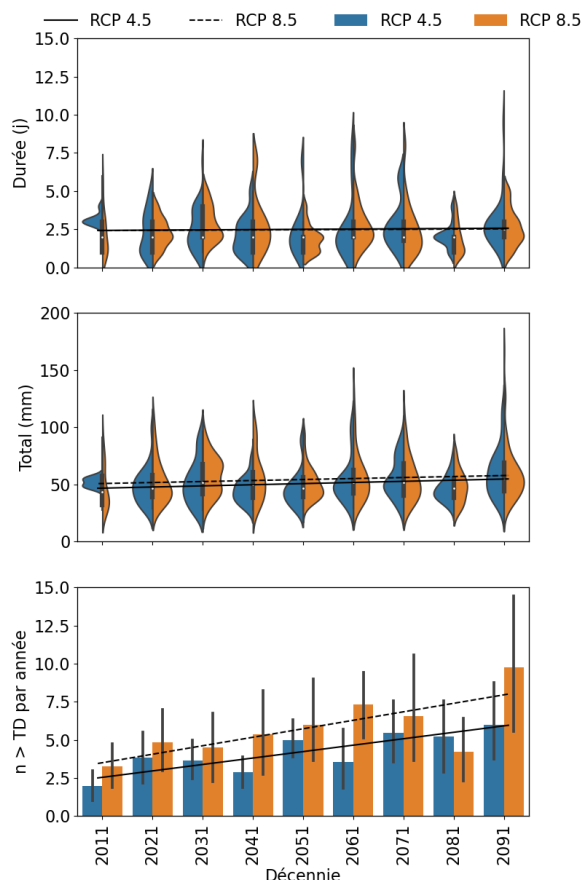


Figure 10. Évolution temporelle des distributions de l'amplitude des paramètres des événements surpassant le seuil TD proposé (2011-2100).

## 5 CONCLUSION

La première partie de ce travail a permis de proposer des seuils de déclenchement d'aléas HGM adaptés au nord de la Gaspésie. La deuxième analyse les tendances séculaires à partir des données de la station de Cap-Madeleine. Elle met en évidence une augmentation de la durée et du total des précipitations lors d'événements extrêmes depuis la fin du 19<sup>e</sup> siècle. Enfin, la dernière partie montre que le nombre d'événements extrêmes sera en forte hausse à l'horizon de 2100, selon les scénarios établis par le GIEC.

Les seuils et les tendances observées pourront servir à limiter les impacts négatifs des systèmes régionaux importants sur les résidents et les infrastructures. Cependant, compte tenu de la variabilité spatiotemporelle des précipitations, ils ne peuvent être utilisés pour les événements de très forte intensité et de courte durée comme les orages. La hausse de la fréquence des événements torrentiels surpassant les seuils proposés d'ici 2100 pourrait rendre nécessaires la modification des schémas d'aménagement et l'adaptation des infrastructures pour protéger les résidents des aléas qui en résultent. La pertinence des données de projection climatique n'est pas de prévoir quand un événement extrême pourrait survenir. Toutefois, on peut en extraire des tendances qui permettent d'adapter la réponse des autorités face aux problèmes causés par les événements torrentiels. Puisque la fréquence des événements surpassant les deux seuils augmente de plus du double, il serait pertinent de le prendre en compte lors de la conception d'infrastructures (routes, ponts, ponceaux), que ce soit pour la restauration ou la construction nouvelle, ainsi que dans les schémas d'aménagement (cône alluviaux, zones inondables). En effet, les problèmes associés aux infrastructures dysfonctionnelles peuvent aggraver le problème des crues torrentielles. Si un pont est emporté ou qu'un ponceau se comble de sédiments causant un refoulement de l'eau, et que la route qui y passait était le seul accès des résidents aux services essentiels, un événement torrentiel pourrait devenir catastrophique (Buffin-Bélangier et Héту, 2008). Il importe aussi d'adapter les cartographies des zones inondables pour tenir compte des aléas HGM liés à ces événements (Maltais et coll, 2022).

Comme les précipitations sont complexes à modéliser, il serait pertinent de combiner plusieurs modèles climatiques pour améliorer la robustesse des analyses liées aux projections, d'autant plus que les tendances observées ne sont pas les mêmes dans les données mesurées et dans les projections climatiques. De plus, il serait intéressant d'intégrer les conditions antécédentes pour tenir compte de la teneur en eau du sol lors du déclenchement des aléas comme l'ont fait Glade et coll. (2000) et Leonarduzzi et Molnar (2020) pour améliorer la qualité des seuils proposés.

## 6 RÉFÉRENCES

Borga, M., Stoffel, M., Marchi, L., Marra, F. et Jakob, M. 2014. Hydrogeomorphic Response to Extreme Rainfall

- in Headwater Systems: Flash Floods and Debris Flows, *Journal of Hydrology*, 518:194-205.
- Buffin-Bélanger, T. et Héту, B. 2008. Les risques d'inondation sur les cônes alluviaux dans l'est du Québec. *Conférence canadienne sur les géorisques '08 : des causes à la gestion*, Presse de l'Université Laval, Québec, Canada, 359-366.
- Caine, N. 1980. The Rainfall Intensity - Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows, *Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography*, 62:23-27.
- Ciach, G.J. et Krajewski, W.F. 2006. Analysis and modeling of spatial correlation structure in small-scale rainfall in Central Oklahoma, *Advances in Water Resources*, 29:1450-1463.
- Crosta, G. et Frattini, P. 2001. Rainfall thresholds for triggering soil slips and debris flow, *Plinius Conference on Mediterranean Storms '00*, EGS, Sienna, Italie.
- Davis, R.S. 2001. Flash Flood Forecast and Detection Methods. Dans *Severe Convective Storms*, édité par Charles A. Doswell, 481-525. Boston, MA: American Meteorological Society.
- Dunnes, T., Zhang, W. et Aubry, B.F. 1991. Effects of Rainfall, Vegetation and Microtopography on Infiltration and Runoff, *Water Resources Research*, 27:2271-2285.
- Fortin, G., Héту, B., Gauthier, F. et Germain, D. 2015. Extrêmes météorologiques et leurs impacts géomorphologiques : le cas de la Gaspésie, *Actes du colloque de l'Association Internationale de Climatologie*, Liège, Belgique, 1-4 juillet 2015, 469-474.
- Giorgi, F., Raffaele, F. et Coppola, E. 2019. The Response of Precipitation Characteristics to Global Warming from Climate Projections, *Earth System Dynamics*, 10:73-89.
- Glade, T., Crozier, M. et Smith, P. 2000. Applying Probability Determination to Refine Landslide-Triggering Rainfall Thresholds Using an Empirical "Antecedent Daily Rainfall Model", *Pure and Applied Geophysics*, 157:1059-1079.
- Goldenberg, S., Landsea, C., Mestas-Nunez, A. et Gray, W. 2001. The Recent Increase in Atlantic Hurricane Activity: Causes and Implication, *Science*, 293:474-479.
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. et Stark, C. 2007. Rainfall thresholds for the initiation of landslides in Central and Southern Europe, *Meteorology and Atmospheric Physics*, 98:239-267.
- Hayhoe, K., Wake, C., Anderson, B., Liang, X., Maurer, E., Zhu, J., Bradbury, J., DeGaetano, A., Stoner, A.M. et Wuebbles, D. 2008. Regional Climate Change Projections for the Northeast USA, *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*, 13:425-436.
- Héту, B. et Gray, J.T. 1985. Le modelé d'érosion glaciaire de la Gaspésie septentrionale, *Géographie physique et Quaternaire*, 39:47-66.
- Héту, B. et Gray, J.T. 2000. Les étapes de la déglaciation dans le nord de la Gaspésie (Québec, Canada) : les marges glaciaires des Dryas ancien et récent, *Géographie physique et Quaternaire*, 54:5-40.
- Héту, B. et Vandelac, P. 1989. La dynamique des éboulis schisteux au cours de l'hiver, Gaspésie septentrionale, Québec, *Géographie physique et Quaternaire*, 43:389-406.
- Innes, J.L. 1983. Debris Flows, *Progress in Physical Geography: Earth and Environment*, 7:469-501.
- Keim, R.F., Skaugset, A.E. et Weiler, M. 2006. Storage of Water on Vegetation under Simulated Rainfall of Varying Intensity, *Advances in Water Resources*, 29:974-986.
- Krajewski, W.F., Ciach, G.J. et Habib, E. 2003. An analysis of small-scale rainfall variability in different climatic regimes, *Hydrological Sciences Journal*, 48:151-162.
- Leonarduzzi, E., Molnar, P. et McArdeU, B.W. 2017. Predictive Performance of Rainfall Thresholds for Shallow Landslides in Switzerland from Gridded Daily Data, *Water Resources Research*, 53:6612-6625.
- Leonarduzzi, E. et Molnar, P. 2020. Deriving Rainfall Thresholds for Landsliding at the Regional Scale: Daily and Hourly Resolutions, Normalisation and Antecedent Rainfall, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 20:2905-2019.
- Lopez-Cantu, T., Prein, A.F. et Samaras, C. 2020. Uncertainties in Future U.S. Extreme Precipitation from Downscaled Climate Projections, *Geophysical Research Letters*, 47(9).
- Maltais, M., Buffin-Bélanger, T., Boivin, M. 2022. Aléas fluviaux des cours d'eau mobiles dans l'est du Québec. Dans *Gestion du risque inondation au Québec*, édité par Maltais, D., Buffin-Bélanger, T. et Gauthier M., Sous presse, PUQ.
- Mann, M.E. et Emanuel, K.A. 2006. Atlantic Hurricane Trends Linked to Climate Change, *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 87:233-241.
- Marra, F., Nikolopoulos, E.I., Creutin, J.D. et Borga, M. 2016. Space-time organization of debris flows-triggering rainfall and its effect on the identification of the rainfall threshold relationship, *Journal of Hydrology*, 541:246-255.
- Marra, F., Destro, E., Nikolopoulos, E.I., Zoccatelli, D., Creutin, J.D., Guzzetti, F. et Borga, M. 2017. Impact of Rainfall Spatial Aggregation on the Identification of Debris Flow Occurrence Thresholds, *Hydrology and Earth System Sciences*, 21:4525-4532.
- Mearns, L.O., Mcginnis, S., Korytina, D., Arritt, R., Biner, S., Bukovsky, M., Chang, H., Christensen, O., Herzmann, D., Jiao, Y., Kharin, S., Lazare, M., Nikulin, G., Qian, M., Scinocca, J., Winger, K., Castro, C., Frigon, A. et Gutowski, W. 2017. The NA-CORDEX dataset, version 1.0. *NCAR Climate Data Gateway*, Boulder CO, accès le [1 janvier 2022].
- Parsons, A.J. et Stone, P.M. 2006. Effects of Intra-Storm Variations in Rainfall Intensity on Interrill Runoff and Erosion, *CATENA*, 67:68-78.
- Saunders, M.A. et Lea, A.S. 2008. Large Contribution of Sea Surface Warming to Recent Increase in Atlantic Hurricane Activity, *Nature*, 451:557-560.
- Syed, K.H., Goodrich, D.C., Myers, D.E. et Sorooshian, S. 2003. Spatial Characteristics of Thunderstorm Rainfall Fields and Their Relation to Runoff, *Journal of Hydrology*, 271:1-21.
- Vaz, T., Zêzere, J.L., Pereira, S., Oliveira, S.C., Garcia, R.A. et Quaresma, I. 2018. Regional Rainfall Thresholds for Landslide Occurrences Using a Centenary Database, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18:1037-1054.

Vimont, D.J. et Kossin, J.P. 2007. The Atlantic Meridional Mode and Hurricane Activity, *Geophysical Research Letters*, 34(7).





# Considérations sur l'impact des changements climatiques sur les mouvements de masse au Québec

Jacques Locat<sup>1</sup>, Jean-Michel Lemieux<sup>1</sup>, Ariane Locat<sup>1</sup>, Francis Gauthier<sup>2</sup>, Catherine Cloutier<sup>3</sup> et Denis Demers<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN), Université Laval, Québec, QC, Canada de l'entreprise, Ville, Province/État, Pays

<sup>2</sup>Université du Québec à Rimouski, Rimouski, QC, Canada

<sup>3</sup>Ministère des Transports du Québec, Québec, QC, Canada



## RÉSUMÉ

Avec plus de 1000 mouvements de terrain, le déluge du Saguenay de 1996 a été le déclencheur d'une réflexion au Québec sur l'impact des phénomènes climatiques extrêmes. L'article vise à aborder les paramètres climatiques déstabilisateurs des sols, des roches, de la glace et de la neige tels que les précipitations et la température. L'article va aussi considérer l'impact potentiel des scénarios de changements climatiques modélisés (CMIP5 et/ou CMIP6) jusqu'en 2100 sur les mouvements de masse. Seront aussi abordés les approches de prévention et d'adaptation mise en place depuis 2000 et d'autres qui pourraient être envisagées afin de minimiser les impacts négatifs sur les personnes et les infrastructures. Finalement quelques pistes d'orientation seront fournies pour des recherches futures.

## ABSTRACT

With more than 1000 mass movements, the Saguenay Flood of 1996 was a wakeup call in Québec about the impact of extreme climatic events. This article will consider the climatic factors such as temperature and precipitation which can cause mass movements in soil, rock, ice and snow. The potential impact of climate change scenario models, such as CMIP5 and/or CMIP6, on mass movements is also address. Recent approaches in Quebec about prevention and adaptation will also be introduced with the aim of reducing the impact of climate change on people and infrastructures. Finally, future research needs will also be addressed.

## 1 INTRODUCTION

Les impacts des changements climatiques sur les mouvements de masse au Québec ont déjà été soulignés dans l'étude de synthèse d'Ouranos (2015). Cette synthèse suggère qu'une augmentation des précipitations et des températures ainsi qu'un accroissement des événements climatiques extrêmes auraient comme conséquence un plus grand nombre de mouvements de masse (Ouranos 2015).

Tel que mentionné par Cloutier et al. (2017), les mouvements de masse vont répondre à des effets combinés des facteurs climatiques présentant des variations saisonnières, tels que les précipitations, le ruissellement, l'infiltration, l'évapotranspiration et l'augmentation de la température. Les mouvements de masse considérés ici sont les glissements dans les sols et les roches, les coulées de débris, les avalanches de neige et les coulées de neige ainsi que les chutes de glace. L'érosion côtière n'est pas considérée comme tel ici sauf dans les cas où elle entraîne des mouvements de masse comme pour le glissement de Havre St-Pierre de 1980 (Locat P., et al. 2014).

L'effet d'un réchauffement global sur l'initiation des mouvements de masse peut seulement être indirect, tel qu'illustré à la figure 1. Cette figure illustre que l'augmentation des températures aurait une incidence directe sur le dégel du pergélisol, la fonte des glaciers et des calottes glaciaires avec comme conséquence une augmentation du niveau des mers et donc de l'érosion

côtière. Dans certaines régions, l'augmentation des précipitations couplée à une augmentation des températures modifiera le type et les facteurs d'occurrence des avalanches de neige. Localement, des oscillations de température autour du point de congélation peuvent entraîner, à cause des cycles gel/dégel, une perte de résistance du sol ou de la roche et provoquer ainsi des mouvements de masse.

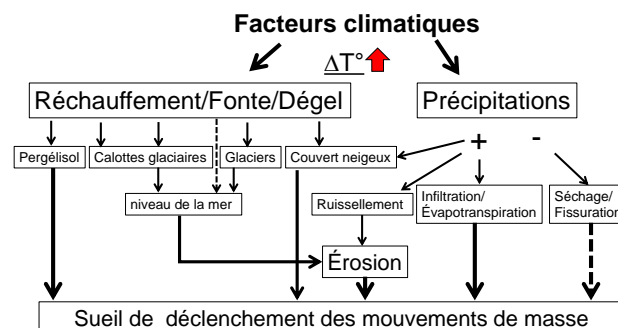


Figure 1. Aperçu général de l'impact potentiel des variations des facteurs climatiques sur les mouvements de masse. Les aspects concernant les hydrates de gaz sont en lien avec les impacts dans le domaine marin et ne sont pas abordés dans cet article.

Une augmentation des précipitations pourrait avoir une incidence sur l'augmentation des pressions interstitielles dans les sols pouvant réduire la résistance au cisaillement

de ces derniers. De plus fortes pluies ou des événements extrêmes pourraient aussi augmenter le ruissellement et donc l'érosion des rives tout en saturant rapidement les sols. Les périodes de sécheresse pourraient de leur côté entraîner une augmentation de la fissuration des sols résultant en une perte de leur résistance au cisaillement.

L'analyse qui suit vise donc à considérer l'effet des variations, projetées pour le Québec, de la température et des précipitations résultant de changements climatiques sur les types de mouvements de masse généralement rencontrés au Québec.

## 2 LES VARIATIONS CLIMATIQUES PRÉVUES AU QUÉBEC JUSQU'EN 2100

Ouranos a publié en 2015 une mise-à-jour des scénarios de changements climatiques adaptés pour le contexte québécois à partir des modèles du CMIP5 du GIEC. Afin de présenter les projections climatiques jusqu'en 2100, Ouranos divise le territoire québécois en quatre régions (fig. 2). La section qui suit présente un résumé des projections (tableaux 1 et 2) en considérant le scénario pour des émissions les plus élevées, soit celui pour lequel l'évolution est forte et continue, i.e. le scénario RCP8.5 (Ouranos 2015). Cette analyse tient compte aussi d'une analyse faite pour Ouranos sur certains types de mouvements de masse mais couvrant principalement le secteur entre Port-Cartier et le Mont Wright (Fournier et al. 2017).

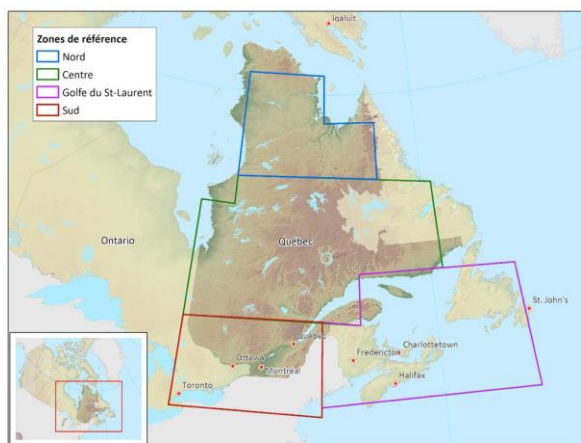


Figure 2. Les quatre régions (Sud, Centre, Golfe et Nord) de référence utilisées dans le document de synthèse d'Ouranos (source Ouranos 2015).

Vers 2080, les températures augmenteraient au minimum de 3,8°C dans le Golfe, environ 7°C dans le sud et jusqu'à un maximum de 9,6 °C dans le Nord (tableau 1). Pour la région Nord, une augmentation de 9,6°C de la température moyenne impliquerait que les conditions pour maintenir le pergélisol à long terme ne seraient plus maintenues car la température moyenne annuelle passerait à +2,9°C. Pour la région Sud du Québec, Ouranos (2015, p. 47) indique aussi qu'il y aurait une augmentation marquée du nombre de cycles de gel-dégel au cours de l'hiver.

Pour les précipitations, l'augmentation serait alors d'un minimum de 4,6% dans le Sud à un maximum de 37% dans le Nord. Les modèles ne prédisent donc pas de diminution des précipitations. La région Nord est ainsi la région qui serait la plus touchée.

Tableau 1. Projections des variations annuelles de températures (T) et de précipitations (P) annuelles pour les différentes régions du Québec en considérant le scénario le plus pessimiste, i.e. RCP8.5. Pour la période 1971 à 2000, la température est en °C et les précipitations en millimètres (source Ouranos 2015). Pour les horizons 2050 et 2080 les variations minimales et maximales sont en °C pour la température et en % pour les précipitations.

Régions	71/2000 <sup>1</sup>	2050	2080
Sud-T	4.6	+2,1/+4,6	+4,1/+7,2
Sud-P	1054	+5/+14	+5/+20
Centre-T	-2.0	+2,6/+5.0	+4,7/+8.0
Centre-P	910	+9/+17	+13/+26
Golfe-T	3,9	+2,0/+4,3	+3,8/+6,8
Golfe-P	1254	+5/+13	+7/+18
Nord-T	-6,7	+2,8/+5,8	+5,3/+9,6
Nord-P	578	+9/+21	+17/+37

<sup>1</sup> : Valeurs annuelles moyennes

Il est aussi important de considérer les événements extrêmes de précipitation, comme celui qui s'est produit lors des pluies torrentielles du Déluge du Saguenay en 1996 (Perret et Bégin 1997, Potvin et al. 2014, Locat et Leroueil 2019). Pour l'extrême sud du Québec, Ouranos (2015, p. 16) souligne que «la quantité maximale de précipitations lors d'un épisode de 5 jours consécutifs montre aussi une tendance significative à la hausse» entre 1950 et 2010. Les modèles pour les scénarios d'émissions les plus élevés indiquent aussi une hausse significative des précipitations abondantes et extrêmes avec une augmentation de 15% à 25% du nombre d'épisodes de fortes précipitations de longue durée (à partir de 5 jours consécutifs, Ouranos 2015, tableau 2).

Tableau 2. Projections climatiques de l'ensemble des simulations CMIP5 pour des indices de précipitations totales de même qu'abondantes et extrêmes (Sillmann et al., 2013a) et (Sillmann et al., 2013b) pour la période 2081-2100 par rapport à 1981-2000. Tous les résultats présentés dans le tableau sont significatifs à un degré de 5 % (Tiré et adapté de Ouranos 2015, p. 25).

Simulations	Sud du Qc	Golfe	Centre du Qc	Nord du Qc
PRCPTOT	5-15%	15-30%	15-30	30-45%
R95p <sup>1</sup>	40-70%	70-100%	40-70%	70-100%
R95pTOT <sup>2</sup>	8-10%	10-12%	8-12%	6-12%
R10mmm <sup>3</sup>	4-6 j	4-6 j	6-10 j	4-8 j
Rx5day <sup>4</sup>	15-25%	15-25%	15-25%	15-25% 25-35% <sup>5</sup>

<sup>1</sup> : Quantité de précipitations provenant des jours les plus pluvieux;

<sup>2</sup> : La contribution des jours les plus pluvieux à l'accumulation totale annuelle;

<sup>3</sup> : Le nombre de jours de pluie abondante;

<sup>4</sup> : L'intensité des épisodes de longue durée déterminée à partir des cinq jours consécutifs les plus pluvieux;  
<sup>5</sup> : Le long de la côte de la Baie James jusqu'aux environs d'Inukjuak.

Pour les événements météorologiques extrêmes, Ouranos (2015) indique que les problématiques en lien avec l'aménagement du territoire sont en croissance au Québec, surtout celles en liées aux inondations. De telles précipitations ont une incidence sur la saturation des sols, l'hydrologie des cours d'eau et par ricochet sur l'érosion riveraine et par conséquence sur certains types de mouvements de masse. La section qui suit va illustrer comment de tels changements climatiques pourraient avoir une incidence sur les types de mouvements de masse énoncés plus haut.

### 3 IMPACTS SUR LES MOUVEMENTS DE MASSE

Pour évaluer les impacts des changements climatiques sur les mouvements de masse, il faut naturellement commencer par bien connaître les impacts du climat actuel sur ces phénomènes. À ce sujet, plusieurs études sont en cours au Québec (e.g. Cloutier et al. 2017, Germain et al. 2021, Locat A. et al. 2022, ce volume). Les sections qui suivent vont souligner les éléments jugés les plus importants à considérer pour apprécier les impacts des changements climatiques selon les types de mouvements de masse considérés.

#### 3.1 Régime hydrogéologique

Les eaux souterraines seront moins directement et plus lentement affectées par les changements climatiques que les eaux de surface. En effet, les rivières sont réalimentées sur une échelle de temps beaucoup plus courte que les eaux souterraines dont la réalimentation s'effectue par un processus généralement lent d'infiltration dans la zone non saturée. Ce processus de recharge est directement influencé par les conditions météorologiques et sera donc affecté par les changements climatiques, notamment les changements de précipitations et de température. Au Québec, la recharge des nappes se produit principalement au printemps, à la fonte des neiges, et à l'automne. En hiver, l'eau est stockée sous forme de neige et non disponible pour l'infiltration. En été, l'évapotranspiration est généralement supérieure aux précipitations, ce qui limite le potentiel de recharge. La figure 3, qui présente le niveau de la nappe phréatique pour deux puits d'observations situés aux îles de la Madeleine, illustre bien ce phénomène pour l'année 2019-2020. En effet, durant l'été et l'hiver, le niveau de la nappe diminue constamment, tandis que les recharges printanière (RP) et automnale (RA) causent une augmentation du niveau de la nappe phréatique.

Tel que mentionné précédemment, les événements de précipitations extrêmes seront vraisemblablement plus fréquents dans le futur. Même si on peut s'attendre à une augmentation de l'évapotranspiration en été dûe à l'augmentation de la température, les événements de précipitation extrêmes vont potentiellement causer une augmentation des épisodes de recharge estivale et

autumnale. On peut observer un tel phénomène à l'été 2021 sur la figure 3 où des pluies journalières excédant 40 mm ont causé une augmentation de nappe notable dans un puits, et un bris dans la pente de récession pour le second.

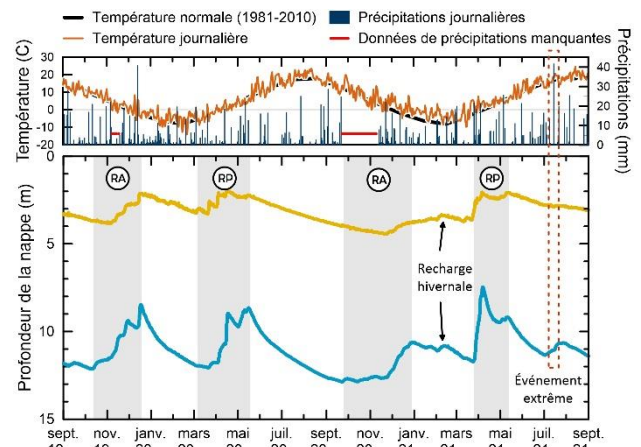


Figure 3. Hydrogrammes de puits illustrant les variations du niveau de la nappe phréatique pour deux puits aménagés dans des grès poreux très perméables (courbe jaune) et dans des basaltes fissurés (courbe bleue) aux îles de la Madeleine. Les températures et précipitations journalières mesurées sont aussi présentées, en plus des températures normales. RA : Recharge automnale. RP : Recharge printanière (Lemieux et al. 2022).

Un des types de matériaux pour lesquels les événements extrêmes auront le plus d'impact sur les eaux souterraines sont les sols fissurés (croûte argileuse) et le roc fissuré. En effet, dans ces matériaux, la porosité de fracture est plus rapidement accessible que la porosité interne de telle sorte que les niveaux d'eau dans les fissures peuvent monter très rapidement en réponse à une recharge occasionnelle. Ainsi, une faible quantité de recharge peut causer des augmentations rapides de charge hydraulique. En effet, dans la figure 3, la courbe bleue provient d'un puits aménagé dans des basaltes fracturés, tandis que la courbe jaune provient d'un puits aménagé dans des grès poreux. Le puits aménagé dans les basaltes fracturés exhibe des remontées de nappe nettement plus élevées (et souvent plus rapide), malgré que les précipitations soient les mêmes.

Pour les climats froids et humides tels qu'observés au sud du Québec, il est généralement prédit que l'augmentation de la température causera une diminution du couvert nival et davantage d'épisodes de recharge hivernale (e.g. Dubois et al., 2022). La période hivernale est généralement associée à une période de lente et constante récession de la nappe phréatique. Or, les redoux responsables d'épisodes de recharge hivernale vont perturber cette récession et causer des épisodes de remontée de nappe en hiver. Ainsi, le niveau de la nappe phréatique, à la fin de l'hiver, sera plus élevé que pour les hivers sans redoux. Lors de la fonte des neiges, le niveau de la nappe étant plus élevé, l'infiltration de l'eau de fonte pourrait donc causer des remontées de nappe encore plus importantes que pour les hivers sans redoux. Ce

phénomène est bien visible sur la figure 3. En effet, à l'hiver 2021, la température de l'air est sensiblement plus élevée que la normale, et les redoux causent de nombreuses remontées de nappe en hiver. Il en résulte un niveau de nappe plus élevé à la fin de l'hiver 2021 qu'à la fin de l'hiver 2020 durant laquelle n'y a pas eu d'épisodes de recharge hivernale.

### 3.2 Glissements dans les sols

Au Québec, environ 90% de la population est établie à l'intérieur des limites de l'invasion marine post-glaciaire dans le sud de la province, sur une superficie représentant environ 4% de l'ensemble du territoire (Poulin-Leboeuf et al., 2022). Comme les mouvements de terrain qui sont inventoriés sont principalement signalés par la population, 87% de tous les cas recensés sont survenus à l'intérieur de cette petite superficie et concernent essentiellement des sols argileux marins.



Figure 4. Exemple d'un glissement superficiel survenu lors des pluies extrêmes de juillet 1996 à Hébertville. À noter l'absence d'érosion au pied du talus (source MTQ).



Figure 5. Exemple d'un glissement rotationnel profond de novembre 2017 et situé à l'intérieur d'un grand méandre d'une rivière au sud du St-Laurent, (source : MTQ).

Quelques études ont documenté la distribution temporelle de ces glissements de terrain (Lafleur et Lefebvre 1978, Lebus et al 1983, Tavenas 1984, Demers 2014 et Poulin-Leboeuf et al. 2022). L'étude de Poulin-Leboeuf et al. (2022) indique que 72% de ces cas étaient des glissements soit de nature superficielle (46%, fig. 4) ou de type rotationnel (26%, fig. 5). Près des deux tiers des

glissements de terrain (64%) surviennent durant les mois d'avril, mai et juin. Quelques glissements se produisent en été et sont principalement de nature superficielle. À noter que le maximum de précipitations est durant l'été alors que l'évapotranspiration est à son maximum. Par contre, la fonte des neiges, un événement de recharge important, se produit au printemps avec une incidence notable sur le niveau de la nappe phréatique, le niveau des rivières (crues), la vitesse des courants et leur potentiel érosif. Par contre, d'après Boyer et al. (2012), des périodes de dégel hivernales accrues se feraient souvent sous un couvert de glace dans les rivières et les crues printanières seraient moins fortes.

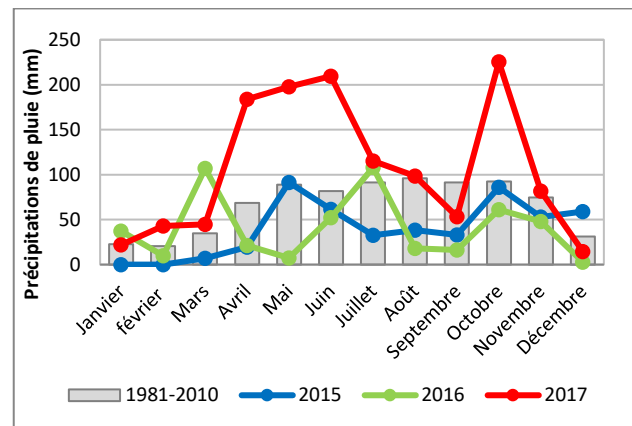


Figure 6. Précipitations mensuelles à la station de Chelsea, en Outaouais, de 2015 à 2017 inclusivement (tiré de Demers et al., 2018).

Les glissements superficiels (fig. 4) impliquent généralement la croûte argileuse fissurée en surface, ce qui les rend particulièrement sensibles à une infiltration rapide de l'eau dans le sol d'une part et aussi à l'érosion du pied des talus le long des cours d'eau d'autre part. Or, ces deux phénomènes risquent d'être exacerbés par l'effet des changements climatiques. La réponse aux précipitations des pentes présentant ce type de glissement est aussi plus rapide. Le cas le plus connu illustrant ce lien est celui associé au Déluge du Saguenay où plus de 1000 glissements de terrain ont été observés à la suite de pluies extrêmes (Perret et Bégin 1997).

L'effet des conditions météorologiques sur les glissements rotationnels, dont la surface de rupture est plus profonde et qui implique l'argile intacte, est plus complexe. Considérant un massif argileux saturé et non fissuré, Kenney et Lau (1984) ont noté que des pluies intenses de courte durée ne causent pas de changements importants en profondeur dans le régime d'écoulement de talus argileux ayant de faible coefficient de consolidation. Comme la surface de rupture des glissements rotationnels est plus profonde et implique l'argile intacte, ces glissements risquent plus d'être influencés par des précipitations d'une plus grande intensité et de longue durée ayant des effets à de plus grandes profondeurs dans les massifs argileux, que des événements de précipitations intenses de plus courte durée.

Les figures 6 et 7 permettent de comparer l'effet des précipitations sur les conditions d'eau souterraine à

proximité d'une pente argileuses de 16 m de hauteur. La figure 6 donne les précipitations mensuelles pour chacune de ces trois années, à la station de Chelsea dans l'Outaouais, comparativement à la moyenne de 1981-2010, alors que la figure 7 donne les lectures d'un piézomètre électrique installé à 9 m de profondeur dans un massif argileux près d'une pente de 16 m de hauteur. Les années 2015 et 2016 ont connu des précipitations près des moyennes, sauf pour le mois de mars où celles-ci ont été plus du double (fig. 6). Ces fortes précipitations de mars 2016 se sont fait sentir pendant quelques semaines dans le piézomètre mais les pressions interstitielles sont revenues à la normale quelques semaines plus tard, alors que les précipitations sont devenues bien inférieures à la normale à la suite de mars. Toutefois, au printemps 2017, les précipitations ont dépassé les normales durant 4 mois consécutifs, avec des valeurs extrêmes d'avril à juin inclusivement (figure 6).

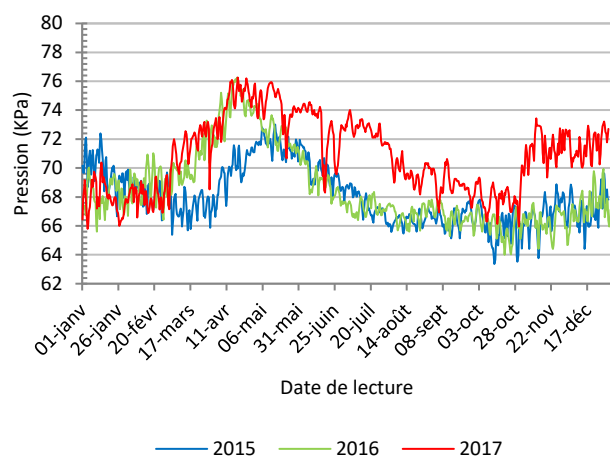


Figure 7. Suivi des relevés sur trois années du piézomètre 21064 situé à 9m de profondeur à Pontiac. Une variation de 10 kPa signifie une variation d'environ un mètre de la colonne d'eau dans le piézomètre (tiré de Demers et al., 2018).

Ces conditions météorologiques extrêmes ont engendré des pressions interstitielles très élevées dans le massif argileux, lesquelles ont perduré plusieurs mois durant, jusqu'en octobre. Un autre pic dans les précipitations au mois de novembre suivant a fait remonter les pressions d'eau dans le massif argileux, lequel a donc présenté des conditions plus propices aux glissements de terrain profonds durant presque toute l'année, ce qui permet d'expliquer l'apparition du glissement rotationnel profond. Cet exemple illustre bien l'effet néfaste pour les conditions de stabilité de pentes argileuses lorsqu'on enregistre des événements météorologiques extrêmes.

Un tel exemple est illustré ici à l'aide du glissement de St-Luc-de-Vincennes de mai 2016 qui a complètement bouché la rivière avant qu'un nouveau chenal se creuse parmi les colluvions et modifie ainsi les zones d'érosion (fig. 8, voir aussi Tremblay-Auger et al. 2016). À cet égard, la complexité du couplage entre la stabilité des rives d'un cours d'eau et les processus d'érosion qui y ont cours a été mis en évidence pour des rivières encaissées dans des argiles sensibles en Suède (Goransson et al. 2016). Cela

rend donc complexe la prévision de futurs glissements de terrain dans un secteur donné.

La variation cyclique des contraintes effectives suivant les saisons peut aussi causer un effet de fatigue et réduire la résistance du sol au fil de temps et amener le talus argileux à la rupture, tel qu'observé à Maskinongé par Demers et al. (1999). L'effet des changements climatiques sur les glissements rotationnels touche donc plusieurs aspects : poids de l'eau venant augmenter le poids des terres, diminution de la contrainte effective et de la résistance du sol, changement du niveau d'eau de la rivière en pied de talus et changement de la géométrie du pied du talus sous l'effet de l'érosion. Il est donc logique de s'attendre à ce qu'une augmentation de la fréquence des épisodes de fortes précipitations, notamment celles de longues durées, augmente les conditions d'initiation de ce type de glissement de terrain.

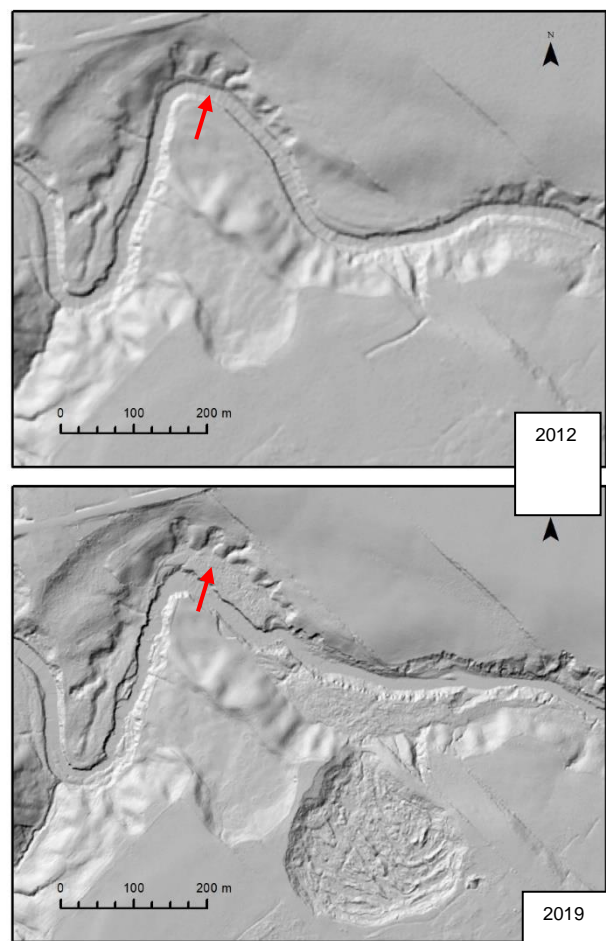


Figure 8. Relief ombré « avant » et « après » le glissement de St-Luc de Vincennes du 22 octobre 2016 illustrant la capacité de modification de l'écoulement d'un cours d'eau par les débris d'un important glissement de terrain. (source MTQ). La flèche rouge pointe une accumulation de colluvions qui protègent une ancienne zone d'érosion jadis active.

Les glissements le long des cours d'eau dans la plaine argileuse du St-Laurent résultent du couplage entre le

niveau de l'eau dans la pente (régime hydrogéologique) mais aussi de l'activité érosive de la rivière. D'ailleurs, malgré le fait que les conditions hydrogéologiques soient similaires le long d'un cours d'eau donné, les glissements ne se produisent presque exclusivement qu'aux endroits où il y a de l'érosion active (Hugenholtz et Lacelle, 2004; Levy et al. 2012). Par exemple, l'étude des mouvements de terrain le long de la rivière Chacoura (Locat et al. 1984 et Lévy et al. 2012) souligne le rôle des points d'érosion des talus argileux dans les méandres d'une rivière qui causent des glissements et en modifient sa géométrie. Levy et al. (2012) notent que la relation entre la position d'une rivière et d'un glissement de terrain n'est pas évidente. Ainsi, l'érosion ou les débris d'un glissement de terrain peut soudainement changer la position d'un cours d'eau et modifier les points d'érosion d'une façon significative et changer les endroits instables où un glissement pourrait survenir.

Pour ce qui est des grands glissements dans les argiles sensibles (e.g. Locat A. et al. 2013), Lebuis et al. (1983) et Demers et al (2014) mentionnent que la majorité de ceux-ci semble principalement amorcée par l'érosion au pied des berges des cours d'eau. Ces grands glissements semblent aussi survenir principalement entre les mois d'avril et de juin, comme les plus petits glissements, ces derniers servant souvent de déclencheur. Gauthier et Hutchinson (2012), dans leur étude de l'effet des conditions météorologiques sur cinq glissements rétrogressifs, n'ont pas trouvé de seuil de précipitation simple pour déclencher de grands glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'est du Canada. Ceci suggère qu'une combinaison temporelle et spatiale complexe de conditions préalables, d'énergie externe (par exemple, des tremblements de terre), de déclencheurs de précipitations et d'autres facteurs tels que la formation de gel et le dégel au sol seraient nécessaires pour déclencher de tels glissements de terrain. Toutefois, l'augmentation du nombre de glissements rotationnels dans les zones propices aux glissements rétrogressifs augmenterait la fréquence de ces derniers.

Il devient donc nécessaire de mieux comprendre l'influence du climat actuel sur la stabilité des talus (Cloutier et al. 2017, Germain et al. 2020) On peut déjà considérer que pour les ruptures profondes et les grands glissements de terrain, il soit difficile de prédire l'impact de l'augmentation des précipitations et aussi de l'érosion sur l'accroissement ou non de l'augmentation des mouvements de terrain. Pour ce qui est des glissements superficiels et rotationnels le long des cours d'eau, leur fréquence pourrait augmenter. De plus, il ne faut pas oublier qu'environ 40% des glissements de terrain enregistrés au Québec chaque année sont causés par l'activité humaine (Demers et al. 2008), ce qui en fait un facteur tout aussi important, à court terme, que les changements climatiques.

### 3.3 Coulées pelliculaires et de débris

Hungr et al. (2013) distinguent les coulées de débris (*debris flows*) des coulées pelliculaires (*debris slides*) par le fait que les coulées pelliculaires sont le résultat d'un glissement initial plus ou moins planaire, peu profond,

évoluant en une coulée et qui, à court terme, ne peut se reproduire au même endroit. Pour les coulées de débris, celles-ci se produisent habituellement dans des ravins ou dans le prolongement de ravins, sur des pentes où les stocks de sédiments/colluvions sont abondants et le long desquels la source de matériel peut varier et donc produire des événements à différents moments (fig. 9). Au Québec, les coulées pelliculaires ont été fréquemment observées le long des vallées glaciaires sur des pentes de plus de 20° (Dionne et Filion 1984, Kaczka et Morin 2006, Germain et al. 2018) et impliquaient principalement du till en contact avec une surface rocheuse souvent polie par l'écoulement des glaciers. Meunier (1994) considère que puisqu'il y a un continuum dans l'augmentation de la concentration en sédiments à partir des écoulements en laves torrentielles jusqu'aux coulées de débris, les deux types d'écoulement peuvent être considérés dans l'analyse des mouvements de masse. Un tel exemple est fourni par Ouellet et Germain (2014).

Au Québec, les coulées de débris se retrouvent surtout dans le parc des Laurentides, en Gaspésie sur les cônes colluviaux à la base des encoches d'érosion dans les escarpements rocheux des vallées glaciaires (Hétu et al. 2003, Fortin et al. 2015) et dans la région de Charlevoix où on retrouve typiquement une variété de dépôts quaternaires pulvérulents sur les flancs des massifs rocheux (Locat P. et al. 2008).

Pour les deux types de coulées (de débris et pelliculaires) ce sont des types de mouvements considérés comme étant habituellement déclenchés par des précipitations abondantes (Guzzetti et al. 2008; Boulet et al. 2022, ce volume). Lors des pluies extrêmes survenus au Saguenay en juillet 1996, de nombreux glissements de ce genre (surtout des coulées pelliculaires) ont été observés dans la région montagneuse du parc des Laurentides (Perret et Bégin 1997).

Ces mouvements sont donc reconnus comme pouvant être les plus sensibles aux changements climatiques car la masse impliquée dans le glissement est rapidement saturée par un événement de précipitations abondantes (Jakob 2022). Par contre, Fortin et al. (2015, p.469) notent pour la période de 1974-2013 en Gaspésie : « *que les indices climatiques présentent une grande variabilité dans le temps et l'espace et qu'il est difficile d'associer les indices climatiques avec les coulées de débris qui répondent à des événements météorologiques ponctuels plutôt qu'aux tendances climatiques révélées par les indices.* » Pour les cas étudiés par Fortin et al. (2015), les événements de coulées de débris n'étaient pas précédés par des périodes de pluie assez abondantes (R2) comme ce fut le cas pour le Déluge du Saguenay ou les coulées de débris dans Charlevoix en 2005 (Locat P. et al. 2008).

L'augmentation de la fréquence des pluies abondantes (longue ou courte durée) aura une incidence sur l'augmentation du nombre de coulées de débris et pelliculaires dans le futur. Pour bien en apprécier l'impact, il faudra réaliser des études appuyées sur des données climatiques détaillées dans des secteurs actifs et pour lesquels un effort devrait être entrepris pour dater le plus d'événements possibles afin d'évaluer les conséquences à long terme.

Un exemple d'une telle approche a été réalisée par Jakob et Owen (2021) pour la zone montagneuse près de Vancouver afin d'estimer les impacts de futurs changements climatiques dans cette région. Avec des modèles de terrain plus précis et le nouveau modèle climatique (CMIP6, R8.5), ils prévoient une variation importante de l'augmentation du nombre de coulées de débris de près de 300% d'ici la fin du siècle!

### 3.4 Glissements rocheux et chutes de pierres

Comme pour les autres types de mouvements de masse, l'eau joue un rôle déstabilisateur important. L'accumulation d'eau dans des fissures déjà ouvertes exerce une poussée qui peut être suffisante pour causer la rupture.



Figure 9. Coulées de débris dans la vallée de Mont-Saint-Pierre causées par le passage de la tempête post-tropicale Arthur les 4, 5 et 6 juillet 2014 (73 mm de précipitations à la station d'Environnement Canada à Cap-Madeleine).

Le glissement par basculement de 1889 dans la ville de Québec, avec 153 mm de pluie en quatre jours, en est un bon exemple (Locat et Turmel 2020). Tel qu'indiqué à la section sur l'hydrogéologie, le remplissage des fissures verticales (e.g. lors de la fonte du couvert nival ou de fortes pluies) peut générer localement une forte augmentation

des pressions interstitielles. Par exemple, à la figure 3 on note une augmentation de 4 m de la colonne d'eau dans une fissure. Cloutier et al. (2015), pour le glissement de Gascons en Gaspésie, ont observé une augmentation du niveau d'eau atteignant 9.5 m suivant la fonte du couvert neigeux accompagnée d'une accélération des déplacements du glissement.

Une autre façon pour l'eau de déstabiliser des blocs rocheux (chutes de pierres) est par l'action des coins de glace (Arosio et al. 2013). L'eau exerce une poussée lorsqu'elle prend de l'expansion en gelant à l'intérieur d'une fissure, l'eau contribue aussi à l'effritement et l'altération des massifs rocheux.

L'eau qui ruisselle sur une paroi rocheuse favorise aussi des instabilités locales permettant à des parois rocheuses de se désagréger et favoriser les chutes de pierres. Une augmentation de pluies extrêmes devrait ainsi entraîner une augmentation de la fréquence des chutes de pierres le long des parois abruptes (Pratt et al. 2019).

Ainsi, les variables climatiques d'intérêts au Québec pour les glissements rocheux sont les précipitations, principalement les événements de précipitations abondantes et les cycles de gel-dégel.

Plus au Nord, le réchauffement global contribuera au dégel du pergélisol dans les falaises. Ici le phénomène est inverse, i.e. que la fonte de la glace dans les fissures peut augmenter les pressions interstitielles et aussi réduire l'effet cimentaire de la glace (Gruber et Haeberli 2007). Ce phénomène est particulièrement important dans les régions montagneuses où il contribue à générer de très grands glissements rocheux. Le Québec n'est pas doté de chaînes montagneuses en haute altitude mais les Monts Groulx et les Chic Chocs pourraient toutefois être affectés.

### 3.5 Avalanches de neige

Les avalanches de neige au Québec se produisent dans diverses régions où les accumulations de neige sont abondantes et où des versants à pente suffisamment raide (> 25 degrés) permettent leurs déclenchements (Héту et al. 2008). L'accumulation de neige varie selon les régions du Québec avec les valeurs les plus élevées dans les monts Chics-Chocs (Gaspésie), le massif des Grands Jardins (Charlevoix) et les monts Valin (Saguenay). Les avalanches de neige sont fortement contrôlées par les conditions météorologiques hivernales (Héту 2007, Gauthier et al., 2017). Au moins 8 grands types de problèmes d'avalanche ont été identifiés dans la littérature (Statham et al. 2018) : 1) avalanche de neige sèche sans cohésion, 2) avalanche de neige mouillée sans cohésion, 3) avalanche de plaque de neige mouillée, 4) avalanche de plaque de neige de tempête, 5) avalanche de plaque à vent, 6) avalanche de plaque persistante, 7) avalanche de plaque persistante profonde, et 8) chute de corniche. Tous sont reliés aux conditions météorologiques qui influencent directement ou indirectement la stabilité du manteau neigeux.

Au Québec, et plus particulièrement en Gaspésie, les avalanches sont principalement causées par des accumulations importantes de neige lors des tempêtes (Héту 2007, Germain et al. 2009, Gauthier et al. 2017, Meloche et al. 2018). Selon les projections climatiques, la



quantité totale des précipitations solides en hiver devrait légèrement diminuer. En contrepartie, une hausse totale des précipitations liquides (voir Ouranos 2021 c1.2.1, <https://portclim.ouranos.ca/#/regions/8>) devrait entraîner une hausse de la proportion du nombre d'avalanches de neige mouillée sans cohésion, d'avalanches de neige de plaque mouillée et de *slushflows* (fig. 10). D'ailleurs, la fréquence du nombre moyen de tempête de neige humide, lorsque la température de l'air fluctue autour de 0°C, a doublé entre 1939 et 2020 dans le nord de la Gaspésie (Gauthier et al. 2016). Ce type de problème d'avalanche est actuellement concentré durant la période de dégel au printemps et lors des événements, encore peu fréquent, de redoux hivernaux ou de pluie sur neige. Une transition vers ce type d'avalanche, plus lourde, n'est pas sans conséquence. Elle pourrait mettre à l'épreuve certaines infrastructures et causer des dommages plus importants.



Figure 10. Avalanche de neige mouillée sur la route 132 à l'est de Mont-Saint-Pierre survenue lors de la tempête de neige du 2 et 3 mars 2013 (140 mm E.E. à la station d'Environnement Canada à Cap-Madeleine) (source : Avalanche Québec).

Il est difficile de se prononcer sur l'effet des changements climatiques sur les autres types de problèmes d'avalanche comme les avalanches de plaque persistante. Ces dernières sont davantage contrôlées par des processus de métamorphisme dans le manteau neigeux. Une étude plus approfondie est nécessaire pour éviter de spéculer sur la nature des modifications que pourrait avoir le changement climatique sur la structure et la stabilité du manteau neigeux.

Les coulées de neige liquéfiée ou *slushflows* sont un type particulier d'avalanche de neige qui consiste en une coulée de neige saturée en eau s'écoulant généralement dans le lit d'un cours d'eau en tête de bassin. Les *slushflows* se comportent plutôt comme des coulées de

débris (debris flow) ou des écoulements hyperconcentrés et ne doivent pas être confondus avec des avalanches de neige sèche ou humide. Les *slushflows* se produisent plutôt sur des pentes inférieures à 20 degrés (Hestnes, 1996; Hétu et al., 2016). Les *slushflows* sont un phénomène naturel rencontré partout où il y a présence d'un couvert de neige saisonnier (Onesti et Hestnes, 1989; Hestnes et Sandersen, 2000), mais dont l'occurrence semble plus marquée dans les environnements arctiques et subarctiques (Hétu et al., 2016; Hestnes, 1996). Les *slushflows* se produisent suite à la saturation du manteau neigeux lors de périodes de fusion accélérée, soit : 1) lors de redoux ou du dégel printanier; et 2) durant des événements de pluie sur neige tard en hiver lorsque les ravins sont remplis de neige (Onesti, 1985; Hestnes et al., 1994; Decaulne et Sæmundsson, 2006; Hétu et al., 2016). Ce sont des conditions météorologiques particulières dont la fréquence est susceptible d'augmenter avec les changements climatiques (Hétu et al. 2016), notamment dans l'arctique où l'augmentation des précipitations solides en hiver et la hausse des pluies durant la période de fonte printanière ont le potentiel d'accroître la fréquence d'occurrence et la magnitude des *slushflows*.

### 3.6 Chutes de blocs de glace

La formation des carapaces et des cascades de glace provient du gel de l'eau des résurgences ou d'un petit cours d'eau sur les parois rocheuses (Gauthier et al. 2013, 2015a). Les chutes de blocs de glace sont issues du dégel et de l'effondrement de ces formations de glace sur les parois rocheuses (Gauthier et al. 2013, 2015a). Elles sont particulièrement fréquentes dans le nord de la Gaspésie là où la route longe de près de hautes parois rocheuses. Les conditions climatiques propices à leur effondrement comprennent l'augmentation des températures (degrés-jours de dégel), les variations du débit et les précipitations liquides (Gauthier et al. 2012, 2015b). Une hausse globale de la température en hiver raccourcira inévitablement la saison de croissance de ces formations de glace. Par contre, le volume des glaces qui se forment sur les parois dépend de la recharge en eau souterraine à l'automne et de la régularité des écoulements tout au long de l'hiver. Les redoux hivernaux et les recharges de la nappe en hiver pourraient favoriser la formation de structures de glace plus volumineuses sur les parois rocheuses et des chutes de blocs de glace de plus grande magnitude. Cependant, cet effet pourrait être limité par les températures plus douces et la fréquence accrue des redoux hivernaux. L'augmentation de la fréquence et de l'intensité des redoux et des pluies en hiver pourraient provoquer une hausse de la fréquence des chutes de blocs au cœur de la saison. Enfin, le dégel plus hâtif de ces formations de glace entraînera leur effondrement plus tôt au printemps.

## 4 PRÉVENTION ET ADAPTATION

Les inventaires de mouvements de terrain présentés par David et al. (2022) et Poulin-Leboeuf et al. (2022) montrent clairement que le territoire habité du Québec est depuis très longtemps affectés par les glissements de terrain,

particulièrement par ceux se produisant dans les sols argileux où est concentrée la population (Demers et al. 2008).

La meilleure façon de se préparer à une augmentation potentielle des mouvements de terrain est d'éviter d'augmenter l'occupation du territoire dans les zones exposées à ces aléas (Ministère de la sécurité publique, 2014). Pour cette raison, la Loi sur l'aménagement et l'urbanisme du Québec, promulgué en 1979, stipule que les schémas d'aménagement doivent « *déterminer toute zone où l'occupation du sol est soumise à des contraintes particulières pour des raisons de sécurité publique, telle une zone d'inondation, d'érosion, de glissement de terrain ou d'autre cataclysme, ou pour des raisons de protection environnementale des milieux humides et hydriques* ». À cette fin, le conseil d'une municipalité peut « *adopter un règlement de zonage pour son territoire afin de régir ou prohiber tous les usages du sol, constructions ou ouvrages, ou certains d'entre eux, compte tenu, soit de la topographie du terrain, ... soit des dangers d'inondation, d'éboulis, de glissement de terrain ou d'autres cataclysmes* » ainsi que « *régir ou prohiber toutes les opérations cadastrales ou certaines d'entre elles* » (Gouvernement du Québec, 2021).

Afin d'aider les municipalités à tenir compte de cet aléa, le Gouvernement du Québec soutient celles-ci en préparant des cartes de contraintes délimitant les zones exposées aux glissements de terrain, et en proposant un cadre normatif pour les accompagner (Demers et al., 2008, Potvin et al., 2014). De plus, le Gouvernement supporte aussi les municipalités qui le désirent à développer des systèmes de gestion des risques et de monitoring (Potvin et al., 2017) et initie aussi des travaux de prévention où les risques sont jugés trop élevés pour la population (Potvin et al. 2014).

Le gouvernement du Québec offre aussi un soutien aux citoyens et aux municipalités pour faire face aux situations d'urgence, en fournissant du soutien technique et financier lors de ces événements (Demers et al., 2008). Des formations sont aussi données aux premiers intervenants afin de savoir comment réagir lorsqu'ils sont confrontés à un glissement de terrain, mais aussi pour en détecter les signes précurseurs, afin d'agir en amont des problèmes (Gouvernement du Québec, 2019). Finalement, le gouvernement du Québec soutient la recherche dans le domaine des risques naturels pour divers groupes universitaires étudiant les risques naturels dont ceux à l'Université Laval, à l'Université du Québec à Rimouski et à l'INRS (e.g. Locat A. et al., ce volume).

Les roches métamorphiques de la Côte Nord génèrent moins de chutes de pierres et de glissement que les roches principalement sédimentaires et plus friables de la Gaspésie. En effet, la péninsule gaspésienne est très exposée aux mouvements de masse par sa nature montagnaise et côtière. De plus, le massif rocheux, particulièrement celui du côté nord de la péninsule, y est très friable. Notons que plusieurs types d'aléas s'y produisent sur une base régulière, tels que les glissements rocheux, les avalanches et les chutes de pierres et de glace. Ainsi, la réduction du risque lié aux mouvements de masse pourrait se faire dans une approche globale, intégrant les divers aléas.

Pour ce qui est des glissements rocheux, ils se produisent plus localement sur le territoire québécois. Les villes de Québec et Lévis sont exposées aux aléas rocheux principalement au niveau des falaises en bordure du fleuve et plusieurs chutes de pierres, généralement sans gravité, s'y produisent annuellement. Les changements climatiques ont le potentiel d'augmenter l'occurrence de tels événements et l'adaptation passera par une meilleure cartographie des risques et la mise en place de mitigation active visant à stabiliser les parois.

Pour ce qui est des chutes de pierres, les recherches récentes dans le cadre du projet *ParaChute* ont permis de développer la Méthode d'Évaluation du Danger de Chutes de Pierre (MEDCP) qui a été appliquée aux structures linéaires (route, voies ferrées, Cloutier et al. 2015 et 2017). Toujours dans le cadre du projet *ParaChute* une méthode de cartographie morphostructurale d'un territoire a permis d'avoir une approche holistique des phénomènes des glissements de terrain le long d'un corridor ferroviaire (Locat et al. 2013).

Les coulées de débris, les avalanches de neige, les coulées de neige liquéfiée et les chutes de blocs de glace ont une forte tendance à se reproduire au même endroit. Ainsi, leur inventaire permet de développer une approche de gestion du risque qui peut soit viser à mettre en place des mesures de protection (e.g. murets) ou encore à réaliser le déplacement des infrastructures lorsque possible (Gauthier et al., 2016), ou encore faire un suivi des sites avalancheux (Veilleux et al. 2021).

On peut aussi adopter une pratique de gestion préventive en se dotant d'outil d'aide à la décision qui s'appuient sur la capacité à prédire l'occurrence des aléas (Gauthier et al. 2015, 2018, Fontaine, A., et al. 2013, Laliberté et al. 2022, ce volume). Brousseau (2018) a illustré le fait que l'éducation du public aux dangers d'avalanche pouvait aussi contribuer à réduire les risques associés. Ceci est particulièrement vrai si on considère que la pratique du ski et de la motoneige hors-piste est la principale cause des accidents et décès par avalanche au Canada (<https://www.avalanche.ca/incidents>). Une telle approche d'éducation pourrait aussi être étendue à d'autres activités extérieures à proximité de parois rocheuses et pouvant impliquer d'autres types de mouvement de masse.

Certains sites connus de glissements actifs vont nécessiter une analyse plus fine des comportements, afin de documenter l'effet des événements météorologiques sur la cinétique des glissements et ainsi permettre de développer des critères d'alerte (Cloutier et al. 2015) ou encore identifier plus précisément les zones à risque.

## 5 CONCLUSIONS SOMMAIRES

Une revue des divers types de mouvements de masse au Québec a permis d'illustrer leurs liens avec les paramètres climatiques tels que les précipitations abondantes et les variations de température. De plus, chaque type de mouvement de masse a son mode de déclenchement particulier qui varie selon les propriétés des matériaux et des conditions externes qui peuvent être directement liées aux précipitations ou à des variations de température.

Dans certains cas, comme pour les glissements superficiels, on doit considérer l'interaction entre les charges hydrauliques et l'érosion en pied de talus. Bien que ces aspects soient connus, prédire l'occurrence de ces phénomènes selon les conditions climatiques actuelles demeure l'objet d'efforts de recherche intensifs.

Pour ce qui est de l'impact des changements climatiques sur la fréquence et la magnitude des mouvements de masse, les indications sont à l'effet qu'ils seraient variables selon le type de mouvement. Par exemple, les effets seraient faibles pour les grands glissements alors qu'ils seraient plus importants pour les coulées superficielles et les avalanches de neige mouillée. Dans plusieurs cas, le rôle du climat actuel est déjà complexe et implique les effets couplés de plusieurs facteurs ce qui va nécessiter davantage d'analyse et d'intégration.

Les approches à la mitigation envers les mouvements de masse sont variées mais visent principalement l'évitement, i.e. identifier les zones à risques (e.g. argiles sensibles, couloirs d'avalanche) et aménager en conséquence. S'il y a lieu, certaines mesures de protection pourront être mises en place s'il est impossible de déplacer les éléments à risques (e.g. murs ou filet de captage de chutes de pierres). Plusieurs de ces approches vont nécessiter le développement d'outils numériques visant à mieux prévoir le déclenchement des glissements, i.e. la rupture (Locat A. et al. 2013, Tremblay-Auger et al. 2020) et les conséquences de la post-rupture dont la propagation des débris (Turmel et al. 2019).

## 6 REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous les organismes qui participent au financement de la recherche en lien avec l'impact des changements climatiques sur les mouvements de masse dont le Ministère de la sécurité publique du Québec, le Ministère des Transports du Québec et le Fonds Vert. Pour plusieurs projets, il y a souvent une contribution significative du CRSNG ainsi que du FQRNT. Nous remercions aussi toutes les personnes qui participent à la réalisation de nos travaux de recherche dont les chercheurs(es), les étudiante(es) gradués(ées) et les professionnels(les) de recherche et les techniciens(nes). Finalement nous remercions monsieur M. Braun d'Ouranos pour sa revue du volet climatique de l'article et un réviseur anonyme.

## 7 RÉFÉRENCES

Arosio, D., Longoni, L., Mazza, F., Paponi, M. et Zanzi, L. 2013. Freeze-thaw cycles and rockfall monitoring. C. Margottini et al. (eds.), *Landslide Science and Practice*, Vol. 2, pp.: 385-390.

Boyer, C., Chaumont, D., Chartier, I. et Roy, A.C. 2010. Impact of climate change on the hydrology of St. Lawrence tributaries. *Journal of Hydrology*, 384: 65-83.

Brousseau, É., 2018. La perception du risque en terrain avalancheux; Un premier portrait des utilisateurs du Parc de la Gaspésie et de la Réserve des Chic-Chocs.

Mémoire B.Sc., Université du Québec à Rimouski, 24 p.

Cloutier, C., Agliardi, F., Crosta, G.B., Frattini, P., Froese, C., Jaboyedoff, M., Locat, J., Michoud, C. et Marui, H. 2015. The First International Workshop on Warning Criteria for Active Slides: technical issues, problems and solutions for managing early warning systems. *Landslides*, 12: 205-212.

Cloutier, C., Locat, P., Demers, D., Fortin, A., Locat, J., Leroueil, S., Locat, A., Lemieux, J.-M. et Bilodeau C. 2017. Development of a long term monitoring network of sensitive slay slopes in Québec in the context of climate change. In V. Thakur et al. (eds.), *Landslides in Sensitive Clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research* 46, pp.: 549-558.

Cloutier, C., Locat, J., Geertsema, M. Jakob, M. et Schnorbus, M. 2017: Potential impacts of climate change on landslides occurrence in Canada. In: *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change (1st edition)*, Ho, K., S. Lacasse, and L. Picarelli (eds.), CRC Press, London, UK, pp. 34, doi:10.1201/9781315387789.

Cloutier, C., Locat, J., Gionet, P., Jacob, C., Dorval, P., Noël, F., Mayers, M., Turmel, D. et Bossé, F. 2015. An integrated management tool for rock fall evaluation along transportation corridors: description and objectives of the ParaChute research project. In: *Comptes rendus de la 68<sup>e</sup> Conférence canadienne de géotechnique et la 7<sup>e</sup> Conférence canadienne sur le pergélisol*, Québec, QC, 9 p.

Cloutier, C., Locat, J. et Noël, F. 2017. Estimating the rockfall reach potential from natural cliffs along a transportation corridor. *Comptes rendus du 3<sup>rd</sup> North American Symposium on Landslides*, Roanoke, Virginie, USA, pp.: 483-491.

David, E. Leblanc J.-F., Gauthier M.-L., Potvin J. et Demers D. 2022. Inventaire des événements historiques liés à différents aléas naturels survenus sur le territoire québécois. *Géorisques-VIII*, Québec (ce volume).

Decaulne, A. et Sæmundsson, Þ. 2006. Meteorological conditions during slush-flow release and their geomorphological impact in northwestern iceland: a case study from the bíldudalur valley. *Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography*, 88(3), 187-197.

Demers D., Leroueil, S. et D'Astous J. 1999. Investigation of a landslide in Maskinongé, Québec. *Revue Canadienne de géotechnique* 36: 1001-1014.

Demers D., Robitaille D., Potvin J., Bilodeau C. et Dupuis C. 2008. La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec. *Géorisques IV*, Québec, Presse de l'Université Laval, 8 p.

Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. 2014. Inventory of large landslides in sensitive clays in the province of Québec, Canada: preliminary analysis. *Landslides in sensitive clays: from geosciences to Risk management.*, 36. Edited by: J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers and J. Locat. Springer, p. 77-90.

Demers D., Robitaille D. et Poulain-Leboeuf L. 2018. Une année exceptionnelle pour les glissements de terrain au Québec. *Présentation au Colloque sur la sécurité civile 2018*, Ministère de la Sécurité publique, Québec.

- Dionne, J.-C. et Filion, L. 1984. Glissements pelliculaires sur les versants rocheux, Côte-Nord du Saint-Laurent, Québec. *Géographie physique et Quaternaire*, 38 : 193-200.
- Dubois, E., Larocque, M., Gagné, S. et Braun, M. 2022. Climate Change Impacts on Groundwater Recharge in Cold and Humid Climates: Controlling Processes and Thresholds. *Climate* 2022, 10, 6. <https://doi.org/10.3390/cli10010006>.
- Fontaine, A., Locat, J., Noël, F. et Turmel, D. 2013. Le logiciel Flow-R comme outil d'analyse du danger des coulées de débris le long de la façade maritime de Charlevoix, Québec. *Comptes rendus de la Conférence canadienne de géotechnique*, GéoMontréal, 7p.
- Fortin, G., Hétu, B., Gautier, F. et Germain, D. 2015. Extrêmes météorologiques et leurs impacts géomorphologiques : le cas de la Gaspésie. *Comptes rendus du XXVII<sup>e</sup> colloque de l'Association internationale de climatologie*, Liège, pp. : 469-474.
- Fournier E., Rosu C. et Chaumont D. 2017. Scénarios de changements climatiques pour l'évaluation des vulnérabilités de glissement de terrain aux changements climatiques. Rapport présenté au Département de géologie et de génie de l'Université Laval, Montréal : Ouranos. 29 pages.
- Gauthier, D. et Hutchinson, D.J. 2012. Evaluation of potential meteorological triggers of large landslides in sensitive glacio-marine clays, eastern Canada. *Natural Hazard Earth system Science*, 7: 3359-3375.
- Gauthier, F., Germain, D. et Hétu, B. 2017. Logistic models as a forecasting tool for snow avalanches in a cold maritime climate: northern Gaspésie, Québec, Canada. *Natural Hazards*, 89(1), 201-232.
- Gauthier, F., Banville-Côté, F., Boucher, D. et Germain, D. 2016. Les avalanches de neige sur les routes du nord de la Gaspésie (Québec, Canada): prévision, tendance et extrême climatique. Communication orale, 11<sup>e</sup> colloque sur les risques naturels, 84<sup>e</sup> congrès de l'Association francophone pour le savoir (ACFAS), Montréal, Canada.
- Gauthier, F., Allard, M. et Hétu, B. 2015a. Ice wall growth and decay: meteorological analysis and modelling. *Permafrost and Periglacial Processes*, 26(1), 84-102.
- Gauthier, F., Hétu, B. et Allard, M. 2015b. Forecasting method of ice blocks fall using logistic model and melting degree-days calculation: a case study in northern Gaspésie, Québec, Canada. *Natural Hazards*, 79 : 855-880.
- Gauthier, F., Montagnat, M., Weiss, J., Allard, M. et Hétu, B. 2013. Ice cascade growth and decay: a thermodynamic approach. *Journal of Glaciology*, 59: 507-523.
- Gauthier, F., Hétu, B. et Bergeron, N. 2012. Analyses statistiques des conditions climatiques propices aux chutes de blocs de glace dans les corridors routiers du nord de la Gaspésie, Québec, Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, 49 : 1408-1426.
- Germain, D., Dagenais-Du-Fort, É., Lajeunesse, P. et Simard, M. 2018. Dendrochronologic reconstitution of the seasonal timing and rainfall threshold for debris slide occurrence in eastern Canada. *Dendrochronologia*, 52: 57-66.
- Germain, D., Filion, L. et Hétu, B. 2009. Snow avalanche regime and climatic conditions in the Chic-Choc Range, eastern Canada. *Climatic Change*, 92(1), 141-167.
- Germain, A., Young, N., Lemieux, J.M., Locat, A., Delottier, H., Fortier, P., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D., Locat, J. et Cloutier, C. 2021. Hydrogeology of a complex Champlain Sea deposits Québec, (Canada): Implications for slope stability. *Revue Canadienne de géotechnique*, 58 : 1611-1626.
- Germain, D., Filion, L. et Hétu, B. 2009. Snow avalanche regime and climatic conditions in the Chic-Choc Range, eastern Canada. *Climatic changes*, 92: 141-167.
- Goransson, G., Hedfors, J., Ndayikengurukiye, G et Oden, K. 2016. Climate change induced river erosion as a trigger for landslide. *Comptes rendus du 17<sup>th</sup> Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic*, pp.: 1183-1192.
- Gouvernement du Québec, 2019. Formation pour les premiers intervenants sur les sites de glissements de terrain. *Colloque sur la sécurité civile*, 2019.
- Gouvernement du Québec 2021. Loi sur l'aménagement et l'urbanisme, Chapitre A-19.1. <http://www.legisquebec.gouv.qc.ca/fr/document/lc/a-19.1>
- Gruber, S. et Haeblerli, W. 2007. Permafrost in steep bedrock slopes and its temperature-related destabilization following climate change. *Journal of Geophysical Research*, 112: F02S18, doi:10.1029/2006JF000547, 10 p.
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. et Stark, C. P. 2008. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides*, 5(1), 3-17.
- Hestnes, E., 1996. Slushflow hazard—where, why and when? 25 years of experience with slushflow consulting and research. *Annals of Glaciology*, 26, 370-376
- Hestnes, E., Bakkehøi, S., Sandersen, F. et Andresen, L. 1994. Weather and snowpack conditions essential to slushflow release and downslope propagation. In *ISSW'94. International Snow Science Workshop, Snowbird, Utah. Proceedings*. Snowbird, UT, pp.: 40-57.
- Hestnes, E. et Sandersen, F. 2000. The main principles of slushflow hazard mitigation. *Comptes rendus du International Symposium Interpraevent 2020*, pp. : 267-280.
- Hétu, B. 2007. Les conditions météorologiques propices au déclenchement des avalanches de neige dans les corridors routiers du nord de la Gaspésie, Québec, Canada. *Géographie physique et Quaternaire*, 61(2-3), 165-180.
- Hétu, B., Fortin, G., Dubé, J., Boucher, D., Buffin-Bélanger, T. et Gagnon, J. P. 2016. Les conditions nivologiques et hydro-météorologiques propices au déclenchement des coulées de slush: L'exemple du Québec (Canada). *Climatologie*, 13, 71-95.
- Hugenholtz C.H. et Lacelle, D. 2004. Geomorphic controls on landslide activity in Champlain sea clays along Green's Creek, Eastern Ontario, Canada. *Géographie physique et Quaternaire*, 58: 9-23.

- IPCC, 2021. Summary for Policymakers. In: *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, A. Pirani, S. L. Connors, C. Péan, S. Berger, N. Caud, Y. Chen, L. Goldfarb, M. I. Gomis, M. Huang, K. Leitzell, E. Lonnoy, J.B.R. Matthews, T. K. Maycock, T. Waterfield, O. Yelekçi, R. Yu and B. Zhou (eds.)]. Cambridge University Press. In Press.
- Jakob, M. 2022. Chapter 14 - Landslides in a changing climate. *Landslide Hazards Risks and Disaster, 2<sup>nd</sup> Edition, Hazards and Disasters Series*, pp.: 505-579.
- Jakob, M. et Owen, T. 2021. Projected effects of climate change on shallow landslides, North Shore Mountains, Vancouver, Canada. *Geomorphology*, 393, <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2021.107921>.
- Kaczka, R.J. et Morin, H. 2006. The dendrochronological records of debris flow activity in SE Quebec. *TRACE* 5:233–239.
- Kenney, T.C. et Lau, K.C. 1984. Temporal changes of groundwater pressure in natural slope of non-fissured clay. *Revue Canadienne de géotechnique*, 20 : 138-146.
- Lafleur, J. et Lefebvre, G. 1978. Influence des écoulements souterrains sur la stabilité des pentes naturelles d'argile. Ministère des richesses naturelles, Direction générale des mines, Direction de la géologie, Service de géotechnique.
- Lebuis, J., Robert, J. M. et Rissmann, P. 1983. Regional mapping of landslide hazard in Quebec. *Rapport-Statens geotekniska institut*, (17), p. 205-262.
- Lemieux, J.-M., Germain, A., Tremblay, Y., Gatel, L., Arbour, G., Coulon, C. et Dupuis, C. 2022. Portrait des ressources en eau souterraine des îles de la Madeleine. Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, mars 2022, 291 p. et annexes.
- Locat, A., Jostad, H.P. et Leroueil, S. 2013. Numerical modeling of progressive failure and its implications for spreads in sensitive clays. *Revue Canadienne de géotechnique*, 50: 961–978.
- Locat, A., Lemieux, J.-M., Fortier, R., Turmel, D., Demers, D., Locat, P., Arel, J., Desgagné, J. et Côté, J. 2022. Programme de recherche sur les géorisques naturels à l'Université Laval depuis 2015 et perspectives futures. Ce volume.
- Locat, A., Locat, P., Demers, D., Leroueil, S., Robitaille, D. et Lefebvre, G. 2017. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: Investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism. *Revue Canadienne de géotechnique*, 54: 1357-1374.
- Locat J., Demers D., Lebuis J. et Rissmann P. 1984. Prédiction des glissements de terrain : Application aux argiles sensibles, rivière Chacoura, Québec, Canada. *Proceeding of the Fourth International Symposium on Landslides*, Toronto, Canada, vol. 2, pp. 549–555.
- Locat, J., Fontaine, A., Turmel, D., Noël, F., Lajeunesse, P., Joyal, G. et Bernatchez, P. 2013. Carte morphostructurale et mouvements de terrain de long de la façade maritime de Charlevoix : intégration des levés LiDAR, interférométriques et multifaisceaux. *Comptes rendus de la Conférence canadienne de géotechnique*, GeoMontréal, 7 p.
- Locat, J. et Leroueil, S. 2019. Changements climatiques et glissements de terrain. Mémoire présenté dans le cadre des travaux d'élaboration du Plan d'électrification et de changements climatiques. 14 p.
- Locat, J., Picarelli, L. et Leroueil, S. 2000. Some considerations on the role of geological history on slope stability and estimation of the minimum apparent cohesion of a rock mass. In: Bromhead, E., Dixon, N. et Ibsen, M.L. (eds) *The 8th International Symposium on Landslides*, 26–30 June 2000, Cardiff, UK, 935–942.
- Locat, J. et Turmel, D. 2020. Le glissement rocheux du 19 septembre 1889 le long du cap Diamant, Québec : une catastrophe appréhendée par Charles Baillairgé. *Revue canadienne de géotechnique*, 57 : 1915-1935.
- Locat, P., Demers, D., Lessard, D. et Ouellet, D. 2008. Le sinistre d'avril 2005 à Petite-rivière St-François : des causes à la gestion. *Comptes rendus de la 4e Conférence canadienne sur les géorisques: des causes à la gestion*. 10p.
- Meloche, F., Gauthier, F., Langlois, A. et Boucher, D. 2018. The northeastern continental snow climate: A new snow climate classification for the Gaspé Peninsula, Québec, Canada. *ISSW International Snow Science Workshop*, Innsbruck, Autriche.
- Meunier, M. 1994. Les progrès de la connaissance et les méthodes d'étude des phénomènes torrentiels, *La Houille Blanche*, 80:3, 25-31.
- Ministère de la Sécurité publique, 2014. Politique québécoise de sécurité civile 2014-2024 – Vers une société québécoise plus résiliente aux catastrophes. *Gouvernement du Québec*, 92p.
- Onesti, L. J. 1985. Meteorological conditions that initiate slushflows in the Central Brooks Range, Alaska. *Annals of glaciology*, 6, 23-25.
- Onesti, L. J. et Hestnes, E. 1989. Slush-flow questionnaire. *Annals of Glaciology*, 13, 226-230.
- Ouellet, M.-A. et Germain, D. 2014. Hyperconcentrated flows on a forested alluvial fan of eastern Canada: geomorphic characteristics, return period, and triggering scenarios. *Earth Surf. Process. Landforms* 39, 1876–1887.
- Ouranos, 2015. Vers l'adaptation. Synthèse des connaissances sur les changements climatiques au Québec. Édition 2015. Montréal, Québec : Ouranos. 415 p.
- Perret, D. et Bégin, C. 1997. Inventaire documenté des glissements de terrain associés aux fortes pluies de la mi-juillet 1996, région du Saguenay-Lac Saint-Jean. Institut national de la recherche scientifique (INRS-Géoresources). Rapport présenté au Bureau de reconstruction et de relance du Saguenay-Lac Saint-Jean.
- Potvin J., Mompin, R., Thibault, C., Demers, D., Bilodeau, C. et Desbiens, L. 2017. Saguenay Risk Management. Dans *Landslides in sensitive clays: from research to implementation*. Edité par V. Thakur, J.S. L'Heureux, et A. Locat. Springer, Netherlands, *Advances in Natural and Technological Hazards Research* 46: 417-427.

- Poulain-Leboeuf L., Allard M. et Demers D. 2022. Portrait statistique de la distribution temporelle et spatiale des glissements de terrain au Québec. Géorisques-VIII, Québec. Ce volume.
- Pratt, C., Macciotta, R. et Hendry, M. 2019. Quantitative relationship between weather seasonality and rock fall occurrences north of Hope, BC, Canada. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78: 3239-3251.
- Sillmann, J., Kharin, V. V., Zwiers, F. W., Zhang, X. et Bronaugh, D. 2013a. Climate extremes indices in the CMIP5 multimodel ensemble: Part 2. Future climate projections. *Journal of Geophysical Research: Atmospheres*, 118: 2473–2493.
- Sillmann, J., Kharin, V. V., Zwiers, F. W., Zhang, X. et Bronaugh, D. 2013b. Supplementary material. *Journal of Geophysical Research*, 118(6).
- Tavenas, F. 1984. Landslides in Canadian sensitive clays at State-of-the-art. In *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*, Toronto, Ontario, p.16-21.
- Tremblay-Auger, F., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Demers, D., Therrien, J. et Mompin, R. 2020. The 2016 landslide at Saint-Luc-de-Vincennes, Québec: geotechnical and morphological analysis of a combined flowslide and spread. *Revue Canadienne de géotechnique*, 58: 295-304.
- Turmel, D., Locat, P., Locat, J., Locat, A. et Leroueil, S. 2020. The energy reduction factor ( $F_{ER}$ ) to model sensitive clay flowslides using in situ geotechnical and rheological data. *Landslides*, 17: 839-853.
- Veilleux, S., Decaulne, A. et Bhiry, N. 2011. Snow cornice and snow avalanche monitoring using automatic time lapse cameras in Tasiapik Valley, Nunavik (Québec) during the winter of 2017–2018. *Arctic Science*, 7: 798-812.



# Hydro-Geomorphic Effects of the November 2021 Atmospheric Rivers on Infrastructure in Southwestern British Columbia

Carie-Ann Lau<sup>1</sup>, Matthias Jakob<sup>1</sup>, Alex Baumgard<sup>1</sup>, Andy Rios<sup>2</sup>, Drew Brayshaw<sup>3</sup>, Melinda M. Brugman<sup>4</sup>, Tom Millard<sup>5</sup> & Liam Giblin<sup>5</sup>

<sup>1</sup>*BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada*

<sup>2</sup>*BC Hydro, Burnaby, BC, Canada*

<sup>3</sup>*Statlu Environmental, Chilliwack, BC, Canada*

<sup>4</sup>*Meteorological Service of Canada, Vancouver, BC, Canada*

<sup>5</sup>*Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development, Nanaimo, BC, Canada*



## ABSTRACT

From mid to late November 2021, southwestern British Columbia was affected by a series of atmospheric rivers that caused widespread flooding, bank erosion, and shallow landslides. Critical infrastructure was damaged across the southwestern portions of the province involving highways, pipelines, transmission lines, and railways. In addition, landslides impacted some homes on, or below, steep slopes. We describe the development, meteorology, intensity, and duration of the atmospheric rivers including rainfall and snowmelt and their relationship to observed flood magnitudes. Debris flows and debris floods (including post-wildfire events), shallow landslides, flooding, bank erosion, and avulsions that affected infrastructure corridors are mapped. We examine the failure mechanisms of critical infrastructure and provide general guidance on shifting from a standard-based design approach towards a fully risk-based design approach.

## RÉSUMÉ

Du milieu à la fin du mois de novembre 2021, le sud-ouest de la Colombie-Britannique a été touché par une série de rivières atmosphériques qui ont provoqué des inondations généralisées, l'érosion des bords des cours d'eau, et des glissements de terrain superficiels. Des infrastructures essentielles ont été endommagées dans les régions du sud-ouest de la province, notamment des autoroutes, des oléoducs, des lignes à haute tension, et des chemins de fer. De plus, des glissements de terrain ont touché certaines habitations sur ou au pied de pentes raides. Nous décrivons le développement, la météorologie, l'intensité, et la durée des rivières atmosphériques, y compris les précipitations et la fonte des neiges et leur rapport avec l'ampleur des crues observées. Les laves torrentielles et les charriage torrentiels (y compris les événements d'après incendie de forêt), les glissements de terrain superficiels, les inondations, l'érosion des bords des cours d'eau, et les avulsions qui ont affecté les corridors d'infrastructure sont cartographiés. Nous examinons les mécanismes de rupture des infrastructures essentielles et fournissons des conseils généraux pour l'utilisation d'une méthode de design basée sur le risque plutôt qu'une approche conventionnelle.

## 1 INTRODUCTION

Southern British Columbia (BC) was affected by a series of four atmospheric rivers (ARs) between November 13 and December 2, 2021. High intensity rainfall, prolonged rainfall duration, and snow melt caused widespread flooding on the mountainous rivers and their tributaries. The prolonged and intense nature of the first AR between November 13 to 15, 2021 caused high rates of sediment transport and bank erosion on large rivers. The high rainfall intensity, combined in some cases with post-wildfire effects, resulted in widespread debris flows and debris floods in mountainous streams.

At least six fatalities occurred due to geohazards – five from a debris flow on Duffy Lake Road and one from floods. Economic damages are still being tallied, and likely exceed more than \$5 billion for emergency response, insurance claims, reconstruction of critical infrastructure (roads, pipelines, railways), rebuilding of damaged private

properties, and recovering lost agriculture. This event will likely become BC's most costly natural disaster to date.

This paper describes the meteorological conditions that generated the series of ARs, documents the widespread extent of geohazards that occurred, and presents representative case studies of events affecting infrastructure observed by provincial agencies, infrastructure companies, and consulting practitioners.

## 2 STUDY AREA

### 2.1 Overview

The study area is in southwestern BC and the affected area covers approximately 2,000 km<sup>2</sup> (Figure 1). While floods and other geohazards were also triggered in the East Kootenays, near Revelstoke, and in Washington State (WA), this paper will focus on the most concentrated geohazard areas in southwestern BC.



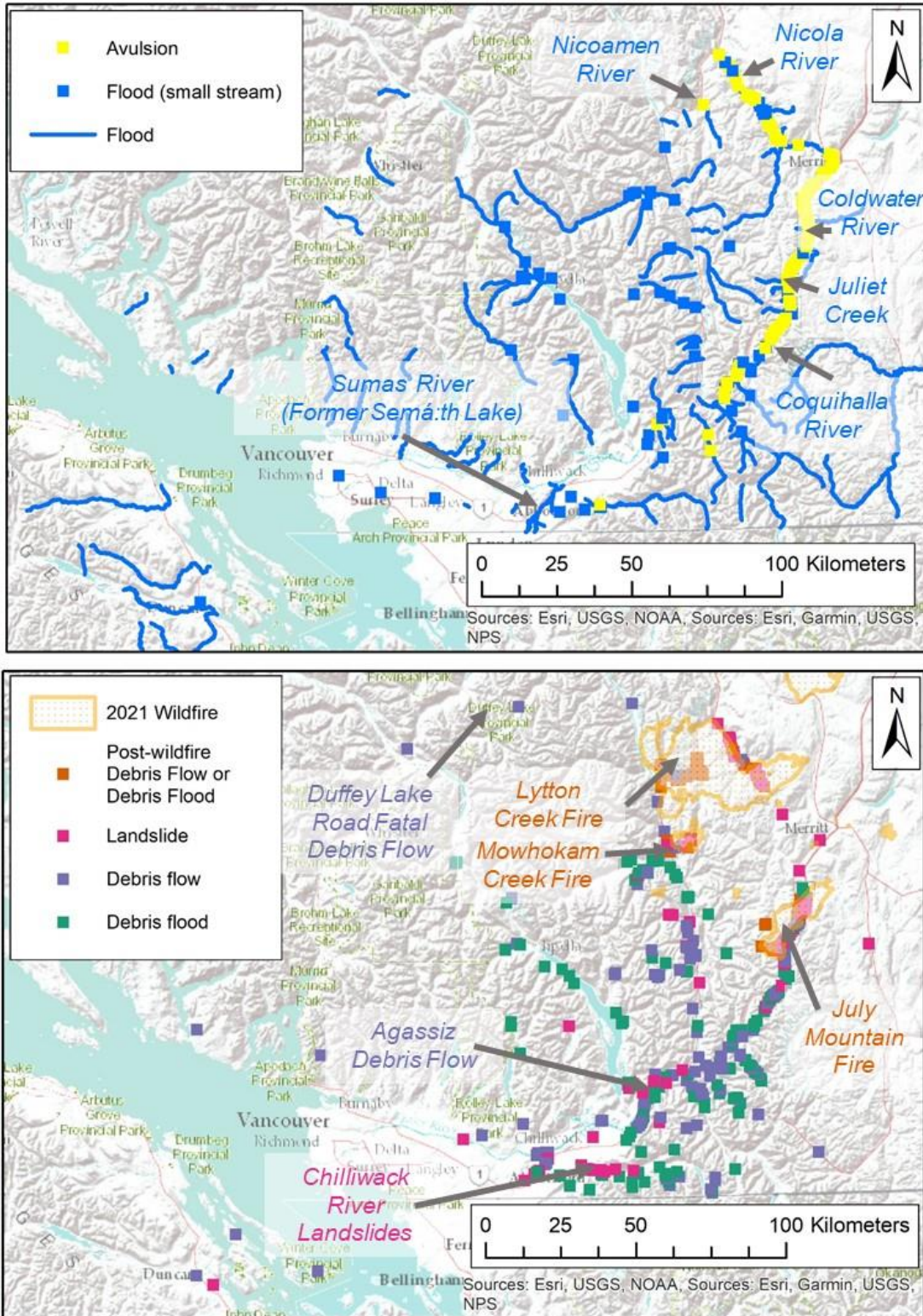


Figure 1: Areas of Southwestern British Columbia affected by the November 2021 ARs. Locations described in text are labelled. Top – Flood and avulsion events. An avulsion is when a river channel changes location, often abruptly, along part of its course. Bank erosion is too widespread along the Coldwater, Nicola, and Coquihalla Rivers to show in figure. Bottom – Post-wildfire events, landslides, and debris flows and debris floods.

The affected area is characterized by mountainous terrain of the Coastal Mountains, including the Cascade and Pacific Ranges. These mountains typically act as a barrier to moisture travelling into the drier interior of BC. However, during the major AR on November 14 and 15, 2021 the moisture “spilled over” the typical rain shadow and into the southern portion of the Thompson Plateau.

Mountainous valleys of Southern BC are important corridors for infrastructure and are host to several highways, oil and gas pipelines, Canadian National (CN) and Canadian Pacific (CP) railways, power transmission corridors, and communication poles and fibre optic cables. Highways and secondary roads also provide access to logging areas within the Coastal Mountains. West of the Coastal Mountains, infrastructure follows the flatter floodplain of the Fraser River and its adjacent tributaries towards Metro Vancouver. Near Chilliwack, Highway 1 crosses the former lakebed of Semá:th (Sumas) Lake, which was drained in the early 1920s with canals and protected by a pump and dike system to provide additional farmland in the Fraser Valley.

## 2.2 Geohazard Inventory

We identified the locations of geohazards triggered by the ARs from helicopter and ground observations (data provided by BGC Engineering; Statlu Consulting; Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development Engineering Branch; BC Hydro), Ministry of Transportation and Infrastructure (MOTI) Flickr photographs, social media posts, post-event lidar digital elevation models and orthoimagery. Figure 1 shows the summary of the recorded geohazards triggered by the ARs.

## 2.3 Relation to 2021 Wildfires

The 2021 wildfire season burned approximately 870,000 hectares of land, which corresponds to the third worst fire season to date in BC. The intensity of the wildfire season was caused by drought conditions triggered by low precipitation and the climate-change driven heat dome in early summer 2021. Figure 1 shows the extents of the 2021 wildfire in relation to the geohazards observed from the ARs. Notably, many of the observed geohazards originated from the Lytton Creek, July Mountain Fire, and Mowhokam Creek fire perimeters.

# 3 HYDROCLIMATE

Given the widespread nature of the geohazard events, an examination of the meteorological conditions that led to these storms is warranted. This section summarizes the train of ARs and the resultant hydroclimatic responses in southwestern BC.

## 3.1 Weather Conditions

In the month leading up to November 15, 2021, antecedent moisture conditions (monthly prior totals on Nov 13) were approximately 30% higher than normal in southwestern BC (Environment and Climate Change Canada (ECCC), 2021). These elevated levels were due to the coincidence

of the La Niña and cool Pacific Decadal Oscillation global weather patterns, which correspond to wet winters in Southern BC (Whitfield et al., 2010).

The November 13 to 15, 2021 AR connected an approximately 4,000 km plume of subtropical moisture to Southern BC. At its peak, the AR was approximately 500 km wide, stretching between Seattle, WA, and northern Vancouver Island, with the most intense band centred in the 150 km between Bellingham, WA and Squamish, BC. The AR track was oriented nearly parallel to the Fraser River valley, resulting in enhanced storm convergence as the valley narrows east towards Hope (ECCC, 2021; Gillet et al., in press).

ECCC issued a special emergency advisory for the potential of severe winter weather on November 12 and issued a rainfall and snowfall warning on November 13, 2021. Precipitation began later on November 13. Precipitation began to intensify overnight in southwestern BC and switched to rain by the morning of November 14, with the highest rainfall rates occurring on November 14 and 15, 2021 (Figure 2). Although snow levels plummeted ahead of the storm to valley bottoms, the snow levels rapidly rose above 2000 elevation when the AR streamed inland into the Fraser Valley. Freezing levels gradually rose and very little snow was left on the mountains surrounding the Fraser Valley and over the crest of the Cascade Mountains by the end of the storm. On November 15, 2021, as the storm front moved through the Fraser Valley, a series of locally intense convective cells signalled the end of the AR.

A reprieve in intense weather presented between November 16 and 23, 2021 before three more ARs flowed across Southern BC on November 24 and 27, and December 1, 2021. Generally, these ARs were shorter duration and oriented more north or south than the first AR. While significant rainfall occurred from these ARs, the shift in storm tracks spared the areas most damaged by the first AR from further intense flooding. Due to the high antecedent moisture conditions, localized geohazards and floods were triggered in some areas.

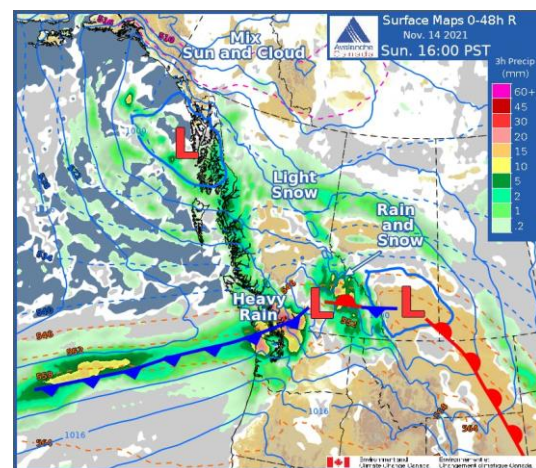


Figure 2. Weather patterns and rainfall near the peak intensity of the storm in the afternoon of November 14, 2021. Image generated by the Pacific Storm Prediction Center of the Meteorological Services of Canada in collaboration with Avalanche Canada.

### 3.2 Storm Rainfall

Table 1 summarizes the rainfall totals from the first AR at representative climate stations across the study area. Approximate annual exceedence probabilities (AEP), based upon historical climate data, are provided for the rainfall magnitude based upon Regional Precipitation Frequency Analysis (DTN and MGS Engineering, 2021). We note that these AEPs are not adjusted for climate change.

Sites within the Coastal Mountains experienced a 1 in 10 to 1 in 500-year rainstorm event. As the AR pushed over the rain shadow, the result was a previously unobserved deluge corresponding to a 1 in 100 to less than 1 in 1,000-year rainstorm event. Many sites received half to more than a month's rainfall during the first AR (ECCC, 2021).

The rainfall during the later ARs was less than the first AR, but still corresponded to a 1 in 25-year to 1 in-100-year event in the Fraser Valley and Western Vancouver Island, respectively (ECCC, 2021).

Table 1. Summary of reported rainfall data during the first AR (Nov 13-15, 2021, starting at 1700 hrs local time) at representative climate stations in the affected area. Sources: ECCC, Pacific Climate Impacts Consortium.

Climate Station	24-hour rainfall (mm)	24-hour AEP	48-hour rainfall (mm)	48-hour AEP
Hope Regional Climate Station (RCS)	174	0.5%	294	<0.2%
Agassiz RCS	158	10%	227	5%
Lytton RCS	65	5%	95	1%
Pemberton Fire Station	56	> 10%	99	5%
Allison Pass	59	> 10%	94	> 10%
Lillooet RCS	34	> 10%	63	2%
Coquihalla Summit	162	0.5%	254	0.05%
Hell's Gate	123	5%	198	0.5%
Thynne Fire Station	171	< 0.01%	247	< 0.01%
Lodestone Fire Station	140	0.5%	190	0.2%

### 3.3 Flood Response

Table 2 summarizes the reported gauge flows at representative Water Survey of Canada gauges across the area. Approximate AEPs, based upon reported values, are provided for selected gauges that did not experience record (or near-record) floods. We note that the reported AEPs are typically not adjusted for climate change.

Several floods of record occurred across the region, primarily in the Eastern Fraser Valley and eastward in the rain shadow of the Coastal Mountains. Many of the gauges were either damaged by the floods or the river experienced significant morphological change, resulting in now inaccurate rating curves for the stations. The most significant damaging floods occurred on the Coquihalla,

Coldwater, Nicola, and Tulameen Rivers. Flood magnitude generally increased with elevation and to the east across the affected region because of convection, precipitation intensity, and antecedent snowfall. Sediment transport, channel migration, and river morphological change appear to have been greater than in past floods of similar or larger magnitude within Chilliwack, Coldwater, Nicola, and Coquihalla Rivers, possibly due to increased inputs of fine and coarse sediment from bank erosion, landslides, and debris from smaller tributaries.

Floods on the Coldwater, Nicola, Coquihalla, Tulameen, Similkameen, Sumas, and Chilliwack Rivers necessitated evacuation of approximately 15,000 persons, including the entire town of Merritt (approximate population 7,000 persons). Evacuations were complicated by highway closures.

Many of the floods originated in 2021 burn perimeters. As no gauges are available for affected streams outside of the burn perimeters or for subcatchments within these watersheds, the linkage between the July Mountain Fire and the extraordinary geomorphic changes on the Coldwater River cannot be conclusively derived. However, significant bank erosion and sediment transport was noted from the fire-affected Juliet Creek watershed, suggesting that the fire may have played a role in generating the observed downstream response.

Table 2. Summary of reported peak discharges at representative stream gauges in the study area from the first AR (Nov 13-15, 2021).

Gauge	Years of record	Peak discharge (m <sup>3</sup> /s)	Notes
Coldwater River near Brookmere <sup>1</sup>	49	302	Largest recorded flood
Coldwater River at Merritt	54	403	Largest recorded flood
Nicola River near Spences Bridge <sup>1</sup>	66	373	2 <sup>nd</sup> largest recorded flood
Coquihalla River below Needle Peak	43	135	Largest recorded flood
Coquihalla River near Alexander Creek	65	672	AEP ~ 4-5%
Slesse Creek near Vedder Crossing <sup>1</sup>	44	142	2 <sup>nd</sup> largest recorded flood
Chilliwack River above Slesse Creek	53	455	3 <sup>rd</sup> largest recorded flood
Chilliwack River at Vedder Crossing	42	800	AEP ~ 5-10%
Tulameen River below Vuilich Creek	38	610	Largest recorded flood
Tulameen River at Princeton	40	993	Largest recorded flood
Similkameen River at Princeton	36	578	Largest recorded flood
Cowichan River near Duncan	41	673	Largest recorded flood

<sup>1</sup>Gauge failure during the storm event. Peak discharges may be inaccurate due to gauge damage.

### 3.4 Infrastructure Damage

Figure 3 summarizes the observed infrastructure damages to highways, local roads, forestry roads, active and historical railways, and pipeline corridors.

Beginning on November 14, 2021, highway corridors were blocked by debris flows, resulting in narrowing options for travelers and evacuees to drive within or out of the Fraser Valley. Sumas River flooding closed Highway 1 east of Abbotsford as the river breached a dike and water began to flow into the Semá:th (Sumas) lakebed. The occurrence of the fatal debris flow on the Duffey Lake Road (Highway 99), which occurred due to a logging road failure, severed the last remaining highway linkage between Vancouver and Interior BC.

Significant avulsions and bank erosion occurred on the Coquihalla, Coldwater, Nicola, and Nicoamen Rivers. In many places, channel avulsions caused bank erosion and landslides, resulting in damaged infrastructure embankments. Bank erosion also undermined bridge abutments, resulting in bridge approach failures.

As debris was removed from smaller and lesser-affected highways, vehicles were still unable to travel on larger highways due to bank erosion damage and travel restrictions were decreed to reduce vehicle volumes on these smaller highways. Highway 5, the main shipping and travel corridor between Vancouver and Interior BC, reopened to commercial traffic on December 20, 2021, and to all travelers on January 19, 2022. Highway 1 between Spences Bridge and Hope reopened with temporary bridges on January 24, 2022. At the time of writing, Highway 8 remains closed due to the significant damage that was incurred from bank erosion on the Nicola River.

CN and CP Railways incurred significant debris flow and debris flood (including post-wildfire) damage to their railway network in the Thompson and Fraser River

canyons. CP and Highway 1 were both affected by a post-wildfire debris flood at Tank Hill, where these corridors formerly intersected at an overpass. Railway service was partially restored on November 23, 2021 and fully restored in early December, 2021. Reopening the railway and highway at Tank Hill required temporarily constructing an at-grade crossing.

The TransMountain pipeline was shut in on November 14, 2021, as a precaution. The pipeline was exposed (but not severed) in several locations along the Coldwater River, necessitating a 21-day closure of the pipeline for mitigation. Gas restrictions were enacted in Metro Vancouver and the Fraser Valley until the pipeline restarted and provided fuel to refineries supplying these locations.

## 4 CASE STUDIES

The following sections outlines several case studies as examples of geohazards triggered by the ARs.

### 4.1 Agassiz Debris Flow

In the night of November 14, 2021, 5 vehicles were swept off Highway 7 just northeast of Agassiz, BC by a significant debris flow descending from the adjacent mountainside. The vehicles came to rest partially submerged in a flooded area between the highway and adjacent Fraser River (Figure 4). All 12 occupants of the 5 vehicles were able to be rescued with only minor injuries, however a further 100+ vehicles with 311 people were trapped for more than 36 hours on the highway as additional smaller flows occurred shortly after the first event and blocked the path from behind. These people were eventually rescued by the Canada Task Force 1 team and the Royal Canadian Air Force using Cormorant helicopters from 442 Squadron to airlift them to nearby Agassiz.

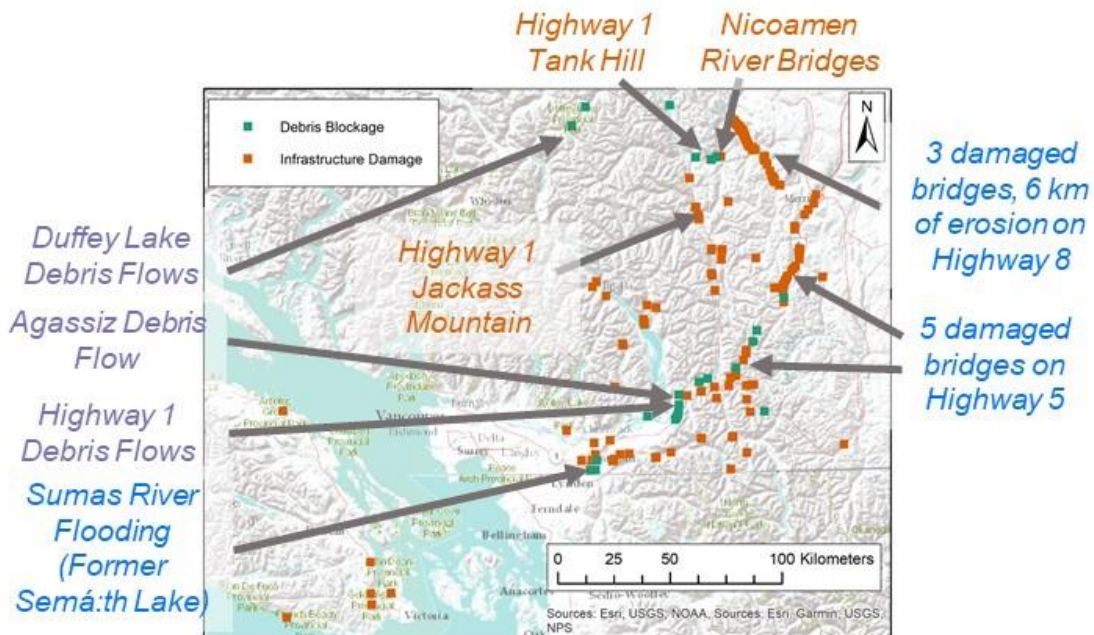


Figure 3: Summary of infrastructure debris blockage and damage from the November 2021 ARs. Labels are provided for sites described in the text and label colour corresponds to hazard type per Figure 1.

The debris flow originated as two debris or rock slides in a forested segment of steep terrain approximately 600 m in elevation above the floodplain below. In the headscarp zone (Figure 5), saturation of the weathered bedrock by subsurface flow and infiltration appears to have resulted in a large mass of rock and overlying soil and vegetation detaching and sliding along the bedrock surface. This saturated material coalesced with the adjacent slide and subsequently entered a narrow channel, continuing to strip all soil and vegetation from along the channel margins as the debris flow descended to the floodplain. Upon encountering the floodplain, the material began to deposit in a broad debris flow fan up to 4 m deep, spreading across the highway and into the adjacent flooded ground. At least one additional rock/debris slide occurred during the night and deposited onto the fan, thus preventing additional search and rescue efforts and measures to evacuate the 311 trapped individuals.



Figure 4. Vehicle struck by debris flow. Photo by Alex Baumgard.

Upon overflight inspection the following morning it was noted that several large springs with flows of several litres/s continued to drain from the exposed headscarp, concentrating upon reaching the channel and flowing down to the fan. A substantial volume of debris remains immediately below the headscarp with potential to re-activate in future extreme precipitation events.

With precipitation levels decreasing overnight on November 15, 2021, MOTI construction crews were able to start clearing the highway of debris the following morning (Figure 4). With all civilians evacuated by helicopter, abandoned vehicles were subsequently towed to Agassiz for collection several days later. Restoration work on the highway and transmission circuit within the debris flow fan was very challenging as it required a high awareness of the weather forecast and ongoing slide path conditions. Resumption of non-essential traffic on the highway occurred on November 19, 2021.

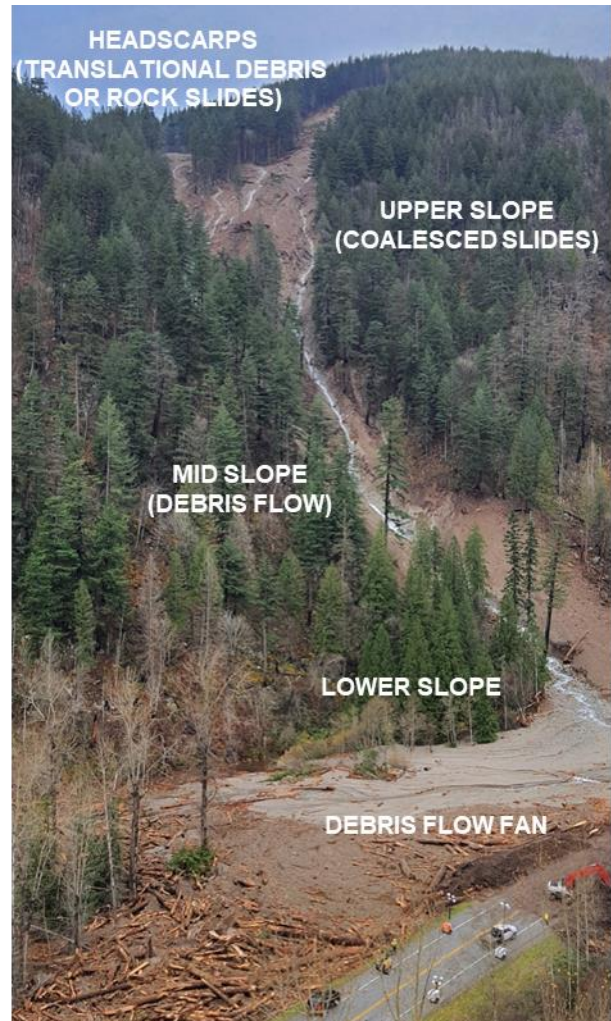


Figure 5. View of the headscarp and source zone. Photo and annotation by Andy Rios.

#### 4.2 Mowhokam Creek Fire Area

The 2021 Mowhokam Creek Fire burned approximately 5,000 ha east of the Fraser River (Figure 1). Ninety percent of the fire is in the Mowhokam Creek drainage, with additional burn areas in Little Creek and Falls Creek. Each drainage has between 19 and 24% of watershed area within high and moderate vegetation burn severity. High and moderate burn severity tends to occur in large patches which ranged from valley-bottom to near ridge-top in the Mowhokam drainage, whereas only high-elevation, rocky areas were burned in Little Creek and Falls Creek drainages. Post-wildfire assessment showed high vegetation burn severity areas in the Mowhokam drainage also had high soil burn severity.

During the November 13 to 15 AR, eight tributaries to Mowhokam Creek had debris flows or debris floods. These tributaries all have substantial areas of high and moderate burn severity. Mowhokam Creek itself had a large debris flood. Extensive areas of floodplain were eroded and steep slopes adjacent to the creek contributed large amounts of sediment as the creek undercut toe support.

The highway and railway crossings of Mowhokam Creek are unusual. A tunnel excavated through bedrock, approximately 170 m long, conveys Mowhokam Creek under fill slopes for both the highway and the railway (Figure 6). This robust crossing structure was not blocked or damaged during the debris flood, and the 8 m x 10 m tunnel appeared to have conveyed large volumes of both sediment and woody debris without damage or blockage.

Near the highway summit of Jackass Mountain, both Falls Creek and Little Creek had debris floods. On Falls Creek the highway fill and railway fill washed out (Figure 7), resulting in the severing of these transportation corridors. At Little Creek, sediment blocked the highway culvert, with water flowing down the ditch and road. The water crossed to the lower side of the highway and flowed over a terrace and then began to erode the escarpment slope below the terrace. The resulting erosion washed out the railway, leaving the tracks suspended in air in two locations.

Falls Creek and Little Creek drainages had between 21 and 24% of their watershed area in moderate and high burn severity. These burned areas were in the upper portions of the watersheds, in rocky terrain with thin soils. The channels in these upper areas showed little evidence of erosion. Lower channel reaches are more confined and show erosion of colluvial slopes adjacent to the channels. It is likely the debris floods in Falls and Little Creek initiated short distances above the highway, and that the wildfire had minor effects on these events.



Figure 6. Entrance to the tunnel conveying Mowhokam Creek under Highway 1 and the CN railway. Photo by Tom Millard.



Figure 7. Washout of the Trans Canada Highway at Falls Creek. Photo by Tom Millard.

#### 4.3 Chilliwack River Landslides

Chilliwack River valley drains the Skagit Range of the Cascade Mountains. The western portion of the valley, from Slesse Creek to Vedder Crossing, has deep deposits of surficial materials, characterized by glaciofluvial material overlying thick glaciolacustrine sediments (Saunders et al., 1987). Chilliwack River valley experienced numerous small landslides, debris flows and landslips during and after the four ARs, and approximately 15 houses sustained damage or had to be evacuated due to these mass movements.

The Slesse Park Clayslide (Fletcher et al., 2002), 12 km east of Vedder Crossing on the north bank of Chilliwack River, is a 2 M m<sup>3</sup> slow-moving landslide in glaciolacustrine sediments, driven by riverbank erosion on a meander bend. Since the late 1990s, approximately \$1M in bank erosion protection and sediment detention works were built to stabilize the toe of the clayslide and prevent silt and clay from secondary debris flows in the gullies which dissect it, from entering Chilliwack River. On November 15, 2021, the bank protection works failed, and approximately 300 m of rip rapped bank collapsed into the river, together with an unknown volume of silt and clay impounded behind the detention works. All of this fine sediment entered Chilliwack River and was transported downstream to Vedder River and Vedder Canal. The large input of fine sediment likely contributed to enhanced movement of coarse sediment, channel aggradation and lateral channel migration observed downstream. Future landslides are also likely because Chilliwack River is once more actively eroding the toe of the clayslides.

Further upstream, the Ranger Run slide (nhc, 1991) is a similar feature, also on the north bank of Chilliwack River, 18 km upstream of Vedder Crossing and 1 km downstream of Slesse Creek. Bank protection works were built at Ranger Run in 1991 after landslides in 1989 and 1990. Channel migration degraded these bank protection works and caused a landslide on the order of 50,000 to 100,000 m<sup>3</sup> in March 2021. Debris from that slide armoured the bank and prevented further instability, but the debris was in turn eroded by the November ARs, and additional bank erosion resulted. On December 25, 2021, a second

large landslide of 70,000 to 80,000 m<sup>3</sup> occurred, temporarily blocking Chilliwack River (Figure 8).



Figure 8. The recent Ranger Run landslide deposited into the Chilliwack River. Runout extents of the March 2021 landslide are shown in red and the December 2021 landslide are shown in blue. The green line, which was a secondary landslide, delineates coarser grained sediment that overran the finer grained blue landslide extent. Photo and annotation by Drew Brayshaw.

#### 4.4 Nicoamen River

Nicoamen River drains the Nicoamen Plateau and flows northwest towards the Thompson River. Approximately 650 m upstream of the Thompson River, the river flows over the 80 m tall Nicoamen Falls. Above Nicoamen Falls, the river flows through a 150 m wide floodplain and the Kykinalko I.R. 2 (Nicoamen Band), with a forestry bridge to provide access to these lands. In 2007, bank erosion below Nicoamen Falls threatened Nicomen House (Fandrich, 2013), a private function building owned by a local rafting company. Between Nicoamen Falls and the Thompson River, the river flows beneath three bridges (Nicoamen River Road, Highway 1, and CP Railway).

Following the Lytton Creek Fire, Nicoamen River experienced post-wildfire debris flows and debris floods on August 16, 2021, and September 17, 2021. Post-wildfire debris flows in tributaries above Nicoamen Falls deposited large volumes of sediment into the floodplain that partially blocked the river. Estimated volumes of these debris flows were 10,000 m<sup>3</sup> and 6,000 m<sup>3</sup>. Notably, these tributaries did not experience renewed debris-flow activity during the November AR.

Shortly before the November 13 to 15, 2021 AR, a post-wildfire assessment concluded that debris floods on the river would affect the forest road bridge in Kykinalko I.R. 2 and may outflank and/or erode the bridge foundations (BGC, 2021). The assessment also noted that Nicoamen River could further erode into the slope below Nicomen House and eventually lead to a failure of camp sites surrounding the building and possibly the building itself.

Many of these consequences were realized during the AR, which resulted in a post-wildfire debris flood on the Nicoamen River. The consequences included the failure of two bridges (the Nicoamen River Road bridge and the forestry road bridge), almost complete erosion of the

access road that leads from Nicomen House to the Thompson River, and erosion of the right bank of the Nicoamen River to the extent that Nicomen House was in danger of toppling into the river (Figure 9).

The collapse of the Nicomen River Road bridge necessitated helicopter food and fuel supply drops into Nicomen 1 I.R. and cut off access to the community for several weeks. The repairs to the Nicomen River Road bridge necessitated dismantling the toppled bridge and installing a temporary access bridge in December 2021. Further downstream, repairs at Highway 1 also required installing a temporary access bridge in January 2022. At the time of writing, neither bridge has been permanently repaired or replaced.



Figure 9. Looking south at the damage along Nicoamen River. The bank below the Nicomen House retreated by up to 10 metres from its pre-debris flood position. Photo by MOTI, annotations added by Carie-Ann Lau.

## 5 CONCLUSIONS

The November 15, 2021, AR was unprecedented in most people's lifetimes. It lasted for three days but was characterized by exceptionally high antecedent moisture conditions and was preceded by one of BC's worst wildfire seasons after record-shattering high temperatures in June. Moreover, substantial snowmelt accompanied the storm at higher elevations. The compounding effects of these antecedent conditions led to the November 13 to 15, 2021 AR very likely being Canada's most expensive natural disaster.

Discharges on Coldwater River were over twice as high as the historical records and were truly off the chart with return periods perhaps exceeding 1,000 years! This event demonstrated the vulnerability of southwestern BC's infrastructure to extreme weather, as railway traffic and highways were severed by the event. Landslides led to fatalities and injuries and caused severe traffic interruptions. Importantly, the fatal debris flow on the Duffy Lake Road stress that improperly deactivated forestry roads are at risk of failure if not properly managed. Flooding, especially around the former Semá:th (Sumas) Lake and along the Coldwater River in Merritt led to the largest economic damages and massive animal mortality with years of expected recovery.

The most damaging process to highways, roads and pipelines was bank erosion. Banks retreated by tens of metres, eroded bridge abutments leading to their collapse, caused widespread avulsions and channel migration and eroded tens of kilometers of highway embankments and entire road prisms. Equally notable were the numerous post-wildfire debris flows and debris floods from steep tributaries along the Fraser and Thompson Rivers, which overwhelmed existing culverts and breached large highway embankments to create chasms where railways and highways once passed over earthen fill.

From a flooding point of view, the event stressed that traditional flood frequency analyses must be revised to acknowledge extreme outliers and non-stationarity. It also pointed towards cross-border risks through failing dikes along Nooksack River in WA and drainage into the Sumas River system. The event demonstrated that gravel bed creeks and rivers behave like debris floods when critical shear stress thresholds are exceeded, and the entire bed and banks become mobile. Pure flood inundation modeling is inadequate to capture those effects. Hillslope and riverine processes are intricately intertwined through respective sediment exchange and see-saw pattern of sediment recruitment and erosion. Therefore, these processes must be investigated, modelled, mapped, and finally integrated into comprehensive risk assessments. The consequences of the mid November AR have elucidated that the standard-based (fixed return period) approach in infrastructure management is inadequate. Fully integrated dynamic risk assessments need to be employed to understand and predict future events.

Climate modeling has shown that the intensity and frequency of this and future ARs will increase dramatically in the remainder of this century along the west coast of Canada (Pinna, 2014; Gillet et al., in press). Most notably, ARs will last longer, with events lasting four or five consecutive days becoming not exceptional towards the latter part of the century. This prediction implies that the November 13 to 15, 2021 AR should not be viewed as the design event and signifies even greater stressors in future on BC's infrastructure and flood management. It is not out of the question that previous flood peaks on large freshet dominated rivers (e.g., the Fraser, Thompson, and Skeena rivers) may be tested by more extreme rain-on-snow ARs. These predictions also suggest that an ever-increasing portion of BC's (and Canada's) gross domestic product will need to be invested in increasing infrastructure resilience. Questions will re-emerge on planned retreat from areas

where the costs of protection exceed the asset values; an issue that is politically charged in times of almost unfettered development incited by sky-rocketing property values in the Fraser Valley and Metro Vancouver. In light of those dire climate change predictions, these authors begin to wonder what are the limits of geohazard manageability?

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

The coauthors would like to acknowledge the many people who were affected by the devastating floods observed in November 2021. Our condolences are extended to the six persons who tragically lost their lives from geohazards.

Post-event lidar and orthoimagery was provided by BGC Engineering and MOTI. We applaud the efforts of geohazard professionals who worked to assess and mitigate the geohazards. Social media compilation was assisted by Kathleen Horita and Steven Rintoul (BGC).

## 7 REFERENCES

- BGC Engineering Inc. (BGC). 2021. Post-Wildfire Geohazard Risk Assessment: Lytton Creek Fire (K71086).
- DTN and MGS Engineering, 2021. MetPortal v2.2.0. Accessed from [https://dtn-metportal.shinyapps.io/bc\\_region/](https://dtn-metportal.shinyapps.io/bc_region/)
- Environment and Climate Change Canada (ECCC). 2021. *Major Atmospheric River Events – Southwestern British Columbia November 2021*. Unpublished technical report for Environment and Climate Change Canada.
- Fandrich, B. 2013. *Majestic Thompson River: Guidebook, Events, and Tales*. Nicomen House Publishing.
- Fletcher, L., Hungr, O., Evans, S.G. 2002. Contrasting behavior of two large landslides in clay and silt. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 46-62.
- Gillet, N., Cannon, A., Malinina, E., Schnrobus, M., Anslow, F., Sun, Q., Kirchmeier-Young, M., Zwiers, F., Selier, C., Zhang, X., Flato, G., Wan, H., Li, G., Castellan, A. In press. Human Influence on the 2021 British Columbia Floods. Available at SSRN: <https://dx.doi.org/10.2139/ssrn.4025205>
- northwest hydraulic consultants (nhc). 1991. *River aspects of Chilliwack River landslides*. Unpublished technical report for BC Ministry of Environment. File 1711\VJG031991.
- Pacific Climate Impacts Consortium (PCIC). No date provided. *BC Station Data*. Accessed from <https://pacificclimate.org/data/bc-station-data>
- Pinna Sustainability. 2014. *The future of atmospheric rivers and actions to reduce impacts on British Columbians*. Accessed from [https://www.pacificclimate.org/sites/default/files/publications/Atmospheric\\_Rivers-Final.pdf](https://www.pacificclimate.org/sites/default/files/publications/Atmospheric_Rivers-Final.pdf)
- Saunders, I., Clague, J.J., Roberts, M. 1987. Deglaciation of the Chilliwack River Valley, BC. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 24, 915-923
- Whitfield, P.H., Moore, R.D., Fleming, S.W., Zawadzki, A. 2010. Pacific Decadal Oscillation and the Hydroclimatology of Western Canada—Review and Prospects. *Canadian Water Resources Journal* 35: 1-28.





# Post-wildfire debris floods and flows near Nicomen, B.C.

Kaushal R. Gnyawali & Dwayne D. Tannant  
*School of Engineering, University of British Columbia, Kelowna, B.C. Canada*



## ABSTRACT

The Lytton Creek wildfire started on June 30, 2021, one day after Canada's highest temperature (49.6 °C) occurred at Lytton, B.C. The fire destroyed the village of Lytton. Post-wildfire debris floods and flows occurred on August 16, 2021, during the first period of significant rainfall after the fire. These events affected watersheds around the First Nations village of Nicomen, located 14 km east of Lytton and they affected Highway 1 and the Canadian Pacific Railway along the Thompson River. This paper documents the physical impacts. The discharge capacities of culverts were, in some cases, overwhelmed, and debris flowed across the highway and railway track. CP Railway needed to perform track and drainage repairs at one site. Debris retention basins were infilled, and a playground was inundated.

## RÉSUMÉ

Le feu de forêt de Lytton Creek a commencé le 30 juin 2021, un jour après la température la plus élevée enregistrée au Canada (49,6 °C) a eu lieu à Lytton, en Colombie-Britannique. L'incendie a détruit le village de Lytton. Des inondations et des coulées de débris se sont produits le 16 août 2021, au cours de la première période de précipitations importantes après l'incendie. Ces événements ont touché les bassins hydrographiques autour du village des Premières nations de Nicomen, situé à 14 km à l'est de Lytton et ils ont également touché l'autoroute 1 et le chemin de fer Canadien Pacifique le long de la rivière Thompson. Ce document documente certains des impacts physiques. Les capacités de décharge des pontons ont été, dans certains cas, dépassées et des débris ont traversé l'autoroute et la voie ferrée. CP a effectué des réparations de voie et de drainage sur un site. Des bassins de rétention des débris ont été remplis et un terrain de jeux a été inondée.

## 1 INTRODUCTION

The Lytton Creek wildfire started on June 30, 2021, one day after Canada's highest ever temperature (49.6 °C) was recorded at Lytton. The fire destroyed the village of Lytton and grew over the following weeks to cover an area of 83740 hectares. Rainfall triggered post-wildfire debris floods/flows on August 16, 2021. These events affected watersheds around the First Nations village of Nicomen, located 14 km east of Lytton, B.C. The debris flows/floods also affected Highway 1 and the Canadian Pacific Railway along the Thompson River. Additional events occurred on September 17, 2021. Debris flows are known to increase for a few years after a wildfire (Jordan 2015; DeGraff et al. 2015). This paper documents the physical impacts at six sites near Nicomen.

A field investigation was carried out on November 3, 2021, and UAV imagery was collected and processed using Structure-from-Motion (SfM) software. Data from various sources are used. Lidar point cloud data from the fall of 2019 with a vertical accuracy of 0.14 m are available for some parts of the study area from LidarBC ([LidarBC 2022](#)). Historical precipitation data were taken from the Lytton and Spences Bridge weather stations, and radar precipitation images were obtained from the Silver Star Mountain station ([SilverStar radar 2022](#)). Sentinel-2 imagery was used to create a burn severity map. The watershed boundaries and streams were obtained from the Freshwater Atlas of B.C. ([B.C. Freshwater 2022](#)).

## 2 BIOGEOCLIMATIC ZONES AND TOPOGRAPHY

The bedrock geology of the area is dominated by the Lower Cretaceous Spences Bridge Group, Spius Creek Formation, which consists of andesitic volcanic rocks, except for the southwest area, which consists of Permian to Triassic Mount Lytton Complex metamorphic rocks (Cui et al. 2017). Glacial tills, colluvium and talus dominate the surficial geology in the area.

The lower portions of the watersheds lie in a Ponderosa Pine biogeoclimatic zone, while the upper watersheds lie in the Interior Douglas Fir biogeoclimatic zone (BCMFR, 2007). The mean precipitation for August in the mid to upper watersheds near Nicomen is approximately 25 to 30 mm ([ClimateBC Map 2022](#)). The median maximum one-day precipitation in this area during August is 7 to 10 mm ([Climatedata 2022](#)).

Figure 1 shows the topography, watershed boundaries, and the location of six study sites (S1 to S6) where fieldwork was conducted. The study area is located at the western edge of the Thompson Plateau. The field sites are located near the base of small watersheds that flow westward and northward from the Nicoamen Plateau and into the Thompson River. The topographic elevations range from 180 m at the Thompson River to 1570 m. Table 1 summarizes the watershed morphometrics. The Melton ratio, which is given by the watershed relief divided by the square root of the watershed area, is also listed.

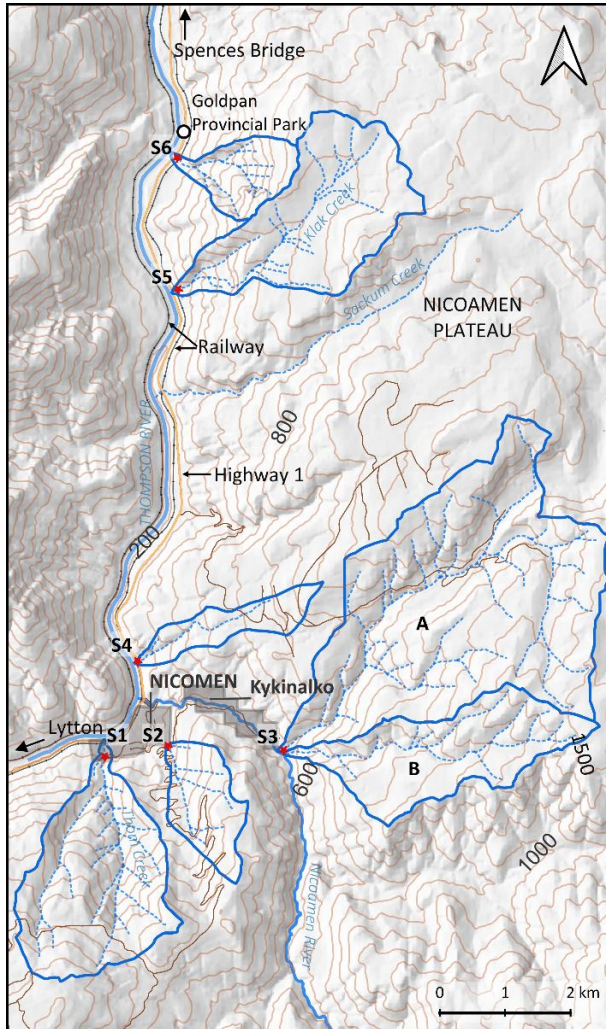


Figure 1. Topography and watershed boundaries (blue) at the six study sites along the Thompson River

Table 1. Watershed characteristics

Characteristic	Unit	S1	S2	S3A	S3B	S4	S5	S6
Area	km <sup>2</sup>	5.5	1.7	13.9	4.5	1.3	5.5	1.5
Relief	m	1188	731	1130	1124	814	1021	851
Length	km	4.7	2.6	9.8	5.7	3.4	5.9	2.3
Melton ratio	-	0.47	0.51	0.30	0.36	0.96	0.35	0.77
Burn %	-	40	69	60	54	30	59	2

The stream length and Melton ratio can be used to indicate the nature of the watershed response to a significant precipitation event. Figure 2 shows the expected response using the empirical regions defined by Church and Jakob (2020). These small watersheds fall with debris flood and debris flow regimes. The likelihood of post-wildfire debris flows and floods increases in proportion to burn severity and the percentage of the burned watershed (Jordan 2015).

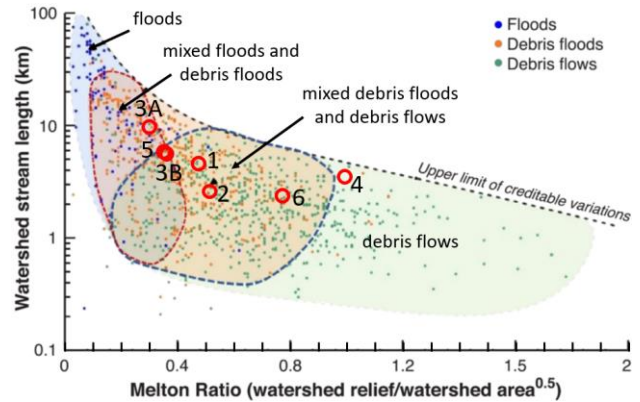


Figure 2. Expected response for each watershed during a significant runoff (after Church and Jakob 2020)

### 3 LYTTON CREEK WILDFIRE AND BURN SEVERITY

Sentinel 2 cloud-free imagery of the Nicomen area was used to estimate the wildfire burn severity arising from the Lytton Creek wildfire using Normalized Burn Ratio (NBR) in pre- and post-fire images (Petropoulos et al. 2014). The pre- and post-fire images were from June 26 and August 28, 2021. Figure 3 shows the calculated pattern of burn severity. The percentage of each watershed that experienced moderate-high to high burn severity is summarized in Table 1. The upper portions of these small watersheds tended to have the highest burn severity.

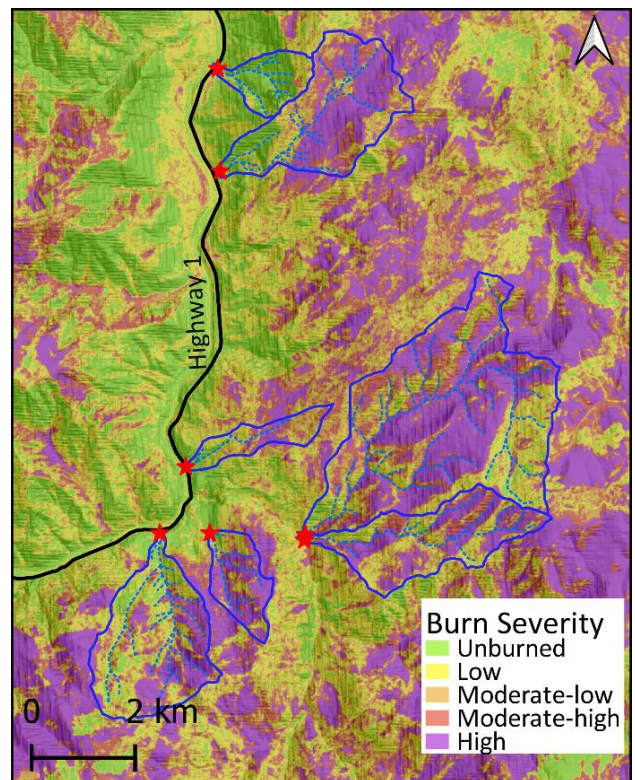


Figure 3. Burn severity map based on analysis of Sentinel 2 satellite images

#### 4 PRECIPITATION ON AUGUST 16, 2021

On August 16, 2021, widely distributed rainfall passed over south-central B.C. The Lytton RCS weather station recorded 16.5 mm of rain on August 16. Figure 4 shows a screenshot of the historical precipitation intensity captured by the Silver Star Mountain radar station at 15:00 PST. A plot of rainfall intensity taken from a sequence of historical radar images collected by the station (10-minute intervals) is shown in Figure 5. The radar images showed localized rainfall in the Nicomen area starting at 11:00 with peak intensities of ~6 mm/hour at 15:00 and 19:30 PST. Interpretation of the radar data for the small watersheds in the Nicomen area indicated that at least 12 mm of rain fell within 7 hours. This was relatively high rainfall for the semi-arid area (see Section 2), and it was the first period of significant rainfall after the fire.

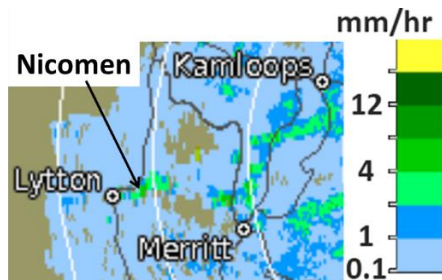


Figure 4. Rainfall intensity pattern at 15:00 August 16, 2021

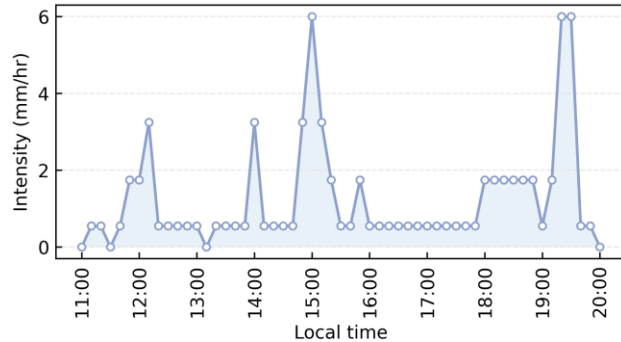


Figure 5. Nicomen area rainfall intensity on August 16

#### 5 FIELD OBSERVATIONS

##### 5.1 Site 1

An orthophoto of the locally named Thom Creek, where it enters the Thompson River, is shown in Figure 6. The watershed area is 5.5 km<sup>2</sup> and approximately 40% of the watershed experienced moderate-high to high burn severity. The rainfall triggered a debris flood that first washed out an access road in Nicomen before descending 62 m in elevation over a 215 m horizontal travel distance through a small bedrock canyon with waterfalls. The creek exits the canyon and enters a small retention basin that had an approximate storage volume of 1100 m<sup>3</sup> based on an analysis of 2019 lidar data.

A pair of vertically stacked culverts starts near the bottom of the retention basin and passes through the CP Railway embankment. The lower culvert was probably installed when the railway was first built and consists of a concrete or masonry box culvert that is roughly 1 m wide and slightly taller. This culvert was extended southward by adding a 1.2 m diameter corrugated steel pipe (CSP) when the railway was converted to twin tracks. Another 1.2 m diameter CSP was stacked above the old culvert (likely when the track was twinned) to handle storm events. However, these two culverts were not sufficient to pass the debris flood on August 16, and the retention basin filled with debris and the track was overtopped.

Water and debris that passed over the railway and through the railway culverts overwhelmed a grated vertical drop structure to a drain under the highway. The debris fanned out across the highway and was partially retained by a ~0.6 m high concrete barrier that runs along the northern shoulder of the road. This barrier is an upward extension of a vertical concrete retaining wall that separates the highway from the Thompson River. The exposed height of the wall at the drain under the highway is approximately 4.5 m.

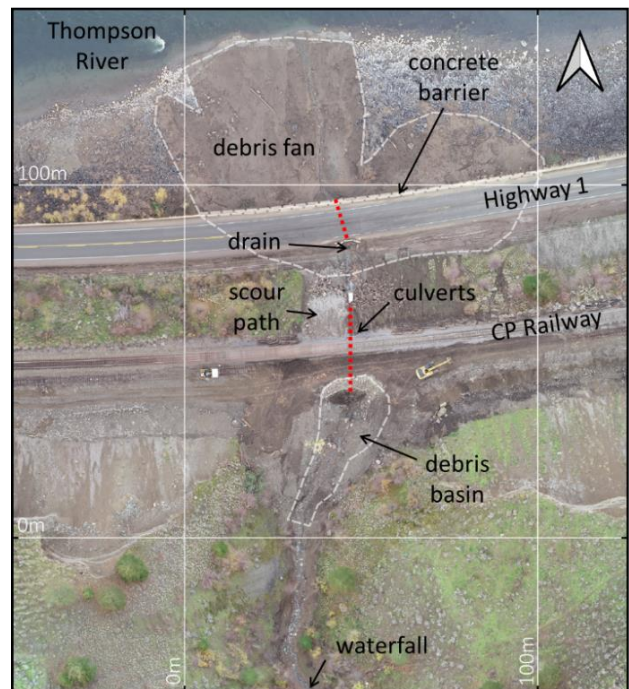


Figure 6. Orthophoto of the area where Thom Creek passes through the railway and highway (Nov. 3, 2021)

Vertical profiles taken along the creek and through the railway and highway embankment are shown in Figure 7. The data were obtained from a 2019 lidar survey and a SfM derived point cloud using Nov. 3, 2021 photos. Below the waterfalls, the creek flows at a gradient of 19% (11°) into the retention basin. The railway track on the embankment is 6.5 m higher than the invert of the lowest culvert and is 16 m higher than Highway 1 immediately to the north of the

railway. The culverts through the railway embankment have a gradient of 15% (9°). The dashed line indicates the debris retention basin in Figure 7.

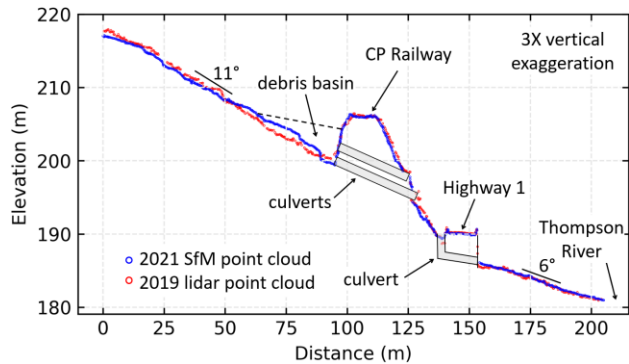


Figure 7. Vertical profile along creek and culverts

The debris on the highway covered an approximate area of nearly 1500 m<sup>2</sup>. The concrete barrier itself was also overtopped, and debris flowed down to the river forming a fan deposit. The surface area of the fan at the time of the site visit was roughly 3200 m<sup>2</sup>. Little river erosion of the sediment fan occurred between August 16 and November 3 because Thompson River went above the water level recorded on August 16 only once and by only 0.1 m. The major floods in B.C., which also affected the Thompson River, occurred less than two weeks after the fieldwork.

The volumes of debris deposited within the region covered by Figure 6 were approximately 2000 m<sup>3</sup> upstream of the railway, 1000 m<sup>3</sup> on the highway, and at least 1500 m<sup>3</sup> on the fan and into the Thompson River. The total debris volume and area of inundation and deposition rank this event as size class 3 using the Jakob (2005) size classification for debris flows. The estimated peak discharge rate is in the range of 3 to 30 m<sup>3</sup>/s.

## 5.2 Site 2

A small drainage channel passes through the village of Nicomen. A small debris flood was diverted from the drainage channel due to an inadequate culvert under a road. The water then flowed 250 m down an alluvial fan with a 16% slope causing minor scouring and creating a channel parallel to the main drainage channel. The water and debris flowed across a playground and around a building with no significant damage. A set of diversion ditches was quickly constructed on the fan to intercept the water and guide it back into the natural drainage channel.

## 5.3 Site 3

Two small creeks merge at Nicoamen River at Site 3. Channelized debris flows occurred in each creek, and these deposited debris on a flood plain at Nicoamen River. The gradients of both creeks decreased to approximately 10 to 12% as they approached the Nicoamen River valley bottom. The debris carried by the creeks was deposited on two coalescing debris fans with an approximate slope of 8

to 9%. Figure 8 shows an orthophoto of the site with the two creeks entering the Nicoamen River valley bottom from the east. The combined debris fans covered an area of roughly 18000 m<sup>2</sup>. The debris fan from creek 3A was roughly two times larger than creek 3B.

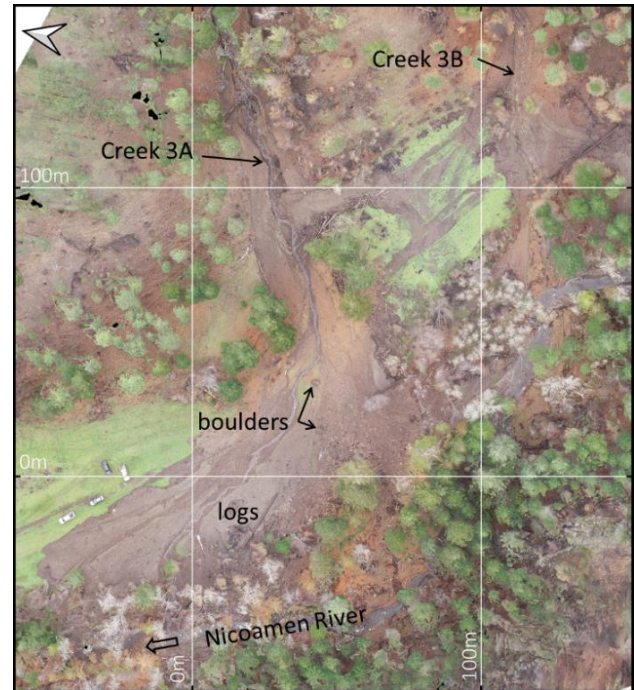


Figure 8. Orthophoto of the area where two tributary streams enter Nicoamen River (Nov. 3, 2021)

The debris flows deposited boulders up to 2 m in size and many large logs on the debris fans (Figure 9). The debris covered hayfields. Most debris consisted of silt to gravel size volcanic materials with the coarser clasts suspended in or surrounded by a finer-grained matrix, as seen in Figure 9. The estimated debris volume on the fans from each watershed was 6000 m<sup>3</sup> and 2500 m<sup>3</sup> for creeks 3A and 3B, respectively. These volumes indicate that both debris flows were size class 3 using the Jakob (2005) size classification for debris flows. However, the debris flow that came down creek 3A could have been size class 4, given the unknown volume of debris carried away by the river.

The water supply for Nicomen is taken from Nicoamen River below Site 3, and sediment deposited into the river affected the village's water supply for several days.



Figure 9. Logs and large boulders and silt deposited on the Nicoamen River flood plain by creek 3A



Figure 10 Drainage channel leading to Highway 1 and culvert under the highway

#### 5.4 Site 4

Figure 10 shows a small drainage channel passing through a culvert under Highway 1 at Site 4. A small debris flow came down this channel and was able to continue through the culvert. Small debris levees were left on both sides of the channel. The culvert could have been blocked if the debris flow had been a little larger, and debris would have flowed over the highway.

#### 5.5 Site 5

The upper portion of the Klak Creek watershed has a relatively gentle gradient allowing for infiltration of precipitation. Thus, while Thom Creek (Site 1) and Klak Creek cover a similar watershed area, Klak Creek usually has little to no flowing water at the bottom of the watershed. Near the elevation of the railway, the runoff from Klak Creek carried sediment into a sediment retention basin but probably did not cause a debris flow. Figure 11 shows the recent sediment in the basin.



Figure 11. Sediment retention basin viewed looking upstream from the railway

sediment basin and the railway and highway embankments. At the time of the site visit, the top of the vertical CSP was only 1.3 m above the sediment surface in the basin.

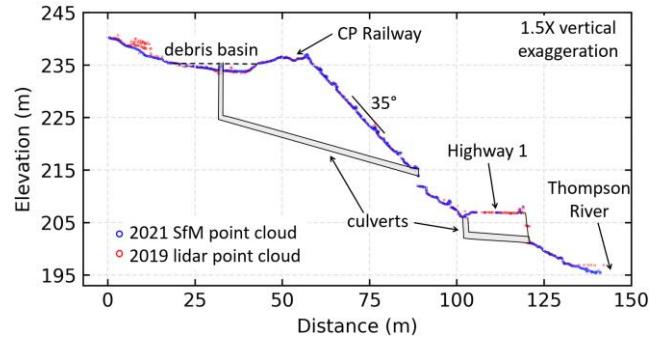


Figure 13. Railway and highway cross-section

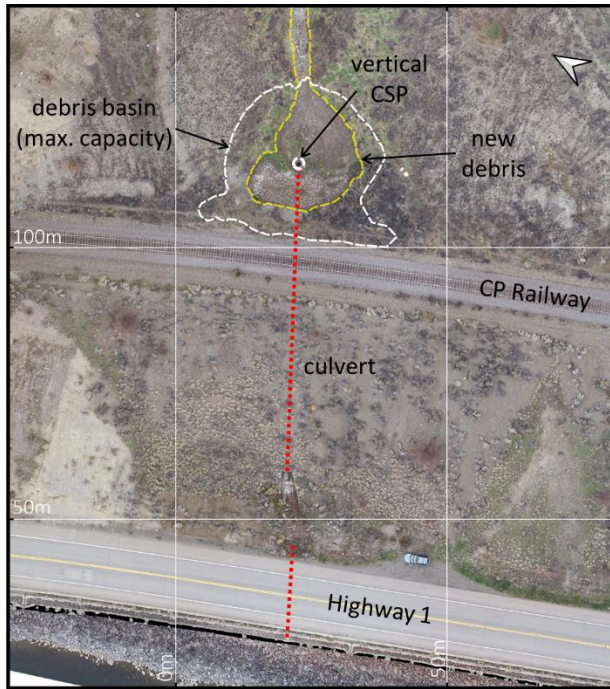


Figure 12. Orthophoto of the area where Klak Creek crosses the railway and highway (Nov. 3, 2021)

## 5.6 Site 6

The watershed at Site 6 was the steepest watershed of those examined. Much of the watershed had no tree cover and consisted of very steep slopes and cliffs; hence it was largely unaffected by the wildfire. However, the steep side slopes contribute abundant sediment into the creek, which is carried down to large culverts that pass under the railway and highway.

Figure 14 shows a sediment retention basin located between the railway and highway. After the creek passes under the railway, it drops over a rip-rap armoured apron and into the basin. Many large piles of debris are located beside the sediment basin showing that the basin has been cleared of debris many times.

While the small creek channel showed evidence of recent sediment transport, deposition, and erosion, there was no clear evidence of recent debris-flow activity in the channel.

At Site 5, Klak Creek enters a small sediment retention basin immediately upstream of the CP Railway (Figure 12). The basin uses a vertical CSP with many holes cut into the pipe to convey overflow water vertically down to a culvert that extends through the railway embankment. Sediment and debris are trapped outside the vertical culvert, and the basin's elevation increases as it is infilled. The water passes through the railway embankment and drops down another drain under the highway.

The rainstorm runoff added roughly 50 m<sup>3</sup> of new sediment into the retention basin over a deposition area of 270 m<sup>2</sup> (average increase in basin elevation of 0.2 m). Figure 13 shows a vertical profile taken through the



Figure 14. Sediment retention basin between the railway and highway

## 6 CONCLUSIONS

On August 16, 2021, the post-wildfire rainfall triggered debris floods and debris flows in small watersheds near Nicomen. The rainfall event was significant but was probably not more than a 1 to 2-year return period event. Nevertheless, the enhanced runoff caused by the wildfire damage to the watersheds created discharge rates in the creeks and ephemeral drainage channels that caused erosion and entrainment of debris. The examples from Sites 1 to 4 illustrate how sensitive small watersheds can be to wildfire effects and how rainfall events typically expected within a year of a fire can trigger damaging debris flows.

Where culverts under roads or the railway were undersized, the flowing debris overtopped the structures. It is unknown whether the culvert sizes had been designed to accommodate the larger flow rates typically associated with post-wildfire runoffs.

A better understanding of the expected magnitude of these hazards is needed so that appropriate mitigation can be implemented, e.g., ditches, culverts, and deflection berms. In addition, climate change needs to be accounted for in terms of the expected increase in the intensity of wildfires (burn severity and percentage of watersheds that are burned) as well as increasing intensity of precipitation events (Cloutier et al. 2017). Less than two weeks after the fieldwork, a major atmospheric river affected southwest B.C. It had a devastating impact on the study area, and further studies are planned.

For the studied sites, in addition to the percentage of the watershed exposed to high burn severity, the watershed morphometrics and localized rainfall pattern also significantly influenced the debris flow volumes (e.g., comparing Sites 1, 3 and 5). Others have noted these aspects, e.g., McGuire and Youberg (2020).

High-resolution terrain data obtained from lidar or structure-from-motion processing of images taken by a drone were very helpful in analyzing specific sites. Undoubtedly, these types of data would also be necessary when designing terrain modifications to mitigate future debris flood/flow hazards.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

Tom Millard from the B.C. Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development organized some of the site visits with Norman Drynoch, the Chief of the Nicomen Indian Band. Their help is gratefully acknowledged.

## 8 REFERENCES

B.C. Freshwater. 2022. Freshwater Atlas. <https://www2.gov.bc.ca/gov/content/data/geographic-data-services/topographic-data/freshwater>

BCMFR. 2007. Tree Book: Learning to Recognize Trees of British Columbia. B.C. Ministry of Forests and Range. <http://www.for.gov.bc.ca/hfd/library/documents/treebook/index.htm>

Church M. and Jakob M. 2020. What is a debris flood. *Water Resource Research*, 56, e2020WR027144.

ClimateBC\_Map. 2022. Centre for Forest Conservation Genetics. [https://www.climatewna.com/ClimateBC\\_Map.aspx](https://www.climatewna.com/ClimateBC_Map.aspx)

Climatedata. 2022. <https://climatedata.ca/>

Cloutier C., Locat J., Geertsema M., Jakob M. and Schnorbus M. 2017. Potential impacts of climate change on landslides occurrence in Canada. In *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change* (pp. 71-104). CRC Press.

Cui Y., Miller D., Schiarizza P., and Diakow L.J. 2017. British Columbia digital geology. B.C. Ministry of Energy, Mines and Petroleum Resources, British Columbia Geological Survey Open File 2017-8, 9p. Data version 2019-12-19.

DeGraff J.V., Cannon S.H. and Gartner J.E. 2015. The timing of susceptibility to post-fire debris flows in the Western United States. *Environmental & Engineering Geoscience*, 21(4): 277-292.

Jakob M. 2005. A size classification for debris flows. *Engineering Geology*, 79: 151-161.

Jordan P. 2015. Post-wildfire debris flows in southern British Columbia, Canada. *International Journal of Wildland Fire*, 25(3): 322-336.

LidarBC. 2022. Open LiDAR Data Portal. <https://www2.gov.bc.ca/gov/content/data/geographic-data-services/lidarbc>

McGuire L.A. and Youberg A.M. 2020. What drives spatial variability in rainfall intensity-duration thresholds for post-wildfire debris flows? Insights from the 2018 Buzzard Fire, NM, USA. *Landslides*: 17(10): 2385-2399.

Petropoulos G.P., Griffiths H.M., and Kalivas D.P. 2014. Quantifying spatial and temporal vegetation recovery dynamics following a wildfire event in a Mediterranean landscape using E.O. data and GIS. *Applied Geography*, 50: 120-131.

SilverStar radar. 2022. Canadian Historical Weather Radar - Silver Star Mountain (near Vernon). [https://climate.weather.gc.ca/radar/index\\_e.html?site=CASS](https://climate.weather.gc.ca/radar/index_e.html?site=CASS)





# Antecedent weather signatures for various landslide failure modes at a 60-m-high rock slope near Drumheller, AB

Nima Mirhadi<sup>1</sup>, Renato Macciotta<sup>1</sup>, Chris Gräpel<sup>2</sup>, Roger Skirrow<sup>3</sup> & Kristen Tappenden<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Department of Civil and Environmental Engineering - University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada*

<sup>2</sup>*Klohn Crippen Berger, Edmonton, Alberta, Canada*

<sup>3</sup>*Alberta Transportation, Edmonton, Alberta, Canada*



## ABSTRACT

Managing the risks associated with landslides requires adequately understanding the factors that affect their state of activity. Of these, weather is a known factor in landslides. Alberta Transportation (AT) is managing the geohazard associated with a 500 m long, 60 m high weak sedimentary rock slope adjacent to Highway 837 (Site C018) in central Alberta with a long history of landslides. Preliminary studies show that a relationship exists between weather and three distinct failure modes at this site: earthflows, rockfalls, and slides of frozen slabs of heavily weathered material. The climatic data at the site have been analyzed for each landslide, and the corresponding weather signature that led to each landslide has been investigated. Results allow for a probabilistic approach to quantify the weather-landslide relationship at this site.

## RÉSUMÉ

La gestion des risques associés aux glissements de terrain nécessite une compréhension adéquate des facteurs qui affectent leur état d'activité. Parmi ceux-ci, la météo est un facteur connu dans les glissements de terrain. Alberta Transportation (AT) gère le géorisque associé à une faible pente rocheuse sédimentaire de 500 m de long et 60 m de haut adjacente à l'autoroute 837 (site C018) dans le centre de l'Alberta avec une longue histoire de glissements de terrain. Des études préliminaires montrent qu'il existe une relation entre les conditions météorologiques et trois modes de défaillance distincts sur ce site: les coulées de terre, les chutes de pierres et les glissements de dalles gelées de matériaux fortement altérés. Les données climatiques sur le site ont été analysées pour chaque glissement de terrain, et la signature météorologique correspondante qui a conduit à chaque glissement de terrain a été étudiée. Les résultats permettent une approche probabiliste pour quantifier la relation météo-glissement de terrain sur ce site.

## 1 INTRODUCTION

Landslide hazards can pose significant risks to population, infrastructure, and economic activity. According to Natural Resources Canada, landslides in Canada account for an estimated 200 to 400 million dollars in direct and indirect costs annually (Natural Resources Canada 2017). Management of risks associated with potential landslide events is a requirement for economic sustainability as provided by safe and efficient transportation systems. In this regard, knowledge of landslide mechanisms, kinematics, precursory factors and triggers for failure are necessary for a robust risk management strategy.

Landslides can have several causes, including geological and morphological predisposing factors, natural external factors, and human activity (Cruden and Varnes 1996). Natural external factors, such as intense rainfall, rapid snowmelt, prolonged exceptional precipitation, thawing, freeze-and-thaw weathering, and shrink-and-swell weathering, are related to weather conditions and can lead to a landslide event (Cruden and Varnes 1996). Generally, weather-related factors can increase destabilizing forces (e.g., precipitation or thawed water filling open cracks) or reduce the available strength of soils and rocks through different mechanisms. These factors can trigger or accelerate movement when enough driving forces are present or lead to the detachment of rock blocks

from rock slopes. Monthly weather-rockfall trends have shown that seasonal variation in rockfall frequency is associated with increased precipitation and cycles of freezing and thawing (Macciotta et al. 2015).

Many researchers have studied the effect of precipitation as a precursory factor and trigger for landslide activity, defining rainfall thresholds associated with specific periods of time (Godt et al. 2006, Guzzetti et al. 2008, Macciotta et al. 2015, Macciotta et al. 2017a, Macciotta et al. 2019, Pratt et al. 2019). For example, Macciotta et al. (2015) investigated the relationship between weather conditions and rockfall occurrences on hard rock slopes along a railway section through the Canadian Cordillera. They found 90% of rockfalls could be predicted by the 3-day antecedent precipitation and freeze-thaw cycles. They also noticed that some rockfalls not predicted by this 3-day antecedent approach occurred during the first two weeks of the spring thaw. This study has used this approach to estimate a relationship between precipitation and recorded landslide activity.

The freeze-thaw cycle causes physical weathering that weakens rock over time. During the freezing phase, moisture and trapped water in rock pores undergo phase transformation and transform from liquid to solid. When water freezes, its volume expands by 9%, and therefore opens and expands existing micro- and macro-fractures in the rock matrix. Over time, the repetitive process of freezing

and thawing leads to cyclic opening and closing of these fractures, which eventually decreases the rock strength and promotes the occurrence of rockfalls. Yuan et al. (2021) investigated the degree of soil damage under freeze-thaw cycles and showed that the voids are expanded and further inter-connected as the number of freeze-thaw cycles increases. Many researchers have studied the effect of freeze-thaw cycles as a landslide trigger (Krautblatter and Moser 2009, Mateos et al. 2012, Macciotta et al. 2015, Macciotta et al. 2017a, Pratt et al. 2019). Fahey and Lefebure (1988) monitored the bedrock freeze-thaw at an actively eroding bedrock exposure on the Niagara Escarpment in southern Ontario. They concluded that assuming an adequate moisture supply combined with long periods of comparatively intense freezing followed by temperatures well above 0°C represented the most favourable conditions for debris production. According to Fahey and Lefebure (1988) duration and intensity of freeze are two important factors in the freeze-thaw cycles, where intensity refers to the magnitude of the freezing temperature. They also stated that shorter, more frequent freeze-thaw events, even when accompanied by quite severe freezing intensities, produce less debris, suggesting that the duration of freeze is more important than intensity, at least with respect to the types of rocks encountered in the study area.

Statistical evaluation of weather conditions can be used as a tool to estimate the probability of a landslide (Macciotta et al. 2017a, Macciotta 2019). The statistical approaches become more robust when reliable weather data are available for the study area, and the relationship between the landslide activity and weather conditions are understood from a mechanistic and kinematic perspective. These approaches become attractive for allocating risk management resources throughout a portfolio of geohazards associated with different risk levels. In recognition of limited fiscal resources, expensive stabilization and protection methods can be allocated as necessary to a subset of geohazards; and weather-based hazard warnings can inform decision-making regarding exposure to other geohazards (Macciotta et al. 2017b, Pratt et al. 2019).

An analysis of landslide activity at a 60-m-high rock slope adjacent to Highway 837 near Drumheller, Alberta, Canada is presented in this paper. The paper also presents an evaluation of the potential changes in landslide activity given the current climate change models and predictions for the region.

## 2 C018 ROCK SLOPE

### 2.1 Location and geologic context

The site is located along Highway 837 in the Red Deer River valley, 12 km northwest of the town of Drumheller in central Alberta, Canada (Figure 1). Alberta Transportation (AT) noticed the first signs of landslide activity and added the site to the Alberta Transportation Geohazard Risk Management Program (GRMP) as site C018 (Central Region Site 18). The C018 rock slope is 500 m long and 60 m high with a generally uniform slope angle of 30 degrees.

The geology corresponds to the Horseshoe Canyon Formation, which includes all strata between the Bearpaw and the distinctive Whitemud sandstone (Hamblin 2004). The Horseshoe Canyon Formation comprises varicolored, thinly interbedded fine-grained sandstone, siltstone, mudstone, and coal, and is well-exposed in the valley of the Red Deer River in the vicinity of the Town of Drumheller (Hamblin 2004). Siltstone, sandstone and coal make up approximately 60%, 30%, and 10% of the strata, respectively (Hamblin 2004).

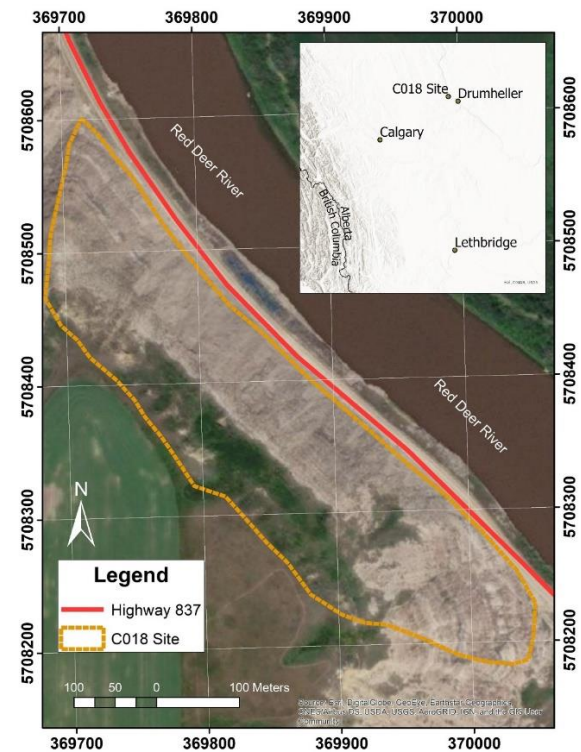


Figure 1. Site location

The steep-walled valleys of the Red Deer Badlands are a result of the erosion of meltwater streams and of rivers cutting new channels after diversion from their earlier valleys (Stalker 1973). Consolidated sandstone, ironstone bands, and coal seams make the beds more resistant to weathering, and these commonly form steep valley walls (Stalker 1973). Previous site investigations revealed that the slide material appears to consist of fine-grained clay-rich soil-like material, produced by bedrock weathering. The slope material is highly erodible and becomes very soft when wet (Klohn Crippen Berger 2000). The susceptibility of the materials to moisture conditions was investigated by performing water reaction tests, slake durability tests, and wetting-drying cycles on rock samples collected from the site. The results showed significant disaggregation of the samples after being immersed in water for six days and a loss of 11% and 18% of the weight of the samples containing weak sandstones and weak dispersive siltstone after five wetting-drying cycles (Roustaei et al. 2020).

According to Roustaei et al. (2020), the continuous weathering of the surficial rock materials, mainly due to precipitation, freeze-thaw cycles, and swelling-shrinking processes of the clay fraction of these materials; generate a slope surface layer of soil-like materials that experience a continuous process of cohesion loss. They stated that once a critical strength loss is reached, increases in moisture content of the weathered materials in response to infiltration during rainfall and snow melt events would weaken the weathered soil-like materials leading to the development of earthflow events with thicknesses corresponding to the weathering front into the slope.

## 2.2 Weather conditions

According to the Morrin AGDM and Drumheller East weather stations which are 22 km and 16 km away from the site, the temperatures near the site range from a monthly average low of  $-15.9^{\circ}\text{C}$  in February to a monthly average high of  $25.0^{\circ}\text{C}$  in July, with annual extreme temperatures surpassing this range (Figure 2). The annual average precipitation is 370 mm of combined snow and rainfall (Government of Canada 2020). A summary of the weather conditions, including the minimum, average, and maximum monthly temperature and precipitation values, is provided in Figures 2 and 3. These figures show an average precipitation of approximately 170 mm of rainfall in summer (June to August), and an average temperature of below  $0^{\circ}\text{C}$  from November to the following March.

## 2.3 Recorded landslide activity

On July 18, 2000, a site inspection was undertaken at the C018 site following slope and road embankment instabilities on July 14 of that year. The inspection report stated that landslides at the riverbank and the slope had been observed shortly after a period of heavy rainfalls (Klohn Crippen Berger 2000).

Annual site observations were carried out after the July 14, 2000, landslide to assess the ongoing conditions of the slope and the river bank. AT reported 11 landslides at this site since 2000, including earthflows, rockfalls, and slides of frozen slabs (Alberta Transportation 2021).

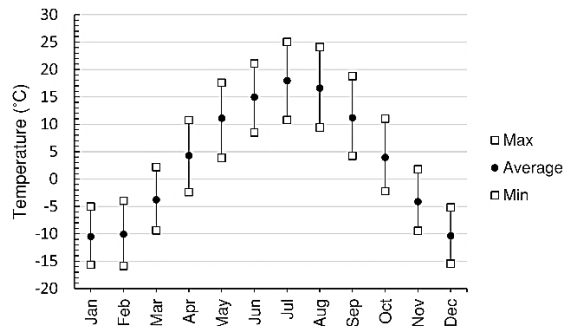


Figure 2. Monthly temperature from 2000 to 2021

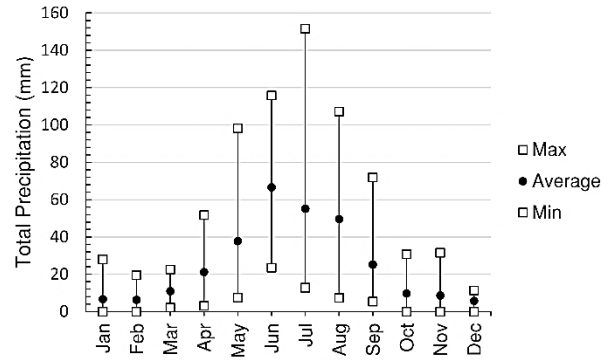


Figure 3. Total monthly precipitation from 2000 to 2021

Figure 4 shows the summary of weather and the landslide annual frequency. The monthly frequency of the recorded landslides is provided in Figure 5, which shows that nine of the recorded landslides occurred in spring and summer, and two occurred in winter.

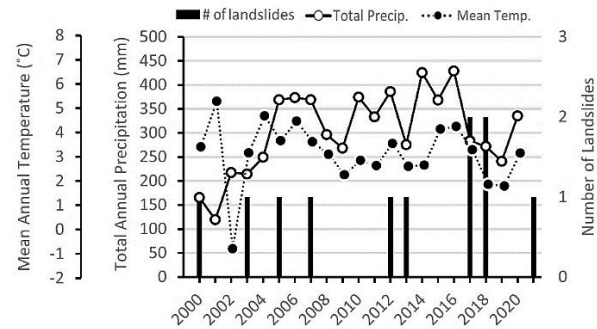


Figure 4. Summary of weather data and annual frequency of landslides

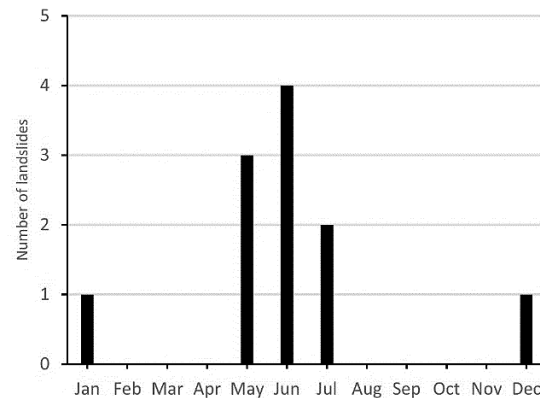


Figure 5. Monthly frequency of landslides between 2000 and 2021

The type and date of the major recorded landslides are presented in Table 1. It is noted that this record is biased towards landslide events of enough volume that they get noticed by AT maintenance crews or that end up as debris blocking the road, and smaller landslide volumes captured

at the ditch can go unnoticed. Therefore, the probabilities presented in this paper are found based on the landslides that impacted the highway maintenance and operations, and are to be used for these landslides and not all landslide occurrences.

Because there is no online monitoring system installed at the site, smaller landslides that occur periodically after a rainfall are not recorded, and there is anecdotal evidence showing that many unrecorded landslides have occurred but were cleared up as part of routine road maintenance. According to Table 1, the December 2017 and January 2021 landslides are the only landslides that occurred in winter. This suggests that these landslides had different failure mechanisms, predisposing factors, and triggers, than those that occurred in spring and summer.

Table 1. Major recorded landslides

Date	Type
14-July-00	Earthflow
09-May-03	Earthflow
12-July-05	Earthflow
01-June-07	Earthflow
14-June-12	Earthflow
16-May-13	Earthflow
09-June-17	Earthflow
13-December-17	Slides of frozen slabs of weathered material
22-May-18	Rockfall
10-June-18	Rockfall
04-January-21	Earthflow

### 3 EFFECT OF ANTECEDENT WEATHER CONDITIONS ON RECORDED LANDSLIDES

The 4-month antecedent average daily air temperature and total daily precipitation are shown in the charts in Figure 6. Except for the May 2013 landslide and the two landslides that occurred during winter (December 2017 and January 2021), the other eight landslides occurred shortly after periods of rainfall. This is consistent with the general observation that many landslide occurrences and episodes of landslide acceleration are triggered by precipitation events over timescales ranging from minutes to years (Coe and Godt 2012). Figure 6 shows that some landslides occurred immediately or within a few days after a rainfall event (July 2000, May 2003, July 2005, May 2007, June 2012, May 2017, May 2018, and June 2018), corresponding to spring and summer conditions. Other landslides occurred a couple of weeks after a rainfall event (December 2017 and January 2021) and during winter conditions. This suggests that the mechanisms that led to these landslides are different. The weather signatures and the mechanisms of failure are discussed in this paper.

Unfortunately, the data does not allow for an evaluation of the effect of rainfall and snowfall separately. Air

temperature can be used to differentiate between these two forms of precipitation; however, this becomes unreliable as temperatures approach the freezing point.

To assess the effect of weather conditions on the recorded landslides, the cumulative precipitation and freeze-thaw cycles were calculated for the periods of 3, 7, 14, 30, 45, 60, and 90 days before each landslide. The results are shown in Figures 7 and 8.

In this study, the freezing and thawing points were set to  $-2^{\circ}\text{C}$  and  $+2^{\circ}\text{C}$ , respectively, and hourly temperatures were used to determine the occurrence of freeze-thaw cycles. The  $-2^{\circ}\text{C}$  was chosen to ensure that the freezing front could penetrate the slope materials, and  $+2^{\circ}\text{C}$  was selected to ensure that the frozen water had enough time to melt. This approach is consistent with previous studies on rockfall mechanisms (McGreevy and Whalley 1982, Macciotta et al. 2015, Pratt et al. 2019).

#### 3.1 Spring and summer landslides

Table 2 shows the antecedent average and minimum rainfall values of all landslides reported in spring and summer, and for each antecedent time. This table shows that, on average, 6.9 mm of rain had fallen in the three days preceding a landslide. It also shows that at least 4.4 mm of rainfall had occurred during the 14 days before the landslide. Moreover, the data analysis showed that when the antecedent 14-day precipitation exceeded 20 mm, the probability of a landslide is 6.18%, while it decreases to 0.06% if this criterion is not met. This allows a probabilistic quantification of hazard based on weather monitoring.

Table 2. Antecedent average and minimum precipitation of all landslides reported in spring and summer, and for each antecedent time period

Precipitation (mm)	Days before the landslide						
	3	7	14	30	45	60	90
Average	6.9	13.4	25.8	49.8	67.2	76.8	89.0
Minimum	0	0.2	4.4	8.1	16.1	19.4	31.2

The laboratory tests conducted by Roustaei et al. (2020) on the collected rock samples from the site showed that some of the materials react quickly to moisture and show significant disaggregation after being immersed in water, which suggests that these dispersive soils are a significant contributing factor to the observed landslide failure modes.

Since the rock materials at the site are susceptible to moisture, rainfall, thawing snowfall, and potentially thawing snowpack, will make the weathering front progress into the substrata. As the weathering front progresses over time, wetting-drying cycles leading to swelling-shrinking cycles will increase the depth of weathering penetration. After periods of rainfall, there is a greater chance for moisture to reach the deeper weathered layers.

This repetitive process reduces the strength of the materials, and at some point, driving forces due to gravity overcome the reduced strength, aided by increased material weight and decreasing effective stresses (as pore

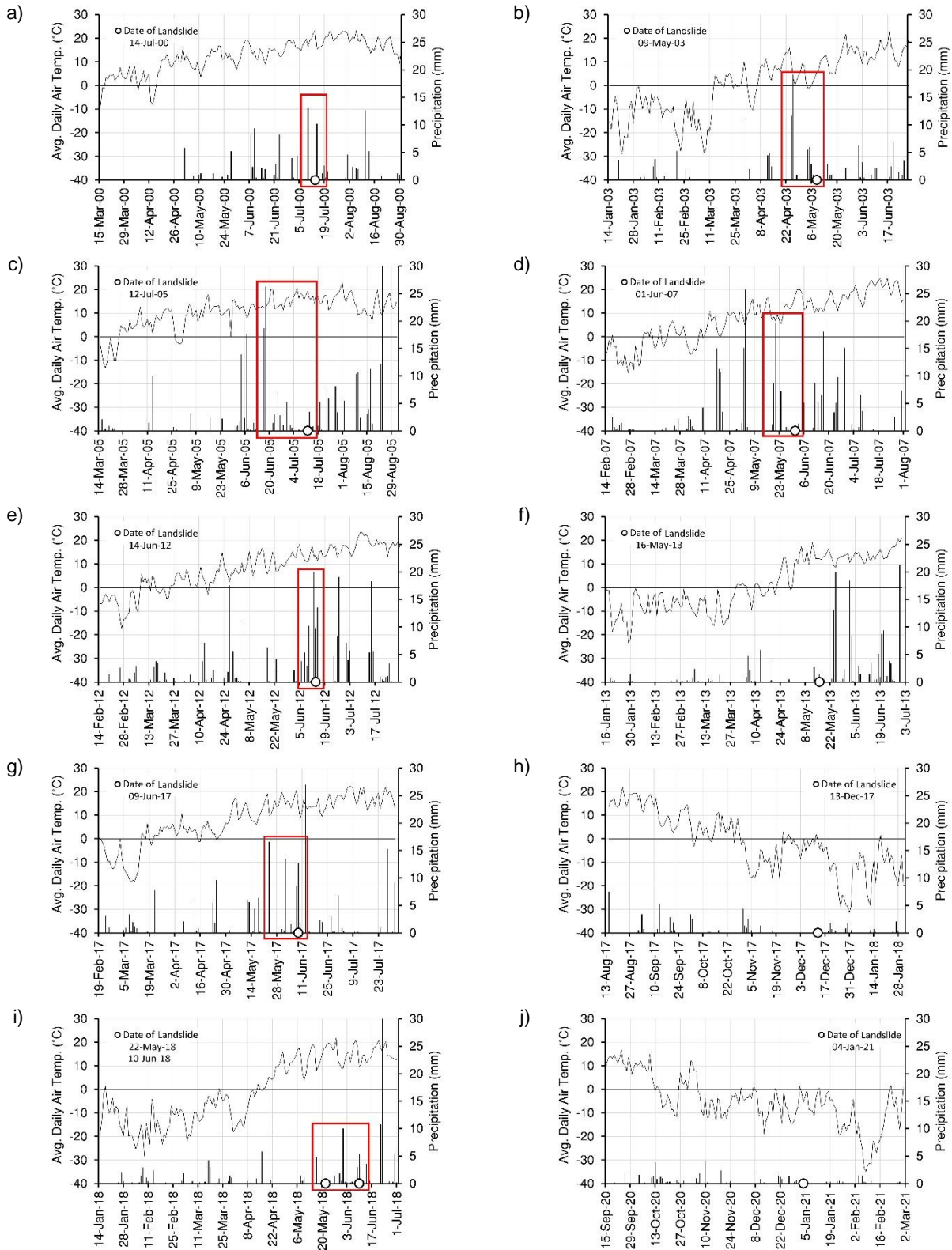


Figure 6. Antecedent precipitation and temperature of the recorded landslides on (a) 14-July-2000, (b) 9-May-2003, (c) 12-July-2005, (d) 1-June-2007, (e) 14-June-2012, (f) 16-May-2013, (g) 9-June-2017, (h) 13-December-2017, (i) 22-May-2018 and 10-June-2018, and (j) 4-January-2021. Red boxes show the precipitation events for landslides with noticeable amount of antecedent rainfall.

pressure increases during precipitation periods). The correlation between timing of rainfall events and the occurrence of landslides show that precipitation is a key factor in the landslide activity at the C018 site.

### 3.2 Winter landslides

Out of the 11 recorded landslides at the site, two have occurred during winter. The cumulative number of freeze-thaw cycles for all landslides is presented in Figure 8. This figure shows that a total of eight and two cycles had occurred during the 30 days prior to the occurrence of the December 2017 and January 2021 landslides, respectively.

The December 2017 landslide was described as a fall of frozen clumps of soil that fell from the face of the slope approximately 5 m to 30 m above the highway (Klohn Crippen Berger 2018). The weather data (Figure 6) shows that on October 31 (43 days before the incident), with the onset of rainfall, the temperature dropped 26°C and remained below 0°C for the next 23 days. After that, the average air temperature fluctuated with peaks around 0°C and above for 20 days before the occurrence of the landslide. Figures 7 and 8 indicate that a total of 12.5 mm of rainfall and a total of 8 freeze-thaw cycles had occurred during the previous 45 days. The simultaneity of the rain and sudden drop in temperature would have caused the water to freeze shortly after the rainfall occurred and before the water had the chance to evaporate or penetrate deeper into the formation. The remaining moisture on the slope and within the weathered material froze, further weathering the slope material, and remained frozen for at least two weeks before the temperature rose to the thawing point. The part of the moisture that remains frozen provides some apparent cohesion to the weaker material. Thawing eliminates this apparent cohesion and provides the chance for moisture to penetrate to the deeper layers, until the moment in which the loss of cohesion and the presence of excess moisture leads to landslide. The landslide occurred 20 days after the average air temperature reached approximately 0°C (i.e., on December 13, 2017).

On January 4, 2021, another landslide classified as an earthflow occurred at the site. Figure 6 shows weather data for a period of 4 months before the occurrence of the landslide. It is observed that during the 45 days before the landslide, at least 9.8 mm of rainfall had fallen. Similar to the December 2017 landslide, rainfall and a sudden decrease in temperature occurred simultaneously, 55 days before the landslide. The landslide occurred after four freeze-thaw cycles and when the average air temperature increased and fluctuated with peaks around and above 0°C for several weeks.

In the January 2021 landslide, similarly to the December 2017 landslide, the simultaneity of rainfall and drop in temperature caused the moisture in the soil to freeze and expand, which subsequently weakened and destroyed the material cohesion. Consecutive freeze and thaw cycles worsen the conditions, expanding existing cracks in the material and generating new ones. This process continues until the driving loads exceed the resisting loads, and a landslide occurs.

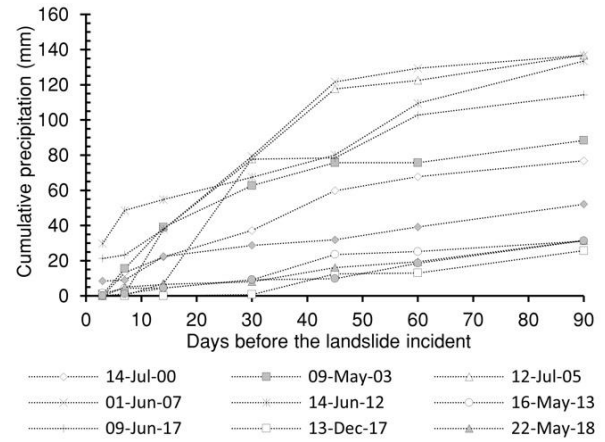


Figure 7. Cumulative precipitation

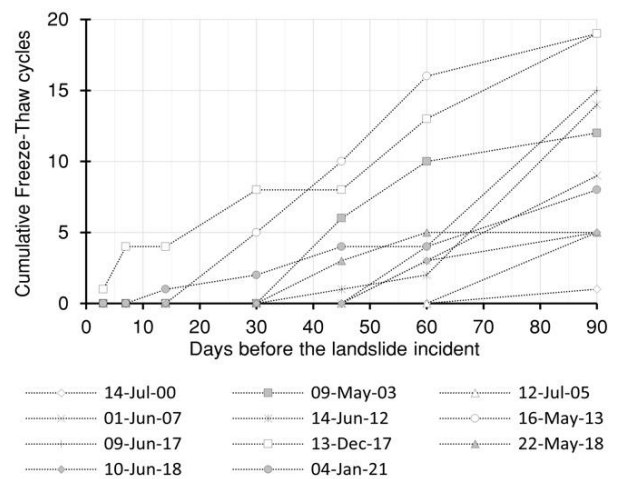


Figure 8. Cumulative freeze-thaw cycles

## 4 EXPECTED HAZARD CHANGE WITH CLIMATE CHANGE

Climate change has had measurable effects in the last decades and it is forecasted to increase in intensity (Bush and Lemmen 2019, IPCC 2021). However, the related effects of climate change on natural geohazards such as landslides are difficult to predict. A 65-year weather forecast at the C018 site was generated with the ClimateAB v3.21 software package (Wang et al. 2008), based on the methodology described by Mbogga et al. (2010). The historical mean seasonal precipitation and temperature, as well as forecasts to the year 2085 are shown in Figures 9 and 10. These forecasts follow the ACCESS1.0-RCP4.5 global climate model and are presented for the different seasons. The forecasts show that while seasonal temperatures at the site tend to increase by an average of 3°C over the next 65 years, seasonal precipitation predictions don't show the same behaviour. It is predicted that mean spring precipitation could rise 12%, while mean summer and autumn

precipitation decrease 7%, and mean winter precipitation would remain almost constant.

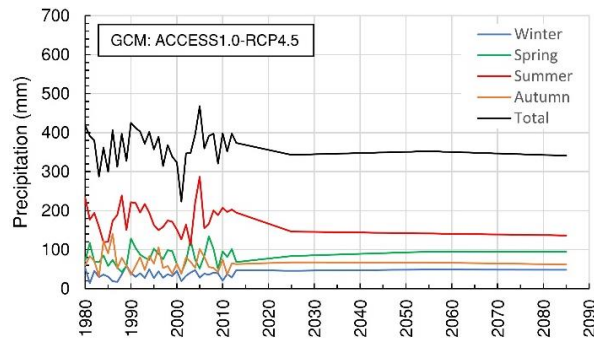


Figure 9. Mean seasonal precipitation prediction

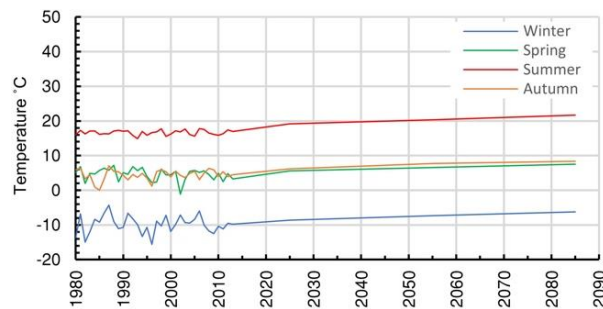


Figure 10. Mean seasonal temperature prediction

At the C018 site, except for two landslides that took place in winter, all other landslides happened in either May, June, or July showing that the probability of a landslide occurring in these months could increase due to the predicted increase in precipitation. According to the results from the given climate model, over the next decades, higher rainfall is anticipated in spring.

Increasing average winter temperature could also be reflected in increased time with temperatures near the freezing point. This could lead to increased number of freeze-thaw cycles, winter snow melt, and freezing rain events which could potentially increase the erosion rate of the slope materials. It is understood that landslides depend on the occurrence of triggers and the availability of unstable volumes on the rock slope. However, the evidence presented in this paper and the climate change forecasts would suggest the possibility for an increase in the frequency of episodes of landsliding at the site.

## 5 DISCUSSION AND CONCLUSION

The effect of antecedent weather conditions on landslide occurrences at the C018 site was investigated for recorded landslides between 2000 and 2021. According to the published reports, nine landslides occurred during spring and summer, and two landslides were recorded during winter. Evaluating the 4-month antecedent weather conditions to each landslide showed that except for the

May 2013 landslide, all other eight landslides that occurred in spring and summer happened shortly or a few days after a period of rainfall. Results show that an average of 6.9 mm of rain had fallen in the previous three days. Weather data also show that at least 4.4 mm of rainfall had occurred during the 14 days before the landslide. Moreover, the data analysis showed that when the antecedent 14-day precipitation exceeded 20 mm, the likelihood of a landslide occurrence was 6%, while the likelihood decreased to 0.06% if this criterion was not met. This observation allows for a probabilistic quantification of landslide hazard based on weather station monitoring.

**Spring/summer landslides:** The direct relationship between the recorded landslides and the antecedent precipitation illustrates that rainfall is the key triggering factor for landslide occurrences at the site during warmer months. According to previous studies, the surficial materials at the site are sensitive to moisture and lose part of their strength after contact with water (Roustaei et al. 2020). The wetting-drying cycles reduce the material's strength and make the weathering front progress deeper into the slope material. This process is constantly repeated, until at some point, the reduced strength of the material is not enough to withstand the weight of the sliding materials, aided by increased material weight and reduced effective stresses after periods of precipitation.

**Winter landslides:** A different landslide failure mechanism is involved in the landslides that occurred in winter. According to the weather data, there is less precipitation in colder months, and the average temperature is below 0 °C from November to the following March.

In the December 2017 landslide, the simultaneity of rainfall and sudden drop in temperature caused water to freeze shortly after the rainfall occurred and before the water had the chance to evaporate or penetrate deeper into the formation. The remaining moisture on the slope froze and remained frozen for at least two weeks before the temperature rose to the thawing point. Freezing of moisture in the matrix of the slope material decreases the cohesive component of its strength, which is further reduced by repetitive freeze-thaw cycles. The part of the moisture that remains frozen provides apparent cohesion to the weaker material. Thawing eliminates this apparent cohesion until the point in which the loss of cohesion and the presence of excess pore pressure leads to the landslide. At the site, the landslide occurred 20 days after the average air temperature reached around 0 °C (i.e. December 13, 2017).

The ACCESS1.0-RCP4.5 global climate model shows that the mean spring precipitation increases 12% over the next 65 years. It is understood that landslides depend on the occurrence of triggers and the availability of unstable volumes on the rock slope. However, the evidence presented in this paper and the climate change forecasts would suggest the possibility for an increase in the frequency of episodes of landslides at the site.

Moreover, mean seasonal temperatures are also expected to increase in future, which means that more freeze-thaw cycles could be anticipated in winter. The December 2017 and January 2021 landslides occurred when the air temperature fluctuated around 0 °C and freeze-



thaw cycles were more likely to occur. These also suggest that the likelihood of landslides at the C018 site during winter could increase under this climate change scenario.

The work presented in this paper provides a probabilistic approach for quantification of the effect of weather on the likelihood of landslide occurrence. Further, it opens a potential path for quantification of landslide probability changes in light of climate change predictions.

Further work is planned for this project will allow an enhanced understanding and quantification of the relationships between weather and landslide activity at this site:

- Leverage historical aerial photos of the site to investigate the relationship between weathering process and landslides going back several decades.
- Use digital elevation models that have been obtained with aerial photogrammetry to analyze the surficial water paths and possible correlation to landslide location.

## 6 ACKNOWLEDGMENT

This research was made possible through the collaboration between Klohn Crippen Berger, Alberta Transportation and the University of Alberta. Funding was provided by Klohn Crippen Berger and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and through a Collaborative Research and Development Grant.

## 7 REFERENCES

- Alberta Transportation. 2021. *Annual Landslides Assessments for Central Region (CMA511-516)*. Available from [https://www.transportation.alberta.ca/PlanningTools/GMS/AnnualLandslidesAssessments/Reg-CentralRegion\(CMA511-516\)/InspectionSites/837\\_02\(C18\)-RedDeerRiverScour1.9kmfromSH575/Reports/](https://www.transportation.alberta.ca/PlanningTools/GMS/AnnualLandslidesAssessments/Reg-CentralRegion(CMA511-516)/InspectionSites/837_02(C18)-RedDeerRiverScour1.9kmfromSH575/Reports/). [accessed 23 August 2021].
- Bush, E., and Lemmen, D.S. 2019. *Canada's Changing Climate Report*. Ottawa, ON.
- Coe, J.A., and Godt, J.W. 2012. Review of approaches for assessing the impact of climate change on landslide hazards. *Landslides and Engineered Slopes: Protecting Society through Improved Understanding - Proceedings of the 11th International and 2nd North American Symposium on Landslides and Engineered Slopes*, Banff, Canada, 3-8 June 2012, pp. 371–377.
- Cruden, D.M., and Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes. *Landslides: Investigation and Mitigation*, Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, 36–75, Washington, DC.
- Fahey, B.D., and Lefebure, T.H. 1988. The freeze-thaw weathering regime at a section of the Niagara escarpment on the Bruce Peninsula, Southern Ontario, Canada. *Earth Surface Processes and Landforms*, 13(4): 293–304. doi:10.1002/esp.3290130403.
- Godt, J.W., Baum, R.L., and Chleborad, A.F. 2006. Rainfall characteristics for shallow landsliding in Seattle, Washington, USA. *Earth Surface Processes and Landforms*, 31(1): 97–110. doi:10.1002/esp.1237.
- Government of Canada. 2020. *Historical weather data*. Available from [https://climate.weather.gc.ca/historical\\_data/search\\_historic\\_data\\_e.html](https://climate.weather.gc.ca/historical_data/search_historic_data_e.html). [accessed 10 August 2021].
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M., and Stark, C.P. 2008. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: An update. *Landslides*, 5(1): 3–17. doi:10.1007/s10346-007-0112-1.
- Hamblin, A.P. 2004. *The Horseshoe Canyon Formation in southern Alberta: surface and subsurface stratigraphic architecture, sedimentology, and resource potential*, Geological Survey of Canada, Ottawa, ON, Canada.
- IPCC. 2021. *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press.
- Klohn Crippen Berger. 2000. *Central Region Landslide Assessment SH837:02 River Scour @ km 1.9 Emergency Geotechnical Inspection Report, July 25, 2000*. AB, Canada.
- Klohn Crippen Berger. 2018. *CON0017608 Central Region GRMP – Call-Out Report C018 Hwy 837:02 Call-Out Report January 19, 2018*. AB, Canada.
- Krautblatter, M., and Moser, M. 2009. A nonlinear model coupling rockfall and rainfall intensity based on a four year measurement in a high Alpine rock wall (Reintal, German Alps). *Natural Hazards and Earth System Science*, 9(4): 1425–1432.
- Macciotta, R. 2019. Review and latest insights into rock fall temporal variability associated with weather. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*, 172(6): 556–568. doi:10.1680/jgeen.18.00207.
- Macciotta, R., Hendry, M., Cruden, D.M., Blais-Stevens, A., and Edwards, T. 2017a. Quantifying rock fall probabilities and their temporal distribution associated with weather seasonality. *Landslides*, 14(6): 2025–2039. doi:10.1007/s10346-017-0834-7.
- Macciotta, R., Martin, C.D., Cruden, D.M., Hendry, M., and Edwards, T. 2017b. Rock fall hazard control along a section of railway based on quantified risk. *Georisk*, 11(3): 272–284. doi:10.1080/17499518.2017.1293273.
- Macciotta, R., Martin, C.D., Edwards, T., Cruden, D.M., and Keegan, T. 2015. Quantifying weather conditions for rock fall hazard management. *Georisk*, 9(3): 171–186. doi:10.1080/17499518.2015.1061673.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., and Azañón, J.M. 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: The case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, 9(3): 417–432. doi:10.1007/s10346-011-0290-8.
- Mbogga, M., Wang, T., and Hamann, A. 2010. *A comprehensive set of interpolated climate data for Alberta*. Government of Alberta, (Publication Number: Ref. T/235.).
- McGreevy, J.P., and Whalley, W.B. 1982. The geomorphic significance of rock temperature variations in cold

- environments: a discussion. *Arctic & Alpine Research*, 14(2): 157–162. doi:10.2307/1551114.
- Natural Resources Canada. 2017. *Landslides*. Available from <https://www.nrcan.gc.ca/science-and-data/science-and-research/natural-hazards/landslides/10661>. [accessed 9 August 2021].
- Pratt, C., Macciotta, R., and Hendry, M. 2019. Quantitative relationship between weather seasonality and rock fall occurrences north of Hope, BC, Canada. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(5): 3239–3251. doi:10.1007/s10064-018-1358-7.
- Roustaei, M., Macciotta Pulisci, R., Hendry, M., Rodriguez, J., Grapel, C., and Skirrow, R. 2020. Characterisation of a rock slope showing three weather-dominated failure modes. *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*. Australian Centre for Geomechanics, Perth. pp. 427–438.
- Stalker, A.M. 1973. *Surficial geology of the Drumheller area, Alberta*. Ottawa, ON, Canada.
- Wang, T., Hamann, A., and Mbogga, M. 2008. ClimateAB v3.21 software package, available from <http://tinyurl.com/ClimateAB>
- Yuan, G., Che, A., and Tang, H. 2021. Evaluation of soil damage degree under freeze–thaw cycles through electrical measurements. *Engineering Geology*, 293. Elsevier. doi:10.1016/j.enggeo.2021.106297.



# Investigation of rainfall-induced slope failures from an integrated perspective

Levinna Natalia & Jun Yang

Department of Civil Engineering – The University of Hong Kong, Hong Kong, China



## ABSTRACT

Rainfall-induced slope failures are one of the most common geohazards. The consequences of these failures can be dramatic and devastating if flow slides are triggered. One of the examples is two deadly landslides in Hong Kong in June 1972 which killed 138 people in a day. While considerable efforts have been made in the past decades to understand the failure mechanisms and develop techniques to mitigate the hazards, it remains an area of uncertainty and difficulty in geotechnical engineering. In this paper, the main factors affecting rainfall-induced slope failures are briefly reviewed and discussed from a perspective integrating the geotechnical, hydrological, and climatological aspects. A practical method for analyzing rainfall-induced instability in slopes is evaluated using the 1972 Sau Mau Ping slope failure case. The method involves the evaluation of pore water pressure profiles in slopes subjected to surface infiltration and the stability analysis considering various factors. The applicability and limitation of the method are discussed.

## RÉSUMÉ

Les ruptures de pente induites par les précipitations sont l'un des géorisques les plus courants. Les conséquences de ces défaillances peuvent être dramatiques et dévastatrices si des glissements par coulée se déclenchent. Par exemple, deux glissements de terrain meurtriers à Hong Kong en juin 1972 ont tué 138 personnes en une journée. Bien que des efforts considérables aient été déployés au cours des dernières décennies pour comprendre les mécanismes de défaillance et développer des techniques pour atténuer les risques, cela reste un domaine d'incertitude et de difficulté en ingénierie géotechnique. Dans cet article, les principaux facteurs affectant les ruptures de pente induites par les précipitations sont brièvement passés en revue et discutés dans une perspective intégrant les aspects géotechniques, hydrologiques et climatologiques. Une méthode pratique pour analyser l'instabilité induite par les précipitations dans les pentes est évaluée à l'aide du cas de rupture de pente Sau Mau Ping de 1972. La méthode implique l'évaluation des profils de pression interstitielle dans les pentes soumises à une infiltration de surface et l'analyse de la stabilité en tenant compte de divers facteurs. L'applicabilité et les limites de la méthode sont discutées.

## 1 INTRODUCTION

Rainfall-induced slope failures are common in many regions worldwide, particularly in tropical and sub-tropical regions. The potential implications, such as high velocity and enormous runaway distance, require a good understanding to prevent failure and assist the evacuation process. For that reason, numerous studies from different perspectives, including the geotechnical, climatological, and hydrological, have been conducted to understand the mechanisms involved. However, some of the views in the literature are divergent or regional, and are not applicable in a broader context (Rahardjo et al. 2007; Leroueil 2004).

Generally, rainfall-induced slope failures can be separated into two types: sliding and flow slide (Cascini et al. 2010). The former is a kind of ductile process, commonly preceded by noticeable signs, such as tension cracks, while flow slide is a brittle phenomenon, followed by rapid flow-like movement. The flow slide can be seen as a two-stage phenomenon. First, a continuous shear surface is formed on the soil mass, and then it is followed by rapid development of large plastic strains and a sudden acceleration of the failed soil mass. Despite numerous studies on rainfall-induced slope failures, the current understanding of their mechanisms is still fractured due to the complexity of the phenomena.

This paper presents a brief review of the subject by integrating geotechnical, climatological, and hydrological perspectives and referring to different methodologies such

as laboratory and physical experiments, numerical analyses, and case studies. The purpose is to provide a better understanding of the key factors that may play critical roles in slope failures. A simple and practical method will also be applied to analyze a well-documented case study in Hong Kong to evaluate its applicability and limitation.

## 2 CONTROLLING FACTORS FOR RAINFALL-INDUCED FAILURES

The controlling factors of flow slides can be categorized into three: geotechnical, hydrological, and climatological (Wilson 2000). Most of the previous studies have been carried out either by focusing on one of the factors or evaluating the combined effects of two factors. Even for all three factors being considered, it should be noted that the role of each factor should not be simply treated as being equally positioned, but rather, it can be differentiated into the prerequisite, triggering, and facilitating conditions.

### 2.1 Prerequisite conditions

A fundamental understanding of the undrained shear behavior of soils has been established through extensive laboratory testing (e.g., Poulos et al. 1985, Ishihara 1993, Yang 2002). Central to the current understanding is the

existence of a critical state line in the stress space (Figure 1), which is the locus of ultimate states of shear failure, termed as steady state or critical state, and the existence of a flow liquefaction line, which links the peak in the stress path and the origin. The two lines in the stress space define a zone of potential instability in which loose sand tends to become unstable when a perturbation is imposed. In this context, the flow liquefaction line is also referred to as instability line and Hill's classic instability criterion (Hill 1958) can be applied to explain the initiation of failure. A similar phenomenon was also observed in physical model tests on landslides (Eckersley 1990, Wang and Sassa 2001). One of the observations worth noting is that the excess pore water pressure was generated after the onset of instability rather than before it. That means liquefaction is a result of shear failure rather than the cause.

Many laboratory experiments have indicated that flow liquefaction is a phenomenon pertaining to the loose granular soils. The liquefaction potential is affected by both void ratio and effective confining pressure, and the combined effects can be properly accounted for through the state parameter in the critical state soil mechanics (Yang 2002). Recently, Yang and Wei (2012) showed the important roles of fines and particle shape in flow liquefaction, and Yang et al. (2022) explored the role of the static, driving shear stress on the onset of liquefaction. Based on flume experiments, Wang and Sassa (2001) showed that there is an optimum density facilitating the pore pressure build-up and thus the occurrence of liquefaction. In the field, the amount of pore water pressure build-up and the particle shape may control the velocity and runout distance of the flow slides.

## 2.2 Triggering factors

While undrained monotonic loading is often adopted in laboratory experiments, liquefaction in a slope can be initiated by a drained process in the field (Anderson and Sitar 1995). Considering the effects of water infiltration on soil mass, precipitation can be seen as a primary factor triggering instability. A number of studies have been conducted to understand the threshold conditions of rainfall intensity, duration, and frequency through numerical (Rahardjo et al. 2007), sample inundation (Fredlund et al. 1993), and field observations (Li et al. 2005, Springman et al. 2013).

The soil permeability controls the ease and difficulty of water flowing in and out of the soil mass. In a soil mass with low permeability, such as fine-grained and dense soils, the desaturation process takes a longer duration than in a soil mass with high permeability. Thus, the water conducts more freely within the soil mass and easily redistributes when the infiltration begins. On the contrary, the effect of desaturation and suction on coarse-grained soils leads to a lower saturation state.

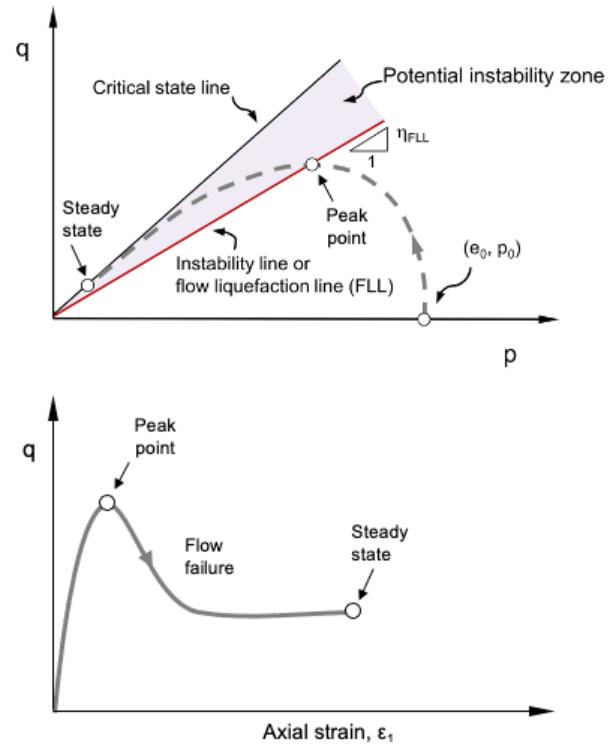


Figure 1. Undrained loading of loose saturated sand leading to flow liquefaction (Yang 2002; Yang et al. 2022).

A common assumption used in analyzing the infiltration process is that the maximum rate of infiltration to a soil body equals the saturated permeability of the soil. The excess water will become surface runoff when the precipitation intensity is larger than the soil permeability. The runoff might cause surface erosion. In the physical experiment on flow slides (Ng et al. 2022), the formation of a gully was observed – which may cause stress redistribution and flow slides. This failure mechanism is similar to the 'slide-to-flow' mechanism postulated by Cascini et al. (2010).

Springman et al. (2013) conducted field monitoring of a shallow weathered slope in Switzerland. They found that the rainfall threshold to cause slope destabilization depends on the ability of the slope to redistribute the water from the events prior to the rainfall. Under the same permeability, the duration between rainfall events also affects the ability of water redistribution. When the inter-storm duration decreases, the rainfall intensity needed to cause slope failure reduces. The complexity of the relationship between the initial soil state and the characteristics of the rainfall events explains the challenge in drawing a generalized threshold of slope destabilization.

## 2.3 Facilitating conditions

Previous discussions suggest that strain-softening soil and rainfall are the necessary and triggering conditions of liquefaction failure, respectively. In nature, however, we often observe that not all slopes with similar soil characteristics under a similar rainfall event fail. Similarly,

despite being 'loose-enough,' the physical experiment of Take et al. (2004) did not show any sign of flow slides. The presence of conditions that facilitate the pore water pressure build-up, such as hydrological and geometrical characteristics, also plays an important role (e.g., Johnson and Sitar 1990, Take et al. 2004, Rahardjo et al. 2007).

Hydrological characteristics such as constrictive conductive zone might cause localized pore water development, leading to subsurface flow and locally reducing the soil strength. Likewise, geological structures might facilitate preferential drainage paths and facilitate seepage formation. The facilitating conditions are not limited to hydrological features. Geotechnical features such as slope height, inclination angle, and groundwater level control the slope's initial state and safety factor. Take et al. (2004) also showed the possibility of liquefaction triggered by localized positive pore water pressure due to the presence of very loose or loose soil in the toe area.

Indeed, since flow slides involve different controlling factors, it is hard to pinpoint the exact threshold condition. In the case of manmade slopes, other water sources such as leakage of water pipes and increase in groundwater level also need to be considered alongside the effect of precipitation.

### 3 METHOD OF ANALYSIS

#### 3.1 Numerical Modeling

When unsaturated slopes are subjected to rainfall, the infiltration process causes pore water pressure changes, leading to stress state changes and soil deformations. This affects seepage behavior and soil's reaction towards the infiltrated water.

Due to the complicated unsaturated soil behavior under rainfall, numerical means are often adopted to study rainfall-induced slope failure. Richards equation, Eq. 1, is commonly used to describe the water flow through saturated-unsaturated soil.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ K \frac{\partial H}{\partial z} \right] \quad [1]$$

where the parameter  $\theta$ ,  $H$ ,  $K$ , and  $t$  are the volumetric water content, total head, hydraulic conductivity matrix, and time, respectively.

Additionally, the balance momentum equation can be used to describe the changes in the stress-state under the saturated-unsaturated condition, Eq. 2. The deformation and displacement induced by the infiltration through saturated-unsaturated soil can be evaluated using both governing and suitable constitutive equations.

$$\nabla \sigma + \rho g = \nabla(\sigma' + S_e p_w I) + \rho g = 0 \quad [2]$$

where the parameter  $\sigma$ ,  $\sigma'$ ,  $S_e p_w$ ,  $\rho$ ,  $g$  and  $I$  are total stress, effective stress, effective (or averaged) pore

pressure, mixture density, gravity, and identity tensor, respectively.

It is proposed that a seepage analysis is conducted first using software (e.g., GeoStudio 2018 R2) to establish the pore water pressure profiles, and a stability analysis is then carried out to evaluate the safety factor by accounting for the pore water pressures. A case study will be described in the next section.

#### 3.2 Critical Depth Analysis

The effects of both negative and positive pore water pressures are often associated with the stability of an initially unsaturated slope. Collins and Znidarcic (2004) summarized two distinct failure mechanisms which can be initiated by the infiltration process: (1) failure due to positive pore pressures; and (2) failure which takes place while the pore water pressure is still negative. For the former, they assumed that seepage forces might cause liquefaction. As for the latter, the failure is assumed to be mainly due to suction reduction, and the slope will likely move in the form of a more or less rigid body. For an infinite slope model, they formulated a baseline analysis in the form of critical depth,  $d_{cr}$ :

$$d_{cr} = \frac{c' + \gamma_w h_c \tan \phi^b - \gamma_w h_p \tan \phi'}{\gamma (\cos \beta)^2 (\tan \beta - \tan \phi')} \quad [3]$$

where the parameters  $\beta$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\phi^b$ ,  $\gamma$ ,  $\gamma_w$ ,  $h_c$ , and  $h_p$  are the slope angle, effective cohesion, effective friction angle, friction angle with respect to matric suction, unit weight of soil, unit weight of water, negative pressure head (suction), and positive pressure head, respectively.

As shown in Eq. 3,  $d_{cr}$  is a function of pressure heads. Thus, the critical depth vs. pressure head can be obtained and superimposed to pore water pressure profiles to evaluate the stability of the slope. This simplified method of analysis will also be examined in the case study below.

### 4 CASE STUDY

To develop a good understanding of rainfall-induced slope failures, it is valuable to compare the performance of both approaches on well-documented case histories. The devastating Sau Mau Ping 1972 flow slide in Hong Kong is selected here.

In the 1970s, due to the rapid increase in land demand, a hurried land formation was done in Hong Kong. Most lands were formed by end-tipping filling, layering 100-300 mm thick soil parallel to the slope surface, including the Sau Mau Ping area. The soil type of the fill was decomposed granite (DG), which can be described as coarse sand with appreciable content of silt and clay (Knill et al. 1999). The forensic investigation found that the construction method led to an extremely loose state of the slope to a depth at least 2-3 m below the slope surface. The dry density was found in the range of 1.25 to 1.55 t/m<sup>3</sup>.

On June 18, 1972, after 55 hours of heavy rainfall (Figure 3), a 40 m high embankment with a slope of 1:1.5

failed with a behavior described as 'sliding down like a carpet' (Hong Kong Government 1972). The tragedy killed 71 persons and caused injuries to 60 others. The heavy rainstorm also caused landslides in the other location (Po Shan Road) and killed 67 people.

The forensic study concluded that the failures were due to the weakening of the soil layer caused by the development of pore water pressure, and the mechanism can be recognized as a static (flow) liquefaction. Three potential triggering mechanisms of water infiltration were postulated: (1) infiltration due to the rainwater; (2) increase in groundwater level; and (3) leakage of the nearby drainage system. Nevertheless, there is no strong evidence on the second and third hypotheses. Therefore, we will mainly focus on the first cause in this study.

## 5 RESULTS AND DISCUSSION

Based on the forensic reports on two catastrophic failures at Sau Mau Ping (Hong Kong Government 1972, Knill et al. 1999), the slope geometry shown in Fig. 2 is proposed for the numerical analysis. The dotted blue line represents the initial groundwater level interpolated from the piezometer data provided in the reports. The input parameters of the numerical model are summarized in Table 1. These values are mostly obtained from the published laboratory test results of the 1976 Sau Mau Ping landslides (Knill et al. 1999), which are located approximately 200 m away from the 1972 case.

The transient pore water profile was evaluated using the saturated-unsaturated groundwater modeling. As an initial condition, the pore water is assumed to be hydrostatic with maximum suction of 10 kPa. The maximum suction value was selected based on field measurement of local soil by Li et al. (2005). The infiltration flux applied on the slope surface is based on the hourly rainfall intensity data reported by Royal Observatory (1979), as shown in Figure 3.

The results of seepage analysis are shown in Figure 4. The pore water head profiles at two different cross-sections, at a horizontal distance of 70 m (section A'-A') and 120 m (section B'-B'), are shown in Figure 5. The development of the wetting front due to the infiltration can be observed in the figures. As the water infiltrates, the near-surface layer gradually loses its suction head. However, despite 48 hours of heavy rainfall, we can also observe that the impact on groundwater level is generally limited. This seems to agree with previous studies that only 2% of slope failures in Hong Kong were attributed to the rise of groundwater level (Wong and Ho 1993).

Additionally, the laboratory infiltration tests on vertical soil columns of the fill material (DG) showed that penetration depth was between 2-6 m, depending on the initial dry density and degree of saturation (Knill et al. 1999). Thus, the pore water profile in Figure 5 is consistent with the behavior observed.

The computed pore pressures are then used to evaluate the slope stability. Two limit equilibrium evaluations for critical state and lower-bound friction angles of  $\phi' = 35^\circ$  and  $\phi' = 30^\circ$ , respectively, are examined.

The variation of safety factors during the rainstorm is superposed in Figure 3. Prior to the rainstorm, the safety factors of the slope are found to be 1.23 and 1.02 for  $\phi' = 35^\circ$  and  $\phi' = 30^\circ$ , respectively. The reduction of safety factors is relatively negligible in the first 40 hours of rainfall. However, at  $t = 44$  hr, a sudden drop in safety factor can be observed. The safety factors keep dropping in both analyses until they reach the lowest value at  $t = 49$  hr.

Table 1. Summary of input parameters of numerical model

Parameter	Fill (DG)	Natural Ground
Young's modulus, $E$ (kPa)	15,000	20,000
Unit weight of soil, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.4	17.4
Unit weight of water, $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10	10
Poisson's Ratio, $\nu$ (-)	0.334	0.334
SWCC (Fredlund – Xing Function)	$\theta_{sat} = 0.47, a_f = 3.4, n_f = 1.3, m_f = 0.37$	
Saturated permeability, $k_s$ (m/s)	$2.68 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-7}$
Cohesion, $c$ (kPa)	0.01	5
Friction angle, $\phi$ ( $^\circ$ )	35 (30)	35 (30)
Suction friction angle, $\phi^b$ ( $^\circ$ )	15	15

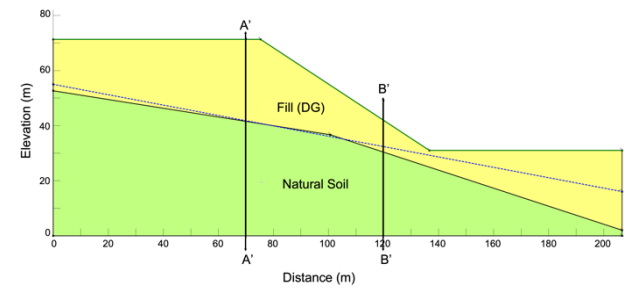


Figure 2. Model set-up for Sau Mau Ping 1972 analysis.

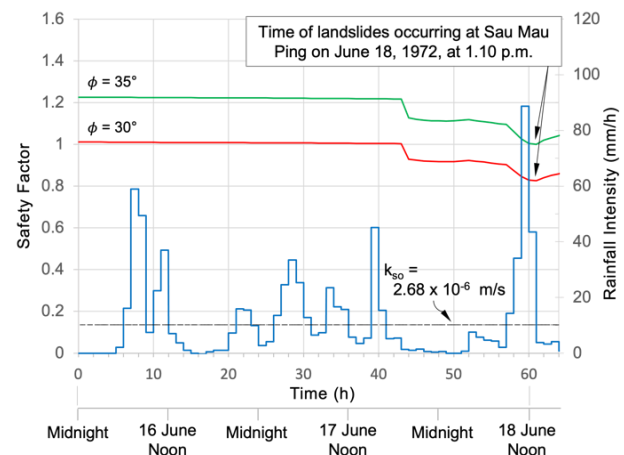


Figure 3. Hourly variations of safety factor and rainfall intensity of Sau Mau Ping 1972

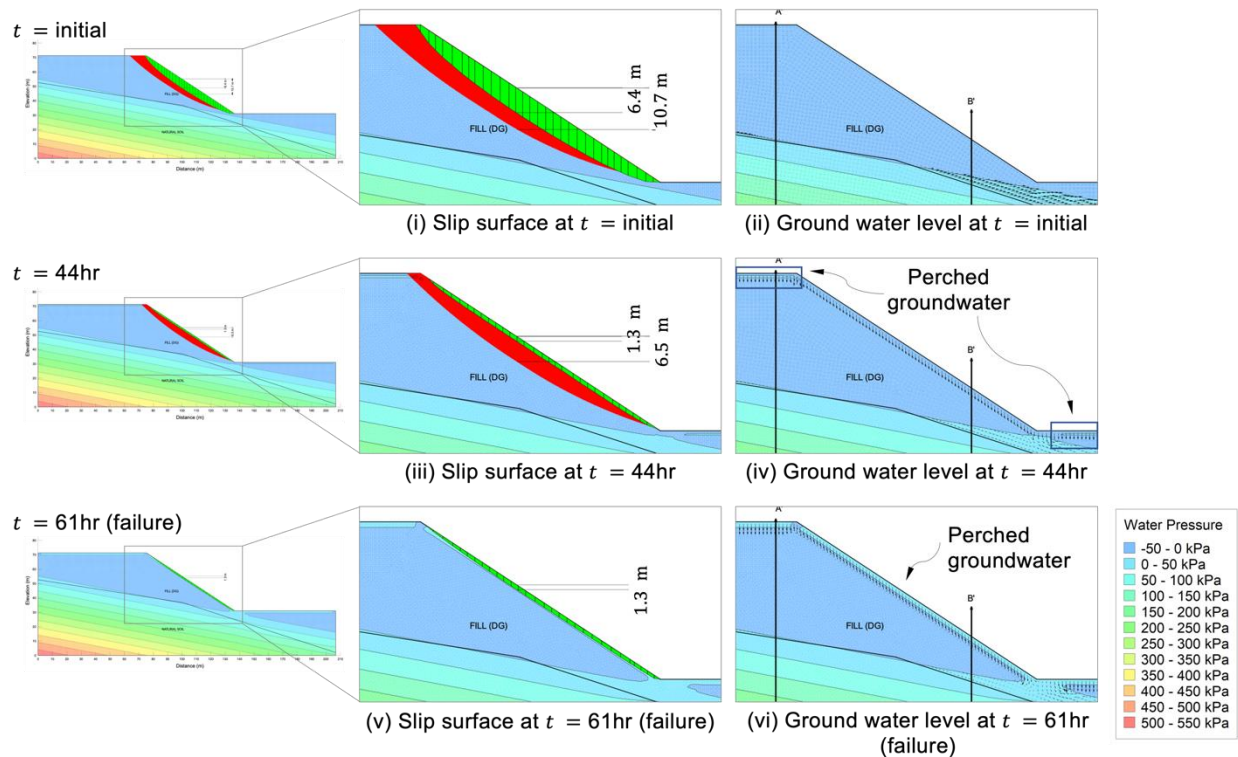


Figure 4. Groundwater and slip surface at the selected time.

Although the rainstorm starts to continue at  $t = 52$  hr, the safety factor shows an increasing trend before it decreases again. At  $t = 61$  hr, the calculated safety factors are 0.825 and 1.00 for friction angles of  $30^\circ$  and  $35^\circ$ , respectively. It shows good agreement with the reported time of failure in the forensic report. The 1972 Sau Mau Ping slope failed on June 18, 1972, at 1.10 p.m. after approximately 56 hours of heavy rainfall (calculation time = 61 hours).

Figure 4 shows the changes in the critical slip surface and safety map at critical times. The safety map represents regions with similar safety factors as the critical slip surface. The initial slip surface is relatively shallow, with a maximum depth of 6.4 m. At  $t = 44$  hr, the depth of critical surface and safety map are 1.3 m and 6.5 m, respectively. The depth of the critical slip surface is 1.3 m at the time of failure. This agrees with the forensic report (Hong Kong Government 1972), which concluded that the failure zone of Sau Mau Ping was confined to the top 3 m of the slope surface.

Figure 4 also shows the groundwater distribution at  $t = 44$  hr when the sudden drop in safety factor occurred. An area of perched groundwater can be observed near the crest and toe, although the pore water profile in the sloping area remains negative (Figure 5). The development of positive pore water pressure might reduce the slope strength and hence, its safety factor. We can also observe the slip surface became shallower and moved farther from the crest area.

Another interesting observation is the delayed response of the safety factor. At  $t = 44$  hr to  $t = 52$  hr, the rainfall intensity is generally minimal. However, the safety factors keep decreasing until  $t = 49$  hr before increasing

slightly. This phenomenon, which was also observed in the study of Rahardjo et al. (2007), might be caused by redistributing the infiltrated water.

Next, the critical depth analysis is conducted for the case to provide further views about possible failure mechanisms. In this analysis, the intersection between the initial water profile and the failure envelope defines the failure point that will always occur due to the infinite slope assumption. Therefore, it should be assumed that the slope is initially stable, and this intersection will not contribute to any further information about the failure mechanism. When infiltration begins, transient pore water pressure profiles are developed, and when the pore water profile intersects with the failure envelope, we can find the time and the potential failure location.

Figure 5 shows the infiltration behavior at two different locations, cross-sections A-A and B-B. At both locations, we can observe the development of the wetting front. In the first 36 hours of rainfall, the suction can generally be maintained with wetting front development constricted to 2-3 m depth. Approximately after  $t = 44$  hr, the intensity suddenly drops for approximately 8 hours. This allows pore water pressures to redistribute in the soil mass. When  $t = 49$  hr, the soil on the top 1 m slowly regains its suction. However, a sudden increase in rainfall intensity prior to the failure caused the development of positive pore pressure.

The failure envelope using the critical state friction angle  $\phi' = 35^\circ$  is also plotted in Figure 5 (red line). The failure envelope intercepts pore water profiles when  $t = 61$  hr at a depth of approximately 1-1.3 m. This agrees with the time and depth of the Sau Mau Ping 1972 failure. Likewise, the interception is located at the saturated region,



representing the presence of seepage forces that might cause liquefaction, according to Collins and Znidarcic (2004). This is consistent with the failure mechanism documented in the forensic report.

Another failure envelope is calculated using a friction angle that approximately corresponds to the instability line of the fill:  $\phi' = 25^\circ$  (pink line in Figure 5). It is observed that the interception is in the unsaturated region prior to the recorded time of failure, with a quite shallow depth. While it is assumed that seepage (i.e., failure in the saturated region) is the sign of liquefaction failure by Collins and Znidarcic (2004), observations from physical experiments (Eckersley 1990, Wang and Sassa 2001) showed that it might not always be the case. The excess pore water pressure was generated after the onset of instability rather than before it. In such a case, early interception with the failure envelope might signify the start of onset instability. Further study on this issue is worthwhile.

Due to its simplicity, the critical depth analysis is helpful for a quick check in the field, given that the pore water profile at a particular location and depth can be obtained. Several studies have indicated that it can also account for deep and shallow failure mechanisms (Collins and Znidarcic 2004, Huang et al. 2012). Nevertheless, since the result of the analysis may highly depend on the pore water profile, the factors that may affect the pore water pressure profiles need to be studied carefully. Further study will be reported in the future.

## 6 CONCLUSION

This study discussed rainfall-induced slope failures and the possible mechanisms involved by integrating geotechnical, hydrological, and climatological points of view. The study indicates that it is hard to develop a simple threshold criterion for predicting slope failures due to rainfall. This is because the failure depends on various factors, and an integrated perspective is needed. The role of each factor should not be simply treated as being equally positioned, but rather, should be differentiated into the prerequisite, triggering, and facilitating conditions.

Soil being at a loose state or exhibiting a contractive behavior is the prerequisite condition of flow slides. Water infiltration, which can be introduced by various sources, needs to be present as a mechanism that can bring the slope to failure. However, whether the slope will experience flow slides also depends on the facilitating process, which determines the extent of strength reduction within the slope. The practical method for evaluating rainfall-induced slope failures, as applied to the 1972 Sau Mau Ping case in Hong Kong, is shown to be helpful for a quick check of possible failure mechanisms. Further study of the various factors that may affect the result of the analysis is needed.

## 7 ACKNOWLEDGEMENT

The financial support provided by the Research Grants Council of Hong Kong through the HKPF scheme is gratefully acknowledged.

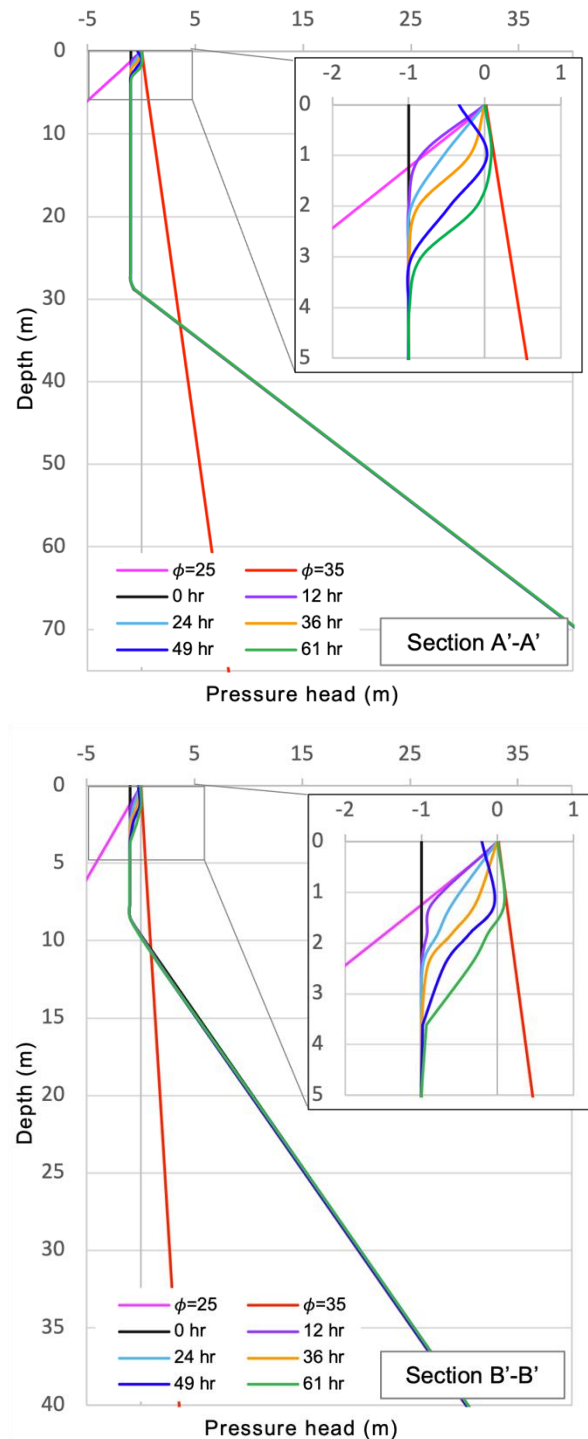


Figure 5. Pore water head profiles at cross-section A-A (top) and B-B (bottom) for Sau Mau Ping 1972 failure case.

## 8 REFERENCES

- Cascini, L., Cuomo, S., Pastor, M., and Sorbino, G. 2010. Modeling of Rainfall-Induced Shallow Landslides of the Flow-Type. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1): 85–98.
- Collins, B.D., and Znidarcic, D. 2004. Stability Analyses of Rainfall Induced Landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4): 362–372.
- Eckersley, D. 1990. Instrumented laboratory flow slides. *Géotechnique*, 40(3): 489–502.
- GeoSlope. 2018. *Stability Modeling with GeoStudio*. Calgary, Canada.
- Hill, R. 1958. A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 6(3): 236–249.
- Hong Kong Government. 1972. *Interim report of the commission of inquiry into the rainstorm disasters 1972*. Hong Kong Government Printer, Hong Kong.
- Huang, A.-B., Lee, J.-T., Ho, Y.-T., Chiu, Y.-F., and Cheng, S.-Y. 2012. Stability monitoring of rainfall-induced deep landslides through pore pressure profile measurements. *Soils Foundations*, 52(4): 737–747.
- Ishihara, K. 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3): 351–451.
- Johnson, K.A., and Sitar, N. 1990. Hydrologic conditions leading to debris-flow initiation. *Canadian Geotech J*, 27(6): 789–801.
- Knill, J.L., Lumb, P., Mackey, S., Mello, V.F.B. de, Morgenstern, N.R., and Richards, B.G. 1999. *GEO Report No. 86: Report of the independent review panel on fill slopes*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, The Government of The Hong Kong Special Administrative Region.
- Leroueil, S. 2004. Landslides: evaluation and stabilization. *In Geotechnics of slopes before failure*. Taylor and Francis, London. pp. 863–884.
- Li, A.G., Yue, Z.Q., Tham, L.G., Lee, C.F., and Law, K.T. 2005. Field-monitored variations of soil moisture and matric suction in a saprolite slope. *Canadian Geotech J*, 42(1): 13–26.
- Ng, C.W.W., Crous, P.A., Zhang, M., and Shakeel, M. 2022. Static liquefaction mechanisms in loose sand fill slopes. *Computers Geotechnics*, 141: 104525.
- Poulos, S.J., Castro, G., and France, J.W. 1985. Liquefaction Evaluation Procedure. *J Geotech Eng*, 111(6): 772–792.
- Fredlund, D., Fredlund, M., & Rahardjo, H. 2012. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice* (1. Aufl. ed.). Hoboken, N.J: Wiley-Interscience.
- Rahardjo, H., Ong, T.H., Rezaur, R.B., and Leong, E.C. 2007. Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. *J Geotech Geoenviron Eng*, 133(12): 1532–1543.
- Royal Observatory. 1979. *Technical Note No. 51: The severe rainfall occasion, 16-18 June 1972*.
- Springman, S.M., Thielen, A., Kienzler, P., and Friedel, S. 2013. A long-term field study for the investigation of rainfall-induced landslides. *Géotechnique*, 63(14): 1177–1193.
- Take, W.A., Bolton, M.D., Wong, P.C.P., and Yeung, F.J. 2004. Evaluation of landslide triggering mechanisms in model fill slopes. *Landslides*, 1(3): 173–184.
- Wang, G., and Sassa, K. 2001. Factors affecting rainfall-induced flow slides in laboratory flume tests. *Géotechnique*, 51(7): 587–599.
- Wilson, R.C. 2000. Climatic variations in rainfall thresholds for debris-flow activity. *1st Plinius Conference on Mediterranean Storms* (Claps P, Siccardi F, eds). Maratea, Italy, pp 415–424
- Wong, H.N., and Ho, K.K.S. 1993. Systematic investigation of landslides caused by a severe rainstorm in Hong Kong. *HKIE Transactions*, 3(3): 17–27.
- Yang, J. 2002. Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. *Géotechnique*, 54(1): 66–68.
- Yang, J., Liang, L.B., and Chen, Y. 2022. Instability and liquefaction flow slide of granular soils: the role of initial shear stress. *Acta Geotechnica*: 17: 65-79.
- Yang, J., and Wei, L.M. 2012. Collapse of loose sand with the addition of fines: the role of particle shape. *Géotechnique*, 62(12): 1111–1125.



**Vivre avec les glissements / *Living with landslides***



# Practical Considerations for Monitoring Landslides on Critical Slopes

Megan van Veen<sup>1</sup>, Matt Lato<sup>1</sup>, Andrew Mitchell<sup>2</sup>, Corey Froese<sup>3</sup> & Michael Porter<sup>2</sup>

*BGC Engineering Inc., Ottawa, ON, Canada*

*BGC Engineering Inc., Vancouver, BC, Canada*

*BGC Engineering Inc., Edmonton, AB, Canada*



## ABSTRACT

Many tools exist for monitoring landslides, such as lidar collected from various platforms, photogrammetry, satellite InSAR, and remote instrumentation. These methods can be supported by traditional geotechnical instrumentation. With a wide range of methods available, the selection of optimal tools depends on a variety of site and project-specific geological, logistical, environmental, and financial factors as well as the technical capabilities and limitations of each method, and potential consequences of failure. In this paper we review various landslide monitoring techniques, highlighting the practical capabilities, limitations, and considerations for each, in the context of monitoring critical slopes.

## RÉSUMÉ

De nombreux outils existent pour surveiller les glissements de terrain, tels que le lidar collecté à partir de diverses plateformes, la photogrammétrie, le satellite InSAR et l'instrumentation à distance. Ces méthodes peuvent être supportées par une instrumentation géotechnique traditionnelle. Avec un large éventail de méthodes disponibles, la sélection des outils optimaux dépend d'une variété de facteurs géologiques, logistiques, environnementaux et financiers spécifiques au site et au projet, et les capacités techniques et des limites de chaque méthode, et des conséquences potentielles d'un échec. Dans cet article, nous passons en revue diverses techniques de surveillance des glissements de terrain, en soulignant les capacités pratiques, les limites et les considérations pour chacune, dans le contexte de la surveillance des pentes critiques.

## 1 INTRODUCTION

In the past 10 years, the practical tools for monitoring landslide displacements have expanded to include a new range of techniques. These techniques include remote sensing, such as lidar collected from airborne, terrestrial, or uncrewed aerial vehicles (UAVs), photogrammetry, satellite interferometric synthetic aperture radar (InSAR), and remote instrumentation, such as wireless global navigation satellite system (GNSS) monitoring. Traditional geotechnical instrumentation, such as slope inclinometers, and surveying techniques, such as total station measurements and repeated manual GNSS measurements, are still widely used and can be complemented by these newer technologies. With a wide range of methods available, the selection of optimal tools depends on a variety of site and project specific geological, logistical, environmental, and financial factors as well as the technical capabilities and limitations of each method, and potential consequences of failure.

Some of these considerations include site access, data quality, line of sight, vegetation cover, spatial coverage, monitoring frequency, and often times multiple sites competing for attention and budget. The monitoring of complex, critical slopes often involves a combination of complementary methods to meet various objectives, such as monitoring movement on different scales at a single site, to develop a holistic understanding of landslide kinematics and displacement trends, and in some cases to monitor landslide triggers such as toe erosion and human activity.

This paper provides an overview of the current state of practice for various landslide monitoring techniques, highlighting the practical capabilities, limitations, and considerations for each. We present our learnings from a

case where multiple tools have been deployed to monitor large landslides and discuss how these techniques can be combined to develop a robust monitoring program for critical slopes.

## 2 BACKGROUND

### 2.1 Monitoring Methods

A number of common and emerging monitoring methods are summarized in the sections below.

#### 2.1.1 Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR)

Satellite InSAR is a technique by which radar satellite images can be used to track ground displacements with millimeter level precision. When satellite radar images are collected, long range microwaves are transmitted from the sensor and the backscattered waves are returned to the satellite. By collecting a stack of radar images over time, the difference in the phase of the returned wavelength at each data point can be used to calculate ground displacements (Pepe and Calo, 2017; Pribicevic et al. 2017). The temporal period between radar image acquisitions and data resolution will vary depending on the satellite used.

As SAR satellites have a set look direction (azimuth) and incidence angle (angle off vertical) the ability of the satellite to detect movement is influenced by the agreement (or lack thereof) between the satellite line of sight and the landslide displacement vector. As satellites move in polar orbit from south to north (ascending orbit) they image approximately north and east. In the descending orbit, they image approximately south and

west. Therefore, for a given slope, it is possible to image the slope using both the ascending and/or descending orbit (Vassileva et al., 2017). Depending on the slope geometry and landslide movement direction, it may be more appropriate to use either the ascending or descending orbit data (Pepe and Calo, 2017). When both geometries are used, vertical and east-west components of displacement can be resolved. InSAR measures one-dimensional displacements along the satellite line of sight, therefore any measured displacements may only represent a component of the true slope displacement.

Three categories of satellite data can be used: C-band, L-band, and X-band, differentiated based on wavelength. C-band satellites (such as Sentinel-1) are most used, and data is freely available. L-band satellites (such as ALOS-2) use a longer wavelength than C-band. Because of this longer wavelength, L-band provides increased vegetation penetration relative to C-band. X-band satellites use a shorter wavelength than both C-band and L-band, providing high-resolution data at the cost of the ability to penetrate vegetation (Flores-Anderson et al, 2019). Most SAR satellites have different imaging modes that can image "pixels" on the ground with resolutions from 1 m<sup>2</sup> to 100m<sup>2</sup>. The wavelength and imaging mode are key considerations when planning the application of InSAR.

The ability to measure slope movement using InSAR depends on the wavelength of the satellite used. To reliably detect ground displacement using typical processing methods, the rate of movement along the radar line of sight must not exceed the measurable phase difference (equivalent to half the radar wavelength) between two repeat images. For example, Sentinel-1 uses a wavelength of 5.60 cm and a repeat acquisition time of 12 days, therefore can detect velocities of up to 2.8 cm every 12 days (equivalent to a rate of 0.85 m/year) or slower.

### 2.1.2 Lidar

Lidar can be used to generate high resolution, 3-dimensional (3D) topographic models in complex terrain. Lidar data can be collected from static (i.e., tripod mounted) or mobile platforms. Mobile platforms are most commonly airborne sensors (such as fixed-wing aircraft, helicopter, or uncrewed aerial vehicle (UAV)), but could also include boats or vehicles (Lato, 2021). Given the ability of airborne lidar scanning (ALS) systems to penetrate vegetation, it is common for a bare-earth point topography model to be extracted from ALS data using standard processes. Most terrestrial lidar (TLS) sensors do not effectively penetrate vegetation. Accurate and systematic removal of vegetation from TLS is not standard practice but methods are currently being researched (Weidner et al., 2019).

The bare-earth resolution of ALS data is typically variable across an area depending on the level of vegetation, slope angle, lidar sensor type, overlapping flight lines, and platform used to collect the data. Areas with a greater density of vegetation typically have a lower density of bare-earth points than non-vegetated areas and steeper slopes typically have a lower bare-earth point density than flat surfaces due to the angle between the slope and the lidar acquisition unit. Data collected at a lower altitude with slower flight speed (i.e., UAV or

helicopter) is typically of higher resolution compared to data collected from a fixed wing aircraft. The resolution of TLS data depends on the equipment used, distance from the slope, and angle of the scanner relative to the slope.

While a single lidar dataset provides useful information for site characterization purposes, the ability to compare multiple datasets over time to measure slope displacements has become an increasingly accessible tool. The first applications of lidar change detection involved an elevation comparison between lidar-derived digital elevation models (DEMs), typically at a resolution of 1 m. These methods have evolved to include the use of iterative closest point (ICP) alignment methods and point-based change detection calculation, which improves the accuracy of the change detection and maximizes the amount of change that can be detected while maintaining the full-resolution of the lidar datasets (Lato et al., 2009).

The limit of detectable change between lidar datasets depends on the data accuracy, resolution, presence of anthropogenic changes, and data processing methods, among other factors. Typical limits of detection for ALS are on the order of 20 to 40 cm between datasets but can be as low as 8 to 10 cm when comparing high-resolution data collected using newer sensors. Typical limits of detection for TLS are on the order of 5 to 20 cm, with smaller limits possible using a high temporal frequency of data and advanced processing methods (Kromer et al., 2015)

### 2.1.3 Photogrammetry

Photogrammetry can be used to develop 3D topographic models of a slope using relatively inexpensive equipment and easy-to-use software. These models are built by determining the location of a point in space and using the principle of parallax between at least two images collected from different vantage points (for which the coordinates are known) (Beraldin et al., 2000). This is typically done using structure from motion (SfM) techniques, which does not rely on extensive camera calibration or ground control (Spetsakis and Aloimonos, 1991). Photos can be collected from the ground, from a mobile platform (by a human) such as a helicopter, boat, or moving vehicle, or using a UAV.

The quality and accuracy of the resulting models depend on the type of camera, resolution of the photos, lighting conditions, number of overlapping images, and accuracy of any GPS sensors integrated into the system. While detailed ground control is not necessary for SfM, the presence of ground control to reference and scale a model will improve its accuracy. In the absence of survey ground control, this can also be done using ALS or TLS data from the same site (Gauthier et al, 2015).

A limitation of photogrammetry in comparison to bare-earth lidar is that the data will include all objects present in the photographs, meaning that vegetation is present in the resulting model. While vegetation can be manually or sometimes systematically removed, the resulting model will contain occlusions (holes) at the locations where data has been removed. The limit of detectable change for comparison of photogrammetry models can vary significantly in comparison to lidar and could range from 10 cm to 1 m depending on the model accuracy, resolution, and size of the area of interest.

#### 2.1.4 In-Situ Instrumentation

In-situ instrumentation, installed in boreholes, can provide point measurements of landslide displacements below the ground surface. The most common instruments used are slope inclinometers (Sis, or slope indicators) which were first used in the geotechnical field around the 1970's. Inclinometers function by installing casing into the completed borehole and inserting a probe into the casing to measure the inclination of the casing at specific locations (Machan and Bennett, 2008). Displacements in two component directions are measured and can be resolved to determine the true displacement direction.

In-place inclinometers (IPIs) can be installed to measure displacements more frequently than manual measurements using a data logger connected to the instruments which are hung from the top of the inclinometer casing. Data loggers can be connected to an automated data acquisition system (ADAS) for remote monitoring. The specific IPI system design will be dependent on the number, length, and location of expected displacement zones. Typically, several sensors ranging in length from 0.5 to 3 m each are installed across a shear zone.

Shape Accel Arrays (SAAs) have recently become a more common tool for measuring millimeter-scale displacements along a borehole. SAAs consist of groups of three accelerometers, connected by a flexible cable. The groups of sensors are typically spaced 0.5 m apart and are capable of measuring 3D displacements at each segment. SAAs can be installed in the borehole inside of SI casing, or PVC tubing. Like IPIs, they can be connected to a data logger and ADAS system for high temporal frequency measurements and remote monitoring. Some advantages of SAAs are that they are relatively simple to install, can record measurements in real-time, and are typically more robust (can withstand larger amounts of displacement) than SI's (Swarbrick and Clarke, 2015).

#### 2.1.5 Surface Instrumentation

Several options exist for point measurements of surface instrumentation. These include the use of repeated, manual measurements of specific points or targets using a survey grade differential global positioning system (GPS), semi-automated and sometimes continuous measurements of targets using a total station, or remote measurements using real-time global navigation satellite system (GNSS) units installed on the landslide. The frequency and accuracy of these measurements depends on the equipment used and the presence of a reference station, or control points. Where extremely precise information is not required, simple, low-cost instruments such as tiltmeters can be used to measure displacements.

### 2.2 Monitoring Considerations

Choice of the appropriate monitoring technique(s) requires an understanding of the technical capabilities and limitations of each tool, and several other factors including environmental, logistical, financial considerations. A comprehensive overview of the capabilities and limitations of some of the lidar and photogrammetry-based techniques

described above are summarized in Lato (2021). Table 1 highlights these capabilities along with a number of practical considerations for the methods outlined above.

## 3 CASE STUDY

This section presents a case study where we have applied a variety of monitoring methods to slopes in the Peace River valley in BC. The slopes in this region are highly susceptible to landslides ranging from deep-seated slides in bedrock to shallow slides in overburden soil, and often include complex slide mechanisms. The slopes of interest are typically moderately to densely vegetated and must be accessed via helicopter and/or on foot. Examples of these slopes are presented in Figure 1. There are two prominent landslide complexes located on either side of the river which are being monitored. The first site (Figure 1a) is a historical landslide deposit where bedrock-derived colluvium overlays intact shale bedrock, with an approximate slope angle of 7 degrees. This slope was cleared of most vegetation in 2016, however low brush and small trees have grown in since clearing. The second site (Figure 1b and 1c) is classified as a large compound slide complex in overburden. At this site, the overall slope angle ranges from 20 to 30 degrees. The north-facing slope contains significant heavy vegetation, whereas the east-facing slope contains more exposed/lightly vegetated areas, with areas of heavier vegetation.

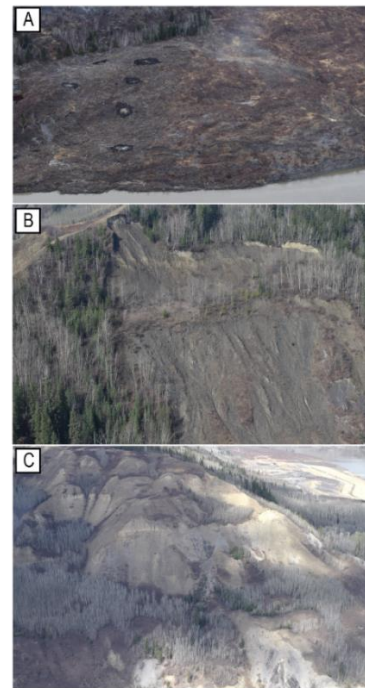


Figure 1. a) Study Site 1, b and c) Study Site 2, located on opposite sides of the river valley



Table 1. Summary of monitoring methods

	Technique	Technical Capabilities	Environmental Considerations	Logistical Considerations	Cost Considerations
Regional Scale (1 to 4)	1. InSAR (C Band)	Measure slope displacements with velocities on the order of sub mm/year to 85 mm/year. Ground pixel resolution can range between 1 m <sup>2</sup> to 400 m <sup>2</sup>	Limited ability to penetrate vegetation. Can only penetrate a few cm of dry snow.	Global coverage of Sentinel-1 data (coarse) available in archives since 2015 to support historical analysis. Finer resolution data requires tasking.	Global coverage of coarse data (100 m <sup>2</sup> ) freely available. Higher resolution commercial data (up to 1m <sup>2</sup> ) can be tasked for a fee.
	2. InSAR (L Band)	Measure slope displacements with velocities on the order of a few mm/year to 100's of mm/year. Ground pixel resolution ranges between 3m <sup>2</sup> to 10,000 m <sup>2</sup>	Can penetrate vegetation very well compared to C or X band. Can only penetrate a few cm of dry snow.	Data must be pre-purchased and tasked (forward looking). Reliability issues with repeat acquisitions.	Only one commercial option at present. Relatively expensive compared to C and X-Band
	3. InSAR (X Band)	Measure slope displacements with velocities on the order of sub-mm/year to 10's of mm/year. Ground pixel resolution ranges from 1m <sup>2</sup> to 250m <sup>2</sup>	Extremely limited ability to penetrate vegetation. Does not work in snow. Best suited to monitoring bare structures.	Growing number of commercial X-band SAR options where data can be tasked on-demand but not all platforms can be used for InSAR processing. Best suited for forward looking applications.	A growing number of commercial providers with on-demand tasking with different cost models
Surface Measurements (1 to 10)	4. Airborne Lidar (ALS)	Generate bare-earth topographic models and monitor changes on the order of 10's of cm between scans. Can penetrate tree cover. Data quality may be limited on steep (> 70 degree) slopes.	Density of vegetation will affect bare earth point density. Does not work with snow cover. Cannot collect data in rain, fog, or high wind.	Missions planned around good GPS satellite networks. Set up of ground control may be required.	Cost of mobilization and data collection by contractor. Cost/time for data classification and processing. Cost of aircraft or helicopter use.
	5. UAV-based Lidar	Generate bare-earth topographic models and monitor changes on the order of 10's of cm. Can often achieve point density better than ALS and can capture steeper slopes.	Density of vegetation will affect bare earth point density. Does not work with snow cover. Cannot collect data in rain, fog, or high wind.	Significant amount of auxiliary equipment required. Missions require good GPS satellite network and line of sight to UAV. Flight times limited by battery life. May require airspace permissions. Data resolution dependent on flying height.	Cost of equipment and mobilization or mobilization and data collection by contractor. Cost/time for data classification and processing.
Individual Slope Scale (5 to 8)	6. Terrestrial Lidar (TLS)	Generate topographic models and monitor changes as small as 5 cm. Most applicable for slopes > 30 degrees.	Difficult to obtain data on vegetated slopes. Does not work with snow cover. Data quality may be reduced in rain/fog or when slopes are moist.	Line of sight technology. Typically need to set up < 1 km from slope. Multiple scan locations may be required, but do not have to be fixed.	Cost of equipment (or rental) and mobilization, cost of time for data acquisition, and processing.
	7. UAV-Photogrammetry	Generate topographic models using overlapping photographs. Can typically measure changes with limit of detection on the order of 20 to 50 cm for all slope angles.	Vegetation will be included in models. Does not work with snow cover. Cannot collect data in rain, fog, or high wind.	Line of sight to UAV required. Requires ground control for high accuracy models. Flight times limited by battery life. May require airspace permissions. Data resolution dependent on flying height and equipment used.	Cost of equipment and mobilization or mobilization and data collection by contractor. Cost/time for data processing.

	Technique	Technical Capabilities	Environmental Considerations	Logistical Considerations	Cost Considerations
Point Measurement (9 to 12)	8. Oblique Aerial Photogrammetry	Generate topographic models using overlapping photographs. Can typically measure changes with LoD on the order of 20 to 50 cm. Well-suited to steep slopes.	Vegetation will be included in models. Does not work with snow cover. Cannot collect data in rain, fog, or high wind.	Data resolution dependent on flying height, speed, and equipment used. May be difficult to capture complex topography. More practical than UAV-PhotoG for remote sites.	Cost of equipment and mobilization, and data processing. Cost of helicopter or aircraft use.
	9. Robotic Total Station	Measure point displacements in 3D at mm scale. Nearly continuous/real-time monitoring possible.	Prisms must remain free of snow and ice	Requires site access to set up and clean prisms, site access and power for total station equipment.	Cost of equipment and time to set up, data processing software.
	10. Remote GNSS Monitoring	Measure point displacements in 3D at cm scale. Nearly continuous/real-time monitoring possible.	Sky must be visible (no tree cover). Vegetation limits accuracy and number of measurements. Sensors must remain above snow. Cloud cover, limited sunlight, and cold temperatures can lead to loss of power or limited measurements.	Requires site access to set up stations, stations may require maintenance or battery change, stations can be damaged easily by wildlife. Line of sight or cellular connection required for telemetry.	Cost of units, telemetry equipment (base stations), cellular data fees, processing software and data hosting. Cost of time and supplies for installation and maintenance.
	11. Slope Inclinometers	Point measurements of displacement in 2D (along SI casing) with mm level precision. Manual readings or near-real time measurements using in-place-inclinometers (can be connected to ADAS).	Not typically affected by environmental factors. May be difficult to collect manual readings in poor weather. Low sunlight or cold temperatures may cause loss of power for ADAS system.	Requires site access for drilling hole, installation of equipment, manual readings or equipment maintenance. Installation of IPAs requires knowledge of shear surface locations (or significant equipment to instrument the entire depth of hole). Instrument may be sheared off by large slope movements.	Cost/time of drilling and installation and cost of equipment. Cost of instrument maintenance and time for manual readings, or telemetry equipment and cell data fees for ADAS systems. Cost of software to post-process data.
In-Situ (Downhole) (11 and 12)	12. Shape Accel Array	Point measurements of displacement in 3D along length of drillhole, near-real time measurements using data logger (can be connected to ADAS).	Not typically affected by environmental factors. Low sunlight or cold temperatures may cause loss of power for ADAS system.	Requires site access for drilling hole, installation of equipment, manual readings, or equipment maintenance. SAA can be extremely heavy (100's of pounds) for deep installations and requires several crew members. Instrument may be sheared off by large slope movements.	Cost/time of drilling and installation and cost of equipment. Cost of instrument maintenance, telemetry equipment and cell data fees for ADAS systems. Cost of software to post-process data.

Three types of InSAR data have been processed: Sentinel-1 (C-band) between May 2017 and October 2019, ALOS-2 (L-band) between April 2020 and October 2021, and TerraSAR-X (X-band) between May 2020 and October 2021. In the case of all three datasets, no useful data was obtained over the winter months (October to April/May) due to snow cover. The data coverage for each of the sites and satellite types is presented in Figure 2. The coarser C-band data resulted in few usable data points, particularly in areas of vegetation (Figure 2a and 2d), whereas the finer resolution L-band data provided good coverage (Figure 2b and 2e). The very fine resolution X-band data provided a high density of points in non-vegetated areas, but limited to no data in vegetated areas, including those with low-lying brush (Figure 2c and 2f).

Three types of lidar data have been collected at Site 1 (Figure 3):

- Airborne lidar, collected from a fixed wing aircraft in 2015 and from a helicopter in 2019.
- UAV lidar, collected in the Fall of 2021. The data collection was completed using a custom system by Phoenix Lidar and took approximately half a day to complete with three crew members.
- Terrestrial lidar data, collected each Spring and Fall since 2020. The data were collected using a Teledyne-Optech Polaris LR scanner, from two different scan locations. Each scan took 45 minutes to an hour including set up and tear down.

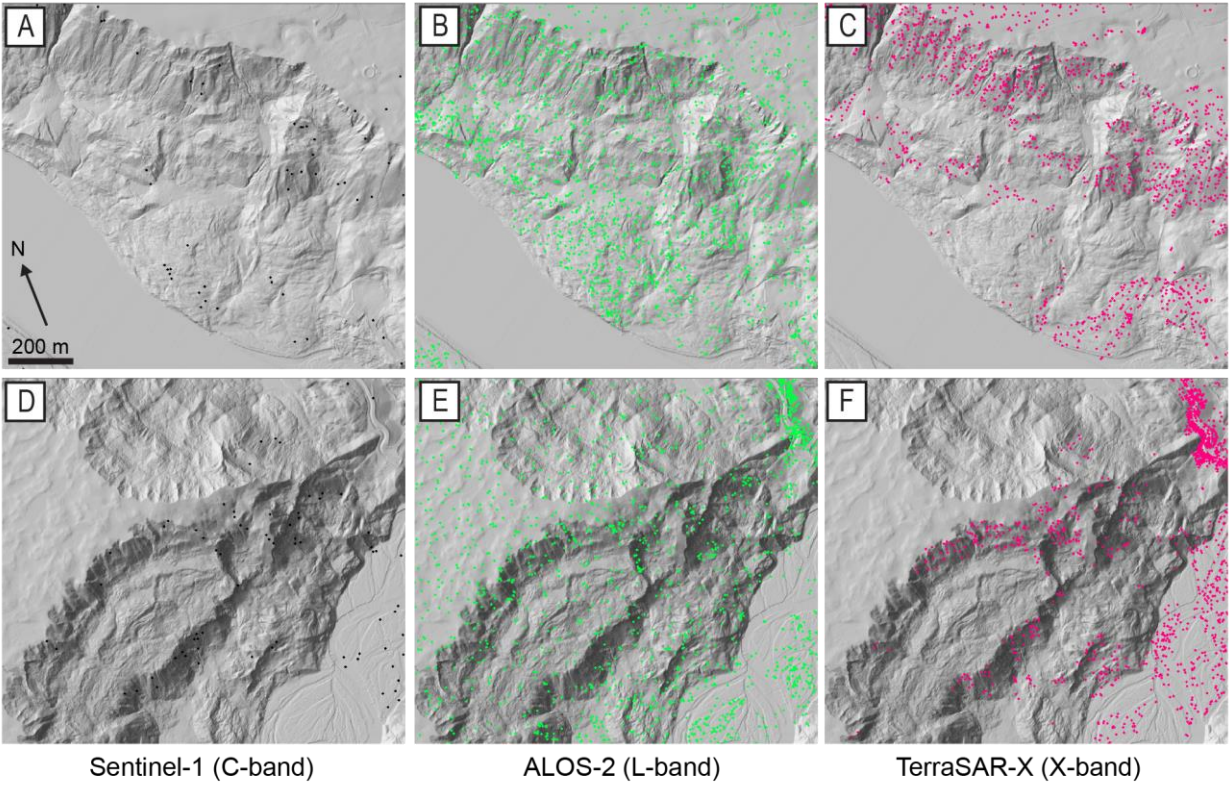


Figure 2. Comparison of InSAR data coverage for Site 1 (A-C) and Site 2 (D-F).

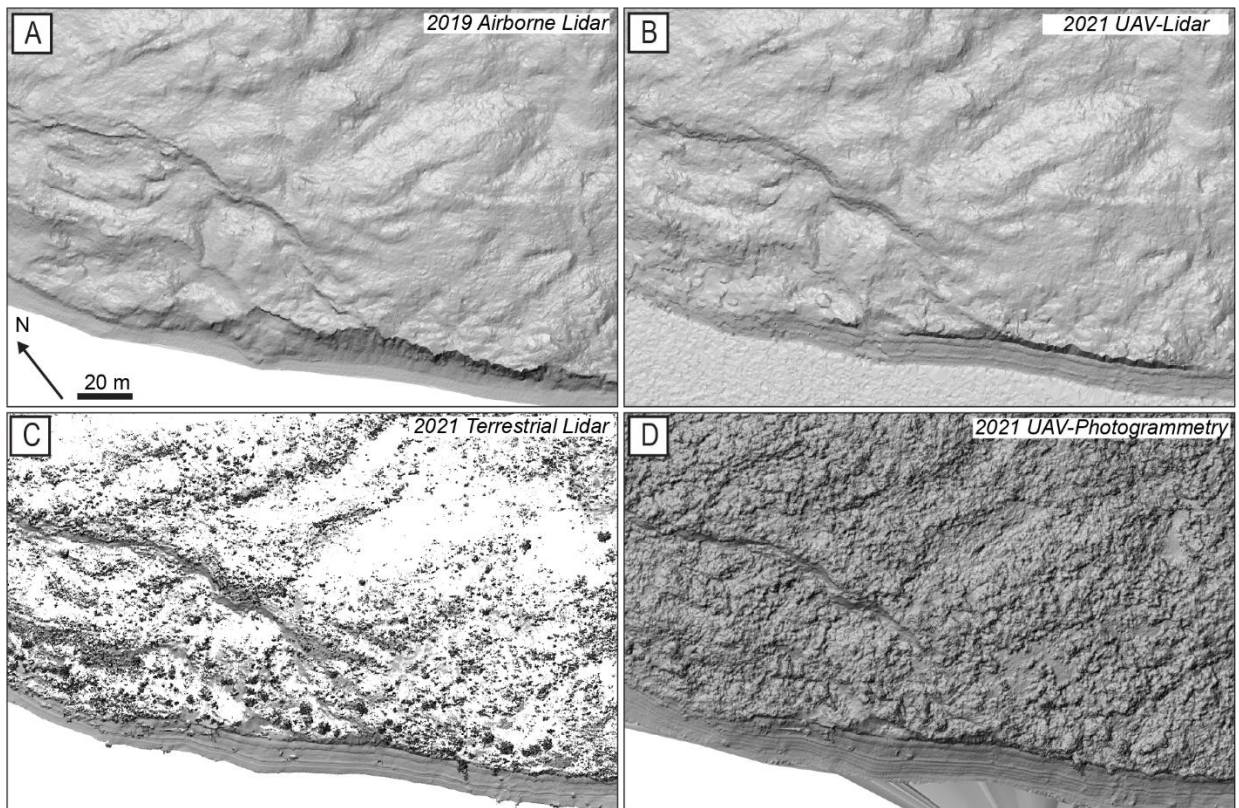


Figure 3. Comparison of lidar and photogrammetry datasets for Site 1

In addition to the lidar, UAV-based photogrammetry datasets have been collected and processed using Agisoft Metashape. The resulting point density of the lidar and photogrammetry datasets is summarized in Table 2. While the airborne and UAV-lidar are in the form of bare-earth datasets, the terrestrial lidar data contains some vegetation and limited ground points in vegetated areas, whereas the photogrammetry model contains a significant amount of vegetation, which creates a relatively rough/noisy model when generating a surface from the dataset.

Table 2. Comparison of lidar and photogrammetry data

Dataset	Average Pts/m <sup>2</sup> (flat/vegetated areas)	Average Pts/m <sup>2</sup> (steep exposed slopes)
ALS (2015)	1.0	2.5
ALS (2019)	5.1	5.8
UAV-lidar	6.5	14.5
TLS	29.3	221.7
Photogrammetry	97.2	71.6

Change detection analysis has been undertaken using various combinations of lidar data. Selected results are presented in Figure 4. Displacement is evident at the toe of the landslide, characterized by negative differences (subsidence) upslope of positive differences (bulging). The limit of detectable change (LoD) between the two ALS datasets (0.35 m, Figure 4a) is larger than that of the 2019 ALS compared to the UAV-lidar dataset (0.15 m, Figure 4b), attributed to the lower resolution of the 2015 ALS. It is evident that the presence of vegetation within the UAV photogrammetry data introduces errors (Figure 4c), which prevents a robust calculation of limit of detection, however, some displacement is evident within the noisy data.

Descending line of sight InSAR measurements for the same area are presented in Figure 5. The area identified as being active in the lidar change detection does not have any InSAR measurement points, as the area is moving too quickly to be detected with InSAR (resulting from a lack of coherence between images, Figure 5a). Time series data for two clusters of points in Figure 5a are presented in Figure 5b, showing cumulative displacement on the order of 50 to 100 mm.

To test the applicability of remote GNSS monitoring, we installed four units across the two slopes. The GNSS sensors were mounted on steel posts, about 1 m above the ground surface. One objective of this trial was to determine the practicality of installing these units in semi-vegetated areas, as most of the landslides in the area are at least partially vegetated. GNSS monitoring results for two different units, one with clear sky view and easterly slope aspect, and one in a vegetated, north-facing part of the slope, are presented in Figure 6. The data presented cover a one-month period in November 2021 where the slope was interpreted to be stable. It is evident that the measurements from GNSS2 are significantly noisier than GNSS1, particularly in the elevation component. However, the unit located in the vegetated area is still able to achieve consistent measurements.

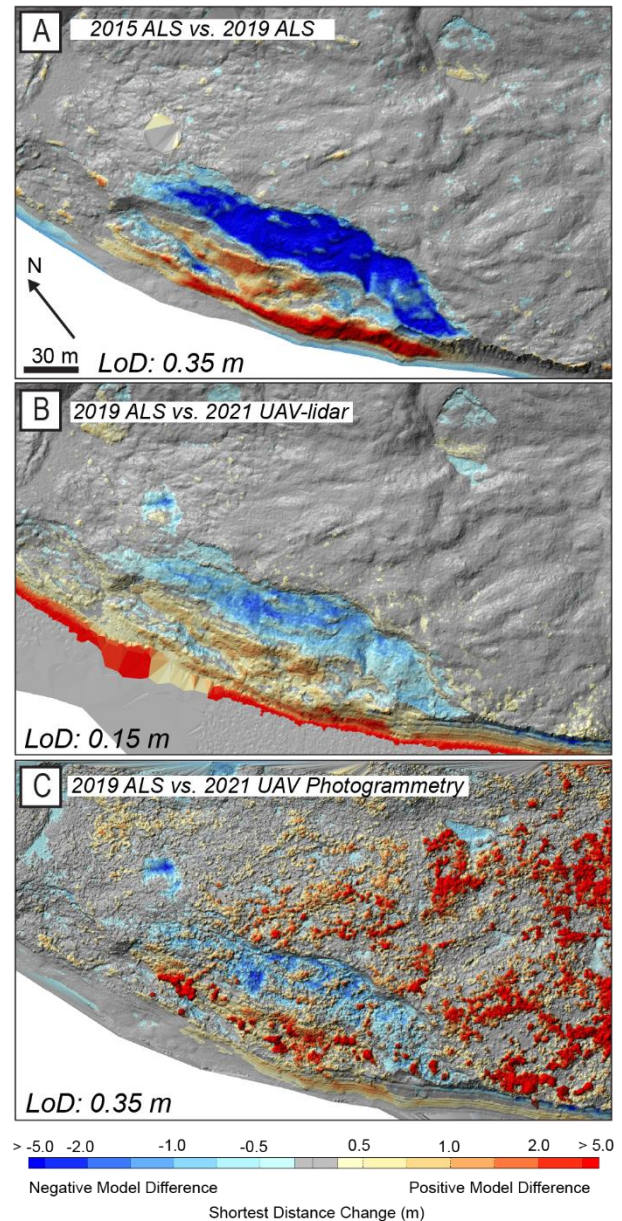


Figure 4. Selected change detection results between various data types for Site 1. Data have been spatially realigned using ICP methods and changes computed using point-cloud based methods.

One slope inclinometer has been installed at Site 1, and three at Site 2. To date, no measurable displacement has been recorded at Site 2, but at Site 1, two, well-defined shear planes have been identified over the past 20 years, and in 2021, the drillhole was retrofitted with a string of in-place inclinometers (Ten 0.5 m long sensors spanning each shear zone). Early results indicate a level of precision less than 0.1 mm. The IPI string has been connected to an ADAS system, where the results are compared and validated against real-time GNSS measurements from a unit installed adjacent to the drillhole collar.

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The use of remote sensing techniques, including InSAR, lidar, and photogrammetry have all proven useful in identifying displacements at our study sites. Several limitations exist with the InSAR data, most notably the fact that there is limited data coverage in vegetated areas, and a lack of reliable data in the winter months, which result in spatial and temporal data gaps. Interpreting the results of the InSAR analysis can often be difficult in the absence of other data, however they can often be complementary to lidar change detection, as demonstrated in the case study.

Both ALS and UAV-lidar have proven useful tools for measuring displacements as small as 0.15 m in vegetated areas and can be used interchangeably, with the limit of detection mainly dependent on data quality. This provides an advantage where regional-scale lidar is collected at a lower frequency but can be supported by more frequent UAV-lidar at isolated sites. While UAV lidar may be more cost-effective for isolated sites, we have encountered a number of challenges from a data collection perspective, including the significant amount of equipment required (difficult to access remote sites), limited battery life on UAV equipment with a payload the size of lidar/photo equipment, and limitations on flying due to poor weather, wind, or limited GNSS satellite availability for navigation.

Both terrestrial lidar and UAV photogrammetry provided a high point density on steep, unvegetated parts of the slope, however they present limitations in areas of vegetation. While these technologies may not be ideal for monitoring slopes that are entirely vegetated, they provide some limited use on partially vegetated slopes if the user has an understanding of the limitations. Another potential use of these methods is in monitoring shoreline erosion at the toe of landslides, which could trigger further landslide activity.

Our experience with remote GNSS monitoring has been generally positive, however a number of factors have limited the frequency of data acquisition and accuracy of those measurements. One main advantage is that the units we have used are relatively inexpensive (~\$6000 per unit, plus the cost of a base station) and easy to install (~30 minutes each). Another advantage is the measurements are 3-D, as opposed to 1-D or 2-D for the other techniques. Units installed in semi-vegetated or densely vegetated areas often do not produce valid readings each hour (as they are programmed to do) and the measurements contain more noise, due to poor sky view. We have also encountered challenges in maintaining power to the reference stations due to limited daylight and cold temperatures in the river valley during winter months. Access to the base stations and GNSS units must be maintained such that maintenance can be undertaken. This can be challenging in remote areas where vegetation clearing is not feasible or access to units is no longer safe due to landslide movement.

Downhole instrumentation is critical to support the understanding of landslide mechanics, as displacements may be expressed differently at surface and cannot necessarily be extrapolated to movements at depth. While manually read inclinometers provide reliable data, it may not be feasible to collect frequent readings in remote areas.

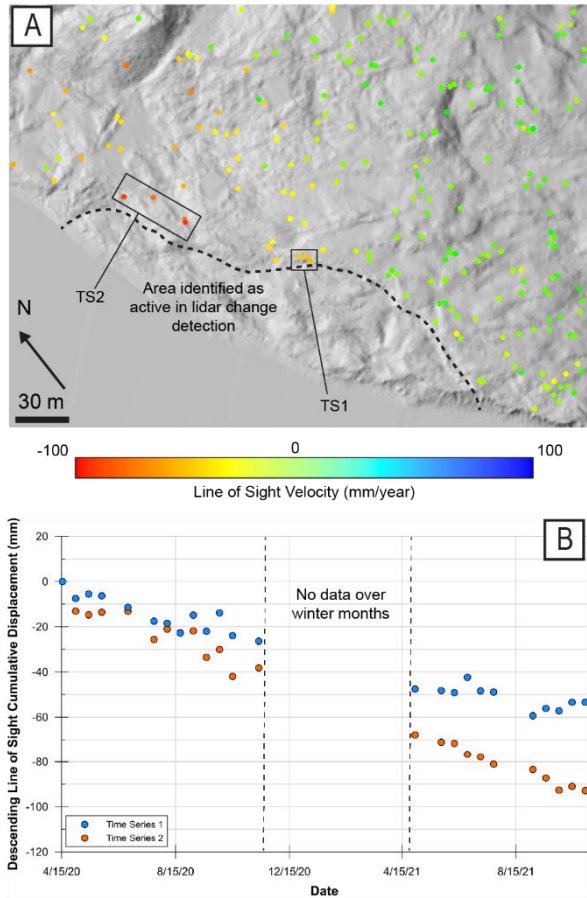


Figure 5. ALOS-2 descending line of sight measurements between Spring 2020 and Fall 2021 for Site 1.

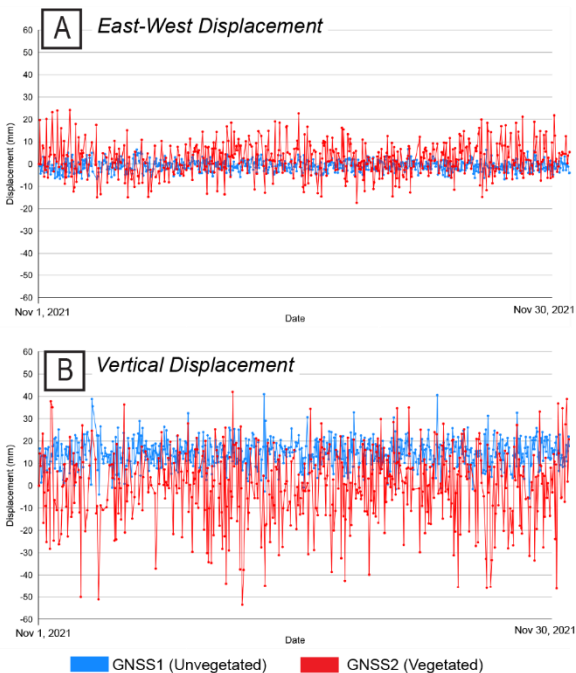


Figure 6. Comparison of raw GNSS measurements for unvegetated and vegetated areas.

For these reasons, retrofitting inclinometers with instruments that can be connected to data loggers and ADAS provides more frequent readings that can be accessed remotely.

The largest challenge in installing the near-real time monitoring systems is the amount of equipment that must be transported to these remote sites, either on foot, or by helicopter. While IPIs were used at the site presented in this paper, we also have experience installing deep SAAs at other similar slopes in the area. Installation of IPI's requires many components, however most are fairly small in size or can be disassembled, which makes transporting them easier than an SAA, which comes pre-assembled on a large reel that must be transported to the site in one piece. For one site in this area, we installed a 165 m long vertical SAA (the longest known vertical SAA manufactured to date), which weighed approximately 700 lbs. It had to be transported by helicopter using a long-line and installed using a large platform and custom tripod and pulley system to compress the SAA once it was lowered into the drillhole. The photos in Figure 7 present a comparison of the equipment required for the IPI and SAA installations. Both of these instruments are capable of recording high precision measurements at regular intervals and are not subject to the sky-view requirements of GNSS monitoring. However, environmental factors must be considered in the operation of ADAS stations, which require power and communications.

All of the methods tested in the study above have proven useful for some components of our monitoring work, however each also has limitations. The most important factor in choosing which method(s) to use is understanding the potential hazard scenarios that are being monitored, and making sure that the monitoring program is able to address those needs (i.e. measuring both near-surface shallow movement, and deep seated landslide activity). Once the monitoring objectives are well understood, other factors can be considered to select the optimal combination of technologies based on site-specific factors and available budget. Where possible, redundancy in the system can help interpret measurements that may be the result of poor data quality or faulty instruments.

As emerging methods are integrated into monitoring programs, the need for field characterization and validation of monitoring results remains vitally important. Consideration for data reduction, processing, and communication of results to various stakeholders should also be considered in the design of the monitoring program.

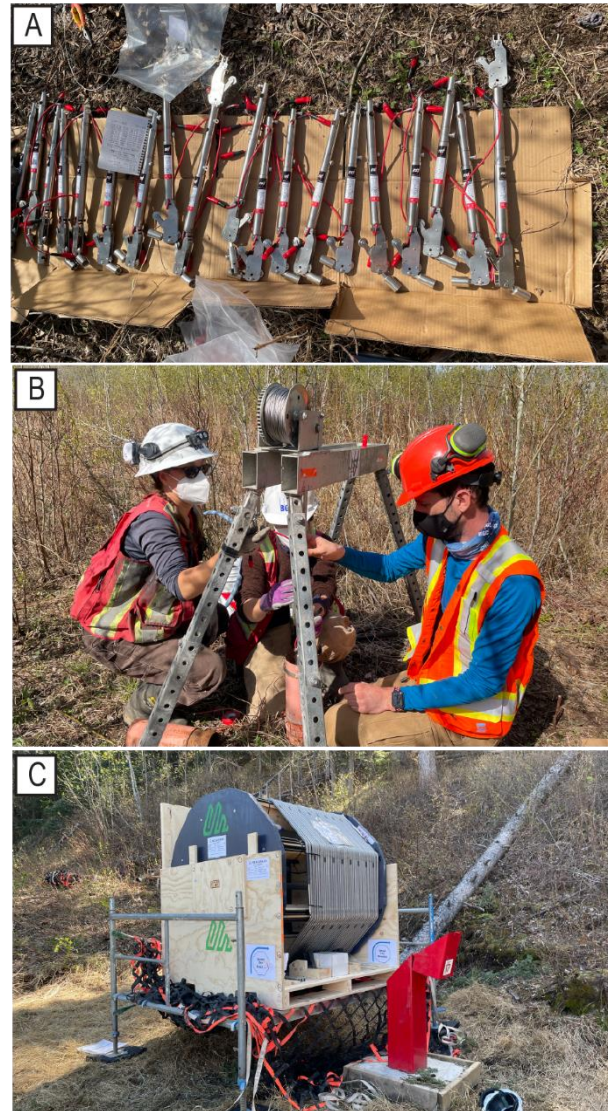


Figure 7. a) IPI sensors prior to assembly, b) IPI string installation using a HOSS (heavy over hole suspension system) and c) Shape Accel Array installation set up.

## 5 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the support of numerous colleagues at BGC who have assisted with field support and data processing for the case study presented in this paper and the support of Dr. Scott McDougall from the University of British Columbia for his collaboration in deploying UAV-based lidar at our field site.

## 6 REFERENCES

Beraldin, J.A., Blais, F., Boulanger, P.C., L., Domey, J., El-Hakim, F., Godin, G., Rioux, M., and Taylor, J. 2000. Real World Monitoring Through High Resolution Digital 3-D Imaging of Objects and Structures. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 55: 230-250.

- Flores-Anderson A., Herndon, K., Thapa, R., and Cherrington, E. 2019. *The SAR Handbook*. 1<sup>st</sup> ed., SERVIR Global Science, Hunstville, AL, USA.
- Gauthier, D., Hutchinson J., Lato M., Edwards T., Bunce, C. and Wood, D. 2015. On the precision, accuracy and utility of oblique aerial photogrammetry (OAP) for rock slope monitoring and assessment. *Geoquebec*
- Kromer, R., Abellan, A., Hutchinson, D.J., Lato M., Edwards, T., and Jaboyedoff, M. 2015. 4D filtering and calibration technique for small-scale point cloud change detection with a Terrestrial Laser Scanner. *Remote Sensing*, 7:10 13029-13052.
- Lato, M. Hutchinson, D.J., Diederichs, M. and Harrap, R. 2009. Optimization of lidar scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities for rock masses. *International Journal of rock Mechanics and Mining Sciences*. 46: 194-199.
- Lato, M. 2021. Canadian Geotechnical Colloquium: three-dimensional remote sensing, four-dimensional analysis and visualization in geotechnical engineering – state of the art and outlook. *Canadian Geotechnical Journal*, 58: 1065-1076.
- Lato, M., Ferrier, A., and van Veen, M. 2021. Predicting the future by mapping the past. *GIM International*.
- Machan, G. and Bennet V. 2008. Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects – State of Practice. *Transportation Research Board Circular*. No. E-C129.
- Pepe, A. and Calo, F. 2017. A Review of Interferometric Synthetic Aperture RADAR (InSAR) Multi-Track Approaches for the Retrieval of Earth's Surface Displacements. *Applied Sciences*, 7, 1264.
- Pribicevic, B., Dapo, A., and Govorcic, M. 2017. The Application of Satellite Technology in the Study of Geodynamic Movements in the Wider Zagreb Area. *Journal Tehnicki Vjesnik*, 24(2), 503-512.
- Spetsakis, M., and Aloimonos, J.Y. 1991. A multi-frame approach to visual motion perception. *International Journal of Computer Vision*, 6(3): 245–255.
- Swarbrick, GE. and Clarke, SJ. 2015. Shape Accel Arrays – comparative performance in a mining environment. *Ninth International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*. Perth, Australia. 195-206.
- Vassileva, M., Giulio Tonolo, F., Riccardi, P., Lecci, D., Boccardo, P., & Chiesa, G. 2017. Satellite SAR Interferometric Techniques in Support to Emergency Mapping. *European Journal of Remote Sensing*, 50(1), 464-477.
- Weidner, L., Walton, G., and Kromer, R. Classification methods for point clouds in rock slope monitoring: A novel machine learning approach and comparative analysis. *Engineering Geology*, 263: 105326.

# Combined passive seismic and low-cost tiltmeters measurement to monitor an urban slow-moving landslide

Sylvain Fiolleau & Sebastian Uhlemann

*Lawrence National Berkeley Laboratory, Energy Geosciences Division, Berkeley, California, USA.* Auteur un, auteur deux et auteur trois



## ABSTRACT

Landslides are a major natural hazard, threatening communities and infrastructure. Mitigation of these hazards relies on understanding their causes and triggering processes, which depend in particular on subsurface characteristics and their variations over time. In this study, we present an approach combining passive seismic and low-cost inclinometer monitoring to better understand landslide mechanisms and to better define the precursors of landslide activation. Passive seismic allows us to follow the variation of soil properties over time by observing the variations of the seismic wave velocity ( $dV/V$  and its correlation coefficient). At the same time, we have installed low-cost inclinometers to accurately monitor subsurface deformation. The combination of the two monitoring methods allowed us to accurately describe a small reactivation of an urban landslide directly endangering a small road bridge. This reactivation occurred during an episode of heavy rainfall following a 7-month drought.

## RÉSUMÉ

Les glissements de terrain constituent un risque naturel majeur. L'atténuation de ces risques repose sur la compréhension de leurs mécanismes de fonctionnement, qui dépendent notamment des caractéristiques en profondeur et de leurs variations dans le temps. Cette étude présente une approche combinant la sismique passive et des inclinomètres à faible coût pour mieux comprendre les mécanismes et mieux définir les précurseurs de l'activation des glissements de terrain. La sismique passive nous permet de suivre la variation des propriétés du sol dans le temps en observant les variations de la vitesse des ondes sismiques. En parallèle, les inclinomètres permettent de suivre avec précision les déplacements de proche surface. La combinaison des deux méthodes de surveillance a permis de décrire avec précision une réactivation d'un glissement de terrain urbain mettant directement en danger un petit pont routier. Cette réactivation s'est produite lors d'un épisode de fortes précipitations faisant suite à une sécheresse de 7 mois.

## 1 INTRODUCTION

Numerous regions of the world are exposed to landslides hazards which pose problems for land management and population safety (Panizza et al. 1996, Guzzetti 2000, Picarelli et al. 2005, Hungr et al. 2014). Between 1998 and 2017, landslides affected 4.8 million people and caused over 18 000 deaths (Froude and Petley 2018). In Oregon (USA), they caused between 10 and 100 million dollars in direct damage each year (Palmer 2017). Catastrophic landslide events are often triggered by heavy rainfall, earthquake or anthropogenic activities (Lacroix et al. 2020). It is difficult to monitor controlling mechanism of such complex structure during failure due to their velocity and destructive forces. Slow moving landslides offer a good opportunity to better constrain those processes (Palmer 2017).

Characterization of landslides are often done using geotechnical methods such as cone penetration tests (Solberg et al. 2016) and geophysical methods like electrical resistivity tomography (Solberg et al. 2016) or seismic methods (Bièvre et al. 2016, Uhlemann et al. 2016a). Monitoring methods of landslides dynamics are also numerous, including notably geotechnical methods such as inclinometric measurements (Furuya et al. 1999, Uhlemann et al. 2016b, Jeng et al. 2017), remote sensing methods (Benoit et al. 2015, Lacroix et al. 2018, Carlà et al. 2019, Fiolleau et al. 2021) and geophysical methods

(Whiteley et al. 2019, Fiolleau et al. 2020, Jongmans et al. 2021).

Inclinometers have been shown to be effective in accurately tracking ground deformation, allowing to characterize the depth of sliding surfaces and monitor the displacement rate with centimetric to millimetric accuracy (Sass et al. 2008, Uhlemann et al. 2016b, Gullà et al. 2017).

Recent studies showed that of seismic wave velocity variations could be a useful parameter to monitor the dynamics and to detect precursors of landslide reactivations (Colombero et al. 2021, Le Breton et al. 2021). Mainsant et al. (2012) detected a drop in Rayleigh wave velocity a few days before a sliding event of the Pont de Bourquin landslide. They interpreted this drop as the result of the decay in rigidity of the soil.

In this study, we combined low-cost deformation measurements with ambient seismic noise recordings to characterize a small reactivation after an intense rain event. The development and installation of low-cost deformation probes permit quantifying the depth and displacement rate of the shallow mass of the landslide. At the same time, monitoring of shear wave velocity variations in the vicinity of this probe makes it possible to characterize the ground disturbances leading to the destabilization of the soil mass and to assist in the interpretation of the displacement measurements.



## 2 STUDY SITE

The study site is located in the San Francisco Bay Area on the west side of the northwest-trending Berkeley Hills (Figure 1), and has a significant history of landslides. The proximity of the Hayward and San Andreas faults are potential sources of seismic activity. The Berkeley Hills bedrock geology is complex, comprising moderately to highly deformed sedimentary, volcanic, and metamorphic rock units.

The landslide investigated directly impacts a road bridge and has been studied intensively (Uhleemann et al. 2021). The landslide can be classified as a very slow moving clay rotational slide (Hung et al. 2014), which is located within a paleolandslide deposit (up to 18 m thick) composed of weathered Moraga formation (mainly weathered basalt and andesite flows), overlying the Orinda formation, (non-marine, conglomerate sandstone, and green and red mudstone). The ground displacement is monitored by a deeply anchored (2 m deep) GPS station since 2012 and shows movement rates of up to about 10 mm/year, which are correlated with precipitation events (Cohen-Waeber 2018). Unfortunately, the GPS station stopped working during the monitoring period, which prevented us from using it in the study.

## 3 MATERIAL AND METHODS

### 3.1 Instrumentation

Six three-component geophones were installed in the landslide, but our study focused only on the geophone installed in the sliding section near the inclinometer (Figure 1). The geophone has an eigen frequency of 4.5 Hz and was oriented along the slope gradient. The seismic ambient noise was recorded continuously during two periods, July 24-31 and October 20-31, 2021, at a sampling rate of 200 Hz.

A low-cost inclinometer was installed to monitor the ground deformation at shallow depth. The inclinometer is 1.8 m long (Figure 2), composed by 18 3-component MEMS accelerometers (first sensor at 10 cm depth) and 18 temperature sensors (5 cm from accelerometers), which are spaced by 10 cm. Each MEMS and temperature sensors continuously recorded, respectively, the acceleration and temperature with a sampling rate of 15 min.

The geophone and the inclinometer were installed about 2 m apart, in order to analyze the same area and better understand the monitored mechanisms.

The air temperature, rainfall and wind time-series were retrieved from the Lawrence Berkeley National Laboratory's weather station (Horel et al. 2002) located 700 m away from the studied landslide. The station records each parameter every 15 min. A Decagon CTD piezometer installed at 1.8 depth in a 2" PVC pipe, close to the seismic station (0.5 m) and the inclinometer (2 m), allowed us to monitor the water table with a sampling rate of 30 min (Figure 1).

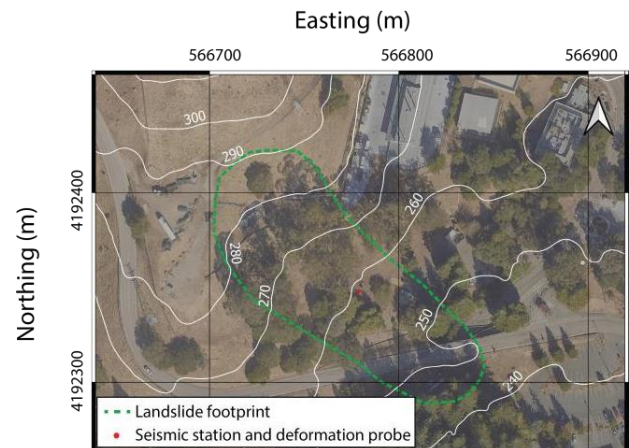


Figure 1. Map showing the landslide footprint and the location of seismic, deformation sensors, ground water level sensors

### 3.2 Shear wave velocity variations (dV/V)

The vertical and horizontal (East and North) components of the seismic records were cross-correlated to track potential changes in Rayleigh wave velocity, using 1-hr windows. First, the Fourier spectra of the 1-hr records were normalized for each-frequency value (spectral whitening) to ensure a similar statistical contribution of all frequencies in the considered frequency range (3 - 50 Hz). Secondly, these 1-hr records (East-Vertical and North-Vertical) were cross-correlated. The reference correlogram was computed by averaging all hourly cross-correlograms over a 48h period at the start of recording (July 24 and 25, 2021). All the correlograms were bandpass filtered for centre frequencies between 3 and 50 Hz over a bandwidth of 2 Hz and in steps of 0.5 Hz. Then, hourly velocity changes with respect to the considered reference correlogram were calculated for the different frequency bands using the stretching technique (Lobkis and Weaver 2003, Sens-Schönfelder and Wegler 2006) in the time window [0.05 – 4 s] in the coda. This time window is sufficient to account for all scattered waves in the investigated volume. The outputs of this method are the velocity variation (dV/V) and the correlation coefficient associated (CC).

### 3.3 Deformation

The aim of the study was to monitor the landslide deformation, so we considered only the deformation in the slope direction, which corresponds to the Y component. Accelerations data were averaged hourly. Then, displacements were computed from measured accelerations over the whole period considering the deeper accelerometer as reference ( $ACC_{Y0}$ ). The displacement  $d$  (mm) of each accelerometer  $i$  of the Y component was calculated following eq. 1, where the acceleration is multiplied by the distance between the two successive sensors (100 mm).

$$d_i = d_{i-1} + (100 * (ACC_{Yi} - ACC_{Yi-1})) \quad [1]$$

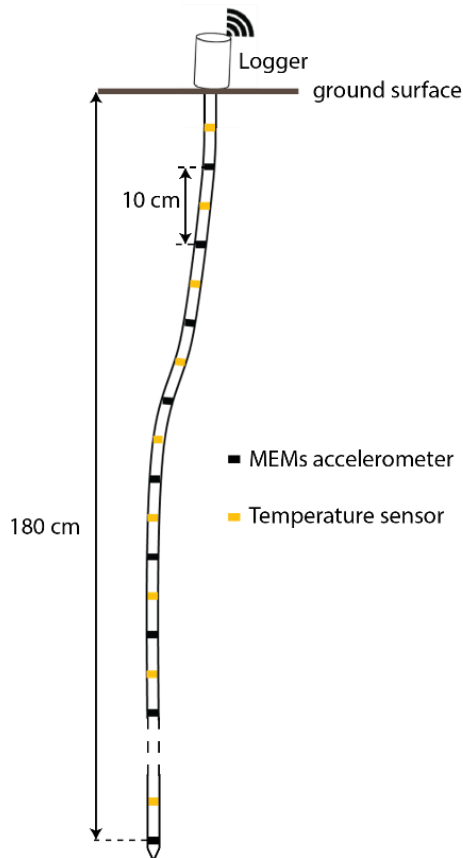


Figure 2. Deformation probes illustration.

#### 4 RESULTS

The monitoring periods covered a dry period (July 24-31, 2021), which lasted until the first precipitation on October 20, and a period from October 20-31, 2021 including a rainstorm event, with heavy rainfall (Figure 3).

During the first monitoring period, no precipitation and no displacement were observed. Daily drops in CC were visible around 8 Hz, 10 Hz and 32 Hz. The main drops occurred around 32 Hz and were associated with both positive and negative dV/V variations. It occurs in the morning between 7am and 12pm. Apart from these reversible drops, CC was close to 1 for all frequencies, with no dV/V variations during this period.

Figure 4 shows the monitoring for the second period (October 20-31, 2021). Two rain events (October 20-22 and October 24-25) occurred during this monitoring period. Approximately 50 mm of rain fell between October 20 and 22, 2021. Displacements of a few mm were observed during October 22-23. This event had no impact (recharge) on the portion of water table above 1.8 m (Figure 4, ①). During this period, CCs dropped at high frequencies (>35 Hz) and stayed low during all the period. This drop is correlated with a drop in seismic wave velocity above 45 Hz.

The second event corresponded to a rainstorm with heavy rainfall bringing about 220 mm of rain in 30h (Figure 4). First, a primary phase of recharge of the water table, above 1.8 m, (Figure 4, ②) was observed before reaching

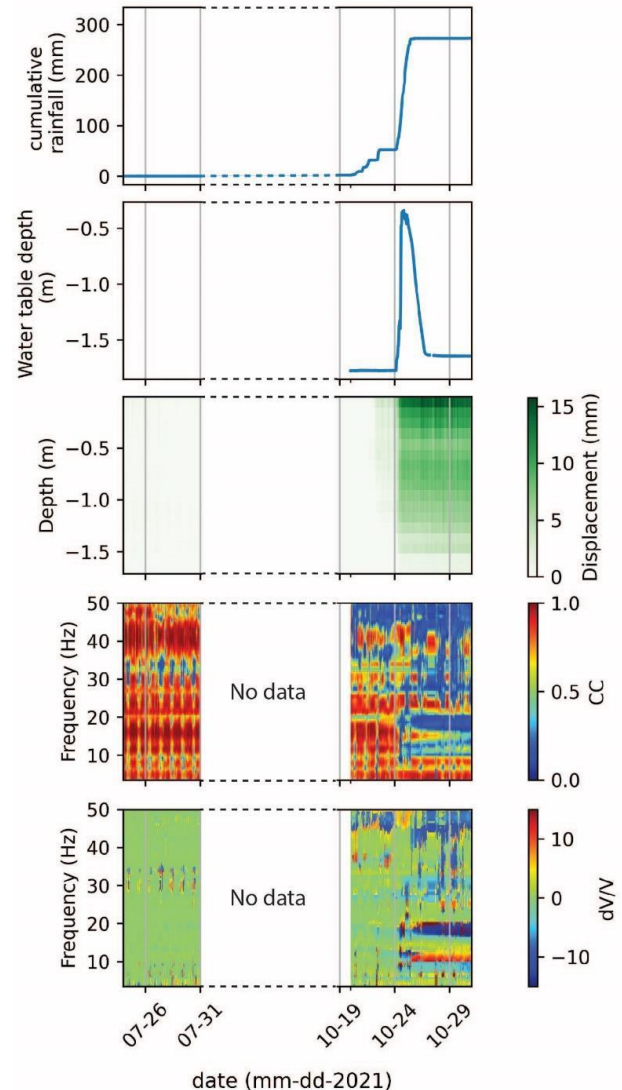


Figure 3. Monitoring overview for the 2 periods (July 24-31 and October 20-31, 2021) showing from top to bottom: rainfall (mm), water table level (m), Soil displacement at depth (mm), correlation coefficient (CC) and seismic wave velocity variation (dV/V, %).

Meanwhile, a drop in CC, accompanied by a small displacement (about 5 mm) was observed around 20 Hz.

Second (Figure 4, ③), we observed a further increase of the water table, reaching -0.34 m in about 4 hours associated with the heavy rainfalls. A displacement of up to 14 mm along a surface at a depth of about 1.2 m was observed; 5 hours later CC dropped at 20 Hz. Simultaneously, a major drop in CC between 10 and 20 Hz was observed, associated with a decrease in dV/V (< -10%). The CC and dV/V remain low in the same frequency band (10-20Hz).

Third (Figure 4, ④), the water table remained at this level for about 12 hours, until the intense rainfall ceased. During this time, the CC increased in the lower frequencies (10-15Hz), associated with a dV/V becoming zero again, and CC decreased around 25 Hz, associated with a drop

of  $dV/V$  (about -10%). Fourth (Figure 4, ⑤), within 40 h, the water table returned to a plateau at -1.6 m. During this discharge, the CC dropped at high frequencies (above 30Hz), associated with a drop in  $dV/V$  around 40Hz. At lower frequencies (<30Hz), the CC increased to 1, except at 12Hz and 20Hz where it remained at a low level associated with a high and low  $dV/V$  respectively (+10% and -10%). At the end of the discharge, a slight displacement was observed from 14 to 16 mm.

Five (Figure 4, ⑥), the water table remained at a low level (-1.6 m). CC increased at 40Hz before dropping 2 times between 30 to 50Hz on October 28 and 29 associated with a drop in  $dV/V$  to more than -10%. At lower frequencies (<30Hz), CC and  $dV/V$  stayed similar as during the discharge with low CC at 12Hz and 20Hz. During this time, inclinometers exhibited slight increase and decrease of displacements at the surface (ranging from 5 to 16 mm).

## 5 DISCUSSION

The first monitoring period, July 24 to 31, 2021, allowed to monitor the landslide during a non-active period. No precipitation and no displacement were observed. This dormant period leads to a high CC (close to 1) associated with no  $dV/V$  variations, except at 32Hz. At this frequency a drop of CC associated with  $dV/V$  variations was observed each day at the same time. These reversible variations appeared to be caused by changes in seismic noise sources which requires investigation.

The second monitoring period encompassed a small reactivation due to a rainstorm event (Figure 4). The timeline of this event can be described as follows:

(1) The first rainfall occurred between October 20 and 22. They moistened the first few centimeters of soil, causing a drop in CC and  $dV/V$  variations at high frequencies (> 35Hz). Then, the very first centimeters of soil remained reworked by the moistening, maintaining low CC for the rest of the period at frequencies above 45Hz. Those precipitations caused very small precursory displacements (< 5mm at the surface).

(2) A rise of the water table (above 1.8 m depth) started on October 24, 1 h after the start of the rainstorm event. This triggered a displacement, up to 5 mm at ground level, on a sliding surface at about 1.2 m depth. This displacement correlated with a drop in CC at 20 Hz. The influence of a wavelength is often considered half (Foti et al. 2018) and previous geotechnical campaign showed that seismic velocity could be less than 100 m/s (A3GEO, Inc. 2020). Considering those parameters, the drop at 20 Hz can be interpreted as the result of the displacement on the sliding surface at 1.2 m.

(3) Intense precipitation caused the largest displacement observed in this period. This second intense precipitation event increased the water table to - 0.34 m. At the same time, displacements occurred on the same sliding surface reaching 14 mm at the surface (from 5 to 14 mm in 7H).

The CC dropped between 10 and 20 Hz, interpreted as soil deformation on a deeper sliding surface (few meters).

(4) The water table remained at this level for about 12 hours until the intense precipitations ceased, leading to a discharge of the water. This heavy rainfall event caused a

drop of CC around 25 Hz associated with very small displacements.

(5) Water table returned to 1.6m depth. In parallel with the end of the rainfall, CC increased in the low frequencies (< 20 Hz) showing less disturbance at depth, except around 10 Hz where a second slip surface was probably still active. Displacement reached its highest value (16mm) near the end of the discharge. The large displacements (up to 16 mm) are probably due to the high-water content of the soil in the first few centimeters.

(6) CC remained low at 10 and 20 Hz demonstrating that the soil was still disturbed at the slip surfaces. The displacement showed a surprising behavior with

successive episodes of displacement decrease (from 16 to 5 mm, apparent upward displacements) and increase (from 5 to 16 mm) at the surface.

The 10Hz CC drop showed that there is probably a sliding surface between 2 to 4 m, which is deeper than the length of the inclinometer. That means that the sensor is embedded in a moving layer. The observed apparent upward displacements are then probably due to this issue. We can interpret the decrease by a displacement of the layer principally on the deeper sliding surface and the increase by a displacement on the shallower sliding surface. The largest displacement caused, with a few hours lag, a drop of CC between 25 and 40Hz on October 26, 28 and 29 showing a greater soil disturbance near the surface.

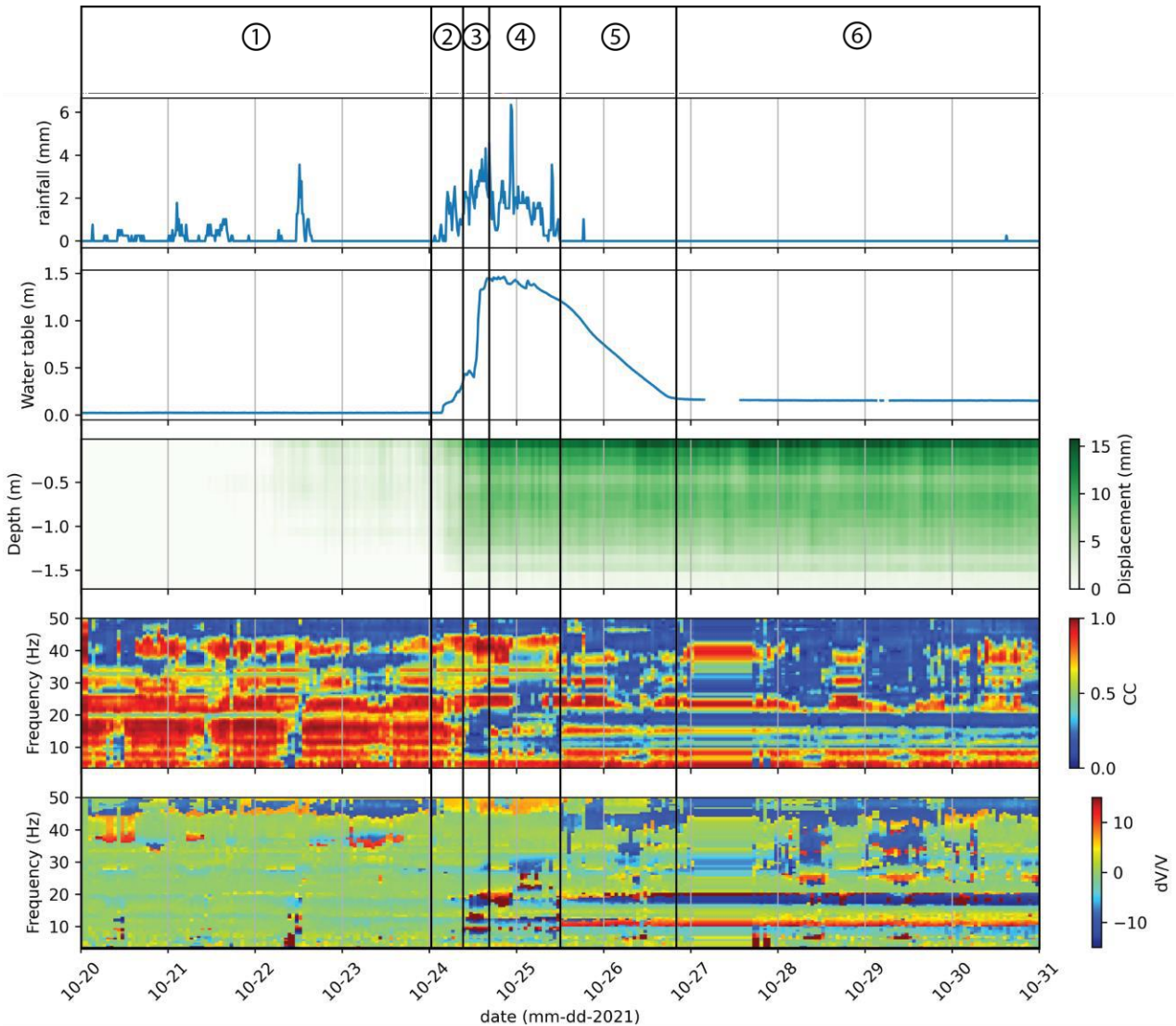


Figure 4. Monitoring overview for the last period (October 20-31, 2021) showing from top to bottom: rainfall (mm), water table level (m), Soil displacement at depth (mm), correlation coefficient (CC) and seismic wave velocity variation (dV/V in %).

## 6 CONCLUSION AND PERSPECTIVES

The monitoring of two periods combining inclinometers, hydrological, and seismic data showed interesting results towards a better understanding of landslide mechanisms in an early warning perspective. We have shown that low-cost inclinometers are able to track displacements up to 1.8 m with millimeter accuracy. This is promising for the detection of precursor movements of reactivations. Indeed, we showed that even for this very small reactivation, precursor displacements of a few millimeters could be detected. Then, we showed that the combination of these displacement measurements with ambient seismic noise monitoring is very useful in many points. The correlation of ambient seismic noise allowed the detection of either changes in soil properties (rigidity and density with dV/V) or soil disturbances (CC) at different depths. In our study, it

provided evidence in confirming the depth of a shallow sliding surface (1.2m). We also detected disturbances on a second deeper sliding surface, allowing us to correctly interpret the apparent upward displacements measured by the inclinometer.

This study focused on a very small reactivation after a short rain event with a discontinuous data set. It would be interesting to confirm these results with a full year of monitoring and for larger reactivations. This would allow for accurate detection of precursors of risky reactivations for early warning purposes.

## 7 REFERENCES

- A3GEO, Inc. 2020. Geotechnical Data and Interpretations Report Fiscal Year 2020 Ground Motions Study Lawrence Berkeley National Laboratory Berkeley, California.
- Benoit, L., Briole, P., Martin, O., Thom, C., Malet, J.-P., and Ulrich, P. 2015. Monitoring Landslide Displacements with the Geocube Wireless Network of Low-Cost GPS. *Engineering Geology*, **195**:111–121. doi:10.1016/j.enggeo.2015.05.020.
- Bièvre, G., Jongmans, D., Goutaland, D., Pathier, E., and Zumbo, V. 2016. Geophysical characterization of the lithological control on the kinematic pattern in a large clayey landslide (Avignonet, French Alps). *Landslides*, **13**(3): 423–436. Springer. doi:10.1007/s10346-015-0579-0.
- Carlà, T., Tofani, V., Lombardi, L., Raspini, F., Bianchini, S., Bertolo, D., Thuegaz, P., and Casagli, N. 2019. Combination of GNSS, Satellite InSAR, and GBInSAR Remote Sensing Monitoring to Improve the Understanding of a Large Landslide in High Alpine Environment. *Geomorphology*, **335**: 62–75. doi:10.1016/j.geomorph.2019.03.014.
- Cohen-Waeber, J.F. 2018. Spatiotemporal Patterns of Seasonality in Landslide Deformation from InSAR and GPS. Ph.D., University of California, Berkeley, United States -- California.
- Colombero, C., Jongmans, D., Fiolleau, S., Valentin, J., Baillet, L., and Bièvre, G. 2021. Seismic Noise Parameters as Indicators of Reversible Modifications in Slope Stability: A Review. *Surveys in Geophysics*, **42**(2): 339–375. doi:10.1007/s10712-021-09632-w.
- Fiolleau, S., Jongmans, D., Bièvre, G., Chambon, G., Baillet, L., and Vial, B. 2020. Seismic characterization of a clay-block rupture in Harmalière landslide, French Western Alps. *Geophysical Journal International*, **221**(3): 1777–1788. Oxford Academic. doi:10.1093/gji/ggaa050.
- Fiolleau, S., Jongmans, D., Bièvre, G., Chambon, G., Lacroix, P., Helmstetter, A., Wathelet, M., and Demierre, M. 2021. Multi-method investigation of mass transfer mechanisms in a retrogressive clayey landslide (Harmalière, French Alps). *Landslides*. doi:10.1007/s10346-021-01639-z.
- Foti, S., Hollender, F., Garofalo, F., Albarello, D., Asten, M., Bard, P.-Y., Comina, C., Cornou, C., Cox, B., Di Giulio, G., Forbriger, T., Hayashi, K., Lunedei, E., Martin, A., Mercerat, D., Ohrnberger, M., Poggi, V., Renalier, F., Sicilia, D., and Socco, V. 2018. Guidelines for the Good Practice of Surface Wave Analysis: A Product of the InterPACIFIC Project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16**(6): 2367–2420. doi:10.1007/s10518-017-0206-7.
- Froude, M.J., and Petley, D. 2018. Global Fatal Landslide Occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **18**: 2161–2181. European Geosciences Union.
- Furuya, G., Sassa, K., Hiura, H., and Fukuoka, H. 1999. Mechanism of Creep Movement Caused by Landslide Activity and Underground Erosion in Crystalline Schist, Shikoku Island, Southwestern Japan. *Engineering Geology*, **53**(3–4): 311–325. doi:10.1016/S0013-7952(98)00084-2.
- Gullà, G., Peduto, D., Borrelli, L., Antronico, L., and Fornaro, G. 2017. Geometric and Kinematic Characterization of Landslides Affecting Urban Areas: The Lungro Case Study (Calabria, Southern Italy). *Landslides*, **14**(1): 171–188. doi:10.1007/s10346-015-0676-0.
- Guzzetti, F. 2000. Landslide Fatalities and the Evaluation of Landslide Risk in Italy. *Engineering Geology*, **58**(2): 89–107. doi:10.1016/S0013-7952(00)00047-8.
- Horel, J., Splitt, M., Dunn, L., Pechmann, J., White, B., Ciliberti, C., Lazarus, S., Slemmer, J., Zaff, D., and Burks, J. 2002. MESOWEST: COOPERATIVE MESONETS IN THE WESTERN UNITED STATES. *Bulletin of the American Meteorological Society*, **83**(2): 211–226. American Meteorological Society. doi:10.1175/1520-0477(2002)083<0211:MCMITW>2.3.CO;2.
- Hungr, O., Leroueil, S., and Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, **11**(2): 167–194. doi:10.1007/s10346-013-0436-y.
- Jeng, C.-J., Yo, Y.-Y., and Zhong, K.-L. 2017. Interpretation of slope displacement obtained from inclinometers and simulation of calibration tests. *Natural Hazards*, **87**(2): 623–657. doi:10.1007/s11069-017-2786-6.
- Jongmans, D., Fiolleau, S., and Bièvre, G. 2021. Geophysical Monitoring of Landslides: State-of-the Art and Recent Advances. *In Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk: Volume 3 Monitoring and Early Warning. Edited by N. Casagli, V. Tofani, K. Sassa, P.T. Bobrowsky, and K. Takara.* Springer International Publishing, Cham. pp. 75–84.
- Lacroix, P., Bièvre, G., Pathier, E., Knies, U., and Jongmans, D. 2018. Use of Sentinel-2 images for the detection of precursory motions before landslide failures. *Remote Sensing of Environment*, **215**: 507–516. doi:10.1016/j.rse.2018.03.042.
- Lacroix, P., Hantzwerger, A., and Bièvre, G. 2020. Life and Death of Slow-Moving Landslides. *Nature Reviews Earth & Environment*.
- Le Breton, M., Bontemps, N., Guillemot, A., Baillet, L., and Larose, É. 2021. Landslide monitoring using seismic ambient noise correlation: challenges and applications. *Earth-Science Reviews*, **216**: 103518. doi:10.1016/j.earscirev.2021.103518.
- Lobkis, O.I., and Weaver, R.L. 2003. Coda-Wave Interferometry in Finite Solids: Recovery of P-to-S Conversion Rates in an Elastodynamic Billiard. *Physical Review Letters*, **90**(25): 254302. doi:10.1103/PhysRevLett.90.254302.
- Mainsant, G., Larose, E., Brönnimann, C., Jongmans, D., Michoud, C., and Jaboyedoff, M. 2012. Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide: toward failure prediction. *Journal of geophysical research*, **117**(F1): F01030–F01030. Wiley Online Library. doi:10.1029/2011JF002159.
- Palmer, J. 2017. Creeping Earth Could Hold Secret to Deadly Landslides. *Nature*, **548**(7668).

- Panizza, M., Pasuto, A., Silvano, S., and Soldati, M. 1996. Temporal Occurrence and Activity of Landslides in the Area of Cortina d'Ampezzo (Dolomites, Italy). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **33**(15): pp 311-326. doi:10.1016/S0148-9062(97)87272-5.
- Picarelli, L., Urciuoli, G., Ramondini, M., and Comegna, L. 2005. Main features of mudslides in tectonised highly fissured clay shales. *Landslides*, **2**(1): 15–30. doi:10.1007/s10346-004-0040-2.
- Sass, O., Bell, R., and Glade, T. 2008. Comparison of GPR, 2D-Resistivity and Traditional Techniques for the Subsurface Exploration of the Öschingen Landslide, Swabian Alb (Germany). *Geomorphology*, **93**(1): 89–103. doi:10.1016/j.geomorph.2006.12.019.
- Sens-Schönfelder C. and Wegler U. 2006. Passive Image Interferometry and Seasonal Variations of Seismic Velocities at Merapi Volcano, Indonesia. *Geophysical Research Letters*, **33**(21). doi:10.1029/2006GL027797.
- Solberg, I.-L., Long, M., Baranwal, V.C., Gylland, A.S., and Rønning, J.S. 2016. Geophysical and Geotechnical Studies of Geology and Sediment Properties at a Quick-Clay Landslide Site at Esp, Trondheim, Norway. *Engineering Geology*, **208**: 214–230. doi:10.1016/j.enggeo.2016.04.031.
- Uhlemann, S., Chambers, J., Meldrum, P., McClure, P., and Dafflon, B. 2021. Geophysical Monitoring of Landslides—A Step Closer Towards Predictive Understanding? *In* Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk: Volume 3 Monitoring and Early Warning. *Edited by* N. Casagli, V. Tofani, K. Sassa, P.T. Bobrowsky, and K. Takara. Springer International Publishing, Cham. pp. 85–91.
- Uhlemann, S., Hagedorn, S., Dashwood, B., Maurer, H., Gunn, D., Dijkstra, T., and Chambers, J. 2016a. Landslide Characterization Using P- and S-Wave Seismic Refraction Tomography — The Importance of Elastic Moduli. *Journal of Applied Geophysics*, **134**: 64–76. doi:10.1016/j.jappgeo.2016.08.014.
- Uhlemann, S., Smith, A., Chambers, J., Dixon, N., Dijkstra, T., Haslam, E., Meldrum, P., Merritt, A., Gunn, D., and Mackay, J. 2016b. Assessment of Ground-Based Monitoring Techniques Applied to Landslide Investigations. *Geomorphology*, **253**: 438–451. doi:10.1016/j.geomorph.2015.10.027.
- Whiteley, J.S., Chambers, J.E., Uhlemann, S., Wilkinson, P.B., and Kendall, J.M. 2019. Geophysical Monitoring of Moisture-Induced Landslides: A Review. *Reviews of Geophysics*, **57**(1): 106–145. doi:10.1029/2018RG000603.



# Working towards enhancing slope-scale landslide early-warning systems with geophysical characterisation and monitoring



Jim Whiteley<sup>1</sup>, Ben Dashwood<sup>1</sup>, Edward Bruce<sup>1</sup>, Jimmy Boyd<sup>1</sup>, Arnaud Watlet<sup>1</sup>, Phil Meldrum<sup>1</sup>, Paul Wilkinson<sup>1</sup>, Russell Swift<sup>1</sup>, Oliver Kuras<sup>1</sup>, Jonathan Chambers<sup>1</sup>, Shane Donohue<sup>2</sup>, Loris Wacquier<sup>2</sup>, Sebastian Uhlemann<sup>3</sup> & John Michael Kendall<sup>4</sup>

<sup>1</sup>*Shallow Geohazards and Earth Observation, British Geological Survey, Nottingham, United Kingdom*

<sup>2</sup>*School of Civil Engineering, University College Dublin, Dublin, Ireland*

<sup>3</sup>*Lawrence Berkeley National Laboratory, CA, United States*

<sup>4</sup>*Department of Earth Sciences, University of Oxford, Oxford, United Kingdom*

## ABSTRACT

Monitoring subsurface precursory conditions of landslide failure provides a holistic assessment of slope stability. Geophysical monitoring systems facilitate this approach, producing high spatiotemporal resolution models of geophysical properties at the scale of landslide systems. However, to improve their transferability to early-warning activities such as slope-scale modelling, geophysical models should be used to estimate engineering properties (e.g., moisture content, bulk density, elastic moduli). Here, we demonstrate proof-of-concept for this approach by taking geoelectrical and seismic models of an active landslide, and integrating these field data with soil sample laboratory tests of key engineering properties. We combine laboratory measurements of the bulk density and moisture content of a shrink-swell clay, with estimations of moisture content from geoelectrical measurements. In turn, this allows us to estimate the elastic moduli of seismic models, providing a suite of slope-scale models of engineering properties that can be used to assess slope stability and inform early-warning.

## RÉSUMÉ

La surveillance du sous-sol permet d'identifier les signes précurseurs d'une rupture de pente. Les systèmes de surveillance géophysiques fournissent des modèles à haute résolution spatio-temporelle des propriétés géophysiques à l'échelle d'un glissement de terrain. Cependant, pour améliorer leur inclusion dans des systèmes d'alerte, il est nécessaire d'en extraire les propriétés géotechniques du sol. Pour ce faire, notre preuve de concept se base sur des modèles géoélectriques et sismiques d'un glissement de terrain actif. Nous couplons ces données de terrain avec des tests géotechniques en laboratoire, en mesurant les relations entre la densité et le taux d'humidité lors du retrait-gonflement d'un échantillon d'argile. En combinant ces résultats avec une estimation des taux d'humidité dérivés de mesures géoélectriques à l'échelle de la pente, nous pouvons prédire les modules d'élasticité sur base de modèles sismiques co-localisés. Cette approche permet une meilleure évaluation de la stabilité de la pente et d'informer des systèmes d'alerte.

## 1 INTRODUCTION

Landslide hazards triggered by increases in soil moisture are global phenomena which endanger human lives, damage infrastructure, and hamper economic activity (Froude and Petley, 2018, Klose et al. 2016). Methods of reducing the risk posed by landslides typically fall into one of two types: those that directly reduce the intensity and frequency of landslide events, and those that reduce the exposure of elements at risk (Pecoraro et al. 2019).

Early-warning systems are one form of intervention that can be used to reduce the risk to populations and infrastructure by providing an advance indication of impending failure. Early-warning allows time for preparatory actions, which may include remediation of unstable slopes, mitigation of impact through installation of defensive measures, or relocation of elements at risk.

Landslide early-warning systems can operate at both the regional- and slope-scale. Typically, regional-scale early-warning systems tend to provide high-level risk

information indicating when municipalities, regions or entire nations may be subject to weather conditions likely to trigger multiple landslide events. Providing reliable regional-scale warning relies on making assumptions and simplifications about the nature of slope failures and their relationship to triggering events. For example, using rainfall thresholds based on intensity and duration (Guzzetti et al. 2020).

On the other hand, slope-scale landslide early-warning systems provide precise information about the condition of individual slopes with the aim of providing accurate information about the condition of the slope relative to a critical failure state. Pecoraro et al. (2019) identified that the most commonly monitored parameter in slope-scale landslide early-warning systems is rainfall (20 instances), although when taken as a whole, separate indicators of deformation (including displacement, velocity, acoustic emission, cracking, acceleration and strains) are more common (38 instances).



Monitoring deformation and/or rainfall alone can be problematic. At the point deformation becomes measurable, landslides may have already moved toward a critical state of failure, significantly reducing lead times from warning to failure. Additionally, rainfall as a monitoring parameter at the slope-scale is subject to the same assumptions and simplifications as when used at the regional-scale, particularly with regards to the role of infiltration. Recently, measurements of antecedent soil moisture have been proposed as inputs for establishing intensity-duration thresholds based on physical properties of soils, rather than using duration of rainfall or a measure of antecedent or accumulated rainfall (Bogaard and Greco 2018). Monitoring critical conditions preceding failure (such as increased in soil moisture), as well as indicators of imminent movement (such as deformation or displacement) can provide longer lead-in times for early-warning.

In this 'hydro-meteorological approach', soil moisture measurements (or approximations thereof) are most commonly acquired using local sensors or remote sensing (Marino et al., 2020). However, networks of sensors provide diffuse measurements when considered across the scale of the landslide system, and satellite-derived measurements provide only very shallow, or low spatial resolution measurements of soil moisture. Neither approach alone provides the information required to consider the effects of soil moisture across different scales and coverage (Bogaard and Greco, 2016). In recent years, the use of time-lapse geophysical measurements to monitor the subsurface condition of landslides has become more widespread (Whiteley et al., 2019). Time-lapse geophysics involves the acquisition of measurements using either permanently sited equipment, or repeated field surveys.

Geophysical monitoring systems, such as electrical resistivity monitoring systems, have the advantage of providing time-lapse volumetric information of the subsurface from surface arrays, providing slope-scale coverage of measurements relevant to landslide processes. These include geoelectrical measurements sensitive to variations in soil moisture (Uhlemann et al., 2017) and seismic measurements related to the mechanical properties of soils (Whiteley et al., 2020). The main advantage of geophysical measurements is their ability to provide high resolution subsurface spatiotemporal data. The coverage of the subsurface achieved with volumetric geophysical measurements exceeds the limitations of sparse sensor networks or surface-only remotely sensed observations. Hence, geophysical monitoring systems have a demonstrably important role to play in linking coverage between sparse measurements from sensors and shallow observations from remote sensing techniques for early-warning (Whiteley et al., 2021b). Despite their advantages in resolution, coverage and scale, a major challenge to using geophysical measurements to monitor landslide processes is that they only provide proxy measurements of engineering properties of soils and rocks. Consequently, geophysical measurements require translation to approximations of engineering properties by integration with in-situ or

laboratory testing (e.g., Crawford and Bryson 2018, Trafford and Long 2020).

In this study, we focus on a single field geophysical (geoelectrical and seismic) dataset taken from a long-term monitoring campaign, and a laboratory test of a soil sample from the Hollin Hill Landslide Observatory (HHLO) in North Yorkshire, UK. The aim of this study is to integrate field geophysical measurements and a laboratory soil test to estimate slope-scale models of engineering properties. We use a novel laboratory test to determine the bulk density (BD) – gravimetric moisture content (GMC) relationship of shrink-swell clay material from HHLO. We integrate these measurements with past work estimating the GMC from field resistivity measurements, to ultimately estimate slope-scale elastic moduli from a combination of field seismic models and laboratory tests. The result is a suite of slope-scale models, including GMC, BD, shear modulus, Young's modulus, bulk modulus and Poisson's ratio, that can be used to assess the stress state and stability of the slope.

## 2 SITE DESCRIPTION AND PAST STUDIES

### 2.1 Site description

The Hollin Hill Landslide Observatory (HHLO), located in North Yorkshire, UK, has been operated as a field research site by the British Geological Survey (BGS) for over a decade (Figure 1a). Long-term research at the site has focused on the development of novel geophysical monitoring technologies for imaging subsurface properties and processes associated with slope displacements.

The observatory comprises an approximately 200 m × 200 m area of south facing gentle (~12 °) slope, underlain by shallow marine Lias mudrocks, comprising (in descending order), the Whitby Mudstone Formation (WMF), Staithes Sandstone Formation (SSF) and Redcar Mudstone Formation (RMF) (Figure 1b). These units are highly weathered, with properties closer to soil than intact rock. Hence, we use the term 'soil' to refer to these materials in this study. Increases in soil moisture destabilize the WMF, leading to mid-slope failures that remove support for overlying materials, which in turn form rotational failures. Mobilized WMF can freely drain in to the more porous underlying SSF, which arrests the movement of the WMF.

### 2.2 Past studies

Previous work at the HHLO has focused on using geophysical data to monitor and characterize landslide processes. Merritt et al. (2016) developed a methodology for estimating GMC from resistivity through the Waxman-Smits equation (Waxman and Smits, 1968), which was later applied to field data acquired from a permanent geoelectrical monitoring system at the HHLO by Uhlemann et al. (2017). This study uses the Waxman-Smits model from these studies to derive GMC from resistivity. The resistivity data were partitioned into zones of WMF or SSF,

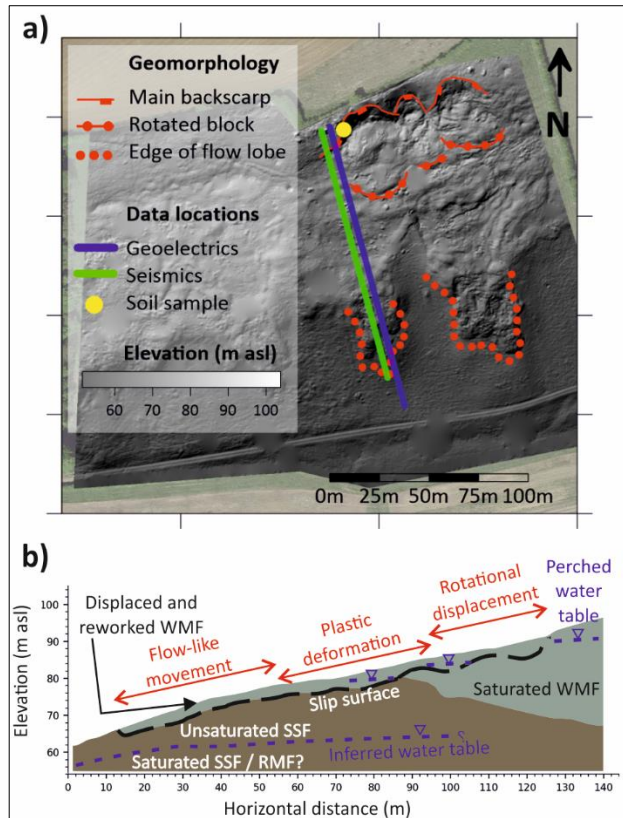


Figure 1. The Hollin Hill Landslide Observatory in a) plan view, and b) cross-section taken beneath geophysical profiles (after Uhlemann et al. 2016)

using a seismic survey undertaken by Uhlemann et al. (2016). Separate Waxman-Smiths models estimated GMC for the different units. This study uses the same lithological zoning as the study by Uhlemann et al. (2017).

In addition to investigating geoelectrical property relationships, Uhlemann et al. (2016) used characteristic values of density from Hobbs et al. (2012) to derive elastic moduli from field seismic (P- and S-wave) survey at the HHLO. In the study by Uhlemann et al. (2016), density of the WMF was assumed to vary with depth due to compaction and the compressive nature of the WMF. A linear increase in density from  $1.7 \text{ Mg/m}^3$  at the surface to  $2.0 \text{ Mg/m}^3$  was used to calculate elastic moduli. For the SSF, a uniform density of  $2.05 \text{ Mg/m}^3$  was used, as the soil skeleton of the unit does not compact due to the higher sand content of the SSF. However, the WMF exhibits shrink-swell behavior (Hobbs et al., 2012) and volumetric changes when wetting and drying, density does not change linearly with GMC (Hobbs et al., 2018).

### 3 MATERIALS AND METHOD

#### 3.1 Field geophysical data acquisition

Long-term geophysical monitoring at the HHLO focuses on high-resolution geoelectrical and seismic monitoring (Whiteley et al. 2021a). We select a co-located 2D

geoelectrical (from a permanent monitoring system) and seismic dataset (from a field survey) (Figure 1a) acquired within one day of each other, on 2017-04-19 and 2017-04-20 respectively. A small amount of precipitation occurred in the early hours of 2017-04-20 ( $<0.5 \text{ mm}$  over one hour), which did not produce a measurable variation in the volumetric soil moisture content measured by two sensors at 10 cm depth (Stanley et al., 2021; data available at <https://cosmos.ceh.ac.uk/sites/HOLLN>). We therefore consider the field conditions to be comparable between both surveys.

#### 3.1.1 Geoelectrical data

The geoelectrical data were acquired using the proprietary BGS ALERT system (Kuras et al., 2009), which acquired measurements of resistivity across a permanent array of electrodes deployed at the site between March 2008 and December 2018 (Boyd et al., 2021), and was superseded by a BGS PRIME system in 2020 (Holmes et al., 2020). Both systems collected 3D volumetric images of resistivity across an array of 160 electrodes, deployed over five parallel lines 9.5 m apart, with electrodes deployed at 4.75 m intervals along lines. For this study, we use data from the line located furthest to the east at the HHLO (Figure 1).

#### 3.1.2 Seismic data

The seismic data were acquired using a portable seismograph and an array of 72 geophones deployed at 2 m spacing adjacent to one of the ERT monitoring lines (Figure 1). Both compressive (P-wave) and shear (S-wave) wave velocities were measured by interchanging the geophones with vertical and horizontal phones, respectively. A sledgehammer was used for the seismic source, and horizontal and inclined plates were used for the P- and S-wave acquisition respectively. Stacked shots (minimum of three records per shot station) were made every 4 m (i.e., at every other geophone location).

The steps for processing the P- and S-wave seismic data are described in Whiteley et al. (2021c), but briefly, they comprise: i) picking first arrivals, ii) creating an error model from available reciprocal data, and iii) inversion of the data, including the error model, to produce modelled cross-sections of seismic velocity.

#### 3.2 Soil sample (SHRINKiT) testing

One soil sample, acquired by hand augering in the face of the backscarp in 2018, was tested to determine BD – GMC relationships in the laboratory. The sample material was curated in cold storage to minimise moisture loss and then compacted at the retained moisture content (i.e. approximately that as sampled in the field), using a standard proctor mould. This instrument, called SHRINKiT, is a novel apparatus developed by the British Geological Survey to measure the shrinkage limit of clay soils (Hobbs et al., 2014). SHRINKiT measures the mass and volume of a sample as it air-dries, using a digital balance and laser rangefinder. The results of the test are characteristic volume-water content plots related to the Atterberg limits,

from which bulk density, dry density, and void ratio can be calculated (Hobbs et al., 2018).

## 4 RESULTS

### 4.1 Field geophysical results

The results of the initial geoelectrical and seismic surveys are shown in Figure 2. Boyd et al. (2021) describe the data processing workflow for the resistivity time-series from which this dataset is taken. Their workflow includes ground displacements from GPS data within the inversion of the resistivity data to reduce artefacts caused by electrode

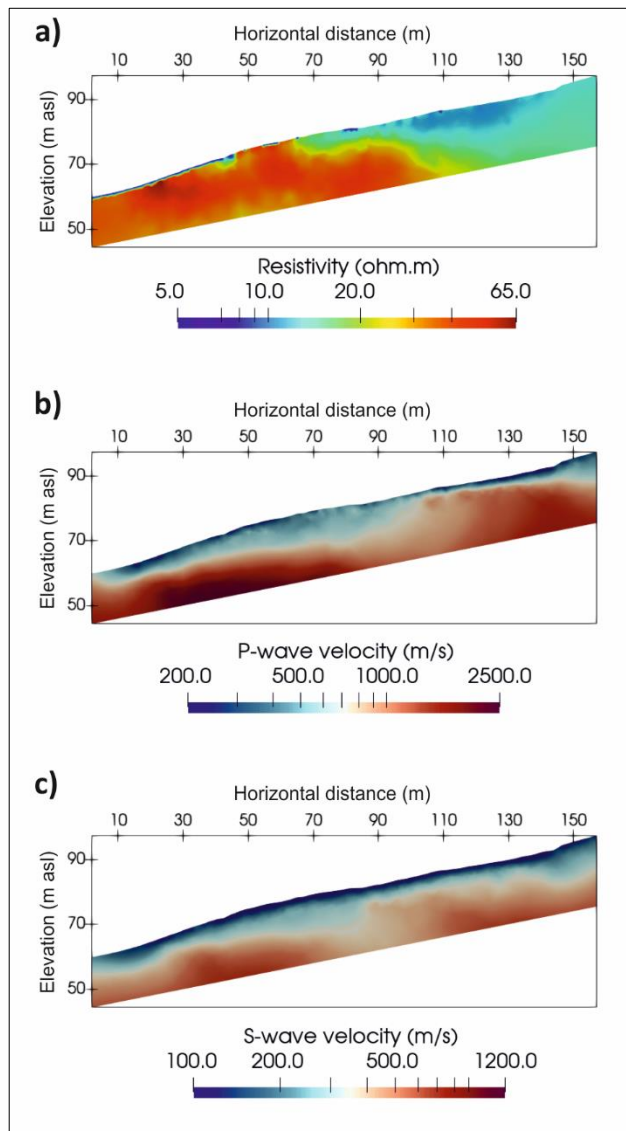


Figure 2. The results of the field geophysical surveys at the Hollin Hill Landslide Observatory showing the a) resistivity model (~6.9% RMS error), b) P-wave velocity model (3.78% RMS error), and c) S-wave velocity model (3.76% RMS error)

movement, as well as the use of temperature corrections. The resulting resistivity model (Figure 2a) shows a zone of decreased resistivity (<20 Ωm) toward the top of the slope, delineating the extent of the WMF. The lowest values are identified within the area of rotational failure between 95 and 110 m horizontal distance. The WMF slides over the higher resistivity (>50 Ωm) SSF unit, located toward the base of the slope.

The P-wave velocity model (Figure 2b) shows an increased velocity layer (~1500 m/s) toward the top of the slope coinciding with the base of the rotational failure, indicating an increase of saturation in this area. A lower velocity zone (<800 m/s) is identified mid-slope extending toward the base of the slope, which is underlain by a very fast unit (>2000 m/s) thought to be the presence of a water table or the RMF.

The S-wave velocity model (Figure 2c) shows uniformly very low values (~100 m/s) across the surface of the slope, with undulating zones of increased velocity (>500 m/s) underlying this.

### 4.2 Soil sample (SHRINKiT) results

The result of the SHRINKiT test is shown as a relationship between BD and GMC (Figure 3). The WMF experiences shrink-swell behaviour owing to the high clay particle content (Hobbs et al., 2012). Above the shrinkage limit (approximately 20% GMC in this sample), the sample volume changes as mass is lost through water evaporation, increasing bulk density. Below the shrinkage limit, volume change ceases and bulk density decreases as mass is lost by evaporation of water.

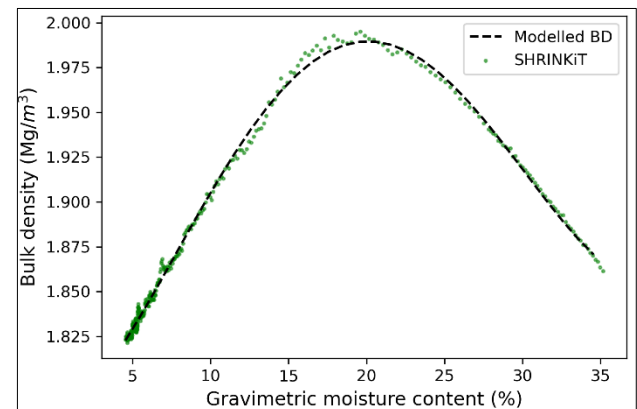


Figure 3. The SHRINKiT test result on the WMF sample from the HHLO backscarp

### 4.3 Geophysical property translation using laboratory tests

Elastic moduli can be derived to describe the elastic behaviour of soils. These include shear modulus ( $\mu$ ), a measurement of a soil's resistance to shear stress defined as the ratio of shear stress to shear strain, and given by

$$\mu = \rho V_s^2 \quad [1]$$

where  $\rho$  is soil density in  $\text{Mg/m}^3$ , and  $V_s$  is the S-wave velocity in m/s. The Young's modulus ( $E$ ) describes a soil's resistance to compression or elongation in the orientation parallel to an applied stress, defined as the ratio of longitudinal stress to longitudinal strain, and is given as

$$E = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2} \quad [2]$$

where  $V_p$  is the P-wave velocity in m/s. Bulk modulus ( $K$ ) describes a soil's resistance to compression in all dimensions, defined as the ratio of volumetric stress to volumetric strain, and is given by

$$K = \rho \left( V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad [3]$$

Lastly, Poisson's ratio ( $\nu$ ) describes a soil's resistance to deformation in the orientation perpendicular to an applied stress, defined as the ratio of transverse strain to longitudinal strain, and is given as

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad [4]$$

Poisson's ratio can be derived from field measurements of P- and S-wave velocity alone; to calculate the Shear, Young's and Bulk modulus, the (bulk) soil density is required. Using the results of the SHRINKiT test, we model the relationship between BD and GMC (Figure 3), and use this to predict the spatial variation in BD using GMC derived from the resistivity model for the WMF (i.e., upper part of the slope) from Uhlemann et al. (2017) (Figure 4). For the SSF (i.e., lower part of the slope), shrink-swell behavior is not observed, so a uniform density of  $2.05 \text{ Mg/m}^3$  is applied to this area, from characteristic values by Hobbs et al. (2012). Using the BD model, we calculate shear modulus, Young's modulus and bulk modulus using Equations 1 – 3 respectively, with the Poisson's ratio calculated independently of BD using seismic velocities (Figure 5).

## 5 DISCUSSION

### 5.1 Elastic moduli distribution and relationships

The elastic moduli models provide an engineering perspective on the distribution of mechanical properties at the HHLO. Low shear modulus values ( $<100 \text{ kPa}$ ) at the surface of the landslide indicate the propensity for failure of the WMF under low-stress conditions. In the zones of highest mobilisation, at the top of the slope around the backscarp and at the mid-slope, low shear modulus values are seen to extend to greater depths. The distributions of Young's modulus and bulk modulus are broadly similar at

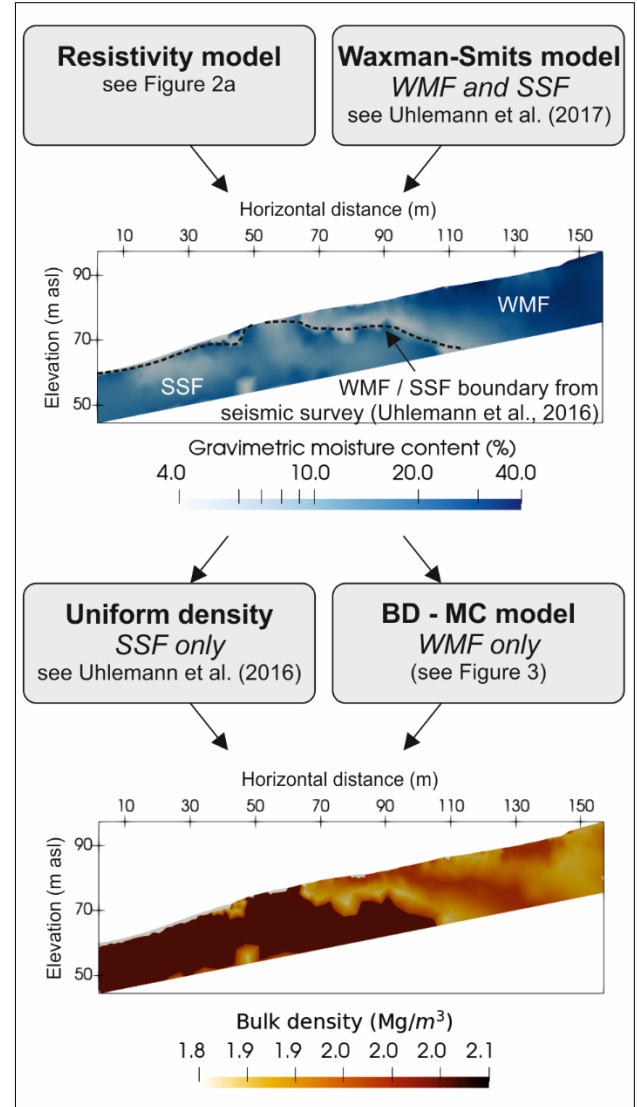


Figure 4. The process of producing slope-scale bulk density estimations from field resistivity data, Waxman-Smiths modelling and SHRINKiT testing

the lower depths of the base of the slope. However, their different distributions and ranges at the lower depths of the upper slope indicate a different mechanical regime in this area.

One driver for using both geoelectrical and seismic measurements is to exploit their sensitivities to hydrological and mechanical properties, respectively. With respect to increased GMC, resistivity decreases, which is expected as the resistivity is used to estimate the GMC in this study (Figure 6). Although the shear modulus, Young's modulus and bulk modulus show no correlation with increasing GMC, the Poisson's ratio shows a small increase with increasing GMC.

With regards to increased depth, resistivity shows a slight increase (Figure 7). The shear modulus, Young's modulus and bulk modulus all show strong increases with depth, highlighting the mechanical effect of burial on these

properties. The Poisson's ratio shows a small decrease with increased depth. These relationships suggest that, while elastic moduli are related to mechanical properties in the WMF, the Poisson's ratio may be a better indicator of saturation state, something also noted by Uhlemann et al. (2016) and Whiteley et al. (2020).

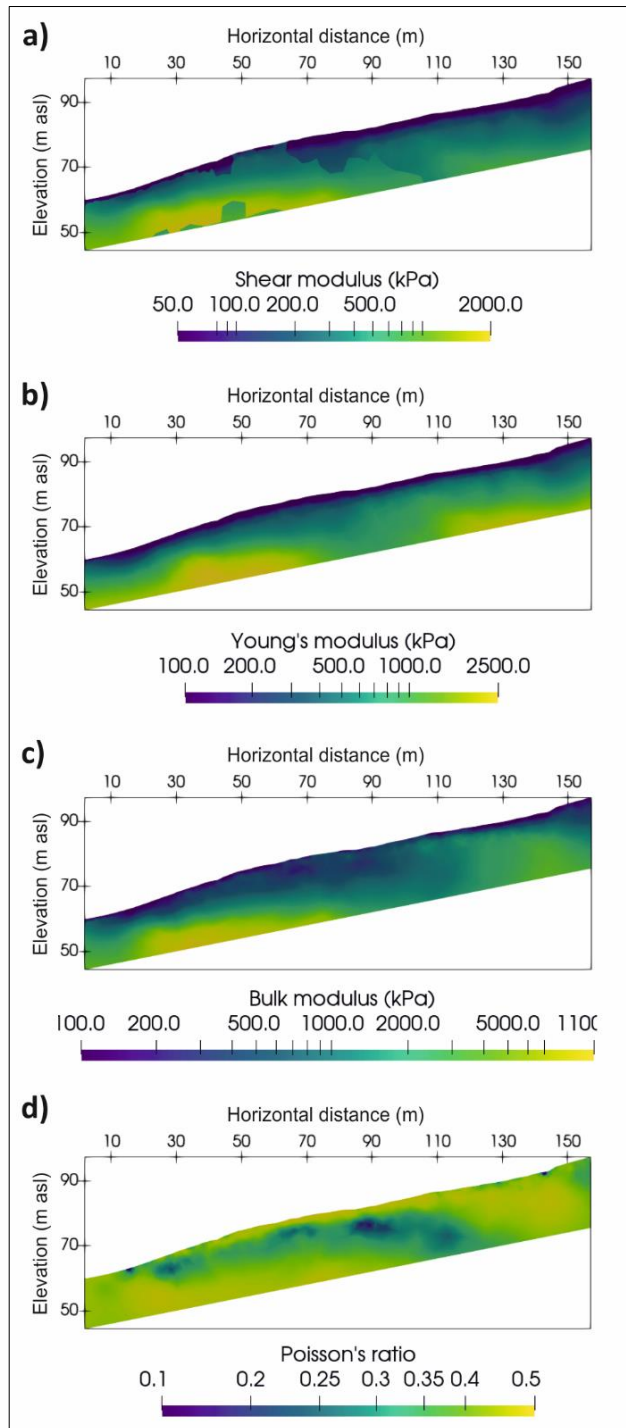


Figure 5. Elastic moduli for the HHLO calculated from BD and seismic velocities

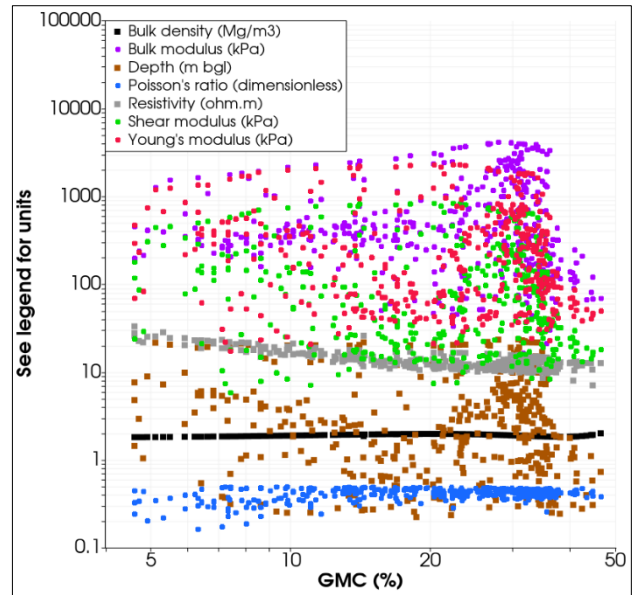


Figure 6. Relationships between resistivity, bulk density, elastic moduli and GMC in the WMF

## 5.2 Study limitations and future work

A notable limitation of the approach taken in this study is the potential errors (i.e., measurement precision) and arising uncertainty (i.e., quality or completeness of data in relation to the problem posed) introduced by extrapolating a laboratory-derived relationship at the sample-scale to the slope-scale. Sources of these errors include sample orientation (i.e., measurement anisotropy) and lithology (Merritt et al., 2016), as well as degradation of the sample between acquisition and testing. This study uses only a single soil sample to scale-up a laboratory-derived relationship to the slope-scale and, consequently, there are many outstanding questions regarding the reliability and representativeness of a single sample with regards to the wider lithological heterogeneities found at the HHLO. At the formation scale, this question of how representative a sample is of the wider site is typically addressed by conducting many tens, hundreds or thousands of index tests to determine the range and average of a particular engineering property (e.g., Hobbs et al., 2012). Additionally, when using multiple transforms of geophysical data, such as the resistivity – GMC, GMC - BD, BD – seismic transforms undertaken in this study, it would be preferable to quantify the degree of error and uncertainty that is propagated across each transform.

Although this study uses a BD – GMC relationship to estimate slope-scale models of BD, GMC may not be the predominant influence on BD at all locations of the subsurface. For example, BD is more likely to vary with compaction associated with burial depth beyond a critical threshold at which shrink-swell behavior is likely to be suppressed due to confining pressure. The expected relationship between BD and burial depth is not captured in the transforms used in this study (Figure 7). To quantify this effect, additional laboratory tests are required. Future

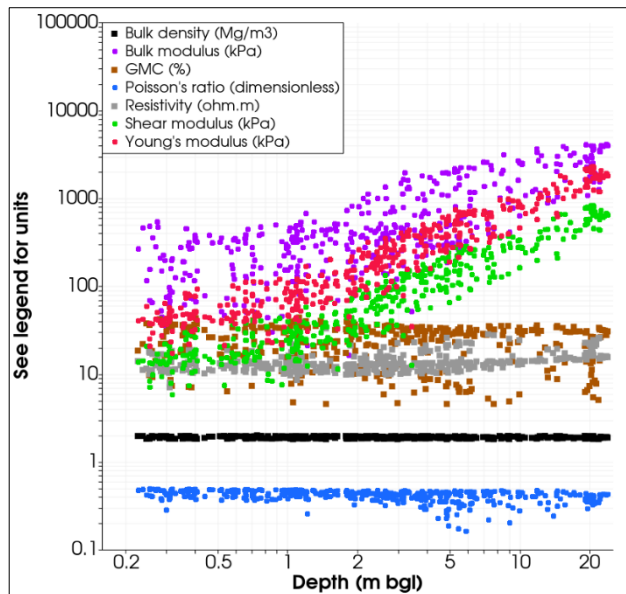


Figure 7. Relationships between resistivity, bulk density, elastic moduli and depth below ground level in the WMF

work will also look to increase the number of samples tested to determine the range in values of the BD – GMC relationships caused by the heterogeneities present in the lithological units of the HHLO. In addition, this work will be applied to geophysical monitoring data to investigate the temporal distributions and ranges of elastic moduli and their relationship to failure events at the HHLO.

## 6 CONCLUSIONS

Geophysics plays an important role in the investigation, monitoring and assessment of unstable slopes (Fan et al., 2021, Jongmans and Garambois, 2007, Pazzi et al., 2019, Whiteley et al., 2019). However, a shortcoming of geophysical data is the non-unique relationships between geophysical measurements and distinct engineering properties of soils, such as moisture content, density, porosity and (shear) strength. Instead, geophysical measurements are sensitive to ranges of bulk properties, making comparison and integration with engineering properties, where possible, desirable in order to reduce interpretative uncertainty (Whiteley et al., 2021b).

In this study, we built upon previous work in using resistivity to estimate GMC at the slope-scale, by creating a slope-scale BD model using data to derive a BD – GMC relationship in the laboratory. Using this BD model, we calculated elastic moduli, including shear modulus, Young's modulus, bulk modulus and the Poisson's ratio, using P- and S-wave seismic field data. The resulting slope-scale models of these mechanical properties offer insights into the elastic behavior of soils in the context of an active landslide.

Translating geophysical data to engineering properties, particularly where multiple data transforms are used such as in this study, can introduce errors that can be propagated across transformation stages. However, even

though these transforms produce estimates at best, they provide the opportunity to holistically assess the subsurface slope in engineering terms, which facilitates further integration of geophysical measurements into slope-stability modelling (Carrière et al., 2018, Gance et al., 2015). In particular, this approach has the potential to be embedded in the recently proposed 'hydro-meteorological' approach (Bogaard and Greco, 2018, Marino et al., 2020), raising the prospect of developing an integrated hydro-mechanical-meteorological approach to developing thresholds of landslide failure.

This has particular implications for future geophysical monitoring, where frequent, repeated measurements are made to detect changes in the subsurface that may indicate a systemic shift toward failure criteria. In this context, working with geophysically-derived engineering properties can help to provide near-real-time updates of slope stability conditions, providing relevant information when included in slope-scale early-warning systems.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

BGS authors publish with permission of the Executive Director of the BGS (UKRI). This work is part of the "Multi-observational data for linked modelling methodology development" activity of the NERC-funded Enhancing Resilience to Landslide Hazard project (NEE7680S) and is linked to the ACHILLES project (EPSRC grant reference EP/R034575/1). The contribution of S. Uhlemann is supported by a Laboratory Directed Research and Development Grant.

## 8 REFERENCES

- Bogaard, T. and Greco, R. 2018. Invited perspectives: Hydrological perspectives on precipitation intensity-duration thresholds for landslide initiation: proposing hydro-meteorological thresholds. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 18, 31-39.
- Bogaard, T. A. and Greco, R. 2016. Landslide hydrology: from hydrology to pore pressure. *WIREs Water*, 3, 439-459.
- Boyd, J., Chambers, J., Wilkinson, P., Peppas, M., Watlet, A., Kirkham, M., Jones, L., Swift, R., Meldrum, P., Uhlemann, S. and Binley, A. 2021. A linked geomorphological and geophysical modelling methodology applied to an active landslide. *Landslides*, 18, 2689-2704.
- Carrière, S. R., Jongmans, D., Chambon, G., Bièvre, G., Lanson, B., Bertello, L., Berti, M., Jaboyedoff, M., Malet, J. P. and Chambers, J. E. 2018. Rheological properties of clayey soils originating from flow-like landslides. *Landslides*, 15, 1615-1630.
- Crawford, M. M. and Bryson, L. S. 2018. Assessment of active landslides using field electrical measurements. *Engineering Geology*, 233, 146-159.

- Fan, X., Dufresne, A., Whiteley, J., Yunus, A. P., Subramanian, S. S., Okeke, C. a. U., Pánek, T., Hermanns, R. L., Ming, P., Strom, A., Havenith, H.-B., Dunning, S., Wang, G. and Tacconi Stefanelli, C. 2021. Recent technological and methodological advances for the investigation of landslide dams. *Earth-Science Reviews*, 218, 103646.
- Froude, M. J. and Petley, D. N. 2018. Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 18, 2161-2181.
- Gance, J., Bernardie, S., Grandjean, G. and Malet, J. P. 2015. Slope Mechanical Modelling: Contribution of Multi-Geophysical Imagery. In: LOLLINO, G., GIORDAN, D., CROSTA, G., COROMINAS, J., AZZAM, R., WASOWSKI, J. and SCIARRA, N. (eds.) *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2*. Springer International Publishing.
- Guzzetti, F., Gariano, S. L., Peruccacci, S., Brunetti, M. T., Marchesini, I., Rossi, M. and Melillo, M. 2020. Geographical landslide early-warning systems. *Earth-Science Reviews*, 200, 102973.
- Hobbs, P. R. N., Entwisle, D. C., Northmore, K. J., Sumbler, M. G., Jones, L. D., Kemp, S., Self, S., Barron, M. and Meakin, J. L. 2012. Engineering geology of British rocks and soils : Lias Group. In: NORTHMORE, K. J. (ed.).
- Hobbs, P. R. N., Jones, L. D., Kirkham, M. P., Gunn, D. A. and Entwisle, D. C. 2018. Shrinkage limit test results and interpretation for clay soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 52, 220-229.
- Hobbs, P. R. N., Jones, L. D., Kirkham, M. P., Roberts, P., Haslam, E. P. and Gunn, D. A. 2014. A new apparatus for determining the shrinkage limit of clay soils. *Géotechnique*, 64, 195-203.
- Holmes, J., Chambers, J., Meldrum, P., Wilkinson, P., Boyd, J., Williamson, P., Huntley, D., Sattler, K., Elwood, D., Sivakumar, V., Reeves, H. and Donohue, S. 2020. Four-dimensional electrical resistivity tomography for continuous, near-real-time monitoring of a landslide affecting transport infrastructure in British Columbia, Canada. *Near Surface Geophysics*, 18, 337-351.
- Jongmans, D. and Garambois, S. 2007. Geophysical investigation of landslides : a review. *Bulletin De La Societe Geologique De France*, 178, 101-112.
- Klose, M., Maurischat, P. and Damm, B. 2016. Landslide impacts in Germany: A historical and socioeconomic perspective. *Landslides*, 13, 183-199.
- Kuras, O., Pritchard, J. D., Meldrum, P. I., Chambers, J. E., Wilkinson, P. B., Ogilvy, R. D. and Wealthall, G. P. 2009. Monitoring hydraulic processes with automated time-lapse electrical resistivity tomography (ALERT). *Comptes Rendus Geoscience*, 341, 868-885.
- Marino, P., Peres, D. J., Cancelliere, A., Greco, R. and Bogaard, T. A. 2020. Soil moisture information can improve shallow landslide forecasting using the hydrometeorological threshold approach. *Landslides*, 17, 2041-2054.
- Merritt, A. J., Chambers, J. E., Wilkinson, P. B., West, L. J., Murphy, W., Gunn, D. and Uhlemann, S. 2016. Measurement and modelling of moisture—electrical resistivity relationship of fine-grained unsaturated soils and electrical anisotropy. *Journal of Applied Geophysics*, 124, 155-165.
- Pazzi, V., Morelli, S. and Fanti, R. 2019. A Review of the Advantages and Limitations of Geophysical Investigations in Landslide Studies. *International Journal of Geophysics*, 2019, 1-27.
- Pecoraro, G., Calvello, M. and Piciullo, L. 2019. Monitoring strategies for local landslide early-warning systems. *Landslides*, 16, 213-231.
- Stanley, S., Antoniou, V., Askquith-Ellis, A., Ball, L. A., Bennett, E. S., Blake, J. R., Boorman, D. B., Brooks, M., Clarke, M., Cooper, H. M., Cowan, N., Cumming, A., Evans, J. G., Farrand, P., Fry, M., Hitt, O. E., Lord, W. D., Morrison, R., Nash, G. V., Rylett, D., Scarlett, P. M., Swain, O. D., Szczykulska, M., Thornton, J. L., Trill, E. J., Warwick, A. C. and Winterbourn, B. 2021. Daily and sub-daily hydrometeorological and soil data (2013-2019) [COSMOS-UK]. NERC Environmental Information Data Centre.
- Trafford, A. and Long, M. 2020. Relationship between Shear-Wave Velocity and Undrained Shear Strength of Peat. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146, 04020057.
- Uhlemann, S., Chambers, J., Wilkinson, P., Maurer, H., Merritt, A., Meldrum, P., Kuras, O., Gunn, D., Smith, A. and Dijkstra, T. 2017. Four-dimensional imaging of moisture dynamics during landslide reactivation. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 122, 398-418.
- Uhlemann, S., Hagedorn, S., Dashwood, B., Maurer, H., Gunn, D., Dijkstra, T. and Chambers, J. 2016. Landslide characterization using P- and S-wave seismic refraction tomography — The importance of elastic moduli. *Journal of Applied Geophysics*, 134, 64-76.
- Waxman, M. H. and Smits, L. 1968. Electrical conductivities in oil-bearing shaly sands. *Society of Petroleum Engineers Journal*, 8, 107-122.
- Whiteley, J., Watlet, A., Uhlemann, S., Meldrum, P., Wilkinson, P. and Chambers, J. 2021a. Recent Advances in High Spatial Resolution Geophysical Monitoring of Moisture-Induced Landslides. In: CASAGLI, N., TOFANI, V., SASSA, K., BOBROWSKY, P. T. and TAKARA, K. (eds.) *Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk: Volume 3 Monitoring and Early Warning*. Cham: Springer International Publishing.
- Whiteley, J. S., Chambers, J. E., Uhlemann, S., Boyd, J., Cimpoiasu, M. O., Holmes, J. L., Inauen, C. M., Watlet, A., Hawley-Sibbett, L. R., Sujitapan, C., Swift, R. T. and Kendall, J. M. 2020. Landslide monitoring using seismic refraction tomography — The importance of incorporating topographic variations. *Engineering Geology*, 268, 105525.
- Whiteley, J. S., Chambers, J. E., Uhlemann, S., Wilkinson, P. B. and Kendall, J. M. 2019. Geophysical Monitoring of Moisture-Induced Landslides: A Review. *Reviews of Geophysics*, 57, 106-145.

- Whiteley, J. S., Watlet, A., Kendall, J. M. and Chambers, J. E. 2021b. Brief communication: The role of geophysical imaging in local landslide early-warning systems. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 21, 3863-3871.
- Whiteley, J. S., Watlet, A., Uhlemann, S., Wilkinson, P., Boyd, J. P., Jordan, C., Kendall, J. M. and Chambers, J. E. 2021c. Rapid characterisation of landslide heterogeneity using unsupervised classification of electrical resistivity and seismic refraction surveys. *Engineering Geology*, 106189.





# InSAR time-series displacement analysis on the Oldman River Dam, southern Alberta

Sohrab Sharifi, Michael Hendry & Renato Macciotta  
*Department of Civil and Environmental Engineering – University Alberta,  
Edmonton, Alberta, Canada*



## ABSTRACT

The Oldman River Dam in Alberta, Canada has been monitored due to displacements sliding on weak shear zones near the spillway and dam reservoir. Alberta's Ministry of Environment and Parks has installed instruments such as Slope Inclinometers and Extensometers, and tracked surficial movements by surveying discrete locations on the spillway. This historical dataset of movements encompasses ongoing displacements from the dam completion (1991) until June 2015. In light of the limited available recent data on surface movements, the application of a remote sensing technique, synthetic aperture radar (SAR), is assessed for this purpose. In this paper, more than 200 SAR images archived by Sentinel-1, the European Space Agency's satellite, are analyzed to estimate the displacement rates of the spillway from March 2017 to October 2021. The *K*-nearest points search algorithm was used to overcome the challenge of non-overlying scatterers acquired from ascending and descending geometries. The early results confirmed that the decelerating trend established by previous studies has remained in effect with the maximum values of almost 1 mm/yr displacements in vertical and east-west directions. Using the existing hydrometric data for the reservoir and the time-series displacements, it was observed that changes in water level are correlated to the rate of movements. After shifting the time-series displacements as much as 20 days, the Pearson's correlation coefficient is calculated 0.64.

## RÉSUMÉ

Le barrage de la rivière Oldman en Alberta, au Canada, a été surveillé en raison de déplacements glissant sur des zones de faible cisaillement près du déversoir et du réservoir du barrage. Le ministère de l'Environnement et des Parcs de l'Alberta a installé des instruments tels que des inclinomètres de pente et des extensomètres, et a suivi les mouvements de surface en sondant des emplacements discrets sur le déversoir. Cet ensemble de données historiques sur les mouvements englobe les déplacements en cours depuis l'achèvement du barrage (1991) jusqu'en juin 2015. À la lumière des données récentes disponibles limitées sur les mouvements de surface, une technique de télédétection, le radar à synthèse d'ouverture (SAR), est utilisée pour étudier comment le mouvement les taux ont évolué ces dernières années. Dans cet article, plus de 200 images SAR archivées par Sentinel-1, le satellite de l'Agence spatiale européenne, sont analysées pour estimer les taux de déplacement du déversoir de mars 2017 à octobre 2021. L'algorithme de recherche des points les plus proches des *K* a été utilisé pour surmonter le défi des diffuseurs non sus-jacents acquis à partir de géométries ascendantes et descendantes. Les résultats ont confirmé que la tendance à la décélération établie par les études précédentes est restée en vigueur avec des valeurs maximales de déplacements de presque 1 mm/an dans les directions verticales et est-ouest. En utilisant les données hydrométriques existantes pour le réservoir et les déformations des séries chronologiques, il a été observé que les changements de niveau d'eau sont corrélés au taux de mouvements. Après avoir décalé les déplacements des séries chronologiques jusqu'à 20 jours, le coefficient de corrélation de Pearson est calculé à 0,64.

## 1 INTRODUCTION

The Oldman River Dam (ORD) is located approximately 10 km northeast of Pincher creek in southern Alberta (Fig. 1). The confluence of Oldman, Crowsnest and Castle rivers feed the dam reservoir with a full supply reservoir elevation of 1118.6 m.a.s.l for a volume of 490,000 Mm<sup>3</sup>. The dam construction was completed in 1992; however, the ongoing displacements of the spillway and adjacent areas (right abutment) were identified at the start of construction in 1986. The dam movements have been monitored ever since with Slope inclinometers (SIs), and Extensometers.

The Ground in the dam region is comprised of the Porcupine Hill Formation underlain by the Willow Creek Formation at the depth of 50 m below the river. The boundaries between strata of the ground profile are found to be horizontal (Jerzykiewicz & Sweet 1985). Sinclair et al. (1989) and Deng et al. (2000) stated that sub-horizontal weak clay seams with northwest to southeast strike dip 0.5 to 1.5 degrees towards the northeast. The elevations and

mechanical properties of the seams identified below the spillway are tabulated in Table 1. The most active shear zone is reported to be R1 with movements slowing down over time which is also true for other seams.

Fig. 2 shows the average displacement rates for SIs installed in the vicinity of the spillway for the depths where the fastest movements were identified for the period of 2013-2017, except for those mentioned otherwise. Fig. 2 indicates that the magnitude of surface displacement rates is between 0.5 to 1.3 mm/yr.

Fig. 3 shows the location of extensometers installed in the spillway headworks, chute, and flip bucket along with the approximate elevation of R1 where it meets the spillway (1068.2 m.a.s.l). At each of these points, extensometers were placed in both vertical and inclined (30° or 45°) directions along the spillway centerline to facilitate calculating both vertical and horizontal movements. Readings from extensometers illustrated a primary movement along R1, impacting the upper portion of chute and headworks of the spillway. The maximum

displacement rate in this area was found to be 1.6 mm/yr along an inclined extensometer. The rate of displacements at elevations lower than 1068.2 decline to 0.7 mm/yr and further to 0.2 mm/yr for those units in the flip bucket.

images archived by Sentinel 1, the satellite launched by European Space Agency (ESA). The feasibility of employing this technique for ground monitoring is then assessed by comparing calculated velocities against in-situ measurements reported by Hendry et al. (2019).

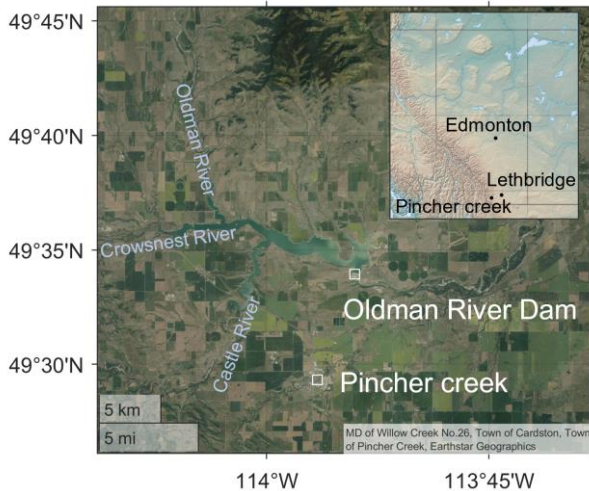


Figure 1. Location of the Oldman River Dam relative to major nearest communities and tributary rivers

Table 1. Characteristics of shear zones identified beneath the spillway (Hendry et al. 2019)

No.	Elevation (m.a.s.l.)	Friction angle design value (°)	Range of residual friction angle (°)
R1	1068.2	11.5	8.7-14.7
R6	1084.5	13.5	12.3-15.8
R7	1086.5	13.0	11.9-12.8
R8	1087.5	12.5	10.3-23.4
R13	1095.5	15.5	13.5-18.3

Surface displacements have been monitored using a total station (AMEC Foster Wheeler, 2015), and results are shown in Fig. 4. The displacement rates shown in this figure are average values obtained through dividing the cumulative displacements by the monitoring time period from dam completion (1991) to 2001, 2014 and 2015. The maximum rate of movement was measured at the far east of the headworks of the spillway with a rate of 3.25 mm/yr which decreases to 2.16 mm/yr towards the west. This decreasing trend is almost consistent in lower elevations on the spillway as well. Rates of movement at these elevations are generally smaller than those at higher elevations. A rotation in azimuth of displacement direction is observed with a very strong east component at headworks toward the azimuth of 135° at mid portions of the spillway. The displacements of points on the flip bucket were too small and lower than the accuracy of the monitoring method to provide reliable values.

In this paper, we present the results of an early SAR analysis on ORD. The average rate of movements from 2017 to the present (2021) are obtained by processing

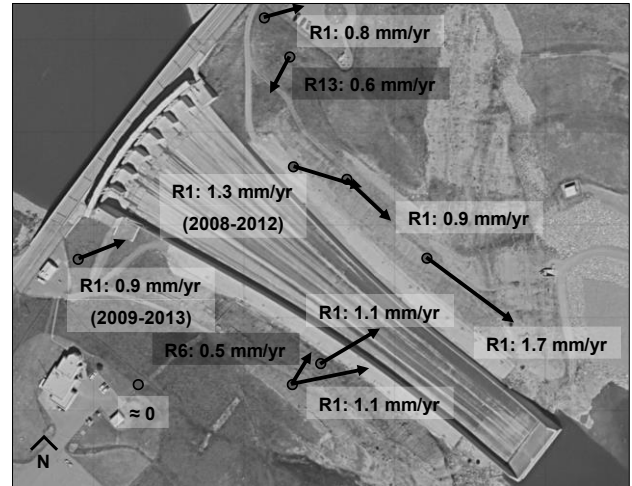


Figure 2. Dominant magnitude and direction of observed movement in SIs along the most active shear zones for years 2013-2017 unless indicated otherwise (after Hendry et al. 2019)

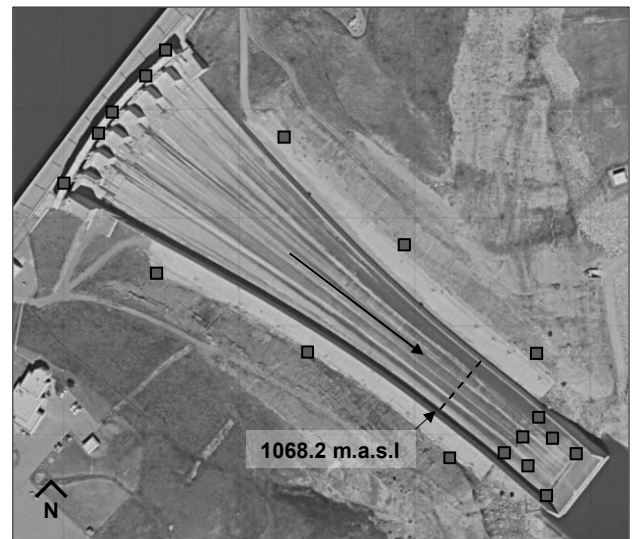


Figure 3. Location of extensometers installed in headworks, chute, and flip bucket of the spillway (the dashed line marks the approximate elevation of 1068.2 m.a.s.l on the spillway)

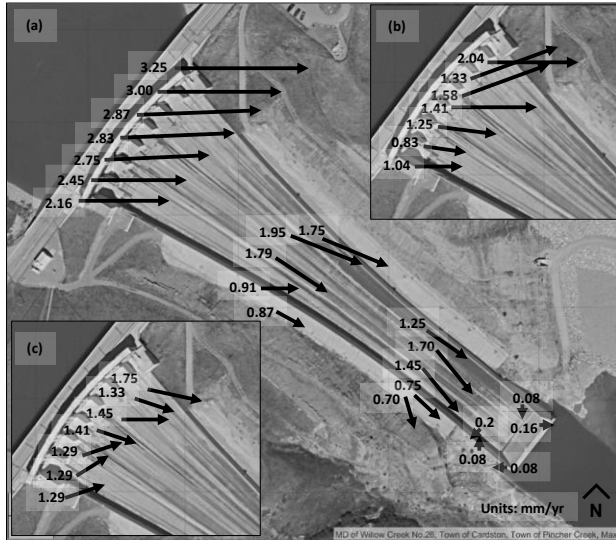


Figure 4. Vectors of surface displacements from completion of the dam to surveys conducted in 2001, 2004 and 2005 at (a) top of headworks, the mid and lower portions of the chute and flip bucket, (b) base of headworks and (c) top of the chute (after Hendry et al. 2019)

## 2 METHODOLOGY

### 2.1 SAR analysis

SAR images obtained by Sentinel-1 are freely available to the public and images for this study were downloaded using the Alaska Space Facility Data Search Vertex, an alternative to Copernicus Open Access Hub which is the search engine developed by ESA. The details of these images are provided in Table 2. The SAR analysis was conducted through SARPROZ (Perissin et al. 2011) using the following steps:

- I. applying precise orbit files to images,
- II. extraction of the region of interest from images,
- III. co-registration of scenes,
- IV. downloading the digital elevation model,
- V. generating interferograms,
- VI. generating coherence map,
- VII. atmospheric phase screen estimation,
- VIII. sparse points processing.

The SAR analysis is only able to identify the displacements of points on the ground with a minimum reflectivity characteristic, and through these, we can calculate their displacements. These points are referred to as persistent scatterers (PSs). As a result, the output of SAR analysis is spatially discrete and the resolution of PSs is usually high in urban areas and within areas with built structures.

Table 2. Detailed information of SAR images used in this study

Mode	Relative orbit	# of scenes	Incidence angle (°)	Revisiting time (days)
Ascending	20	114	45	12 for most sequences
Descending	71	132	44	

### 2.2 Post-processing

#### 2.2.1 Obtaining displacement vectors

The displacement acquired from SAR analysis is only the portion of displacements projected on the satellite's line-of-sight (LOS). Eq. 1 shows the relationship between the components of true displacement rate and LOS rates (Motagh et al. 2017):

$$V_{LOS} = V_V \cos \theta - (V_E \cos \alpha - V_N \sin \alpha) \sin \theta, \quad [2]$$

where  $V_{LOS}$ ,  $V_V$ ,  $V_E$  and  $V_N$  are respectively LOS velocity, vertical, east, and north components of true velocity,  $\alpha$  is the heading angle of the satellite and  $\theta$  is the incidence angle (the angle that LOS makes with vertical axis). The heading angle is constant for each mode tabulated in Table 2, with approximate values of  $350^\circ$  and  $190^\circ$  for ascending and descending geometries. Fig. 5 shows a schematic exhibition of ascending and descending orbits along with incidence and heading angles. Given the near-polar orbits of Sentinel-1, it is a common practice to ignore  $V_N$  in Eq. 2 as the satellite is the least sensitive to this component (Choe et al., 2021, Mancini et al. 2021, Khorrani et al. 2020, Carlà et al. 2019, Chen et al. 2009). Consequently, the remaining unknowns will be  $V_V$  and  $V_E$  which can be back-calculated if two sets of LOS velocities are determined which is accomplished by analysis of two ascending and descending modes. Since these components are estimations of true values due to disregarding  $V_N$ , they will be accordingly denoted with small letter subscripts ( $V_v$  and  $V_e$ ).

In this study, the time-series displacements of both ascending and descending orbits were filtered for each PS using a 11-point Gaussian-weighted moving average (Sharifi et al. 2020 a & b, Sharifi et al. 2021). A line was then fitted on the data to obtain the average LOS displacement rate. Having the geometrical information about the sensor ( $\theta$  and  $\alpha$ ),  $V_v$  and  $V_e$  were computed using Eq. 2.

#### 2.2.2 Non-overlying PSs

The procedure of attaining the components of true displacements requires that the PSs from analyzing ascending and descending images overly on top of each other. In other words, the LOS displacements should belong to identical points on the ground to be able to use Eq. 2. This can be an issue for non-urban areas because it is most likely that the resultant PSs would be in different locations between ascending and descending modes.

In this study, we propose employing a  $K$ -nearest neighbouring points algorithm to find the PSs of one orbit geometry surrounding a single PS from the opposite orbit geometry. A weighted average value of those surrounding points can be assumed as representative of the LOS velocity of an equivalent PS that overlies the PS of interest. As an example, Fig. 6 shows a PS from ascending mode (red PS) along with the 6-nearest PSs from the descending mode (blue PSs). In this figure, the distances of blue PSs

from the red PS are denoted by  $d$ , numbered from closest to farthest.

The descending LOS of the equivalent PS that overlies the red PS ( $\hat{V}_{LOS_D}$ ) can be calculated by Eq. 3:

$$\hat{V}_{LOS_D} = (\sum_{i=1}^6 w_i V_{LOS_{A_i}}) / \sum_{i=1}^6 w_i, \quad [3]$$

$$w_i = 1 - d_i / d_6, \quad [4]$$

where  $w_i$  is the averaging weight based on the distance from the red PS,  $V_{LOS_{A_i}}$  is the ascending LOS velocity from blue PSs. In this method, the farthest point (point 6 in Fig. 6) is given the weight of zero and disregarded automatically while the others from points 1 to 5 are given the highest to lowest significance, respectively. A sensitivity analysis is needed to optimize  $K$  in this approach.

### 3 RESULTS

Parameter  $K$  was varied from 3 to 14, and the effect of increasing  $K$  was investigated on changes in  $V_v$  and  $V_e$ . Fig. 7 illustrates the variation of the mean velocities bounded by one standard deviation of all PSs in the spillway region. This figure indicates the effect of change in  $K$  is the same for both components of displacement rates (lines for both velocities overly), and after a value of 8 to 9, they are relatively stabilized. As a result, a value of 10 was chosen for  $K$  in this study. Fig. 8 shows the range of weight coefficients, corresponding to approximately 70% of PSs being used.

Knowing the values of  $K$  and  $w_i$ , it was then possible to calculate the average displacement rates in the west-east and vertical directions (Fig. 9). It is noted that the negative sign for Fig. 9a indicates subsidence and west-ward movement for Fig. 9b. This figure indicates that PSs on the

spillway from headworks to the bottom of the chute are moving downward at the rate of approximately 0 to 0.3 mm/yr while this value increases to values of 1.2 mm/yr in the flip bucket. Similar observation is made for areas adjacent to the spillway; however, it seems PSs on the left abutment (northeast) are experiencing larger vertical displacements compared to their counterparts at similar elevations on the spillway and nearby areas to it. A few PSs are shown to move upward, an indication of bulging, at rates lower than 0.1 mm/yr which might be attributed to the effect of ignoring  $V_n$  in calculations that linearly affects both  $V_v$  and  $V_e$ , especially if a strong north-south component of movement exists.

Fig. 9b indicates that the PSs on the spillway are moving at the rate of 0 to 0.5 mm/yr with a maximum of 1 mm/yr in the adjacent area. This confirms the long-term trend established by Hendry et al. (2019) using time-series displacements, stating that these areas are decelerating toward 1 mm/yr. Some points are also seen to have a negative (west-ward) average horizontal movement in the northwest, southeast and northeast. The latter is also observed in SI readings (Fig. 2). Except for two PSs near the flip bucket in the southeast with values of -0.2 and -0.45 mm/yr, the rest of them show an eastward movement of up to -0.1 mm/yr. The displacements of the latter group are most likely near zero and the residual noise in SAR analysis and due to neglecting  $V_n$  have caused negligible negative values. The horizontal velocities for PSs located on the left bank (northeast area) are even lower with a maximum of 0.75 mm/yr. Although the magnitude of displacement rates is aligned with the expected temporal trend, the spatial trend is mostly not consistent with in-situ measurements. The general increase in movement rates from higher elevations (e.g., headworks) toward lower elevations (e.g., flip bucket) and from east to west are not observed in SAR results.

The effect of assuming  $V_n$  to be zero can be calculated using Eqs. 5 and 6 which result from equating Eq. 2 using the three true velocity components with Eq. 2 using the two

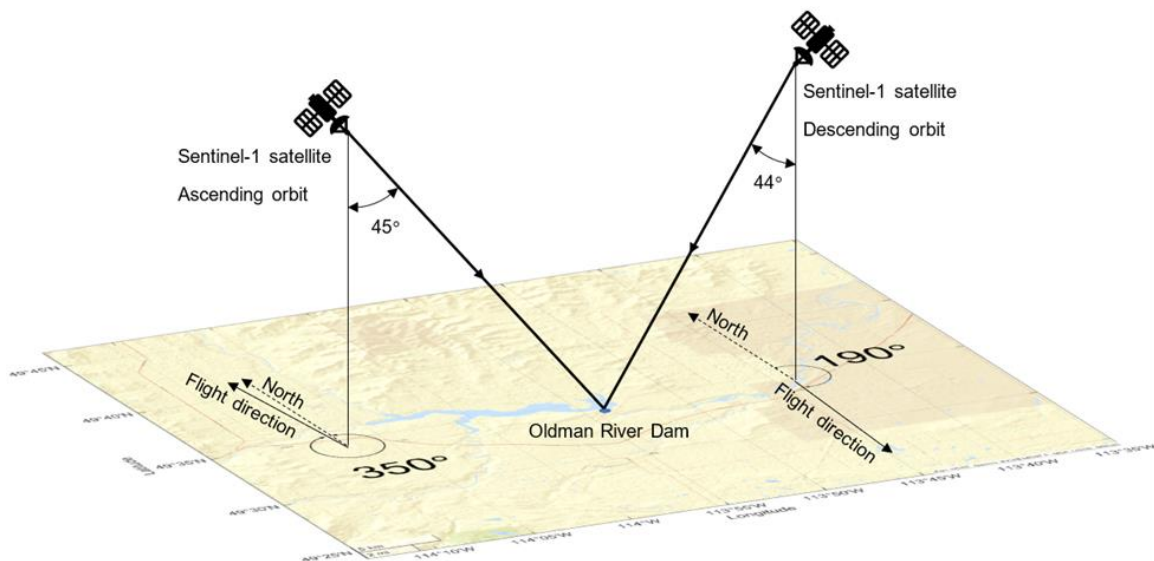


Figure 5. A schematic exhibition of ascending and descending orbits along with their geometrical characteristics (the sketch is not to scale)

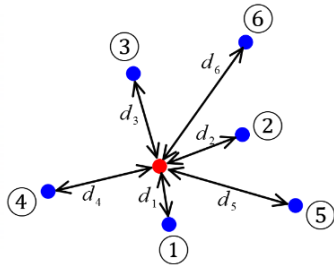


Figure 6. An example of using the  $K$ -nearest points algorithm to resolve non-overlying PSs (red PS belongs to ascending orbit while blue ones are from descending orbit, and low numbers indicated closer distance to red PS)

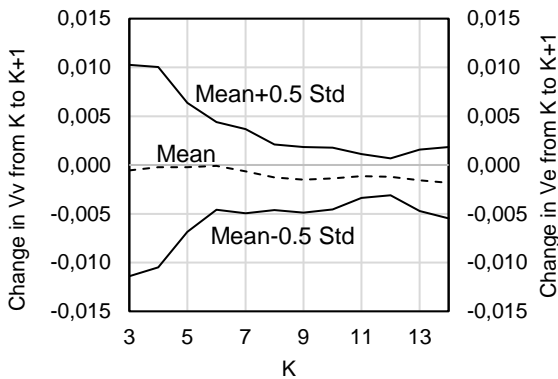


Figure 7. Sensitivity of  $V_v$  and  $V_e$  with respect to changes in  $K$

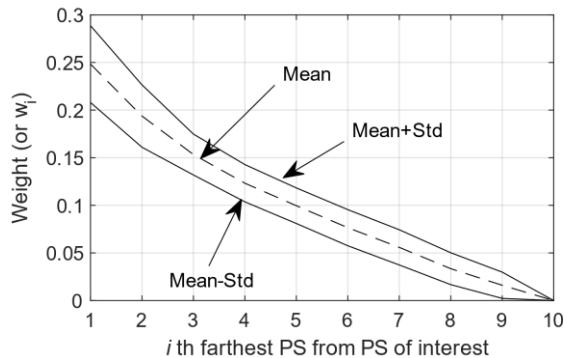


Figure 8. Variation of weights of surrounding PS from closes to farthest (corresponding to values of 1 to 10 on the horizontal axis, respectively)

approximated vertical and east components (the true and the approximated are estimates of the velocity in the LOS). Equating the vector of  $V_{LOS}$ , allows quantification of error in the assumption of neglecting the north component through:

$$V_v - V_v = -0.1706 V_N, \quad [5]$$

$$V_e - V_e = 0.0031 V_N. \quad [6]$$

The above equations suggest that the error in vertical and east components will be -17% and 0.3% of the true north component. This proves that the vertical component is impacted the most (almost 56 times the east component). Given the measurements of in-situ instruments, it is known that the north component should be negative (i.e., moving towards the south). As a result, vertical movements are increased and east movements are decreased, leading to a shift towards the north and west, compared to true values of velocities. This should be investigated more to see whether neglecting  $V_N$  has distorted the results considerably. If the angle between east and negative north components are denoted as  $\beta$ , Eq. 7 can be used to study the effect of errors:

$$V_v = V_v + (0.1706 / \cos \beta) V_e. \quad [7]$$

For sensitivity,  $\beta$  was then varied from 0 to 45° and the maximum change in  $V_v$  because of the change in direction was calculated as  $0.0694 \cdot V_e$ . Fig. 10 is the cumulative probability distribution of results, and it shows that error in  $V_v$  is limited to 0.05 mm/yr for 90% of PSs, which was considered acceptable for this case study.

Time-series displacements were also used to study if there is a correlation between reservoir level and movements of the spillway. The dam reservoir level data was not provided to authors but the river level data of a nearby hydrometric station (No. 05AA032) which monitors the Oldman River was downloaded from the Water Office website of the Government of Canada (Environment Canada 2021). Fig. 11 shows the location of the station and ascending LOS displacements of a sample PS on the headworks of the spillway. The Pearson correlation coefficient between these two series was found to be 0.34. Although two data series illustrated in Fig. 11 do not completely match with each other, the trend patterns seem to be synchronized, meaning that changes in river level are most likely linked to the rate of movements. The Pearson's correlation coefficient of changes in these two variables was found to be 0.64, meaning that the rates of movement are correlated to the changes in water level. These remarks were confirmed by other PSs on the spillway as well, which reinforces the hypothesis of water being the main factor behind the spillway or as fluctuating the pore-water pressure (PWP) in the shear zones. It is noted that Pearson's coefficients were calculated after shifting the PS time-series in order to estimate the time lag between changes in river level and displacement responses. The reported values were found for a lag of 20 days. This lag implies the latency that the PWP needs to develop and induces movements in further time steps.

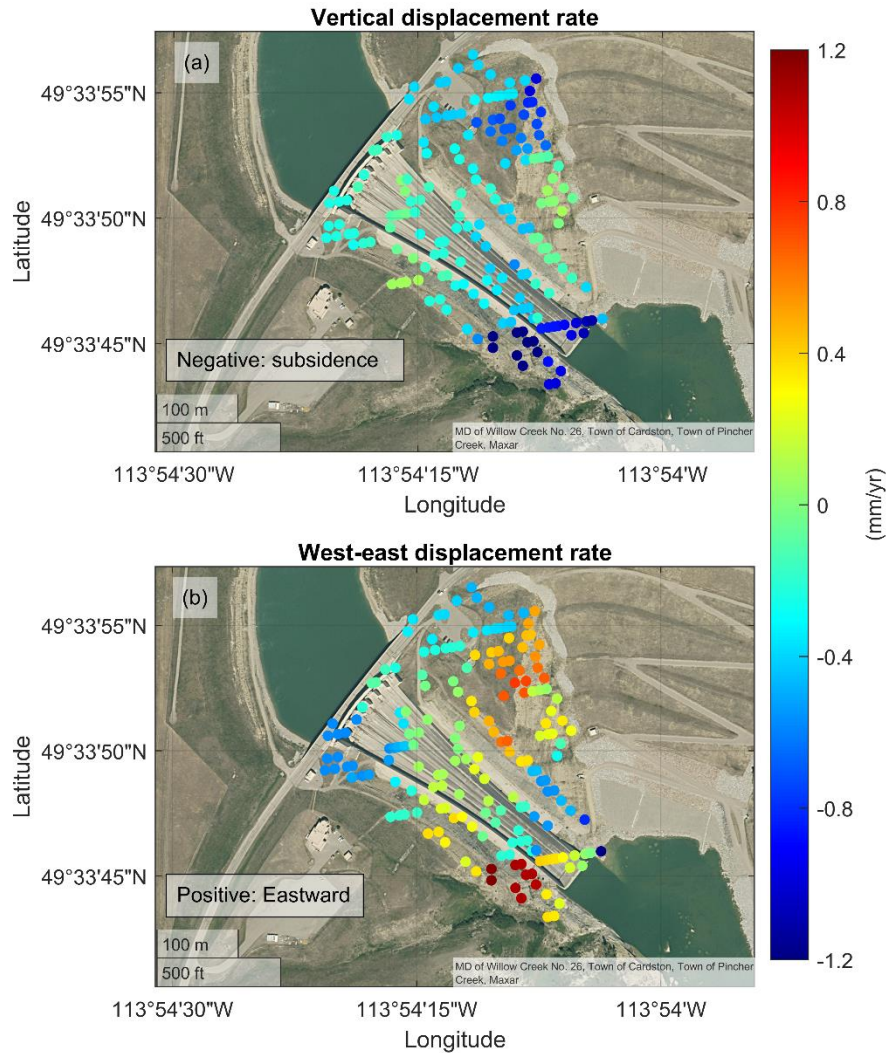


Figure 9. (a) Vertical and (b) West-East displacement rates of spillway and adjacent areas

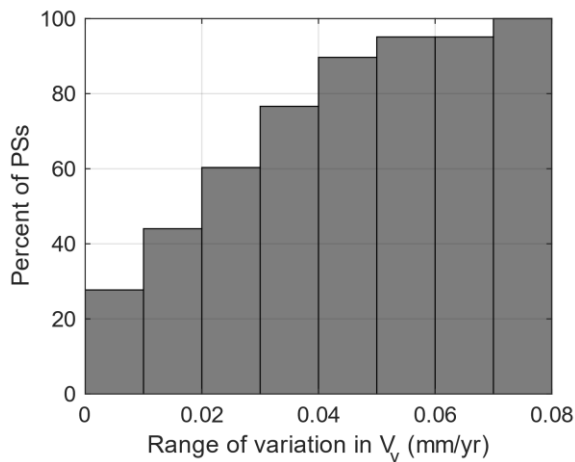


Figure 10. The maximum range of variation in  $V_V$  due to different horizontal displacement directions from 0 to E45°.

#### 4 CONCLUSIONS

The spillway and its adjacent areas of Oldman River dam in southern Alberta have been subjected to ongoing movements. These displacements, although decreasing over time, are reported to be happening from the very early stages of dam construction due to multiple shear zones beneath the structure. Alberta's Ministry of Environment and Parks has employed different instruments to monitor the displacements. Using this data, previous studies have reported that the movements are predominantly controlled by the instabilities of a certain shear zone (R1) with a design friction angle of 11.5°. The surficial movements of the spillway, acquired using a total station from 1991 to 2005, indicate an average movement of 2.05, 1.34 and 0.1 mm/yr for headworks, chute and flip bucket, respectively with strong tendencies towards the east near hearworks. It is also reported a general spatial trend of reduction in displacement rates from east to west.

In this study, the results of an early SAR analysis are reported after processing a total of 246 images

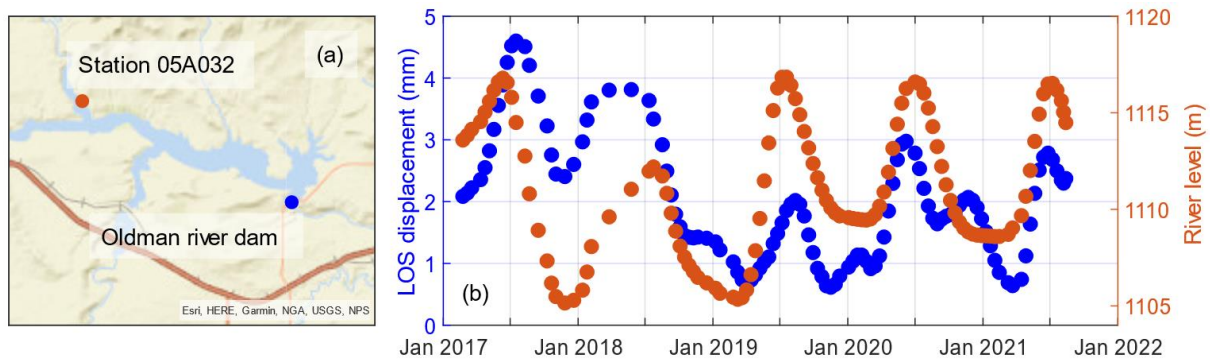


Figure 11. (a) Relative location of river level measuring station (No. 05A032) with respect to dam, (b) Ascending LOS displacement of a sample PS on spillway headworks along with the level of Oldman River

corresponding to March 2017-Oct 2021, archived by the European Sentinel-1 satellite. It was observed that PSs attained by analyzing ascending and descending geometries do not spatially overlies on top of each other which makes the decomposition of velocity values problematic. The  $K$ -nearest neighbour algorithm associated with implementing a spatially weighting function was used to resolve this issue. The results showed that a range of 0 to 0.3 mm/yr of downward movements for headworks, and increasing to 0.6 mm/yr for mid-chute parts and 1.3 mm/yr for the flip bucket. The same increasing pattern was also identified for the adjacent area in the south of the spillway. For the north of the spillway, on the other hand, PSs with high horizontal displacement rates were found to be located farther from the spillway and closer to the embankment crest. The headworks area was also noted to move at a rate of 0 to 0.3 mm/yr from west to east. The horizontal displacement rates rise to 0.5 mm/yr in the mid-chute and flip bucket but lower values were obtained for areas in between. In the north of the spillway, PSs from north to south were observed to generally show increasing horizontal displacement rates with magnitudes similar to those at the spillway. The same was true for the south of the spillway, except the maximum value that exceeds 1 mm/yr near the flip bucket. It was observed that the magnitude of displacement rates are consistent with the long-term trends established by previous studies on ORD which used SI's and extensometers measurements. However, the spatial trend in SAR results is not aligned with what is reported before, increasing from higher to lower elevations and west to east. This highlights the necessity of future studies using more recent in-situ data to examine the SAR results. Eventually, investigations on LOS time-series displacements demonstrated that the episodes of peaks and troughs in displacements of the the spillway follow the same pattern as the Oldman River level.

## 5 ACKNOWLEDGMENTS

This research was made possible by the Railway Ground Hazard Research Program (RGHRP), which is funded by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), Canadian Railway Company (CN), Canadian Pacific Railway (CP), and Transport Canada. RGHRP also includes partnerships with Queen's University

in Kingston, ON and the Geological Survey of Canada. We also appreciate the SARPROZ © team for granting an academic licence and providing the online support.

## 6 REFERENCES

- Amec Foster Wheeler. 2015. Oldman River Dam Deformation Monitoring Epoch 8 Survey Summary Report.
- Carlà, T., Tofani, V., Lombardi, L., Raspini, F., Bianchini, S., Bertolo, D., Thuegaz, P. and Casagli, N. 2019. Combination of GNSS, satellite InSAR, and GBInSAR remote sensing monitoring to improve the understanding of a large landslide in high alpine environment, *Geomorphology* 335:62-75.
- Chen, Y., Remy, D., Froger, J.L., Peltier, A., Villeneuve, N., Darrozes, J., Perfettini, H. and Bonvalot, S. 2017. Long-term ground displacement observations using InSAR and GNSS at Piton de la Fournaise volcano between 2009 and 2014, *Remote Sensing of Environment*, 194: 230-247.
- Choe, B.H., Blais-Stevens, A., Samsonov, S. and Dudley, J. 2021. Sentinel-1 and RADARSAT Constellation Mission InSAR Assessment of Slope Movements in the Southern Interior of British Columbia, Canada, *Remote Sensing*, 13(19):3999.
- Deng, J., Chan, D., and Martin, D. 2000. Review of Old Man Dam Right Bank Instrumentation Results. The University of Alberta Geotechnical Center. Prepared for Alberta Environment, December 2000.
- Environment Canada 2021. Water elevations of the Oldman River measured at near Pincher creek ,AB (05AA032). [https://wateroffice.ec.gc.ca/mainmenu/historical\\_data\\_index\\_e.html](https://wateroffice.ec.gc.ca/mainmenu/historical_data_index_e.html), Accessed on Dec16, 2021.
- Hendry, M.T., Chalcroft, D., Zaidi, H. and Iqbal, M.J. 2019. Instrumentation data review and long-term trends of displacement at the Oldman River Dam: a case study. In Proceedings of *Canadian Dam Association Annual Conference*, Calgary, Alberta, Canada, 1-15.
- Jerzykiewicz, T. and Sweet, A. R. 1985. Preliminary Report on Stratigraphic Setting of Oldman River Dam, Unpublished, Geological Survey of Canada, Calgary.
- Khorrami, M., Abrishami, S., Maghsoudi, Y., Alizadeh, B. and Perissin, D. 2020. Extreme subsidence in a



- populated city (Mashhad) detected by PSInSAR considering groundwater withdrawal and geotechnical properties, *Scientific Reports*, 10(1):1-16.
- Mancini, F., Grassi, F. and Cenni, N. 2021. A Workflow Based on SNAP–StaMPS Open-Source Tools and GNSS Data for PSI-Based Ground Deformation Using Dual-Orbit Sentinel-1 Data: Accuracy Assessment with Error Propagation Analysis, *Remote Sensing* 13(4):753.
- Motagh, M., Shamshiri, R., Haghghi, M.H., Wetzel, H.U., Akbari, B., Nahavandchi, H., Roessner, S. and Arabi, S. 2017. Quantifying groundwater exploitation induced subsidence in the Rafsanjan plain, southeastern Iran, using InSAR time-series and in situ measurements, *Engineering geology*, 218:134-151.
- Perissin, D., Wang, Z. and Wang, T. 2011. The SARPROZ InSAR tool for urban subsidence/manmade structure stability monitoring in China. In Proceedings of the *ISRSE*, Sydney, Australia, 1015.
- Sharifi, S., Hendry, M.T., Macciotta, R. and Evans, T. in press(a). Evaluation of filtering methods for use on high-frequency measurements of landslide displacements, *Natural Hazards and Earth System Sciences*.
- Sharifi, S., Macciotta, R. and Hendry, M. 2021. Reduction of stochastic noise in instrumentation readings: a comparison of simple moving average and Savitzky-Golay filters. In Proceedings of *GeoNiagra 2021*, Canadian Geotechnical Society Conference, Niagra, Ontario, Canada.
- Sharifi, S., Macciotta, R., Hendry, M.T. under review(b). Monitoring data processing algorithms to enhance detection of landslide acceleration moment and time-to-failure forecast, *Landslides*.
- Sinclair, B.J., Hartmaier, H.H., Davach, M.M., and Peters, J.E. 1989. Geology of the Oldman River Dam Site. *CANCOLD 30th Annual Meeting*, Waterton, Alberta.

# Development of landslide early warning thresholds for normally slow-moving landslide in the Western Canada Sedimentary Basin

Corey Froese<sup>1</sup>, Jeanine Engelbrecht<sup>2</sup>, Zachary Gousseau<sup>2</sup>, Kaitlyn Diederichs<sup>3</sup> & Aron Zahradka<sup>3</sup>

<sup>1</sup>BGC Engineering, Edmonton, Alberta, Canada

<sup>2</sup>BGC Engineering, Vancouver, British Columbia, Canada

<sup>3</sup>BGC Engineering, Calgary, Alberta, Canada



## ABSTRACT

In 2021, a project in the Western Canada Sedimentary Basin brought together five pipeline operators to support building a regional understanding of the relationships between landslide velocity and variations in hydroclimatic parameters, such as snow melt, precipitation, and soil moisture. Over 300 slope inclinometers, 40 Shape Accel Arrays, and regional InSAR displacement data were utilized to build time-displacement plots for over 40 individual slopes to review velocity trends ranging back nearly 30 years. These data were then compared with satellite-derived climate models to support the assessment of the effect of different hydroclimatic parameters on historical landslide accelerations. The initial data review highlighted spatial and temporal variations in the relative importance of hydroclimatic conditions, especially soil moisture and precipitation, in driving landslide activity accelerations. These observations will support regional situational awareness and ultimately the development of data driven exceedance alerts for landslide early warning.

## RÉSUMÉ

En 2021, un projet dans le Bassin Sédimentaire de l'Ouest Canadien a réuni cinq opérateurs d'oléoducs pour aider à établir une compréhension régionale des corrélations entre la dynamique des glissements de terrain et les variations de paramètres hydroclimatiques: fonte de neiges, précipitations et humidité des sols. Plus de 300 inclinomètres de pente, 40 Shape Accel Array (accéléromètres pour l'inclinaison) et données InSAR de déplacements régionaux ont été utilisés pour établir les variations de vitesses au cours des 30 dernières années. Pour évaluer les effets de plusieurs variables hydroclimatiques sur la vitesse des glissements de terrain historiques, ces données ont ensuite été comparées à des modèles climatiques par satellite. L'examen initial des données souligne des variations spatiales et temporelles d'importance relative des facteurs hydroclimatiques, principalement humidité des sols et précipitations, comme facteurs déterminants de la vitesse d'un glissement de terrain. Ces observations pourront être utilisées pour améliorer la compréhension des risques d'écoulements dans la région et pour aider au développement de systèmes d'alertes lorsque les conditions locales dépassent des paramètres prédéfinis.

## 1 INTRODUCTION

Landslides in the Western Canada Sedimentary Basin (WCSB) are widespread and lead to significant costs in terms of planning, design, mitigation, and response for industry, government agencies, and the public. A recent study published by Porter et al. (2019) estimated order-of-magnitude annual costs in the WCSB from slow-moving landslides exceed \$281 to \$450 million. Landslides in the WCSB typically occur on gentle to moderate slopes in glaciolacustrine sediments, tills, and underlying clay shale. They are often deep-seated and dormant or slow-moving. Occasionally the landslides reactivate or accelerate in response to progressive failure, changes in the natural environment, or human activity. It is during these periods of elevated activity and velocity that much of the safety, economic, and environmental risks occur (Porter, 2021).

To minimize the impacts of landslides on infrastructure, it is important to be able to complete mitigation efforts in a timely manner. This requires warning in advance of intolerable deformation. Although there is widespread experience in developing landslide monitoring and warning systems at the site level, a systematic assessment of the

correlation between observed landslide activity and climatic drivers has not been completed for the WCSB.

In late 2020, numerous North American pipeline operators requested that BGC develops precipitation-based thresholds to act as early indicators of a potential increase in landslide activity. In the absence of region-specific precipitation criteria for ground movement hazards, an interim threshold value corresponding to a 25-year precipitation event over a 24-hour period was used. However, international studies (Tiranti et al., 2013; Krogli et al., 2018) have demonstrated that the seasonal infiltration of water from snow melt and precipitation, coupled with the antecedent soil moisture conditions, are important factors that drive changes in landslide activity. Furthermore, while the correlation between rainfall intensity and duration and the occurrence of shallow landslide and debris flow events is well recognized, the correlations for deeper-seated, slow-moving slopes are not as clear.

This paper describes the initial findings of a program dedicated to the assessment of regional correlations between natural drivers and landslide activity. These findings form the basis for more rigorous analysis using data analytics and machine learning techniques, the results

of which will form the basis for the development of landslide early warning systems to support decision makers.

## 2 LANDSLIDE EARLY WARNING BACKGROUND

When implementing an early warning system for landslide activity change, there are three key stages of development (Calvello, 2017): the landslide model, the warning model, and the warning system implementation.

This paper describes work on the initial stage of development of the landslide model: the collection of data and the initial development of the tools to ingest and organize both hydroclimatic and landslide displacement data and to visually assess correlations. The remainder of this section puts this work in the context of the development of a landslide early warning system.

### 2.1 Landslide Model

The foundation of the early warning system is the development of robust correlations between water infiltration, soil hydrology and landslide activity. More specifically this requires the definition of a specific type of landslide (e.g., Cruden and Varnes, 1996) and the collection of temporal and spatial ground movement data for occurrences of that specific landslide type in a region. Historical hydroclimatic and hydrological data available in that region is also required. These data types are integrated into statistical and machine learning models to assess empirical relationships between hydroclimatic inputs and landslide activity change. Once models are calibrated and validated, they are utilized to form the basis for predictive models, on which warning thresholds can be superimposed. It is important to highlight that each region may have multiple landslide models if different types of landslides are present. A complex site could display both shallow landslides that exhibit a rapid response to precipitation and deeper-seated landslides that are impacted by longer term precipitation and wetting (soil moisture) trends.

### 2.2 Warning Model

The definition of the levels of activity change that are of significance is dependent on the asset type, end-user requirements and landslide type. For large landslides that move episodically, there may be ranges of velocities or total displacements that will have varying impacts on different types of assets and infrastructure. Therefore, specific thresholds will need to be tailored to each end-user's requirements. For rapid landslides on steep slopes, thresholds will need to provide a priori warning of the occurrence of a sudden event.

### 2.3 Warning System Implementation

Once a landslide model and warning model have been constructed, warning systems are developed to track trends against thresholds and generate alerts based on the end-user defined criteria. A warning system can vary greatly in complexity but will be driven by the types of data

available on which to base a warning, the tools available to process and communicate and the ability of the end users and stakeholders to respond. In most cases, simpler is often better, but warning systems must be designed within a risk management framework to assess the level of complexity that is required.

## 3 STUDY AREA DEFINITION

The pipeline operators requiring support for threshold development span most of North America. As this is a large landmass with significant variation in the type of landslide processes and climatic conditions, a focused study area was required to provide some degree of homogeneity in geology and climate. There is a large concentration of landslide activity data available in the Western Canada Sedimentary Basin (WCSB), the region depicted in Figure 1. As a result, this region was chosen for the development of the initial landslide model based on similarity of geology, topography, existing landslide susceptibility models and availability of instrumentation data.



Figure 1. Map of the Western Canada Sedimentary Basin study area.

Most of the land surface in the WCSB consists of a combination of glacial sediments and weakly lithified sedimentary bedrock that has been deeply incised by both ancient and modern river systems. Following the downcutting of these water courses, landslides initiated along weak seams in the bedrock and sediments and large portions of river and creek valleys in the region are covered by landslide deposits/colluvium. The landslides processes in this region have been studied for over 50 years and there is a wealth of information as to the process controls (Miller et al, 2018; Morgan et al, 2012; Fletcher et al, 2001). In addition, in recent years there have been statistically derived landslide susceptibility models built for Alberta by the Alberta Geological Survey (AGS) (Pawley et al, 2016a, b) and northeastern British Columbia (BGC, 2020) portions of the WCSB. These datasets provide statistically based and validated models as to the spatial occurrence of landslides in the region. The northeastern BC and Alberta models have been combined in Figure 2.

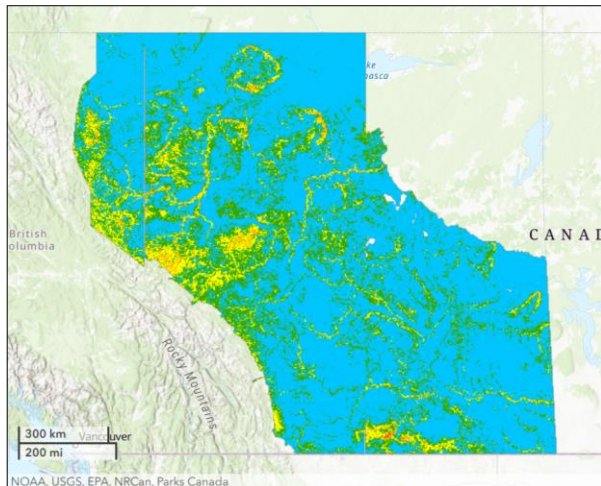


Figure 2. Landslide Susceptibility Map for the BC, Alberta and Saskatchewan Portions of the Western Canada Sedimentary Basin. Deeper orange and red areas represent high to very high landslide susceptibility, while green and yellow areas represent low to moderate landslide susceptibility.

## 4 DATA COLLECTION

### 4.1 Geotechnical Data

Geotechnical displacement data were received from five pipeline operators and a hydroelectric utility. The data made available ranged from digital files in native data format to data that needed to be manually extracted from PDF reports. **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** provides an overview of the volume of data collected. Figure 3 provides an overview of the spatial distribution of the sites from which the above data were collected.

Table 1. Summary of geotechnical displacement data collected by instrument type.

Monitoring Technology	Unique Monitoring Locations	Data Format
Slope Inclinometers (SI)	349	PDF, Tabular, DigiPro, GTilt, Database
Shape Acceleration Arrays (SAA)	48	PDF, Tabular, GTilt, Database
Vibrating Wire Piezometer (VWP)	122	PDF, Tabular, Database

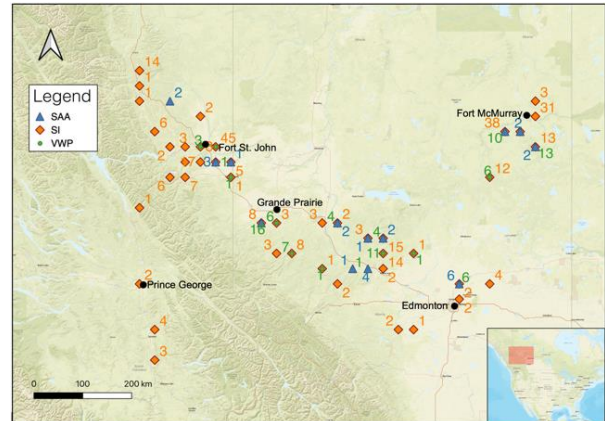


Figure 3. Overview of locations of collected geotechnical instrumentation data (with instrument counts for each site).

### 4.2 Hydroclimatic Data

Information on the hydroclimatic conditions was obtained from satellite derived hydroclimatic models and from historic precipitation data. The following sections describe the key data sets considered for this study.

#### 4.2.1 ERA-5 Soil Moisture Data

ERA-5 is a climatological reanalysis data product produced by Copernicus Climate Change Service (C3S) of the European Union (EU). The reanalysis model spans from the year 1950 to present on a 31 km horizontal grid at an hourly time step. ERA-5 is produced using the ECMWF Integrated Forecast System (IFS) (ECMWF, 2016), which is a global numerical model that couples the atmospheric, land, and ocean models (ECMWF, 2021). Observations are assimilated from direct surface, ground, air, and water measurements, and from indirect satellite observations (ECMWF, 2021; ECMWF, 2016).

A land surface hydrology model (HTESSEL) is coupled to the IFS to model the land-surface water and energy balances by describing the evolution of soil, vegetation, and snow conditions (ECMWF, 2021). The soil water budget is derived from physically based models and considers precipitation (accounting for solid vs. liquid phase), evaporation, interception, surface runoff, and sub-surface root extraction (with associated evapotranspiration) (ECMWF, 2016).

Modelling of sub-surface volumetric soil moisture content is done using a four-layer soil model with the following depths:

- Layer 1: 0 – 7 cm
- Layer 2: 7 – 28 cm
- Layer 3: 28 – 100 cm
- Layer 4: 100 – 289 cm.

The bottom boundary condition assumes free drainage, which is a potentially problematic assumption for association with ground movements driven by pore-pressure increases. However, as long as this limitation is recognized, the soil moisture model provides a valuable indication of the deeper groundwater recharge conditions over time, particularly at a relative scale (ECMWF, 2016).

#### 4.2.2 Canadian Precipitation Analysis

The Regional Deterministic Precipitation Analysis (RDPA) – Canadian Precipitation Analysis (CaPA) is a modelled data product produced by Environment and Climate Change Canada (ECCC). CaPA provides quantitative precipitation estimates (QPE) over Canada (and the USA) by integrating precipitation measurements (including rain gauges, weather radar, and satellite observations) with a numerical weather prediction (NWP) model (ECCC, 2014). The short-term NWP model is critical to CaPA to compensate for the low density of meteorological stations and weather radars in Canada (Fortin et al., 2018).

CaPA data is available from 2002 to present on a 10 km horizontal grid at a six-hourly time step. CaPA provides the best (known) available gridded estimates of precipitation across Canada, however some limitations which should be recognized include (Lespians et al., 2015; Fortin et al., 2018):

- i) Reliable precipitation measurements are scarce in many parts of Canada
- ii) Measurement of solid precipitation is often unreliable
- iii) Precipitation is an extremely difficult meteorological parameter to accurately measure and forecast, and the NWP model has known biases
- iv) Localized convective precipitation events are not well captured by the NWP model.
- v) Since CaPA estimates total precipitation (liquid + solid), it should be combined with phase and snowmelt estimates to obtain the ground-surface water availability, particularly in areas such as the WCSB where snow and snow melt are a significant component of the water cycle.

## 5 SUMMARY OF OBSERVED TRENDS

An interactive plotting application was built using the Python programming language to visualize the hydroclimatic data along with the displacement data at each discrete monitoring location. The timeseries plots in the following sub-sections are extracted from this tool. The application connects to custom-built instrumentation database and plots displacement or velocity data from SI, SAA, GPS, and InSAR observations. The application also connects to the hydroclimatic data sources, described in Section 4, to compute and plot rolling precipitation totals of user configurable durations, snow melt, and soil moisture at each of the four ERA5 soil model depths. The plot window is interactive and can be zoomed and panned to visually compare the relationship between displacement/velocity and the hydroclimatic variables at different temporal scales.

The following sub-sections describe the preliminary findings of comparing spatial and temporal soil moisture variation with the collected ground movement instrumentation data.

#### 5.1 Regional Soil Moisture Variation

As indicated in Section 4.2.1, the ERA-5 data product allows for a spatial overview of modelled soil moisture across the globe since 1950. While the soil moisture values from models or measured from satellite will vary from local in-situ measurements (Thomas et al, 2019), they provide valuable insight into spatial and temporal trends across the region. As an example, Figure 4 provides a map of the distribution of volumetric soil moisture values across Western Canada on July 4, 2021. We observe pronounced regional differences in soil moisture content across the region, ranging from very dry (0 to 0.3 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>) in the craton region of northeastern Saskatchewan to relatively wet (0.5 to 0.7 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>) in a zone between the northeastern portion of BC to the northeast Alberta. As antecedent soil moisture conditions are considered key predisposing factors for landslide activity change, these regional differences were explored in detail through space and time for the initial development of landslide thresholds.

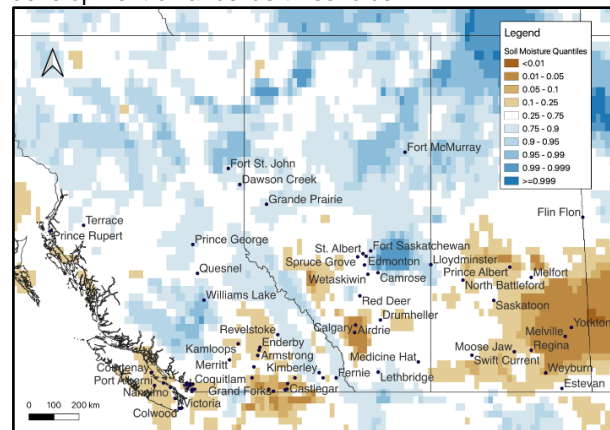


Figure 4. Volumetric soil moisture derived from ERA5 hourly data for July 4, 2021.

#### 5.2 Decadal Landslide Activity and Soil Moisture

In the WCSB, there are decades of observations noting periods with anomalous increases in landslide activity compared to longer term/decadal trends. Typically, these years are described as “wet” years or “dry” years. The 70-year record of ERA-5 soil moisture measurements enable the assessment of the spatial variability in soil moisture conditions at a particular point in time, but also to assess the changes and trends in soil moisture conditions over time.

For the initial development of thresholds for soil moisture conditions and landslide activity, the focus of the analysis was on key sites where significant historical landslide activity had been noted. As both 2013 and 2020 were highlighted anecdotally as “bad” years in both

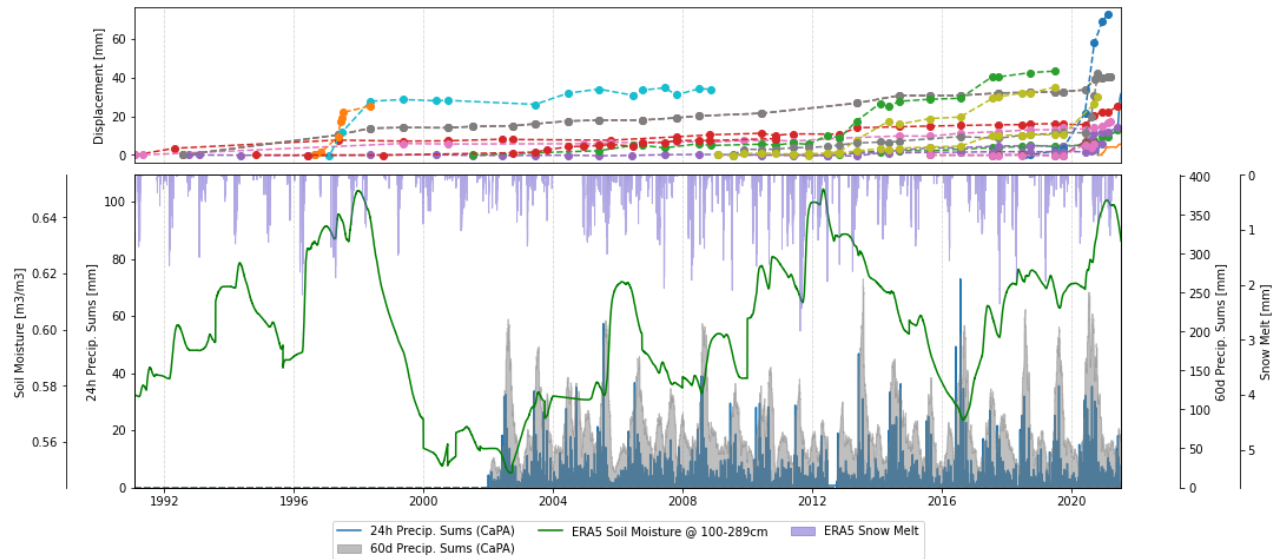


Figure 5. Displacement, precipitation, and soil moisture data for 1990 to 2020 for a site on the Athabasca River.

northern Alberta and British Columbia, these two time periods were initially reviewed.

At a site on the Athabasca River, west of Fort McMurray, there is a 30-year monitoring history that allows for a direct comparison of periods of higher landslide activity with hydroclimatic trends (Figure 5). The ERA-5 modelled soil moisture shows distinct “wet” peaks in the late 1990’s, between 2011-2013 and in 2020 that appear to correlate with an increase in displacement rates over the same periods. While shorter term precipitation and snow melt trends likely controlled the actual onset of accelerations during these timeframes, the overall decadal soil moisture trends appear to provide the foundational controls on the overall timing of activity changes. Figure 6 shows this data together to illustrate visually determined relationships between precipitation, soil moisture and recorded displacements.

### 5.3 Relative Importance of Soil Moisture/Precipitation in Relation to Landslide Activity

Another key observation was the interaction between precipitation/snowmelt and soil moisture that builds on the longer-term relations discussed above. Figure 6 provides an overview of hydroclimatic and SAA data for a continuously monitored site in Central Alberta for the period of 2018 to 2021. When comparing the 2019 and 2020 short term (24-hour) and medium term (60-day) precipitation accumulations, during both years the overall precipitation trends were similar, although the slope displacements observed during these periods differed significantly. In May 2019, the base soil volumetric soil moisture was measured as approximately  $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^3$  when compared to a base volumetric soil moisture value of approximately  $0.34 \text{ m}^3/\text{m}^3$  in April 2020 (a 13% increase). During both periods, 60-day precipitation accumulations of approximately 250 mm were measured with maximum 24-hour precipitation accumulations of less than 40 mm. It appears that the main

difference between the spring of 2019 and 2020 is that in 2019 there was an initial increase in soil moisture from snow melt in April, followed by a warming period and evaporation/drying prior to the rainy June period. In 2020 there was also a marked increase in soil moisture following snow melt, but the soil moisture level did not decrease prior to the arrival of the rains in June. In June 2020, accelerations were measured in the SAAs, while there were no movements observed in the same time period in 2019. Similar trends were observed at other monitored landslide sites in the study area.

## 6 FUTURE DEVELOPMENTS

### 6.1 Machine Learning Model Development

The relationships between water infiltration, subsurface hydrology and landslide activity change are complex. At the site-specific scale, detailed investigations are undertaken to establish relationships and provide site-specific monitoring and warning. At the regional scale, this detailed level of understanding is not typically achievable and therefore empirical correlations between hydroclimatic parameters and activity are developed.

An example of an empirical model is the one utilized by the Norwegian National Flood and Landslide Forecasting Center at the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) (Krogli et al., 2018). Their model utilizes machine learning to assess the relative contributions of different hydroclimatic variables to the historical occurrence of landslides across regions in order to predict where there is an increased likelihood of landslide initiation. NVE then utilizes a regional network of meteorological stations to provide input to predictive models and provides

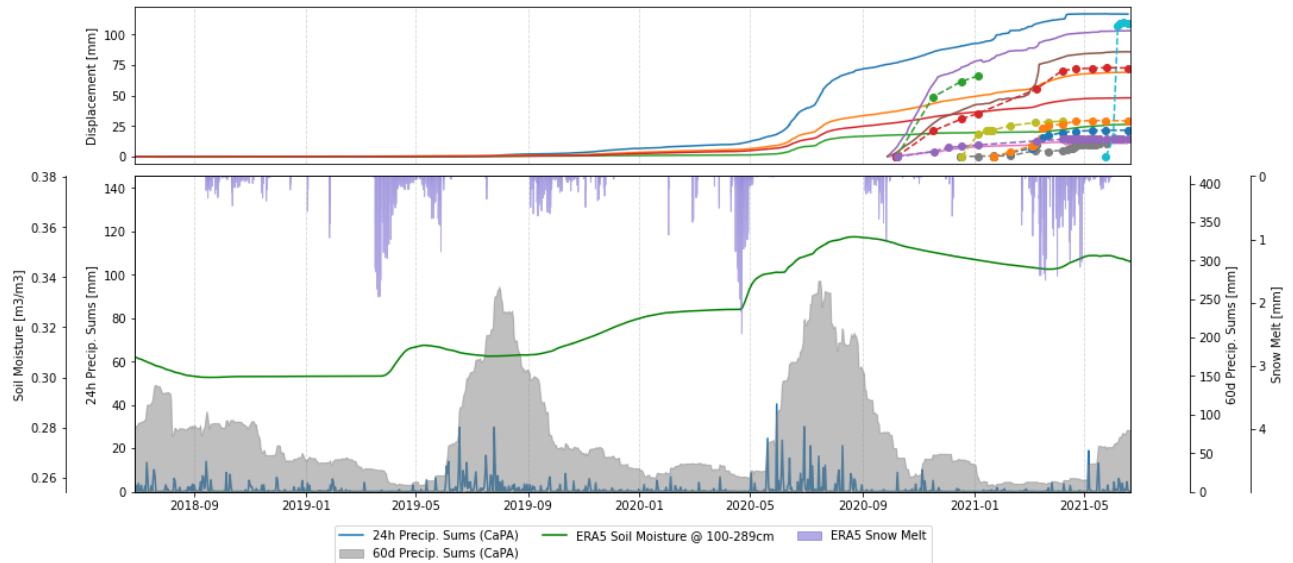


Figure 6. Comparison of hydroclimatic data and ground deformations for a site in Central Alberta with a focus on the 2019-2020 time period.

regional threshold exceedance alerts based on pre-defined boundaries (Table 2).

The next phase of work in the WCSB will focus on developing similar empirical relationships by ingesting the time-dependent displacement data together with the hydroclimatic data obtained from the ERA-5 and CaPA models. Machine learning and statistical models will explore the multivariate relationships between hydroclimatic inputs and landslide activity, with the goal of deriving statistically significant and validated relationships that would support automated alert generation.

## 6.2 Threshold Refinement

Once reliable empirical relationships between landslide activity and hydroclimatic inputs are derived for the WCSB study area (landslide model), the development of applicable thresholds for different operators and asset types is required. When considering the application of regional thresholds (warning model) the tolerable rates are very much dependent on asset type, asset condition and operator risk tolerance. While there can be general regionally based thresholds developed for certain suites of assets (pipelines, highways, streets, municipal infrastructure) each operator may require a different threshold based on their operational requirements. Often regional warning models and warning systems are utilized as a triage to support targeted response by asset owners so there is not a one-size-fits-all approach.

For the WCSB, the future focus will be to build on work undertaken in 2021 in relation to the assessment of the probability of velocity state transitions for landslides (Porter, 2021) and integration into risk-based decision making for asset owners. The work by Porter (2021) postulates that the slow-moving landslides most likely to experience an increase in velocity in response to an increase in precipitation and soil moisture are those that are already moving, and that faster-moving landslides are more likely to increase velocity than slower-moving

landslide, all else being equal. By highlighting the landslides most susceptible to landslide velocity increases in response to exceedance of hydroclimatic thresholds, and by determining tolerable rates of movement in relation to impacts on infrastructure, precipitation and soil moisture thresholds can help inform site-specific action response plans.

## 6.3 Raster-Based Warning System

Currently BGC provides location-specific alerts for precipitation threshold exceedances in relation to the potential for scour at watercourse crossings. This system utilizes local conditions at the watercourse crossings (geometry, soil cover, stream order and catchment) to support the understanding of what level of precipitation accumulation would lead to an exceedance of a critical flow at a crossing location. The alerts have been automated utilizing BGC's Precipitation Network Tools (PNT) that harness gauge data and forecasts (CaPa) to generate email alerts as to the exceedance of site specific and regional thresholds. Currently PNT is also being utilized to track precipitation against the precipitation-based thresholds and to generate alerts for both 24-hour and 60-day exceedances. With respect to regional landslide early warning, alerts are intended to cover a variety of sites in a region with similar attributes where there is a potential for an increase in landslide activity. This could include both known/documented sites and other sites that have not been previously documented. As such point source notifications such as utilized for water course crossings are not suitable and raster-based approaches require further consideration.

Ultimately a raster-based approach will need to consider the probability that a landslide exists (or may develop) at a certain location (susceptibility) and the probability that a hydroclimatic threshold for that type of landslide may be exceeded at that location. This is a similar model employed by NASA's LHASA 2.0 (Stanley et al., 2021) where

machine learning models have been calibrated with international landslide inventory data, satellite-derived hydroclimatic models (SMAP L4) and modelled rainfall products (antecedent and daily) to support nowcasting related to the probability of landslide occurrence on a global scale. Figure 6-4 provides an example of a raster-based alert generated by the LHASA model.

While LHASA provides a powerful global situational awareness tool it is trained primarily on data obtained for landslides in steep terrain in regions proximal to oceans where ocean-derived storms produce extremely intense short duration rainfall events that have triggered shallow rapid failures on steep slopes. While this model is not as applicable to inland, continental processes and episodically moving deep-seated landslides, the process in which raster-based alerts derived from the intersection of landslide susceptibility and threshold exceedance probability can be issued to provide regional situational awareness. Further development of similar products more applicable to inland environments and slope processes are proposed to be developed in the future.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank BGC Engineering Inc. along with their clients for supporting this work: Enbridge Gas Inc., Enbridge Liquids Inc., Inter Pipeline Ltd., Pembina Pipeline Corp., and Husky Energy Inc.

## 8 REFERENCES

- Baum, R.L., Godt, J.W., 2010. Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. *Landslides* 7, 259–272. <https://doi.org/10.1007/s10346-009-0177-0>.
- BGC, 2020. Northeast British Columbia Landslide Susceptibility Map. Reported submitted to the BC Oil and Gas Research and Innovation Society. BGC Project 2178001.
- Calvello, M., 2017. Early warning strategies to cope with landslide risk. *Riv. Ital. Geotec.* e2, 63–69. <https://doi.org/10.19199/2017.2.0557-1405.063>.
- Chan, C.H.W., Ting, S.M., Wong, A.C.W., 2012. Development of Natural Terrain Landslip Alert Criteria. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- Environment and Climate Change Canada (ECCC), 2014. The Canadian Precipitation Analysis (CaPA). [Web page]. Retrieved from [https://collaboration.cmc.ec.gc.ca/cmc/cmoi/product\\_guide/docs/lib/capa\\_information\\_leaflet\\_20141118\\_en.pdf](https://collaboration.cmc.ec.gc.ca/cmc/cmoi/product_guide/docs/lib/capa_information_leaflet_20141118_en.pdf)
- Environment and Climate Change Canada (ECCC), 2020. Regional Deterministic Precipitation Analysis System (CaPA-RDPA) - Upgrade of version 3.2.0 to version 4.0. Technical Note.
- European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF). (2016). IFS Documentation CY41R2. <http://dx.doi.org/10.21957/vhe0zlxr8>
- European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF). (2021). Forecast User Guide [Web page]. Retrieved from <https://confluence.ecmwf.int/display/FUG/Forecast+User+Guide>
- FAO (2003). Digital soil map of the world (DSMW). Technical report, Food and Agriculture Organization of the United Nations, re-issued version.
- Ferris, G., Grover, P., Zahradka, A. (2021). Real time rainfall monitoring for pipeline geohazards. *Proceedings of the 2021 4th International Pipeline Geotechnical Conference*. Virtual (On-line).
- Fletcher, L., O. Hungr, and S.G. Evans. 2002. Contrasting failure behaviour of two large landslides in clay and silt. *Canadian Geotechnical Journal* 39: 46–62.
- Fortin, V., Roy, G., Donaldson, N., & Mahidjiba, A. (2015). Assimilation of radar quantitative precipitation estimations in the Canadian Precipitation Analysis (CaPA). *Journal of Hydrology*, 531, 296–307.
- Fortin, V., Roy, G., Stadnyk, T., Koenig, K., Gasset, N., & Mahidjiba, A. (2018). Ten Years of Science Based on the Canadian Precipitation Analysis: A CaPA System Overview and Literature Review. *Atmosphere - Ocean*, 56(3), 178–196. <https://doi.org/10.1080/07055900.2018.1474728>
- Guzzetti F, Peruccacci S, Rossi M, Stark CP (2007) Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe. *Meteorog Atmos Phys* 98:239–267. doi:10.1007/s00703-007-0262-7
- Guzzetti, F., Gariano, S., Peruccacci, S., Brunetti, M.T., Marchesini, I., Rossi, M., Melillo, M. 2020. Geographical landslide early warning systems. *Earth-Science Reviews*. <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2019.102973>
- Jakob, M., Owen, T., Simpson, T., 2012. A regional real-time debris-flow warning system for the District of North Vancouver, Canada. *Landslides* 9, 165–178. <https://doi.org/10.1007/s10346-011-0282-8>.
- Kirschbaum, D., Adler, R.F., Hong, Y., Kumar, S., Peters-Lidard, C., Lerner-Lam, A., 2012. Advances in landslide nowcasting: evaluation of a global and regional modeling approach. *Environ. Earth Sci.* 66, 1683–1696. <https://doi.org/10.1007/s12665-011-0990-3>.
- Krogli, I., Devoli, G., Colleuille, H., Boje, S., Sund, M., Engen, I-K. 2018. The Norwegian forecasting and warning service for rainfall- and snowfall- induced landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 18: 1427-1450.
- Lespinas, F., Fortin, V., Roy, G., Rasmussen, P., & Stadnyk, T. (2015). Performance evaluation of the Canadian Precipitation Analysis (CaPA). *Journal of Hydrometeorology*, 2045–2064. <https://doi.org/10.1175/JHM-D-14-0191.1>
- Mailhot, J., Bélair, S., Lefaiivre, L., Bilodeau, B., Desgagné, M., Girard, C., Qaddouri, A. (2006). The 15-km version of the Canadian regional forecast system. *Atmosphere-Ocean*, 44(2), 133149.
- Miller, B., Dufresne, A, Geertsema, M., Atkinson, N., Evensen, H., Cruden, D. 2018. Longevity of dams from landslides with sub-channel rupture surfaces, Peace River region, Canada. *Geoenvironmental Disasters* 5, 1(2018). <https://doi.org/10.1186/s40677-017-0090-0>



- Morgan A.J., R.C. Paulen, S.R. Slattery, and C.R. Froese. 2012. Geological setting for large landslides at the town of Peace River Alberta (NTS 84C). Energy Resources Conservation Board / Alberta Geological Survey, Open File Report 2012-04.
- Pawley, S.M., Hartman, G.M.D. and Chao, D.K. (2016a). Relative landslide susceptibility model of the Alberta Plains and shield regions. Alberta Energy Regulator, AER/AGS Map 605, scale 1:1,00,000.
- Pawley, S.M., Hartman, G.M.D. and Chao, D.K. (2016b). Relative Landslide Susceptibility Model of the Alberta Plains and Shield Regions (gridded data, geotiff format). Alberta Energy Regulator, Digital data DIG 2016-0044. geoTIFF format, downloaded from [https://ags.aer.ca/publications/DIG-2016-0044.html]
- Porter, M. 2021. Conceptual Markov models for estimating velocity transition probabilities for landslides in the Western Canada Sedimentary Basin. In *Proceedings of the 2021 Canadian Geotechnical Conference*. Niagara Falls, ON.
- Porter, M., Van Hove, J., Barlow, P., Froese, C., Bunce, C., Skirrow, R., Lewycky, D., Bobrowsky, P. 2019. The estimated economic impacts of Prairies landslides in Western Canada. *Proceedings of the 2019 Canadian Geotechnical Conference*, St. Johns, Newfoundland.
- Stanley, T., Kirschbaum, D., Benz, G., Emberson, R., Amatya, P, Medwedeff, W, Clark, M. 2021. Data-driven landslide nowcasting at the global scale. *Frontiers in Earth Science*. 9:640043.doi: 10.3389/feart.2021.640043
- Thomas, M. A., Collins, B. D., & Mirus, B. B. (2019). Assessing the feasibility of satellite-based thresholds for hydrologically driven landsliding. *Water Resources Research*, 55,9006–9023. <https://doi.org/10.1029/2019WR025577>
- Tiranti, D., Rabuffetti, D., Salandin, A., Tararbra, M. 2013. Development of a new translational and rotational slides prediction model in Langhe Hills (north-western Italy) and it's application to the 2011 March landslide event. *Landslides*, 10: 121-138.

# Characterizing seismic activity from a rock cliff with unsupervised learning, the case of Gros-Morne, Haute-Gaspésie

Alexi Morin<sup>1</sup>, Bernard Giroux<sup>1</sup> & Francis Gauthier<sup>2</sup>

<sup>1</sup>*Institut National de la Recherche Scientifique, Québec, Québec, Canada*

<sup>2</sup>*Université du Québec à Rimouski, Rimouski, Québec, Canada*



## RÉSUMÉ

La route 132 est enclavée entre le Saint-Laurent et d'imposantes parois rocheuses composées de séquences sédimentaires hautement instables de grauwaque et shale. Le Ministère des Transports du Québec recense plus de 500 chutes de pierres annuellement dans la région. L'écoute par sismique passive représente un outil intéressant pour détecter les chutes de pierres ainsi que leurs développements. La méthode proposée consiste à détecter un grand nombre d'événements sismiques à l'aide de filtres STA-LTA sensibles. 93 variables décrivant les signaux sont ensuite calculées pour chacun des événements pour procéder à un partitionnement des données à l'aide de mélanges gaussiens. La méthode est testée sur un jeu de données de plus de 22000 signaux sismiques enregistrés pendant une période de plus d'un an par trois capteurs sismiques triaxiaux installés au sein d'une paroi rocheuse à Gros-Morne. Le partitionnement permet de discriminer en partie les signaux sismiques liés à l'activité géomorphologique de l'activité anthropique en raison de la distribution spatio-temporelle non-uniforme d'une classe de signaux.

## ABSTRACT

The north shore of the Gaspésie peninsula is principally composed of highly unstable sedimentary sequences of graywacke and mudrock. The Ministère des Transports du Québec registers more than 500 rockfalls per year in the area. Passive seismic presents itself as an interesting tool to detect rockfalls and their development. The proposed method uses sensitive STA-LTA filters to detect a very large number of seismic events. 93 variables synthesizing various features in the signals are then computed for every seismic event to perform clustering with gaussian mixtures. The method is tested on a dataset of more than 22000 seismic events recorded during more than a year by three triaxial sensors installed within a rock cliff in Gros-Morne. The clustering lets us partially discriminate seismic signals linked to geomorphological from anthropic activity by the non-uniform spatio-temporal distribution from one cluster.

## 1 INTRODUCTION

Rock cliffs can generate rockfalls resulting in casualties and major damage for human infrastructures (Highland and Bobrowsky 2008; Froude and Petley 2018). While the different mechanisms and geological processes behind rockfalls are understood (Wyllie et al. 2004; Hoek 2007), their link to different meteorological variables are not, especially on a shorter timescale (D'Amato et al. 2016). Predicting rockfall hazard thus remains difficult for events of smaller sizes (Carlà et al. 2019). The processes precursor to rockfalls, and the rockfalls themselves, generate detectable seismic events, making passive seismic and micro-seismology viable tools to monitor and eventually predict rock fall hazards (DeParis et al. 2008; Dammeier et al. 2011; Provost et al. 2016). In an effort towards creating a rock fall prediction tool, the Laboratoire de Géomorphologie et de Gestion des Risques en Montagne (LGGRM) from Université du Québec à Rimouski (UQAR) installed multiple instruments to monitor meteorological and geological parameters within a rock cliff located in Gros-Morne, Québec. Furthermore, tri-axial seismic sensors were installed at the site with the goal of detecting geomorphologically linked seismic events to study their temporal correlation to meteorological variables. This study presents the methodology used to filter geomorphologically linked seismic events from anthropogenic noise. The methodology is based on

computing variables synthesizing various properties of a given seismic event and the use of Gaussian Mixture Models (GMMs) (Alpaydin 2020) for clustering. We choose a number of three clusters with the goal of detecting three typical signals: either deformation in the rock cliff, rockfalls and anthropic noise. We can show that one of the resulting clusters of seismic events has a non-uniform temporal and spatial distribution, corroborating the idea that it is not related to geomorphological but human activity.

## 2 STUDY SITE

The Haute-Gaspésie region, located in the northeastern part of the Appalachian geological province, is served by road 132, landlocked between the St-Lawrence estuary and imposing rock cliffs, constituted of highly fractured sedimentary sequences of graywacke and mudrock (flyschs) (Biron 1971). These rock sequences are unstable due to the differential erosion between the frail mudrock and the more competent graywacke (Cano and Thomás 2013; Mišćević and Vlastelica 2014). More specifically, the graywacke is put under a progressively raising stress as the mudrock is eroded (Gauthier et al. this conference). The stress eventually reaches the graywacke's tension

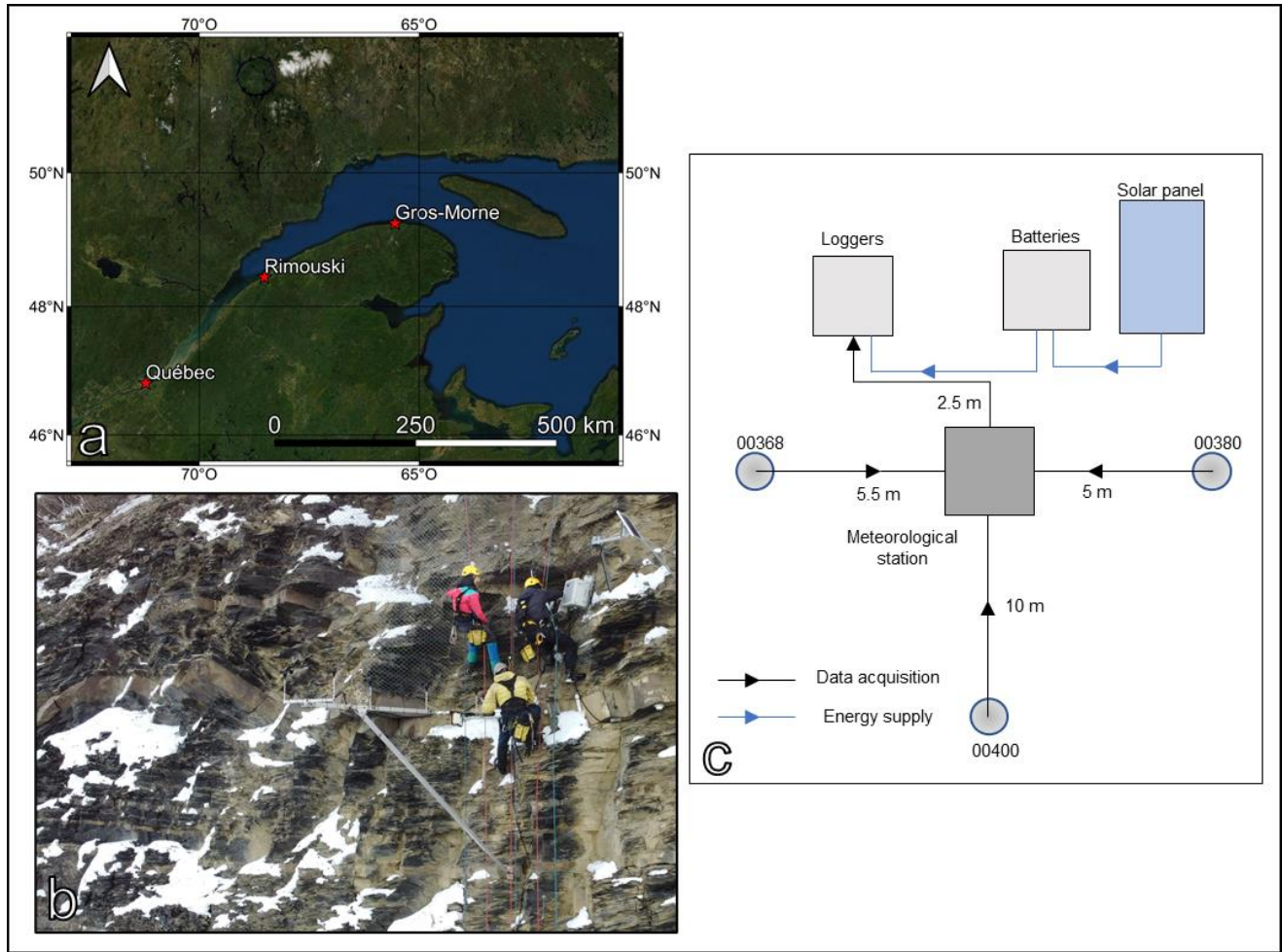


Figure 37: a) Study site location. b) Weather station installed within the rock cliff. Displayed are the solar panel, data loggers and anemometers. c) Simplified three geophone setup. Every triaxial sensor (00368, 00380 and 00400) are installed around half a meter down a borehole drilled orthogonally to the rock wall.

resistance, causing the rupture and fall of graywacke blocks (Miščević and Vlastelica 2014). LGGRM installed multiple instruments in 2017 within a rock cliff located near the village of Gros-Morne in Haute-Gaspésie (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). In 2020, three tri-axial geophones were added to the station's instruments (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). The geophones were cemented in horizontal boreholes within thick enough graywacke layers at an average depth of 57 cm. The sensors have a natural frequency of  $4.5 \text{ Hz} \pm 0.5$  and a sensibility of  $78.9 \text{ V m}^{-1} \text{ s}^{-1} \pm 5\%$ . Each 3C geophone is connected to a Nanometrics Pegasus logger that records continuously at a sampling frequency of 1 kHz. The Pegasus loggers are powered by a 28 Ah 12V battery maintained with a MPPT regulated 95W solar panel as displayed by the simplified sketch in **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**c. It should be noted that power issues occurring between October 2020 and April 2021 caused multiple interruptions in data acquisition. The solar panel was changed in April and no power loss have been reported since.

### 3 METHODOLOGY

To classify the seismic events, we propose an unsupervised learning method using a high number of seismic events. By computing statistical features based on the properties of each signal, we use clustering to discriminate significant signals (rockfalls and deformation) from non-significant signals (anthropic noise).

#### 3.1 Event detection

A commonly used method for event detection in seismology is STA-LTA (*Short Time Average over Long Time Average*) (Akram et al. 2016). In this method, the ratio of two different moving average windows is computed, such that:

$$\frac{STA}{LTA}(\mathbf{x}_k, N_S, N_L) = \frac{\frac{1}{N_S} \sum_{l=n-N_S}^n CF(\mathbf{x}_k^l)}{\frac{1}{N_L} \sum_{l=n-N_L}^n CF(\mathbf{x}_k^l)}, \quad [1]$$

where  $CF(\mathbf{x}_i)$  is a characteristic function of the seismic signal (Akram et al. 2016). Many characteristic functions exist and tend to be variations of absolute values or square of the original signal, to have only positive values and/or exaggerating higher values. The longer window aims to capture ambient noise while the short one captures local temporal variations, i.e. seismic events (Akram et al. 2016). When the ratio reaches a given threshold  $\tau_{in}$ , a seismic event is triggered. The event lasts until the ratio reaches another threshold  $\tau_{out}$ . Figure 38 shows an example of a typical waveform.

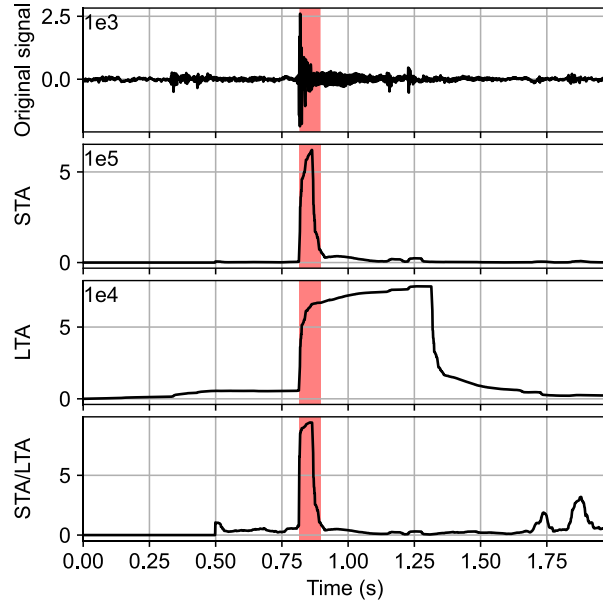


Figure 38: Example STA-LTA, with characteristic function  $\mathbf{x}_k^2$ . Short-term average window is 0.05 seconds while the long-term average window is 0.5 seconds. In and out trigger thresholds are respectively 5 and 1.

While STA-LTA is simple to understand, computationally inexpensive and works well, it relies on defining four hyperparameters that are often difficult to calibrate (Akram et al. 2016; Dammeier et al. 2011; Provost et al. 2016). This is particularly the case for non-categorized datasets (Kortström et al. 2016). Furthermore, the parameters are highly dependant on the types of events that are to be detected, ambient noise in the area and so on (Akram et al. 2016). Many authors have tried to use more sophisticated methods, for example relying on Hidden Markov Models (Beyreuther et al. 2012; Jones et al. 2015) or deep learning (Ross et al. 2019), based on speech recognition methods. Here, we use an arbitrarily sensitive STA-LTA window, defined by the parameters shown in Table 4 and implemented through the obspy python library (Beyreuther et al. 2010). We choose a commonly used characteristic function for three component geophones:

$$CF(\mathbf{x}_k) = |\mathbf{x}_n| + |\mathbf{x}_e| + |\mathbf{x}_z|, \quad [ 2 ]$$

where  $\mathbf{x}_n$ ,  $\mathbf{x}_e$  and  $\mathbf{x}_z$  are the northing, easting and vertical channels respectively (Akram et al. 2016). The parameters values for the STA-LTA and thresholds were chosen by trial and error, aiming to detect as many events as possible.

Table 4: STA-LTA parameters used.

Parameters	Symbol	Value
Short window	$N_S$	$2.5 \times 10^2$
Long window	$N_L$	$3.0 \times 10^4$
In threshold	$\tau_{in}$	30
Out threshold	$\tau_{out}$	5

As multiple 3C sensors are available, we want to be able to use information from the entirety of the network. Because of the proximity of the geophones, we assume that the wave arrives close in time at every sensor. We then compute the STA-LTA filter from the trace of every geophone and take the maximum value from each at any given time. Our effective STA-LTA filter is then:

$$\frac{STA}{LTA_{eff}}(\mathbf{x}_k, N_S, N_L) = \max_{i=1}^3 \frac{STA}{LTA_i}(\mathbf{x}_k, N_S, N_L). \quad [ 3 ]$$

This way, chances to pick events are maximized as the event must be above the threshold for only one sensor.

### 3.2 Feature computation

We follow an approach for feature computation described by Provost et al. (2016). For every detected seismic event, a total of 93 variables are computed. The variables capture characteristics of the signal that can be grouped in five categories:

- the envelope,
- the spectre,
- the STA-LTA signal,
- the wave's polarization and,
- the correlation between geophones.

For the first three categories, the variables are computed on the signal showing the maximum signal to noise ratio (STN), computed as the ratio between the maximum absolute value of the signal's amplitude and its standard deviation:

$$STN(\mathbf{x}) = \frac{\max_{i=1}^n |x_i|}{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}. \quad [ 4 ]$$

For the last two categories, they are computed on data coming from the entirety of the geophone network. Table 5 gives a short description of every variable computed for every seismic signal.

Table 5: Synthesis of the 93 variables computed for every seismic event.

Variable	Category	Description
<b>abscorrAVG</b>	Correlation	Average correlation of the absolute value from the correlation matrix
<b>abscorrMAX</b>	Correlation	Maximum correlation of the absolute value from the correlation matrix
<b>abscorrMED</b>	Correlation	Median correlation of the absolute value from the correlation matrix
<b>abscorrMIN</b>	Correlation	Minimum correlation of the absolute value from the correlation matrix
<b>abscorrRANGE</b>	Correlation	Difference between maximum and minimum correlation of the absolute value from the correlation matrix
<b>abscorrSTD</b>	Correlation	Standard deviation from the absolute value from the correlation matrix
<b>corrAVG</b>	Correlation	Average correlation of the correlation matrix
<b>corrMAX</b>	Correlation	Maximum correlation of the correlation matrix
<b>corrMED</b>	Correlation	Median correlation of the correlation matrix
<b>corrMIN</b>	Correlation	Minimum correlation of the correlation matrix
<b>corrRANGE</b>	Correlation	Difference between maximum and minimum correlation of the correlation matrix
<b>corrSTD</b>	Correlation	Standard deviation from the correlation matrix
<b>DUR</b>	Envelope	Duration of the recorded signal
<b>ENERGY BP a-b</b>	Envelope	Energy from the envelope with a bandpass signal from a to b Hz. Computed with slices of 50 Hz, from 1 to 499.
<b>ENERGY BS a-b</b>	Envelope	Energy from the envelope with a bandstop signal from a to b Hz. Computed with slices of 50 Hz, from 1 to 499.
<b>envAREA</b>	Envelope	Area under the signal's envelope. The envelope is computed as the real part of the signal's Hilbert transform and the area is computed through trapezoidal integration.
<b>envAVG</b>	Envelope	The average amplitude from the signal's envelope.
<b>envKURT</b>	Envelope	The kurtosis from the signal's envelope.
<b>envMAX</b>	Envelope	The maximum amplitude from the signal's envelope.
<b>envNPEAKS</b>	Envelope	The number of peaks in the signal. Computed through scipy's find_peaks function.
<b>envSKEW</b>	Envelope	Skew from the signal's envelope.
<b>KURT BP a-b</b>	Envelope	Kurtosis from the envelope with a bandpass signal from a to b Hz. Computed with slices of 50 Hz, from 1 to 499.
<b>KURT BS a-b</b>	Envelope	Kurtosis from the envelope with a bandstop signal from a to b Hz. Computed with slices of 50 Hz, from 1 to 499.
<b>RISETIME</b>	Envelope	Time until the signal's maximum amplitude.
<b>STN</b>	Envelope	Strongest signal to noise ratio of the signals.
<b>MEAN BEARING</b>	Polarization	Mean azimuth from the three geophones' signals. Azimuth is computed individually for the three signals through Flinn's method (Flinn, 1965)
<b>MEAN PLANARITY</b>	Polarization	Mean planarity from the three geophones' signals. Planarity is computed individually for the three signals through Flinn's method (Flinn, 1965)
<b>MEAN PLUNGE</b>	Polarization	Mean plunge from the three geophones' signals. Plunge is computed individually for the three signals through Flinn's method (Flinn, 1965)
<b>MEAN RECTILINEARITY</b>	Polarization	Mean rectilinearity from the three geophones' signals. Rectilinearity is computed individually for the three signals through Flinn's method (Flinn, 1965)
<b>PLANE DIP</b>	Polarization	Dip of the plane of best fit containing the three geophone's signals.
<b>PLANE STRIKE</b>	Polarization	Strike of the plane of best fit containing the three geophone's signals.
<b>R VALUE</b>	Polarization	Measure of similarity between the polarization of the three geophone's signals. (Kamb, 1959).
<b>VAR PLANARITY</b>	Polarization	Variance of the planarity between the three geophones' signals.
<b>VAR RECTILINEARITY</b>	Polarization	Variance of the rectilinearity between the three geophones' signals.
<b>dftARGMAX</b>	Spectre	Frequency at which the amplitude is maximal from the signal's spectre
<b>dftAVG</b>	Spectre	Average amplitude from the signal's spectre
<b>dftENERGY a-b</b>	Spectre	Energy between a and b of Nyquist's frequency. Computed in slices of a tenth, from 0 to 1.
<b>dftMAX</b>	Spectre	Maximum amplitude from the signal's spectre
<b>dftNPEAKS</b>	Spectre	Numbers of peaks from the signal's spectre, computed from scipy's find_peaks function
<b>dftVAR</b>	Spectre	Variance from the signal's spectre's amplitude
<b>sigAREA</b>	STA-LTA	Area under the STA-LTA signal. Computed through trapezoidal integration.
<b>sigAVG</b>	STA-LTA	Average of the STA-LTA signal.
<b>sigAVGoverMAX</b>	STA-LTA	Ratio between the average and the maximum of the STA-LTA signal.
<b>sigKURT</b>	STA-LTA	Kurtosis of the STA-LTA signal.
<b>sigMAX</b>	STA-LTA	Maximum of the STA-LTA signal.
<b>sigMED</b>	STA-LTA	Median of the STA-LTA signal.
<b>sigMEDoverMAX</b>	STA-LTA	Ratio between the median and the maximum of the STA-LTA signal.
<b>sigSKEW</b>	STA-LTA	Skew of the STA-LTA signal.

### 3.3 Clustering

The dataset resulting from the variables computed on the detected signals is subsequently normalized such that:

$$\mathbf{Z} = \frac{\mathbf{X} - \boldsymbol{\mu}}{\sigma}, \quad [5]$$

where  $\mathbf{X}$  is the dataset matrix containing  $m$  rows and  $n$  columns, with  $m$  being the number of detected signals and  $n$  the number of variables computed for every signal. Then,  $\boldsymbol{\mu}$  and  $\sigma$  are the mean and standard deviation vectors of the variables and are both of length  $n$ . The normalized matrix  $\mathbf{Z}$  is then analyzed through principal component analysis (PCA) (Alpaydin. 2020). PCA can be interpreted as the spectral analysis of the covariance matrix

$$\mathbf{K} = \mathbf{Z}\mathbf{Z}^T, \quad [6]$$

where its eigenvectors are the principal axes of the covariance ellipsoid (Alpaydin. 2020). The eigenvectors with the largest eigenvalues show the highest variance along its axis, containing more information (Alpaydin. 2020). In high dimensional cases like the one here, it is helpful to visualize the data reprojected along the first and second axis. Clustering is done on this reprojected data through gaussian mixture models (GMMs) (Alpaydin. 2020). GMMs aim to cluster  $k$  different multivariate normal distributions in a given dataset through the expectation maximization (EM) algorithm (Alpaydin. 2020). A more detailed explanation of both PCA and GMMs is given in Alpaydin (2020). The implementations of both PCA and GMMs are available in the sci-kit learn python library (Pedregosa et al. 2011). A number of  $k = 3$  clusters is chosen with the goal of being able to discriminate signals coming from the deformation in the rock cliff, rock falls and anthropogenic noises. While there are multiple types of rockfalls generating multiples kinds of seismic waves and that is also the case for deformation in rocks (Deparis. 2008; Dammeier. 2011) or even noise (Provost et al., 2016), three clusters are chosen at this stage to conceptually simplify the analysis. A more in-depth study could include varying the number of clusters and its effect on the clustering, like done in Latto et al. (2020).

## 4 RESULTS

### 4.1 Dataset

More than 22000 events have been detected with the chosen STA-LTA parameters from August 2020 to June 2021. An example of seismic event is shown in Figure 39. The northing, easting and vertical components of every geophone are shown on the left of the figure while the right shows the frequency content of each component. The wave arrival is often characterized by high frequency waves as shown by the spectra.

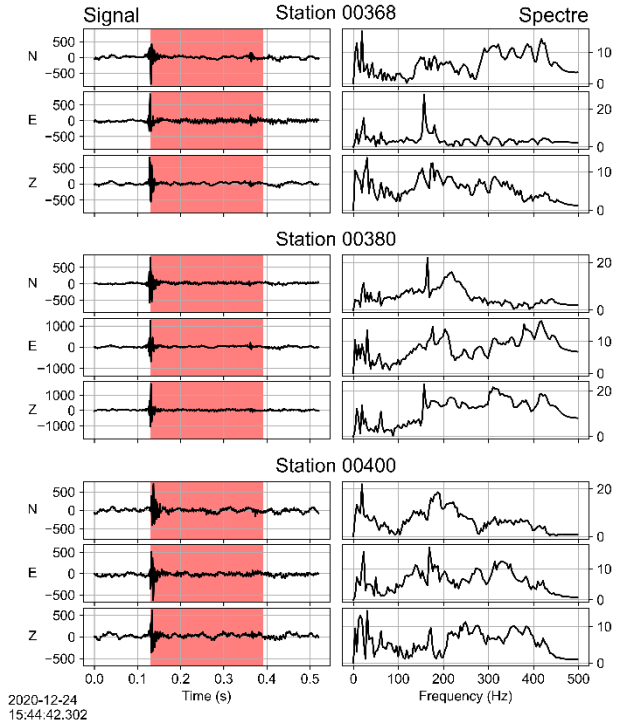


Figure 39: Seismic event example. LEFT: The trace registered by every geophone. The red background shows the event window defined by the STA-LTA filter. RIGHT: The spectra of each individual trace.

### 4.2 Clustering analysis

The  $\text{PCA}_1$  and  $\text{PCA}_2$  of the resulting dataset are shown in Figure 40. Three clouds are suggested, with a dense one on the left, another in the center, and finally a scattered one the upper right.

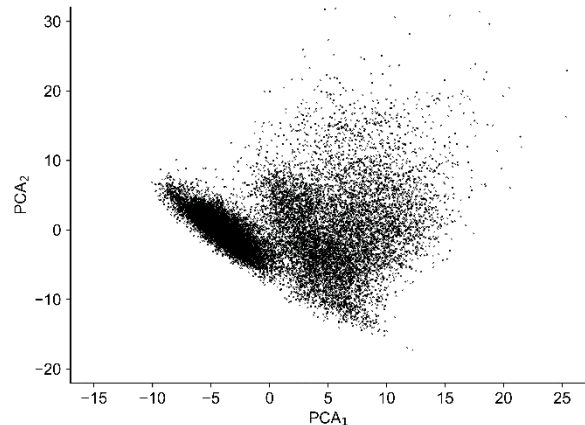


Figure 40:  $\text{PCA}_1$  and  $\text{PCA}_2$  of the resulting dataset.

The clustering (Figure 41) confirms the visual inspection. The GMM effectively clusters the denser lower

left while partitioning the rest of the points through the (non-plotted) 93 dimensions.

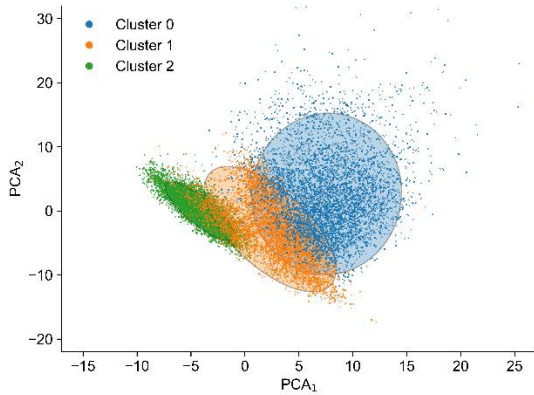


Figure 41: The three clusters found by GMMs. The ellipses show a 2 standard deviation confidence interval.

Validation of the clustering is done through re-classification with a random forest algorithm. We used a 10-fold cross-validation with a forest of 100 trees on the un-normalized dataset  $X$ . The classifiers give an indication of the contribution for each variable in the classification (Provost et al. 2016). Table 6 and Table 7 show similar performance in both training and testing with very good results (>90% correct classifications), leading us to believe that the clustering seems to be justified.

Table 6: Average train score confusion matrix from the 10 random forest classifiers

	Predicted 0	Predicted 1	Predicted 2
Classified 0	21.68%	1.97%	0.29%
Classified 1	1.53%	15.25%	4.20%
Classified 2	0.02%	0.25%	54.80%

Table 7: Average test score confusion matrix from the 10 random forest classifiers

	Predicted 0	Predicted 1	Predicted 2
Classified 0	21.64%	2.02%	0.28%
Classified 1	1.55%	15.25%	4.18%
Classified 2	0.03%	0.30%	54.75%

Every classifier from the 10-fold-cross validation each output an indication of the different variable importance. The random forest classifier being stochastic in its nature, we show the distribution of the different variable importance values through Figure 42. The distribution of variable importance shows that the wave spectrum, the polarization, envelope as well as the correlation between the different geophones all play a large part for distinguishing the different waveforms, while the STA-LTA filter is less important.

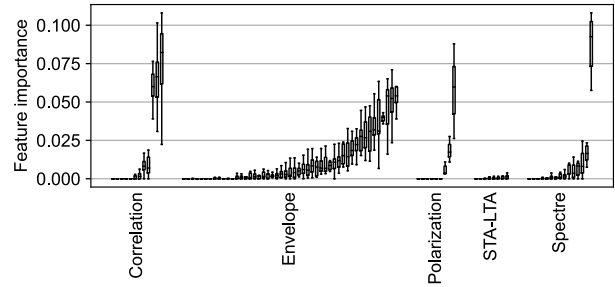


Figure 42: Categorized variables and their importance in the random forest classification.

The ten most important variables regardless of their category are given at Table 8. Some notable and intuitively interpretable variable are:

- The energy from the first tenth of Nyquist's frequency, probably being linked to lower frequency noises.
- The correlation between the different geophones or the difference in the correlation matrix (abscorrSTD and corrSTD), probably linked to signals originating closer to the geophones.
- The mean plunge from the geophones. A specific plunge could be linked to signals coming from the road located over the rock cliff.

Table 8: Variables ranked by their average importance across the ten random forest classifiers

#	Feature tag	Average importance	Category
1	dftENERGY_0.0-0.1	0.088	Spectre
2	abscorrSTD	0.075	Correlation
3	corrSTD	0.066	Correlation
4	abscorrAVG	0.062	Correlation
5	KURT_BS_50-100	0.057	Envelope
6	MEAN_PLUNGE	0.057	Polarization
7	KURT_BS_400-450	0.050	Envelope
8	KURT_BS_450-499	0.047	Envelope
9	envKURT	0.038	Envelope
10	KURT_BS_100-150	0.037	Envelope

### 4.3 Temporal and spatial distribution of the clusters

The daily distribution of the different clustered events shows a non-uniform distribution for all of the clusters. However, it is interesting to examine carefully the temporal distribution of cluster 2 (Figure 43). While it is clear that the distribution of every cluster is visually non-uniform, the distribution of cluster 2 has much greater likelihood of occurrence between 7 h to 21 h. We can hypothesize that

cluster 2 corresponds principally to anthropic activities, probably linked to vehicles circulating on the road located above the cliff.

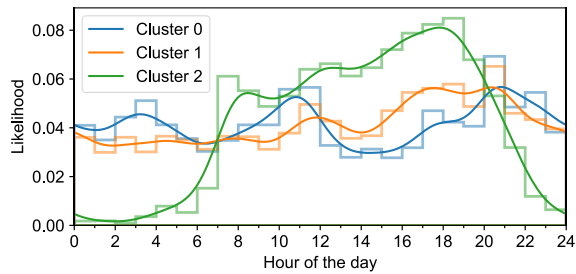


Figure 43: Von Mises kernel density estimation and histograms of the daily distribution from the different clusters.

This hypothesis is corroborated by a more detailed analysis of wave polarization. By plotting plunge and bearing of the P-wave on stereographs, we can observe different behaviors for cluster 0 and 1 than for cluster 2 (Figure 44).

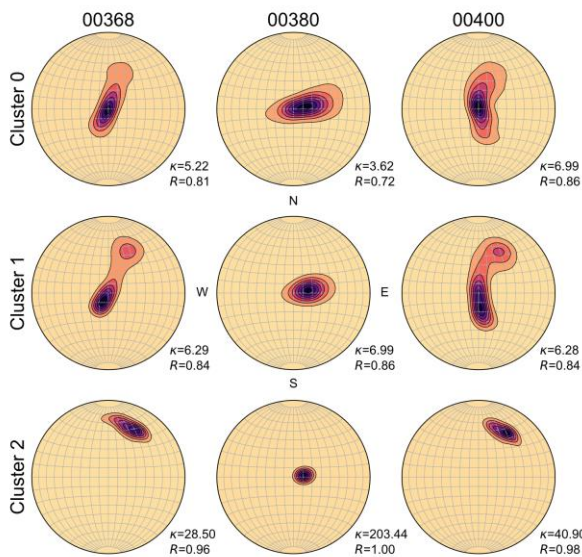


Figure 44: Polarization density from every cluster and geophone. The color scale is different for every stereographic projection plot.

Cluster 0 and 1 are loosely concentrated around a sub-vertical axis for the three geophones, while cluster 2 has a distinct plunge for both geophone 00368 and 00400 and a much tighter distribution as indicated by the larger values of  $\kappa$  and  $R$ , both being metrics of dispersion from a spherical probability distribution. The first metric,  $\kappa$ , comes from the von Mises probability density function (Gatto, 2007) and is a parameter akin to the standard deviation  $\sigma$  from the normal distribution. However, larger values of  $\kappa$  mean a tighter distribution as opposed to  $\sigma$ . The second

metric,  $R$ , has a much easier interpretation. This metric is defined by

$$R = \frac{1}{n} \left| \sum_{i=1}^n \mathbf{n}_i \right|_2, \quad [7]$$

where  $\mathbf{n}_i$  is the normalized vector (of length 1) corresponding to the plunge and bearing of every waveform and  $n$  is the number of waveforms corresponding to a given cluster (Fisher, 1953).  $R$  is the relative length of the mean vector and is bounded between 0 and 1. A value of 1 corresponds to  $n$  identical plunges and bearings while a value of 0 means perfectly opposed vectors.

It is then clear that the spatial distribution of the clusters 0 and 1 is much more uniform with  $\kappa$  and  $R$  being rather small ( $\kappa < 10$ ,  $R < 0.9$ ) while cluster 2 has much greater metrics dispersion metrics. The plunge and bearing of cluster 2 also correspond to the directions the waves coming from the road atop the rock cliff, further supporting this hypothesis.

## 5 CONCLUSION

We have showcased a rather simple seismic event classification methodology in which we use very sensitive STA-LTA parameters on a network of three close geophones located on a rock cliff in Haute-Gaspésie, Québec. The clustering, chosen with a number of three clusters, allows to effectively distinguish anthropogenic noises as supported by their temporally and spatially distribution. The results support the idea that the methodology could be used in micro-seismic data processing to discriminate non-significant seismic signals from geologically meaningful activity. While footage of rockfalls during fieldwork show similar waveforms to the cluster 0 by visual comparison, further work is needed to establish the exact nature of the events of clusters 0 and 1. For example, available environmental and meteorological time series from the weather station installed in the rock cliff will be used to analyse the temporal correlations to the various clusters, characterizing their significance.

## 6 REFERENCES

- Akram, J., and Eaton, D.W. 2016. A review and appraisal of arrival-time picking methods for downhole microseismic data. *Geophysics*, **81**(2): KS71-KS91.
- Alpaydin, E. 2020. *Introduction to machine learning*. MIT press.
- Beyreuther, M., Hammer, C., Wassermann, J., Ohrnberger, M., and Megies, T. 2012. Constructing a Hidden Markov Model based earthquake detector: application to induced seismicity. *Geophysical Journal International*, **189**(1): 602-610.
- Beyreuther, M., Barsch, R., Krischer, L., Megies, T., Behr, Y., and Wassermann, J. 2010. ObsPy: A Python toolbox for seismology. *Seismological Research Letters*, **81**(3): 530-533.
- Biron, S. 1971. "Géologie de la Rive du St-Laurent de Cap-Chat à Gros-Morne : Comté de Gaspé-Nord". Rapport préliminaire du Ministère des richesses naturelles, Gouvernement du Québec
- Cano, M., and Tomás, R. 2013. Characterization of the



- instability mechanisms affecting slopes on carbonatic Flysch: Alicante (SE Spain), case study. *Engineering Geology*, **156**: 68-91.
- Carlà, T., Nolesini, T., Solari, L., Rivolta, C., Dei Cas, L., and Casagli, N. 2019. Rockfall forecasting and risk management along a major transportation corridor in the Alps through ground-based radar interferometry. *Landslides*, **16**(8): 1425-1435.
- D'Amato, J., Hantz, D., Guerin, A., Jaboyedoff, M., Baillet, L., and Mariscal, A. 2016. Influence of meteorological factors on rockfall occurrence in a middle mountain limestone cliff. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **16**(3): 719-735.
- Dammeier, F., Moore, J.R., Haslinger, F., and Loew, S. 2011. Characterization of alpine rockslides using statistical analysis of seismic signals. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, **116**(F4).
- Deparis, J., Jongmans, D., Cotton, F., Baillet, L., Thouvenot, F., and Hantz, D. 2008. Analysis of rock-fall and rock-fall avalanche seismograms in the French Alps. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **98**(4): 1781-1796.
- Fisher, R.A. 1953. Dispersion on a sphere. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, **217**(1130): 295-305.
- Flinn, E. 1965. Signal analysis using rectilinearity and direction of particle motion. *Proceedings of the IEEE*, **53**(12): 1874-1876.
- Froude, M.J., and Petley, D.N. 2018. Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **18**(8): 2161-2181.
- Gauthier, F., Birien, T., and Meloche, F. 2022. Dynamique des parois de flysch (partie 1) : développement des instabilités et modes de rupture. In *Proceedings of the 8th Canadian conference on geohazards*.
- Highland, L., and Bobrowsky, P.T. 2008. *The landslide handbook: a guide to understanding landslides*. US Geological Survey Reston.
- Jones, J.P., and van der Baan, M. 2015. Adaptive STA-LTA with outlier statistics. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **105**(3): 1606-1618.
- Kamb, W.B. 1959. Ice petrofabric observations from Blue Glacier, Washington, in relation to theory and experiment. *Journal of Geophysical Research*, **64**(11): 1891-1909.
- Latto, R., Reading, A.M., Turner, R.J., Cook, S., and Winberry, J.P. Event Detection for Cryoseismology. *In AGU Fall Meeting Abstracts*. 2020. pp. C032-007.
- Miščević, P., and Vlastelica, G. 2014. Impact of weathering on slope stability in soft rock mass. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **6**(3): 240-250.
- Pedregosa, F., Varoquaux, G., Gramfort, A., Michel, V., Thirion, B., Grisel, O., Blondel, M., Prettenhofer, P., Weiss, R., and Dubourg, V. 2011. Scikit-learn: Machine learning in Python. *the Journal of machine Learning research*, **12**: 2825-2830.
- Provost, F., Hibert, C., and Malet, J.P. 2017. Automatic classification of endogenous landslide seismicity using the Random Forest supervised classifier. *Geophysical Research Letters*, **44**(1): 113-120.
- Ross, Z.E., Yue, Y., Meier, M.A., Hauksson, E., and Heaton, T.H. 2019. PhaseLink: A deep learning approach to seismic phase association. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, **124**(1): 856-869.
- Vollmer, F.W. 1995. C program for automatic contouring of spherical orientation data using a modified Kamb method. *Computers & Geosciences*, **21**(1): 31-49.
- Wyllie, D.C., and Mah, C. 2004. *Rock slope engineering*. CRC Press.

# Geohazards Affecting the Road Network in Bhutan and the Scope for an Enhanced Geotechnical Asset Management System

Sonam Choden<sup>1</sup>, Renato Macciotta<sup>1</sup>, Chris Gräpel<sup>2</sup>, Kristen Tappenden<sup>3</sup> & Alakazou Bob

<sup>1</sup>University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

<sup>2</sup>Klohn Crippen Berger, Edmonton, Alberta, Canada

<sup>3</sup>Alberta Transportation, Edmonton, Alberta, Canada



## ABSTRACT

The road network in Bhutan, a small nation in Southeast Asia, is continuously affected by geohazards, particularly landslides. Roads are a predominant mode of transport in Bhutan and given the country's complex geological setting, transportation infrastructure assets are not only costly to build but expensive to maintain. The key challenge has been to effectively manage existing assets using the limited resources available. In 2020, the Department of Roads (DoR) has recorded over 300 roadblocks caused by landslides. Though the Department has a Road Asset Management Plan, a separate and comprehensive Geotechnical Asset Management System, focusing solely on the management of the geotechnical assets, could help in balancing hazard and risk when prioritizing unstable slopes for funding. This paper will describe the current risk assessment methodology adopted by the DoR and the scope for a proactive approach to managing the natural and constructed geotechnical assets.

## RÉSUMÉ

Le réseau routier du Bhoutan, un petit pays d'Asie du Sud-Est, est continuellement affecté par les géorisques, en particulier les glissements de terrain. Les routes sont un mode de transport prédominant au Bhoutan et, compte tenu du cadre géologique complexe du pays, les infrastructures de transport sont non seulement coûteuses à construire, mais aussi coûteuses à entretenir. Le principal défi a été de gérer efficacement les biens existants en utilisant les ressources limitées disponibles. En 2020, le département des routes (DoR) a enregistré plus de 300 barrages routiers causés par des glissements de terrain. Bien que le Ministère dispose d'un plan de gestion des biens routiers, un système de gestion des biens géotechniques distinct et complet, axé uniquement sur la gestion des biens géotechniques, pourrait aider à équilibrer les dangers et les risques lorsqu'il s'agit d'établir l'ordre de priorité des pentes instables pour le financement.

## 1 INTRODUCTION

Bhutan is located in the southern slopes of the eastern Himalayas; it is landlocked between China to the north and India to the east, west and south respectively. The country lies between latitudes 26° 45' N and 28° 10' N, and longitudes 88° 45' E and 92° 10' E. It has a total area of 38,394 square kilometres. The physiographic region of Bhutan can be divided into three regions from north to south: the Greater Himalayas, the Inner Himalayas, and the Southern Foothills. The Greater Himalayas is a snow-wilderness zone where almost 20% of the land is under perpetual snow with elevation from 3000 metres and above from the mean sea level. The Inner Himalayas houses all major districts with elevation ranging from 1100 metres to 3000 metres. The Southern Foothills covers the southernmost part of the country with elevation ranging from 200 metres to 1100 metres; this region receives the highest rainfall. Figure 1 shows the physiographic regions of Bhutan.

South Asia is home to the Hindu Kush Himalayas, one of the most challenging terrains in the world hence all infrastructures are vulnerable to geo-hazards. Road is used as a primary means of transportation in Bhutan due

to absence of railway corridors and limited air connectivity. Roads are the predominant mode of transport, and Bhutan has over 18,000 kilometres of road, of which over 2800 kilometres are double laned highway networks (Road Classification and Network Information of Bhutan, 2020). The Department of Roads (DoR), under the Ministry of Works and Human Settlement (MoWHS) is one of the oldest agencies mandated to design, construct and maintain the highway networks in the country. The DoR has, over the years, established a large network of roads in the country with the main emphasis on connectivity among various districts over short periods of time. Road maintenance did not gain much attention and hence, it neither attracted the funding nor the expertise to evaluate the need for maintenance work. However, it was soon realized that deferring needed maintenance could become costly and disruptive, not only for the government having to spend more resources, but also for the commuters who could be exposed to increasing safety risks, and at a minimum would suffer discomfort, slower speeds, and higher vehicle wear and tear on bad roads.

Transportation asset management is a coordinated approach that seeks to minimize the total cost of acquiring, operating, maintaining, and upgrading/replacing the assets

to consistently deliver desired commuter satisfaction and regulators' requirements. The road assets include pavements, bridges, and geotechnical assets, such as soil and rock slopes, earth embankments, retaining walls, and subgrade soils. Effective management of road assets became increasingly important given the limited resources and hence, the department put in place the Road Asset Management System (RAMS). However, emphasis has been primarily placed on highway pavements and cross drainage structures. Therefore, a comprehensive Geotechnical Asset Management System (GAMS) would go a long way towards increasing the profile of geotechnical assets and be useful for balancing hazard and risk when prioritizing geotechnical assets for funding.

This paper provides the information on physiographic regions of Bhutan, the common geohazards that affect the transportation corridors, the RAMS, and the scope for developing an enhanced and proactive approach to managing geotechnical assets.

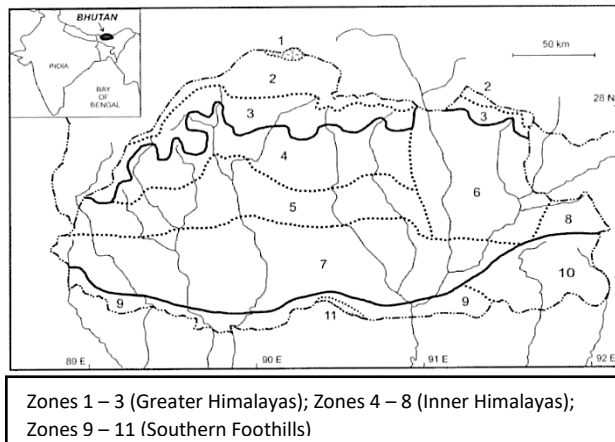


Figure 45 Provisional physiographic zonation of Bhutan (Modified after Chencho Norbu 2003)

## 2 GEO-HAZARDS IN BHUTAN

### 2.1 Overview

According to the International Centre for Geohazards (ICG) a geo-hazard can be defined as “a geological state that represents or has the potential to develop further into a situation leading to damage or uncontrolled risk”. It is related to geological conditions and processes that have occurred in the past and the present. Geo-hazards can occur in a short period of time, or it can take thousands of years to surface. They can range from minor to major magnitude (Ajamee, Mahmoud, and Ali, 2022) and severity and can have adverse impacts on public safety and economic stability of the region.

Being a developing country in an earthquake prone zone, funds are limited and hence, the infrastructures in Bhutan are vulnerable to both tectonic and climate-driven geo-hazards. Some of the most common geohazards in Bhutan include:

- Landslides

- Rockfall
- Subsidence
- Flooding
- Scouring

Rapid development coupled with unprecedented climate change have further triggered the occurrence of such hazards. Given the physiographic regions of the country, the districts in the southern foothills of Bhutan, receive the most rainfall and have the highest number of recorded landslide occurrences.

### 2.2 Geo-hazard Inventory

The DoR has nine Regional Offices (ROs) located in various parts of the country and each RO has multiple road networks under its jurisdiction. The ROs function with technical support from the Headquarter based in the capital of Bhutan. Summer and winter months are the busiest times of the year for the department, for an ample time is spent on clearing the roadblocks caused by heavy monsoon in summers and snowfall in winters. The following classification of landslides as modified from Varnes (1978) is used by the DoR as a guide to identify the possible causes of roadblocks:

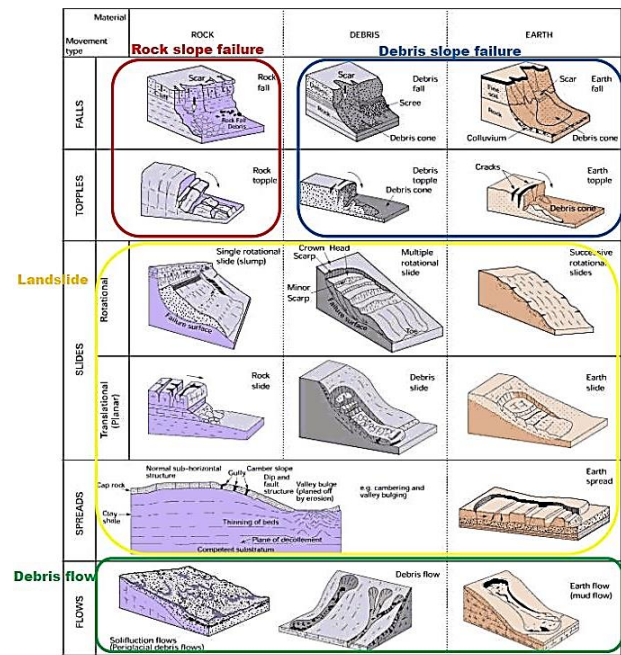


Figure 46 Classification of Types of Slope Disasters (Modified after Varnes 1978)

The occurrence of geo-hazards is measured in terms of the number of roadblocks that occur and are cleared during and after the peak summer and winter seasons. The roadblocks are classified into one-time roadblocks and roadblocks that occur multiple times. The possible causes of the roadblocks are scrutinized and identified by site engineers based on visual inspection and experienced

judgement. The roadblock data is collected using the KoBoCollect Mobile Application which stores the data that is finally submitted to a masterfile. However, the causes of the roadblocks are completely left at the discretion of the site engineers. KoBo tool has been serving as a reliable source of information that has guided the department in allocating the limited available monsoon restoration

funding to the most frequent landslide locations. Figure 3 comprises few examples of roadblocks caused by landslides, rockfalls and debris flows in Bhutan. The numbers and types of one-time roadblocks and the roadblocks that occurred multiple times are summarized in Tables 1 and 2 respectively for the year 2020.



Landslide  
Figure 3. Examples of Roadblocks in Bhutan

Subsidence

Rockfall

Debris Flow

Table 9. Number and types of one-time roadblocks (from Maintenance Division, DoR 2020)

Regional Offices	Physiographic Zone	Types of Geohazards						
		Landslides	Debris Flow	Rockfall	Subsidence	Flooding	Scouring	Snowfall
Lingmethang	6	26	0	2	2	1	0	2
Lobeysa	5	12	5	7	1	1	0	0
Phuentsholing	7 & 9	10	14	3	3	3	1	0
Samdrup Jongkhar	10	42	1	0	5	0	0	0
Sarpang	9	125	55	1	4	14	0	0
Thimphu	4	21	0	0	0	0	0	0
Tingtibi	7	17	3	8	0	1	0	0
Trashigang	6	20	1	4	0	2	0	0
Trongsa	5	79	2	6	1	7	0	0
Total		352	81	31	16	29	1	2

Table 10. Number and type of roadblocks that occurred multiple times (from Maintenance Division, DoR 2020)

Regional Offices	Types of Geohazards						
	Landslides	Debris Flow	Rockfall	Subsidence	Flooding	Scouring	Snowfall
Lingmethang	1	0	0	1	0	0	0
Lobeysa	0	1	1	0	0	0	0
Phuentsholing	16	23	24	2	2	13	0
Samdrup Jongkhar	113	89	13	24	0	2	0
Sarpang	2	1	1	0	0	0	0
Thimphu	1	0	1	0	0	0	0
Tingtibi	28	27	1	0	0	0	0
Trashigang	7	0	7	0	0	0	0
Trongsa	0	1	1	0	0	0	0
Total	168	142	49	27	2	15	0

The highest number of roadblocks, based on the roadblock inventory, are caused by landslides followed by debris flow and other causes. Figures 4 and 5 illustrate the percentage of one-time roadblocks and roadblocks that occurred multiple times due to various causes.

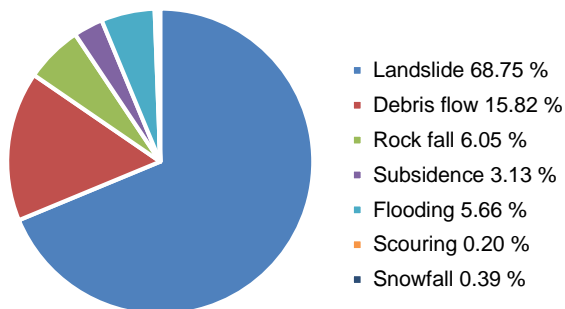


Figure 4. One-time Roadblock Occurrences in 2020 (Modified from Maintenance Division, DoR)

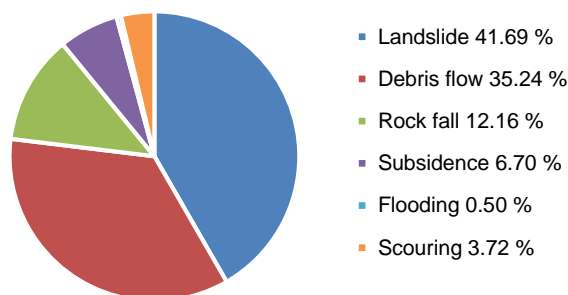


Figure 5. Multiple Roadblock Occurrences in 2020 (Modified from Maintenance Division, DoR)

### 3 ROAD ASSET MANAGEMENT SYSTEM OF BHUTAN

#### 3.1 Overview

The DoR through technical assistance from the World Bank, initiated the development of the RAMS with the aim to achieve the following objectives:

- Develop a holistic road network inventory,
- Prioritize maintenance interventions depending on the road asset conditions,
- Support funding requirements with concrete facts.

The physical condition and vulnerability survey of the existing road assets was conducted using a video camera

and a GPS mounted on a vehicle. The road assets included the road pavement, bridges, drainage structures, and earthworks. The collected data were then populated in an Excel database, which was then exported to Quantum GIS for further analysis and map generation; use of Google Earth and AutoCAD further facilitated the process.

The first set of databases for more than 2000 kilometres of National Highways were collected and compiled in 2016 by the department with technical assistance from the consultant INES Ingenieros Consultores S.L. with funding from the World Bank and the Royal Government of Bhutan. The second and third rounds of data collection were undertaken in the years 2017 and 2018 respectively, with the aim to determine the deterioration rates of the assets and to substantiate investment planning proposals.

#### 3.2 Risk Assessment Methodology

The following three groups of information have been used for the development of the methodology:

- Asset inventory and condition information
- Natural hazards maps
- Risk assessment factors

The most universally accepted definition of the risk of failure of an asset is the likelihood of failure times the consequence of such failure (Macciotta et al, 2018). The same principle has been adopted for the RAMS in Bhutan.

The risk score is detailed in Figure 6. It is divided into two components: a numeric component corresponding to the likelihood of failure and an alphabetic character representing the consequences of such failure. This alphanumeric score describes both components of the risk assessment, differentiating between the likelihood of the failure happening and the detrimental effects produced by such failure, which provides a higher degree of information to the decision makers. Figure 7 is an illustration of road networks with poor pavement conditions.

The highway networks in Bhutan have been assessed for two possible triggers: the assets' physical deterioration and the occurrence of natural hazards. The first case is triggered by the inherent conditions of the asset, and it is purely 'internal' whereas in the latter case, the cause of potential failure is 'internal' plus 'external' whereby it considers the condition of the asset by the existence of damages and the potential occurrence due to hazard events that would exacerbate the failure. While the risk by physical deterioration enables the department to plan the maintenance activities, the risk by natural hazards highlights the design inadequacies and thus help introduce design rectifications to mitigate the impact of natural hazards.

		Risk rating						
		80 - 100	80 - 100A	80 - 100B	80 - 100C	80 - 100D	80 - 100E	
Likelihood of Failure	Certain	80 - 100	80 - 100A	80 - 100B	80 - 100C	80 - 100D	80 - 100E	
	Very Likely	60 - 80	60 - 80A	60 - 80B	60 - 80C	60 - 80D	60 - 80E	
	Probable	40 - 60	40 - 60A	40 - 60B	40 - 60C	40 - 60D	40 - 60E	
	Possible	20 - 40	20 - 40A	20 - 40B	20 - 40C	20 - 40D	20 - 40E	
	Unlikely	0 - 20	0 - 20A	0 - 20B	0 - 20C	0 - 20D	0 - 20E	
		A	B	C	D	E		
		Negligible	Minor	Moderate	Serious	Catastrophic		
		Consequences						

Figure 6. Risk Rating Scale (from RAMS Bhutan)

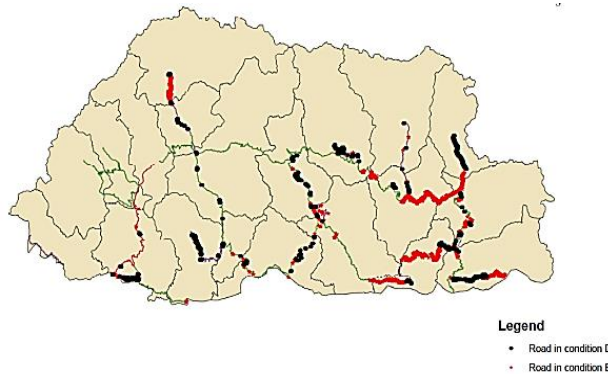


Figure 7. Illustration of Road Network with Poor Pavement Conditions (from RAMS Bhutan)

The following relationships are employed for the two categories of risks:

$$\text{Risk due to Physical Deterioration} = (100 - \text{Asset Condition}) \times \text{Criticality} \dots [1]$$

$$\text{Risk due to Natural Hazards} = 100 - [0.85 \times \text{Min}(\text{Condition}; \text{Asset Response}) + 0.15 \times \text{Max}(\text{Condition}; \text{Asset Response})] \times \text{Criticality} \dots [2]$$

The asset condition has been assessed based on a visual assessment and the condition rating follows a scale with five different levels with pre-established criteria for the assessment of each type of asset as illustrated in Table 3. The consequence of failure reflects the criticality of the asset, in terms of the importance of the asset to the road network, as well as to its economic value.

The criticality of the assets has been assessed taking into consideration the traffic intensities and the road categories. It further considers the functionality and environmental aspects depending on the location, technical aspects, and economic aspects of each kind of asset which varies depending on the asset type. The result is a numeric score that is translated into a five level-scale as shown in Table 4.

Table 3. Illustration of Asset Condition for Cross drainage (from RAMS Bhutan)

Rating	Asset – Cross Drainage
A 80 - 100	Excellent Newly installed or nearly new condition, correct size, free flowing.
B 60 - 80	Good Structurally sound, correct size, free flowing.
C 40 - 60	Fair Structurally sound, slight siltation and likely to cause drainage problems during times of heavy rain.
D 20 - 40	Poor Signs of deterioration of structure, evidence of silting and likely to cause drainage problems with medium to heavy rain.
E 0 - 20	Very poor Severe structural damage, blocked with silt, vegetation or other material, inadequate in size and likely to cause flooding even in light rainfall.

Table 4. Criticality Classification (from RAMS Bhutan)

Category	Score	Score	Description
Very High	5	80 - 100	Would have catastrophic impact on the organization's business/services if this asset was not functioning as required.
High	4	60 - 80	Would have a major impact on the organization's business/services if this asset was not functioning as required.
Medium	3	40 - 60	Would have a moderate impact on the organization's business/services if this asset was not functioning as required.
Low	2	20 - 40	Would have limited impact on the organization's business/services if this asset was not functioning as required.
Very Low	1	0 - 20	Would have negligible impact on the organization's business/services.

Equation 2 takes into consideration the fact that both factors (asset response against hazard and the asset condition) can have very different values for the same asset and therefore, ensures the result is not an arithmetic average of both factors but that the weight of each factor depends on its value.

The likelihood of occurrence of the hazard event is estimated as the asset susceptibility and is derived from the susceptibility maps. The susceptibility maps divide the

country in areas that have a different spatial likelihood of hazard events occurrence, rated as shown in Table 5.

The asset response of the critical assets such as the pavement, cross drainage structures, earthworks, and retaining walls is assessed based on Table 6. This captures the expected resiliency of the asset in response to natural hazard events.

Table 5. Likelihood of Occurrence Factor (from RAMS Bhutan)

Likelihood of Occurrence	Likelihood of Occurrence Factor	
Very High	5	1/1
High	4	1/1.1
Moderate	3	1/1.2
Low	2	1/1.3
Very Low	1	1/1.4

Table 6. Asset Response Scale (from RAMS Bhutan)

Scale	Score	Description
Very good	80 - 100	Due to the asset's technical and constituent characteristics, the asset is expected to respond greatly against the occurrence of floods/landslides/earthquakes.
Good	60 - 80	The asset's technical and constituent characteristics are enough to make the asset to respond well against the occurrence of floods/landslides/earthquakes.
Medium	40 - 60	The response of the asset against the occurrence of floods/landslides/earthquakes is acceptable, based on the asset's characteristics.
Poor	20 - 40	As a result of the asset's characteristics, its response against hazards is expected to be poor. The asset is more vulnerable to the hazards due to its geometry and constituent materials.
Very Poor	0 - 20	The asset response against hazard is expected to be very poor due to unsuitable characteristics. The asset is highly vulnerable to hazards.

### 3.3 Shortcomings of the System and Ways Forward

As much as the system has been simplified for easy understanding and implementation, most of the steps involved in data collection are manual and time consuming. The asset conditions are determined using a simple camera which records videos of the entire stretch of the highway network with GPS coordinates. The conditions of the assets are then assessed manually through visual inspections using the recordings. Some of the information

are not correctly captured due to the weak GPS reception of the camera especially in densely vegetated parts of the country. The conditions of the assets are determined purely based on the visual assessment with little or no technical or engineering references. Hence, the available data on which the system has been based, can be highly subjective and a more comprehensive and reliable data collection system should be explored and considered.

As the RAMS is fairly new to the Department, it is yet to gain popularity among the DoR personnel. Numerous errors have been recorded in data gathering; one reason being a lack of understanding of the importance of adequately following the system. More robust tools like the KoboCollect Application could be explored and implemented.

The data collected from the road using GPS and camera, mainly shows the road and limited features outside of the driving lanes. Hence, the system has resulted in substantial prioritization of funding for pavement rehabilitation; however, it does not currently explicitly consider all geotechnical assets in prioritizing funding. Landslide, debris flows and rock falls being the main causes of road blockages in the road network, there is an urgent need for a comprehensive and an enhanced system solely for the management geotechnical assets.

## 4 GEOTECHNICAL ASSET MANAGEMENT

### 4.1 Overview

In the International Standards Organization (ISO) Standard 55000, asset management is defined as *the "coordinated activity of an organization to realize value from assets. Realization involves the balancing of costs, risks, opportunities and performance benefits."* Additionally, the ISO standard states that, *"Asset management enables an organization to examine the need for, and performance of, assets and asset systems at different levels. Additionally, it enables the application of analytical approaches towards managing an asset over the different stages of its life cycle (which can start with the conception of the need for the asset, through to its disposal, and includes the managing of any potential post disposal liabilities)."* (AASHTO TAM Guide 2020)

Transportation assets like bridges and pavements are given much emphasis, however, other assets are equally important to ensure a safe and resilient transportation corridor. Geotechnical assets can be considered one such group of assets. According to Anderson et al. (2016), the following assets can be considered as geotechnical assets:

- Slopes,
- Embankment,
- Retaining Walls,
- Subgrade.

The importance of Geotechnical Asset Management (GAM) was realized by the Transportation Research Board and the National Highway Cooperative Research (NCHRP), and it was conveyed through the NCHRP Research Report 903 titled 'Geotechnical Asset

Management for Transportation Agencies'. The timely and proactive management of geotechnical assets can bring about life-cycle cost savings, help measure, communicate, and manage risks, reduce operational disruptions and lead to a reduction in emergency stabilization projects.

#### 4.2 Initial Steps

From among the geotechnical assets generally accepted, slopes and subgrades have been given slight considerations in the RAMS; this brings the need to consider the other two groups of geotechnical assets namely the embankments and retaining walls. Since the existing inventory has been collected entirely through visual inspection, the first and the most important step would be to modify the data collection strategy. Visual inspection must be further supported by expert site inspections and, in some cases, instrumentation readings. The Geohazard Risk Management Program (GRMP) of Alberta Transportation (AT) includes annual and semi-annual field inspections and instrumentation readings at all of the active sites (Tappenden and Skirrow 2020). The frequency of re-inspection for the geo-hazard sites is dependent upon the risk posed to the highway network. As practiced by AT, the field-level inspections and instrumentation readings can be outsourced to geotechnical consultants.

Data collection in asset management can deploy the stages as shown in Figure 8.

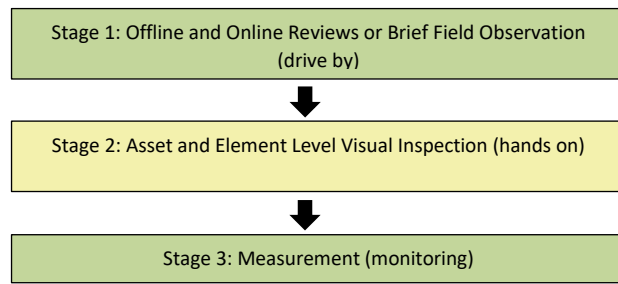


Figure 8. Staged Approach for Data Collection in Asset Management (modified from Implementation Manual of the NCHRP (2019) Report 903)

Additionally, as stated in the International Infrastructure Management Manual (IIMM), “a rule of thumb is often 80 percent of the data can be collected for half the cost of 100 percent. Seeking 100 percent coverage and accuracy may not be justified, except for the most critical assets”. (IPWEA 2016). As data collection for inventory can be a time and cost intensive process, it has to be prioritized based on the required level of detail for decision support. According to the Transportation Performance Management (TPM) Guidebook by FHWA, data management is broken down into the following groups:

- Data quality,
- Data accessibility,
- Data standardization and integration,
- Data collection and efficiency,

- Data governance.

Standardizing the data collection methods can help ensure the quality of data, however, emphasis must be placed on data usability and analysis to understand the performance of the assets.

The geotechnical assets can be assessed for both risk by physical deterioration and risk against natural hazards using Equations 1 and 2, however the asset conditions, criticality, likelihood of failure ratings and asset response can be revisited, modified, and made more suitable to the new set of inventories and based on international best practices.

Developing a reliable database will be the most critical step for a country like Bhutan; it will be the very first step towards a comprehensive GAMS. Use of state-of-practice remote sensing techniques such as Light Detection and Ranging (LiDAR), Interferometry Synthetic Aperture Radar (InSAR) and photogrammetry can be expensive, but it would be wise to delve into using these techniques for inspection and monitoring of the most critical sites. Revisiting and modification of the current risk assessment criterion from the RAMS based on the new inventory will be a key phase of the system.

Following the vision of developing a holistic GAMS articulated by Alberta Transportation (Tappenden and Skirrow, 2020), the DoR can expand their steps in forming a GAMS by developing geotechnical asset-specific deterioration models, that reflect the physiographic, geologic, and environmental conditions in Bhutan, and developing a life-cycle cost analysis of the geotechnical assets.

According to the Implementation Manual of the NCHRP (2019) Report 903, development of life-cycle plan and life-cycle cost analysis (LCCA) for each type of geotechnical asset is integral to any good GAMS. According to the Implementation Manual, LCCA is defined as “the process of evaluating the life-cycle costs of different project alternatives and is often performed in the design phase of a project.” GAM is a new concept to the DoR and hence, a basic life-cycle cost analysis in design and operational decisions can assist the funding agencies to decide on what specific measure will result in the least life-cycle cost and the greatest benefit over the duration of a project. It can be a simple summary of total cost for each phase of the life cycle, and then proceed to the probabilities of direct and indirect costs. LCCA can be carried out for slopes with frequent landslides by comparing the cost of an estimated traffic delay and the maintenance costs over 5 to 10 years, to the costs for mitigating the landslides.

As an initial stage, DoR will aim to initiate a risk-based GAM by following the steps outlined in Figure 9 as stipulated in the Implementation Manual of the NCHRP (2019) Report 903. A Primary objective is to better quantify and communicate the risks associated with the geotechnical assets and hence attract more funding for either repair or maintenance.



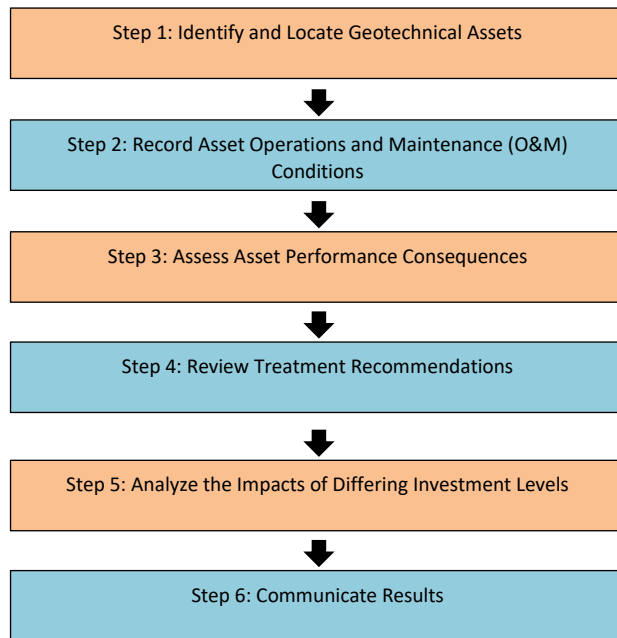


Figure 9. Implementation Steps in GAM (modified from Implementation Manual of the NCHRP (2019) Report 903)

## 5 CONCLUSION

Bhutan is a mountainous and a landlocked country, and its road network system plays an important role in all its developmental activities. The main objective of the DoR is to achieve the national goal of poverty reduction and economic growth through provision of reliable and resilient road infrastructure. It is also evident that the reliability and quality of Bhutan's road and bridge network play a crucial role in enhancing the livelihood of its citizens. However, Bhutan's road network remains vulnerable to various kinds of geo-hazards, particularly landslides, including earth slides, debris flows and rock fall occurrences. DoR has recorded over 300 landslides post monsoon in 2020 alone. Such hazards can potentially lead to loss of human lives and significant economic losses.

The DoR's RAMS has greatly benefitted the department in strategic allocation of the limited resources available. Since the conception of this system, the DoR has been successful in emphasizing the need for often less emphasized road maintenance activities, in addition to capital construction projects. However, as the system is based on simplistic methods of data collection, the final risk assessments can be misleading and are prone to bias due to substantial subjectivity. Hence, a more advanced, robust, and systematic approach of data collection and data management can help produce more realistic risk assessments.

Like many other Transportation Asset Management systems, RAMS places emphasis on the management of road pavements. Even though geotechnical assets play a major role in the successful operation of transportation corridors, they are often overlooked. As the importance of managing geotechnical assets in concert with the overall roadway network is increasingly understood, the

opportunity exists for the DoR to consider implementing a risk-based GAMS. A GAMS would provide the framework to guide the department in measuring and managing life-cycle investments in natural and constructed geotechnical assets, with the objectives of reducing risk to public safety while benefitting the country's economy through provision of a safe and resilient road network. This paper presented a path forward towards the development of a GAMS for the road network in Bhutan. The ideas and vision shared can also be applicable to transportation departments in other regions that face similar challenges.

## 6 REFERENCES

- American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). 2020. Transportation Asset Management Guide. Website. Available at: <https://www.tamguide.com/>
- Anderson, S.A., Schaefer, V.R. and Nicols, S.C. 2016. Taxonomy for geotechnical assets, elements, and features. In *Transportation Research Board 95th Annual Meeting Compendium of Papers*, Washington, D.C.
- Al-Ajamee, M., Mahmoud, M.M.M., and Ali, A.M. 2022. Khartoum Geohazard: An Assessment and a Future Warning, In: *Adhikari B.R., Kolathayar S. (eds) Geohazard Mitigation, Lecture Notes in Civil Engineering*, 192, Springer, Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-16-6140-2\\_8](https://doi.org/10.1007/978-981-16-6140-2_8)
- Cruden, D.M. and Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes. In *Landslides Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board Special Report, 247:36-75.
- Macciotta, R., Robitaille, S., Hendry, M. and Martin, C.D. 2018. Hazard Ranking for Railway Transport of Dangerous Goods in Canada, *Case Studies on Transport Policy* 6: 43-50.
- The International Centre for Geohazards (ICG) <http://www.geohazards.no> International Centre for Geohazards (ICG)
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). 2019. *Report 903: Geotechnical Asset Management for Transportation Agencies*. Vol. 1 and 2. DOI: 10.17226/25363 and DOI: 10.17226/25364
- Norbu, Chenchho. 2003. A Provisional Physiographic Zonation of Bhutan, *Journal of Bhutan Studies*, 8: 54-87.
- Royal Government of Bhutan, Ministry of Works and Human Settlement, Department of Roads. 2020. Road Classification and Network Information of Bhutan. Available at: <https://www.mowhs.gov.bt/wp-content/uploads/2020/10/Road%20Classification%20and%20Network%20Information%20of%20Bhutan.pdf>
- Royal Government of Bhutan, Ministry of Works and Human Settlement, Department of Roads, Maintenance Division. 2018. Road Asset Management System.
- Tappenden, Kristen and Skirrow, Roger. 2020. Vision for Geotechnical Asset Management at Alberta Transportation, 2020 *Canadian Geotechnical Conference (GeoVirtual)*.

# Use of rock slope rating systems with remote sensing for Geotechnical Asset Management and preliminary application at a rock slope in Southern AB



Taylor Wollenberg-Barron<sup>1</sup>, Renato Macciotta<sup>1</sup>, Chris Gräpel<sup>2</sup>, Kristen Tappenden<sup>3</sup> & Roger Skirrow<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Department of Civil and Environmental Engineering – University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

<sup>2</sup>Klohn Crippen Berger, Edmonton, Alberta, Canada

<sup>3</sup>Alberta Transportation, Edmonton, Alberta, Canada

## ABSTRACT

Alberta Transportation (AT) is currently working towards enhancing their Geohazards Risk Management Program to include geotechnical assets. This paper presents work that is being developed for integrating rock slope rating systems and remote monitoring tools for informed decision-making within AT's future Geotechnical Asset Management system. A compilation of rock slope rating systems have been used to assess a rock slope (the C018 rock slope in southern Alberta) and evaluate the results in light of change detection analyses and historical slope instability at the site. The results from this site will be compared in the future with a data base of other unstable highway rock slopes within Alberta where the approach will also be trialed.

## RÉSUMÉ

Alberta Transportation (AT) travaille actuellement à l'amélioration de son programme de gestion des risques géologiques pour y inclure les biens géotechniques. Cet article présente le travail en cours d'élaboration pour intégrer les systèmes d'évaluation des pentes rocheuses et les outils de télésurveillance pour une prise de décision éclairée dans le futur système de gestion des actifs géotechniques d'AT. Une compilation de systèmes d'évaluation des pentes rocheuses a été utilisée pour évaluer une pente rocheuse (la pente rocheuse C018 dans le sud de l'Alberta) et évaluer les résultats à la lumière des analyses de détection des changements et de l'instabilité historique des pentes sur le site. Les résultats de ce site seront comparés à l'avenir à une base de données d'autres talus rocheux instables d'autoroutes en Alberta où l'approche sera également testée.

## 1 INTRODUCTION

Alberta Transportation's (AT) Geohazard Risk Management Program (GRMP) actively monitors approximately 250 known geohazard sites throughout the province's 31,000 two-lane equivalent kilometers of roadway infrastructure (Tappenden and Skirrow 2020). AT is working towards developing a Geotechnical Asset Management (GAM) program that will benefit from systematic rock slope evaluations that integrate observations through slope rating systems and state-of-practice monitoring techniques; and that are practicable for deployment across rock slopes along highways in Alberta. Across Alberta the geological environment for rock slopes ranges from weak sedimentary rock along in its river valleys to more competent sedimentary cordilleran rock in the Rocky Mountains and their foothills.

This paper presents a brief summary of the Geotechnical Asset Management (GAM) framework and the vision at AT for implementing GAM, followed by a discussion of rock slope rating systems that were selected as potential for adoption/modification to complement current inspections of rock slopes, followed by a summary of state-of-practice remote monitoring techniques. The potential integration between rock slope rating systems and monitoring for GAM is presented through a preliminary application at a rock slope site in central Alberta.

The C018 rock slope, situated between Highway 837 and the Red Deer River northwest of Drumheller, has a history of slope instabilities and has been monitored using remote sensing since 2017. It was selected as an interesting case to apply several rock slope rating systems to eventually compare the results with those of other rock slopes across Alberta. The intention is to assess the applicability of each rock slope rating system to Alberta's geological environment, and its potential for integration with state-of-practice remote sensing techniques for use in the development and implementation of AT's GAM program.

### 1.1 Asset Management

The concept of asset management has been around for many years with the initial implementation of asset management programs dating back to the 1980s and 1990s in Canada, Australia, New Zealand, and Europe (Wolf et al. 2015). Asset management as defined by the Federal Highway Administration (FHWA) as "... a systematic approach of maintaining, upgrading, and operating physical assets cost effectively. It combines engineering principles with sound business practices and economic theory, and it provides tools to facilitate a more organized, logical approach to decision making. Thus, asset management provides a framework for handling both short- and long-range planning" (FHWA 1999). Regardless

of the specific regional or departmental definition of asset management, the basics of an asset management program strive to build, operate, and maintain assets in a cost-effective manner with the goal of improving asset performance (Wolf et al. 2015). The asset management structure is most prevalent in transportation agencies where assets generally include pavement, bridges, or railway tracks. All these transportation assets rely quite literally on the performance of underlying geotechnical assets (Bernhardt et al. 2003). The development of Transportation Asset Management (TAM) programs has become prevalent and part of national requirements in countries including the United Kingdom, the United States, and Canada. The emergence of Geotechnical Asset Management (GAM) out of TAM was a necessity due to the importance of the performance of geotechnical assets on the transportation infrastructure. Geotechnical assets range from inclusive to completely exclusive of transportation assets. Inclusive assets include culverts, drainage channels, bridge foundations, and pavement subgrade. Exclusively or partially exclusive geotechnical assets include rock and soil slopes, embankments, retaining walls, and tunnels (Bernhardt et al. 2003). These lists are not exhaustive and vary depending on departmental and corporate goals.

### 1.2 Geotechnical Asset Management Framework

The basis for a GAM program is defined by its governing agency's goals. This usually includes the management of risk within a transportation system. To do so requires continuous monitoring of asset performance in a cost-effective manner. A clear relationship must be established between an agency's objectives and GAM decisions (Thompson 2017). Often these goals will be predetermined by agency policies and strategic goals. The next step in GAM development is the collection of data to create an asset inventory. Thorough documentation is essential to a comprehensive management program; each asset identified within a target area must be cataloged with its physical characteristics but also some measure of its cost, performance, and impact of failure (Bernhardt et al. 2003). An assessment of the asset's condition is necessary in determining how the agency's limited resources will be used to the greatest benefit. This is particularly difficult for slopes due to the lack of empirical knowledge about their service life. Slope performance must be monitored over several years in order to estimate their life expectancy (Stanley and Pierson 2013). Deterioration curves are often used in TAM to track and forecast condition of assets. This approach has been applied to GAM but with greater uncertainty. Deterioration curves for rock slopes within the same transportation corridor will vary based on geology, microclimate, vegetation, exposure and must be uniquely tailored for each site (Vessely 2013).

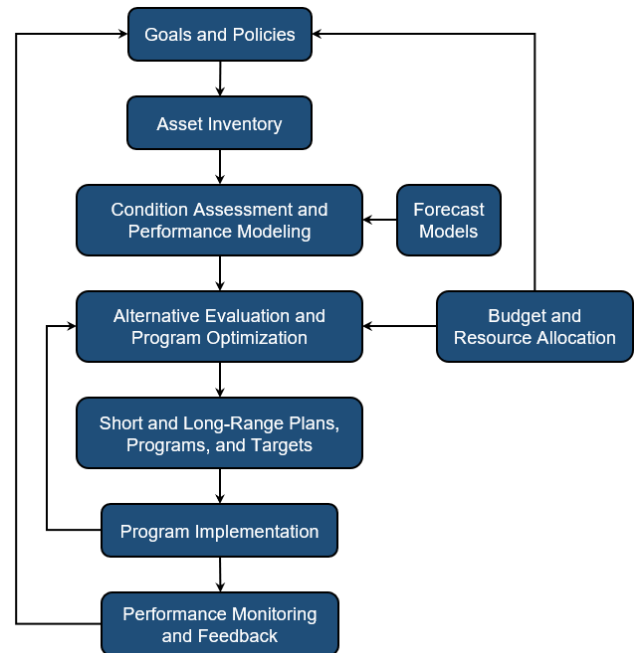


Figure 47. Geotechnical Asset Management process (modified from Thompson 2017)

Often program alternatives must be considered to account for uncertainties in funding, costs, and emerging hazards. Standardized performance measures must be established so that cost/benefit relationships can be used to optimize the program's efficiency (Thompson 2017). This in turn gives rise to the need for robust analytical tools capable of measuring the performance of a geotechnical asset. The development of an asset inventory is a continuous process; following the initial assessment and identification of an unstable asset, continued monitoring is required to maintain adequate allocation of resources. Figure 47 provides an outline for a typical GAM process.

### 1.3 Alberta Transportation's Vision

AT has documented approximately 500 geohazard sites, 250 of which are actively monitored through the department's Geohazard Risk Management Program (GRMP) (Tappenden and Skirrow 2020). The GRMP inventory includes soil and rock slopes, embankments, retaining walls, and subgrades. AT's GRMP was established in 1999 as a program to identify and monitor geotechnical assets to determine short-term and long-term strategies for risk management, maintenance and rehabilitation (Tappenden and Skirrow 2020).

The GRMP uses field inspection observations and instrumentation readings to assign a risk level on a scale of 1 to 200 for each geohazard site. AT then uses these ratings to prioritize sites for intervention. AT acknowledges that the current GRMP rating system does not include a measure of risk exposure so low traffic density highways have the same risk level as those with high traffic density (Tappenden and Skirrow 2020). This shortcoming could be mitigated for rock slopes with the inclusion of a rating system such as the Rockfall Hazard Rating System

(RHRS) which will be discussed in more detail in Section 2.1. Like most TAM programs that incorporate geotechnical assets, difficulties arise when attempting to compare other capital projects competing for funding. Available rating systems lack compatibility with other transportation projects such as pavement or bridge rehabilitation. AT is currently working towards the development of a formalized GAM program to enhance the province's ability to monitor the condition and deterioration of geotechnical assets. This requires the assessment of available tools to effectively collect and manage data for both funding forecasting and evidence-based decision making (Tappenden and Skirrow 2020). Continued enhancement and implementation of GAM for AT can greatly benefit from standardizing the integration between rock slope rating systems and monitoring for rock slopes in a practicable and repeatable manner.

## 2 ROCK SLOPE (AND ROCK MASS) RATING SYSTEMS

### 2.1 Rockfall Hazard Rating System

The roots of the Rockfall Hazard Rating System (RHRS) date back to the early 1970s following train derailments in British Columbia, Canada, when the Canadian government began no longer accepting slides as an "Act of God" (Brawner and Wyllie 1976). The goal being to produce a procedure to quantify slopes for prioritization based on the potential hazard of rockfalls occurring along a transportation corridor. A comprehensive participants manual for the RHRS was published in the early 1990s by a collaboration of United States transportation agencies including the Oregon Department of Transportation and the National Highway Institute (Pierson and Van Vickle 1993).

Following its conception, 18 US DOTs adopted the RHRS. Several of these transportation agencies and others outside the United States have adopted and modified this RHRS to suite their specific needs (Russell et al. 2008). Some of the agencies using modified versions of RHRS include New York DOT (Hadjin 2002), New Hampshire DOT (Fish and Lane 2002), Missouri DOT (Maerz et al. 2005), Idaho DOT (Miller 2003), Ohio DOT (Shakoor 2005), Tennessee DOT (Vandewater et al. 2005), University of Naples (Budetta 2004), and Colorado DOT (Stover 1992).

The RHRS follows an exponential scoring system based on 12 categories related to slope characteristics (slope height, geological character, and volume of rockfall/block size), environmental factors (climate and presence of water on slope), rockfall history, and traffic vulnerability (ditch effectiveness, average vehicle risk (AVR), decision sight distance, and road width). The scores obtained for each category are summed together to determine the overall RHRS score. Slopes with scores below 300 may be considered as low priority while slopes with scores over 500 are considered urgent priority for remedial action (Justice 2015; Budetta 2004). During its years of use the RHRS has proven itself as a capable tool for preliminary assessment of rock slopes. This is especially true for the development of asset inventories to facilitate the implementation of GAM. Categorization of vast slope databases can be completed without the use of

specialized equipment or subsurface exploration. With relatively minimal training personnel can implement the RHRS, giving transportation agencies the ability to prioritize rock slopes for the purpose of effective resource allocation and rockfall mitigation. Its effectiveness, however, does not negate the fact that weaknesses within the system do exist. Three major weakness of the RHRS include: its subjective terminology for several of the parameters may inhibit consistency, several geological characteristics and climatic conditions known to contribute to rockfalls are not addressed, and only two parameters are presented to describe the geological condition of each slope which can be easily outweighed by the other parameters (Rose 2005).

### 2.2 Colorado Rockfall Hazard Rating System

The Colorado DOT opted to implement a slightly modified version of the RHRS in an attempt to address some of the weaknesses identified within the original RHRS (Stover 1992). This in combination with the Colorado Rockfall Accidents in State Highways (CRASH) database allowed the Colorado DOT to match mile markers with accidents caused by rockfalls and focus on the sections of highway most prone to rockfalls. In more recent years, the modified Colorado RHRS (CRHRS) was developed with additional parameters validated through use by other state DOTs. The developers of the CRHRS attempted to remove the subjective nature of the RHRS while incorporating additional geologic and climatic factors recognized in literature to contribute to rockfalls (Russell et al. 2008). The CRHRS was tested on 355 Colorado slopes followed by a statistical analysis of the results to determine the dominating factors controlling rock slope stability (Santi et al. 2009).

The original RHRS uses the sum of 10 parameters to determine the slope score. The CRHRS increases the number of parameters to 21. The CRHRS breaks down the geologic character of a slope into 3 categories: sedimentary rock, Crystalline rock, and block-in-matrix, e.g., conglomerates and till. These improved categories help the scorer distinguish between failure mechanisms and relevant parameters for the evaluation. The CRHRS includes an additional 3 parameters to better interpret climatic factors, including score ranges for annual precipitation and annual freeze thaw cycles. Several of the parameters were revised from the original RHRS to reduce the subjectivity by providing specific ranges for scoring. These modifications ultimately improve the consistency of the scoring system while introducing complexity. Additional climate data and field measurements are required to accurately determine the CRHRS score compared to the original RHRS. Considering its advantages and disadvantages, the CRHRS is accepted in this study as a refined RHRS model well suited for the varying geology found along Alberta's transportation corridors, however requiring increased resources (time at each site) for implementation.

### 2.3 Rock Mass Rating System

The Rock Mass Rating (RMR) system or the Geomechanics Classification was originally introduced by Bieniawski (1973). Over the next 15 years the method was successfully applied and refined with the addition of case records from many civil and mining engineering related projects. The commonly used version of the RMR system was published in 1989 (Bieniawski 1989). The RMR system utilizes six rock mass parameters for individual structural regions:

1. Uniaxial compressive strength of the rock.
2. Rock Quality Designation (RQD).
3. Spacing of discontinuities.
4. Condition of discontinuities.
5. Groundwater condition.
6. Orientation of discontinuities.

Values are assigned to ranges of the six parameters and summed together to determine the RMR value. RMR has seen the largest use in the tunnelling and mining sectors (Aksoy 2008) but is also applicable to slopes and rock foundations for bridges and dams (Bieniawski 1993). The RMR system included guidelines for the selection of support in tunnel design as well as expected unsupported stand-up time for rock spans. These design guidelines tend to be conservative which has led to further research and development of the Modified Rock Mass Rating (MRMR) system for mining (Laubscher 1977, 1990).

The RMR 1976 version included a 'rating adjustment for discontinuity orientations' for slopes (Romana 1993). The range of the adjustment factor corresponds to discontinuity orientations from very favourable to very unfavourable. However, no guidelines were published for the definition of each class of discontinuity orientations. Romana et al. (2015) notes that this methodology was very difficult to apply to due to the extreme range of the adjustment factor. Since RMR requires measured values to fall within specified ranges for each of its parameters, it is very challenging and subjective when applied to a slope using visual inspection alone. Considering this, the viability of RMR for economically feasible asset inventorying as part of a GAM plan remains in question. RMR does however remain valid if additional monitoring or sub-surface exploration is warranted.

### 2.4 Slope Mass Rating System

The Slope Mass Rating (SMR) system was initially proposed by Romana (1985) as an addition to the RMR system specifically for the classification of rock slopes. SMR was intended as a preliminary assessment for slopes. As discussed in the previous section, RMR use on slopes lacked clear guidelines and therefore left a high degree of uncertainty and limited viability for design. The SMR system uses four additional parameters to address the range of failure modes that impact slopes. These adjustment parameters are added to Bieniawski's 1979 version of RMR which excludes the 'Orientation of discontinuities' factor. Equation 1 shows the relationship between RMR and SMR.

$$SMR = RMR + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad [1]$$

Adjustment factors F1, F2, and F3 are calculated using the dip and dip directions of the slope and individual joints. Measurements must be gathered for each of the major discontinuity planes to determine which is most likely to result in a planar or toppling failure. The final adjustment factor F4 is selected for the excavation method used to construct the slope with 'natural slope' as an option. Romana (1985) empirically determined limit values between different stability classes of SMR for different failure modes. Guidelines for slope support design were prepared for each of the SMR stability classes. These were intended for use in preliminary design and require detailed field data and significant engineering judgement to apply (Romana 2015).

Since SMR is a continuation of RMR, it requires the same data in addition to discontinuity and slope orientation. This limits its viability to the development of a GAM plan for the same reasons as RMR alone. This does not in itself discredit SMR as a valuable tool for assessing rock slopes. SMR has seen success worldwide as a tool for preliminary slope assessment (Romana 2015). With the help of modern remote sensing techniques joint and slope orientations can be extracted from surface or point cloud files to determine SMR parameters. These techniques will be discussed in more detail in Section 4

### 2.5 Q-Slope System

The original Q-system introduced by Barton et al. (1974) is a rock mass classification method capable of assisting designers with tunnel support and reinforcement design. After almost 60 years, the Q-System remains a staple tool having been applied in thousands of civil and mining engineering projects around the world (Barton and Grimstad 2014). The Q-Slope System, introduced in 2015 by Barton and Bar (2015), is intended for use on road or railway cuts, or individual benches of open pit mines (Bar et al. 2016). Q-Slope uses the same six parameters as the original Q-System with some modifications to account for potentially unstable wedges, a wider range of environmental conditions, and additional reduction factors relevant to slopes (Bar et al. 2016). The Q-Slope system is considered a function of 3 overall parameters: Block size; shear strength of least favourable joint set or average shear strength for potential wedge failure; and external factors including environmental and in-situ stress (Bar and Barton 2017). Equation 2 presents the modified parameters to determine the Q-Slope value.

$$Q_{\text{slope}} = \frac{RQD}{J_n} \cdot \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_0 \cdot \frac{J_{\text{wice}}}{SRF_{\text{slope}}} \quad [2]$$

The calculated Q-Slope values can then be used in Equation 3 to determine the steepest slope angle ( $\beta$ ) not requiring support of reinforcement (Barton and Bar 2015).

$$\beta = 20 \log_{10} Q_{\text{slope}} + 65^\circ \quad [3]$$

The input parameters for Q-Slope are more amenable than those for RMR for determination by visual slope inspections. This has positive implications for Q-Slope's viability when applied to GAM, although more specialized training and geological experience is required for parameter selection.

## 2.6 Geological Strength Index

The Geological Strength Index (GSI) was introduced in the 1990's (Hoek 1994, Hoek et al. 1995) as a system to estimate the reduction in rock mass strength (relative to the strength of intact rock blocks) for different geological conditions that can be identified during field observations (Hoek and Brown 1997, Hoek et al. 1998). Once determined, the GSI can be used to estimate the rock mass strength parameters of the modified Hoek-Brown failure criterion (Hoek et al. 1995). This rock mass characterization tool is based on only two categories: the rock mass structure and the surface condition of joints/discontinuities. Both categories can be assessed through visual inspection of slopes or outcrops for a large variety of rock masses. It should be noted that the GSI is a qualitative approach that yields a range of potential values. Typical GSI ranges for a variety of rock types have been published by Marinos and Hoek (2000) to assist practitioners in the application of the GSI method.

GSI differs from the other rating systems presented in the paper as its only intended function is the indirect estimation of rock mass properties. It was never meant to replace RMR or Q since it has no capability to assist in support/reinforcement design (Marinos et al. 2005). With only two base categories required to determine GSI, it is an efficient tool for the assessment of rock slopes by engineers and geologists. Although it does not directly measure the hazard or consequence of a slope failure, it can be applied quickly in the field for the development of asset inventories and comparison of rock slopes for GAM. GSI can also be used to circumvent some of the difficulties encountered when determining RMR without more extensive investigatory methods. Equation 4 was established between GSI and the 1989 version of RMR (Bieniawski 1989) by Hoek and Brown (1997). Note that the  $RMR_{89}$  indicates that the groundwater rating parameter is set to 15 and the orientation of discontinuities parameter is set to zero. The use of this relationship and others identified in the literature greatly increases the viability of both RMR and SMR with the assistance of remote sensing techniques to extract strike and dip angles of rock mass discontinuities.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad [4]$$

While GSI is clearly viable for the implementation of GAM, it does have its limitations. The GSI system is not intended for rock masses with a clearly defined dominant structural orientation (Marinos et al., 2005). This is also true for rock masses with structurally dependent gravitational instability (Marinos et al., 2007). This increases the difficulty when applying GSI to some slopes in sedimentary deposits but can still be applied if the rock's anisotropy does not control its failure.

## 3 REMOTE SENSING TECHNIQUES

The use of remote sensing techniques in the investigation and monitoring of landslides and rockfalls have become state-of-practice. These techniques have been used for early warning systems, and for understanding landslide mechanisms, kinematics, and triggers (Macciotta and Hendry 2021). Applicable techniques include, but are not limited to, photogrammetry (Deane et al. 2020, Roustaei et al. 2020, Rodriguez et al. 2020), laser scanning (Kromer et al. 2018, Maerz et al. 2012), and radar interferometry (Woods et al. 2021, Journault et al. 2018) which can be implemented via ground-based, satellite, or airborne platforms.

### 3.1 UAV Photogrammetry

Remotely piloted and automated aerial vehicles (known as UAVs) have become increasingly popular for use with photogrammetric remote sensing. Technological advances have made UAVs a cost effective and readily available option for engineering practitioners. In terms of remote sensing, UAVs provide a convenient platform to collect high resolution imagery over terrain that would otherwise be inaccessible (Lucieer et al. 2014). Photos gathered via UAV provide multiple perspectives of targets stored with coordinates and orientation. This geographical information is then used by digital photogrammetry algorithms to construct detailed photographic point clouds. Since photogrammetry depends on optical imagery, a clear view of the target is critical. Poor lighting or weather factors can impact the quality of imagery. Vegetation also prevents obtaining information from the ground. Environmental factors also impact the effectiveness of the UAV platform which is unable to operate in high winds. Point clouds generated via UAV photogrammetry are rendered with true colour images of the target, enhancing the identification of geological and structural features of rock slopes. This is one advantage UAV photogrammetry has over other remote sensing techniques.

### 3.2 LiDAR

Light detection and ranging (LiDAR) is a range-based imaging tool that uses the reflection of light to determine a target's location (Lato 2010). LiDAR devices emit lasers at a target and from the reflection gather its location in 3-dimensional space. Capable of accurate and rapid distance measurements, LiDAR data can be used to generate 3D models of geological features. The distance of LiDAR from the target impacts the accuracy and precision of the spatial data. Other environmental factors like temperature and humidity can also impact LiDAR accuracy. LiDAR can be deployed via ground-based or airborne platforms for static and dynamic data collection, respectively. LiDAR has seen significant use in geotechnical engineering for determining landslide kinematics (Deane et al. 2020), identifying rockfall hazards (Lato et al. 2012, Lato et al. 2009), and assessing rock mass characteristics (Lato et al. 2013).

#### 4 REMOTE SENSING APPLICATION TO GAM

Since data collection and condition assessment of an inventory of slopes is critical for a successful GAM program, the application of remote sensing for GAM shows significant potential. Ongoing collection of data that may be used to better assess and monitor the condition of slopes is critical for successful GAM implementation. Several studies have been conducted in recent years using software to semi-automate the extraction of rock mass joint and discontinuity information from remote sensing data (Haneberg et al. 2006, Lato et al, 2009, Gigli and Casagli 2011, Otoo et al. 2011, Riquelme et al. 2014, 2015, 2016, 2017). Joint orientation data for slopes may then be applied to the SMR system as another comparative tool to assess the condition of slopes. When applying these techniques, it is important to note the limitations of how the point cloud was derived. LiDAR is better suited to detect discontinuity facets i.e., the discontinuity surfaces exposed on the rock face, while photogrammetry better captures fracture traces i.e., the intersections between discontinuities on the rock face (Otoo et al. 2011).

An opportunity that integration of monitoring, in particular remote sensing, with slope rating and quantification is the possibility to correlate slope ratings to slope performance. This can be achieved through correlations between slope rating and rockfall intensity and slope deformations, without the necessity to wait for a significant instability that would allow insight into the critical range of a particular rating system.

#### 5 C018 ROCK SLOPE

The rock slope known as C018, according to AT's geohazard numbering system, is located along highway 837 adjacent to the Red Deer River, approximately 14 km northwest of Drumheller, Alberta. C018 is located within the Alberta Badlands which are an arid to semi-arid region with limited vegetative cover and relatively steep valleys initially formed during the retreat of the Laurentide ice sheet approximately 13,000 years ago (Campbell and Eschner 2018). The erosional processes acting upon the Alberta Badlands have created their characteristic plateaus to steep barren slopes exposing the lithology of varying colour along with other erosional features such as hoodoos. The C018 slope is part of the Horseshoe canyon formation comprising feldspathic sandstone interbedded with siltstone, bentonitic mudstone, carbonaceous mudstone, concretionary sideritic layers, and laterally continuous coal seams; includes a white, pedogenically altered sandstone and mudstone interval at the top; nonmarine to shallow marine (Prior et al. 2013). The bedding planes for these lithologies have a nearly horizontal inclination. The Horseshoe formation is weak to extremely weak bedrock which corresponds to a UCS ranging from 1 to 5 MPa (Marinos and Hoek 2000). At the C018 site, the unstable slope section is approximately 500 m long and 60 m high. Total height to the top of the plateau above is approximately 95 m. The site experiences an average annual rainfall of 370 mm with extreme temperatures ranging from -43.9 to 40.6 degrees Celsius and approximately 100 freeze-thaw cycles a year (Roustaei et

al. 2020). Highway 837 has an average annual daily traffic of 270 vehicles per day (Government of Alberta 2021). Figure 48(a) provides an aerial photo of the C018 slope, highlighting its proximity to Highway 837 and the Red Deer River.

##### 5.1 C018 Landslide Activity

The C018 has a history of recorded earthflows, rockfalls, and slides of frozen slabs of heavily weathered material that have blocked traffic. Significant failure events since 2017 have required intervention by AT. The first two large earthflows that were recorded occurred in the summer of 2017 and blocked the highway with a combined volume of approximately 1,300 m<sup>3</sup>. Two days before these failure events, two rainfall events of approximately 38 mm total were recorded within a 24-hour period. In December of the same year, a rockfall event of approximately 120 m<sup>3</sup> occurred following a freeze/thaw event. In May 2018, another large earthflow buried the highway. Similar to previous events, a significant rainfall event preceded the failure. 15 mm of rainfall within a 48-hour period fell 6 days prior to the slope failure. Other rockfall events were recorded with reported fallen block sizes ranging from 4 mm to 500 mm. Precise block sizes are difficult to specify as blocks disaggregate while falling or upon impact to the ground surface. Jersey barriers were installed, narrowing the road to one way traffic, following the May 2018 event (Rodriguez et al. 2020).

A remote sensing monitoring program was initiated for C018 in December 2017 following the major failure events of that year. The program consisted of bi-annual UAV photogrammetry to develop change detection calculations of volumetric changes in the slope surface. The results of the change detection analysis are presented in Figure 48(b). The highest degree of material loss of 738 m<sup>3</sup> is indicated by area 'F1' located in the northern section of the slope. Two smaller instabilities at the center and eastern slides of the slope indicated by 'F2' and 'F3' show loss of approximately 25 m<sup>3</sup>. These monitoring campaigns are ongoing.

Investigation into the failure modes of the C018 slope determined that multiple mechanisms are at work. The first mode of failure results from the continuous weathering of the surficial rock from precipitation, freeze-thaw cycles, and swelling-shrinking of the clay fraction. This softening of the surficial rock to soil-like materials leads to cohesion loss with gain in moisture resulting in the development of earthflow events (Roustaei et al. 2020). The second mode of failure arises from the first; earthflow events undermine stronger rock layers leading to differential erosion. The loss of support under harder stratigraphic layers leads to detachment of blocks and subsequently, rockfall events (Roustaei et al. 2020). The third failure mode has been observed by highway maintenance as blocks or slabs of frozen weathered material sliding/falling towards the highway. Prolonged freezing temperatures and numerous freeze-thaw cycles lead to volumetric changes in the near surface residual soils. These volumetric changes result in separation and detachment of the frozen materials from less weathered rock below (Roustaei et al. 2020).

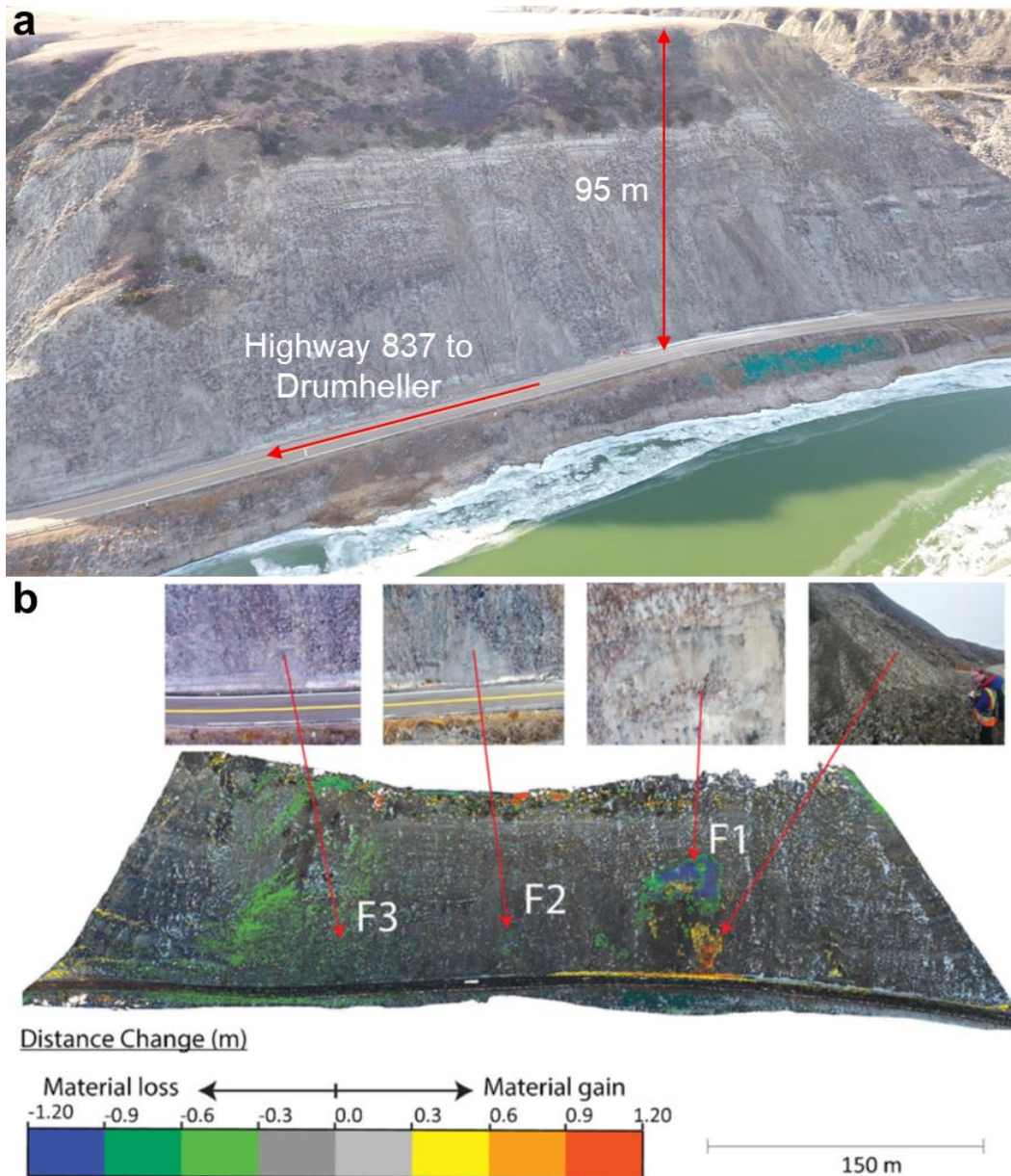


Figure 48. (a) Aerial photo of C018 slope. (b) Change detection between December 2017 and May 2018 survey (modified from Rodriguez et al. 2020).

## 5.2 Application of Rock Slope Rating Systems

A field survey of the C018 rock slope was conducted on November 12, 2021 at which time four rock slope rating systems, RHRS, CRHRS, GSI, and Q-slope were applied to the slope. The goal of the field survey was to ascertain the applicability of each method for the purpose of supporting a future GAM program implementation. Each rating system was employed using only visual inspection and minimal field equipment including a range finder with inclinometer and measuring tape. This approach was selected to represent the existing workflow during AT's annual GRMP field inspections. Subsequently, available historical information pertaining to C018 was reviewed to corroborate the findings during the field survey. Traffic data

was also reviewed for this section of Highway 837 to complete the applicable categories of the RHRS and CRHRS. Separate rating values were generated both including and excluding the installed Jersey barriers to measure the impact of the mitigation.

### 5.2.1 Rockfall Hazard Rating System

Results of the RHRS survey yielded values of 512 with the Jersey barriers accounted for, and 527 without the Jersey barriers in-place (Table 1). Since the slope has a history of significant rockfall activity a RHRS value over 500 is expected. This aligns with what the literature defines as a slope requiring urgent priority for remedial action. The minimal difference between the values for with and without



Jersey barriers, only 15 points, was more surprising. The lower value assigned to the ditch effectiveness category with Jersey barriers installed was almost entirely counteracted by the higher Road Width category score due to narrowing of the roadway with the lane closure. All other categories scored the same with and without barriers installed. In this regard, not capturing the benefit of the barrier appears to be an artifact of the rating system itself. Category scoring may vary depending on where along the slope observations are made. For RHRS categories, the worst-case scenario is often selected for scoring to portray the actual hazard potential of a site. For C018, the worst case corresponded to the section below 'F1' in Figure 2 which corroborates the findings of the change detection analysis.

Overall, the original RHRS remains an effective tool for the assessment of rock slopes even when applied to a heavily weathered sedimentary deposit. However, some of the categories are ambiguous and selection of a score is sometimes difficult. When attempting to determine the category score for block size/volume, historical information about previous rockfall activity was invaluable. Measuring the relatively small blocks present at the base of the slope results in non-conservative values knowing the relatively large rockfall history. Selection of the geological character category score requires significant engineering judgement. Review of examples presented in Pierson and Van Vickle (1993) Participant's Manual is highly recommended to familiarize surveyors with the terminology prior to conducting slope inspections.

### 5.2.2 Colorado Rockfall Hazard Rating System

The CRHRS results for the C018 rock slope yielded significantly higher values than the RHRS results (813 with the Jersey barriers, and 867 without the Jersey barriers). This is consistent with the developers' intentions to have CRHRS results stand out more so that high rockfall hazard sites are more easily identifiable (Russel et al. 2008). No resources could be found in the literature identifying a specific range of CRHRS values that correspond to slopes requiring urgent priority for remedial measures. When comparing the CRHRS scores with and without the Jersey barriers installed, a difference of 54 points was determined. This is attributed to the Ditch Catchment category which takes the largest score generated between ditch dimension and ditch shape effectiveness. For both cases ditch dimension effectiveness dominated and the increase in ditch width due to reduction on roadway width reduced the ditch catchment category score with barriers from 81 to 27. Logically, this seems appropriate as the barriers installed appear to reduce the likelihood of rockfalls reaching the roadway. This can be seen clearly in Figure 49 taken at the base of area 'F1'. As per the RHRS results, a larger difference was expected, and not capturing the full benefit of the barrier appears to be an artifact of the rating system itself. The issue, however, appears of a lesser degree for the CRHRS results. The CRHRS methodology recommends scoring of the Ditch Catchment category based on the worst-case along a site. As mentioned above, this corresponded to area 'F1' clearly identified during both the change detection analysis and slope survey.

The CRHRS was successfully employed at the C018 rock slope and has significantly less ambiguity in category score allocation compared to the original RHRS. However, this fact also made scoring more difficult for the discontinuities category which shares some terminology with the RMR system. Determining discontinuity persistence, aperture, weathering condition (infilling), and friction through visual inspection alone requires significant engineering judgement and adds a great deal of subjectivity to the process. Detailed inspection of rock fragments at the base of the slope was essential in selecting appropriate ratings for these categories along with the sedimentary rock categories. Similar to the original RHRS, determination of block size/volume is difficult without information regarding previous rockfall activity.



Figure 49. C018 rock slope Jersey barrier interim rockfall mitigation.

### 5.2.3 Geological Strength Index

GSI was employed for the C018 rock slope based on the typical GSI ranges presented by Marinatos and Hoek (2000) for sandstones, siltstones, claystones, and clay shales. A range of 15 to 25 was selected considering the high degree of weathering along the surface of the slope. The surface condition of the slope fits within the poor description while the structure is clearly disintegrated. The lower end of the GSI range coincides with area 'F1' where change detection shows some retrogression of the failure footprint. On the contrary, more competent material observed outside of the noted areas, where no retrogression has been detected by the UAV photogrammetry change detection, conform to the high end of the selected GSI range. GSI was designed as a tool to classify rock mass strength; it doesn't have a direct relationship to the hazard level of a slope. Therefore, no variation in scoring resulted from the inclusion of the Jersey barrier rockfall mitigation. It is important to note that GSI was not developed for material at such an advanced stage of weathering that it exhibits soil-like behaviour. In this regard, the low GSI values attributed correspond to the weak end of the spectrum where soil-like deformation characteristics would be expected, and geomechanical characterization is not as applicable.

## 5.2.4 Q-Slope System

The Q-Slope results for the C018 rock slope indicate that the slope is unstable both with and without Jersey barriers. Q-Slope values determined with barriers assumes their installation may be considered as a slope reinforcement measure for the determination of the Environmental and Geological Condition Number ( $J_{\text{wice}}$ ), which is not a reality as the barriers act as partial protection rather than stabilization. Inclusion of the Jersey barriers in the calculations has only been done to gain an appreciation of, and illustrate, the impact some mitigation works can have in the quantification process, although that number is erroneous in this scenario. Both Q-Slope values of 0.036 and 0.028 inputted into Equation 3 results in the steepest slope angle ( $\beta$ ) not requiring support of reinforcement, of 7 and 9 degrees shallower than the actual slope angle, respectively. Since we know that the slope is unstable and displays regular rockfall activity, this result appears valid.

Although Q-Slope generally requires information that cannot be gathered through visual inspection alone, the ambiguous nature of the parameters allows determination of results with some engineering judgement. Since C018 comprises a relatively weak rock mass, the RQD can be assumed as essentially zero (Marinos et al. 2007). In this case, the minimum value of 10% is used for RQD in Equation 2 to evaluate Q-Slope (Barton and Bar, 2015). For more competent rock masses this value must be interpreted with more care by using a verifiable technique such as described by Hutchinson and Diederichs (1996). For sedimentary deposits with joint orientations near horizontal, such as at C018, there is not a clear choice for the discontinuity orientation factor. In this case 1.0 was selected, which corresponds to a quite favorable discontinuity orientation pertaining to slope stability. Examination of rock fragments present at the base of the Slope was helpful for the selection of the remaining Q-Slope parameters. Overall, Q-Slope scoring should be based on average discontinuity characteristics found throughout the rock mass. Using fragments found at the slope base and visual inspection of features across the slope draws the surveyor to more active sections of the slope. The resulting Q-Slope scores are therefore more representative of the active areas previously identified via UAV photogrammetry change detection.

## 5.2.5 Summary of Results

The rating values for each the rock slope rating systems are summarized in Table 1. Review of the results shows that the RHRS and CRHRS were more informative for a rock slope comprising weak, highly weathered sedimentary deposits than GSI and Q-Slope, which were less effective at capturing hazard status of the C018 site. The implications of these results limit the potential applicability of GSI and Q-Slope for a comprehensive GAM program. However, GSI and Q-Slope may perform better when applied to more competent rock slopes within Alberta and should not be discounted at this point. Both the RHRS and CRHRS captured the relatively limited effectiveness of the Jersey barriers as risk mitigation which is consistent with

observations of rockfalls overtopping the barriers and continuing to reach the roadway.

Table 1. C018 rock slope rating system results

Rock Slope Rating System	Rating Value		Rating Category	
	With Barriers	Without Barriers	With Barriers	Without Barriers
RHRS	512	527	Urgent Priority	Urgent Priority
CRHRS	813	867	N/A	N/A
GSI	15-25	15-25	N/A	N/A
Q-Slope	0.036 (36°) <sup>1</sup>	0.028 (34°)	Unstable	Unstable

<sup>1</sup>values in brackets are stable slope angle ( $\beta$ ) angle from Equation 3

## 6 CONCLUSION

This paper presented an overview of Geotechnical Asset Management (GAM) concepts, and the vision at AT for implementing GAM, followed by a discussion of rock slope rating systems selected as potential candidates for enhancing AT's field inspections of rock slopes. The potential integration between rock slope rating systems and performance monitoring for GAM is presented through a preliminary application at a rock slope site in southern Alberta (C018 rock slope).

Four rock slope rating systems were applied to the C018 rock slope. Since C018 falls into the extreme range of disaggregated rock slopes, approaching completely weathered, it tests the limits of the selected rock slope rating systems. These selected systems include the RHRS, CRHRS, GSI, and Q-Slope. Application to one slope does not inherently validate the use of these systems for deployment within a GAM program but is an illustrative case study for informing the selection of tools to quantify the condition of rock slopes for enhanced performance monitoring within an asset management framework.

For both RHRS and CRHRS methodologies, category scoring tends to lean towards capturing the worst-case scenario. This draws the surveyor to active portions of the slope where a link can be drawn to the change detection results. Areas identified with greater activity lead to category scoring based on the condition of these areas. This also holds true for Q-Slope, in which parameters selected through inspection of rock fragments and exposed features along the slope are more readily present at active sections of the slope identified through visual observations and enhanced through change detection techniques. A range of GSI values presents an opportunity for a surveyor to provide information regarding both stable and unstable portions of a slope.

Additional research is planned to apply the rating systems to other rock slopes of varying geology and perceived hazard level within Alberta. The inclusion of slopes with existing remote sensing data will be used to generate RMR and SMR values through the extraction of

discontinuity orientations. From there, existing comparisons between each rating system from the literature, and potentially new comparisons will be used to assess each method's applicability to GAM for AT. Furthermore, the deployment of state-of-practice in-situ and remote sensing techniques for monitoring purposes provides the information needed to correlate slope ratings to measured slope performance. The intention is to develop a rock slope assessment methodology for systematically documenting the current condition of the slope as it pertains to expected performance, and to provide decision-makers with the information needed for optimizing the timing of maintenance, protection or stabilization interventions while minimizing the risk of a highway service disruption.

## 7 REFERENCES

- Aksoy, C.O. 2008. Review of rock mass rating classification: historical developments, applications, and restrictions. *Journal of mining science*, 44(1): 51–63.
- Bar, N., and Barton, N. 2017. The Q-slope method for rock slope engineering. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(12): 3307–3322.
- Bar, N., Barton, N.R., and Ryan, C.A. 2016. Application of the Q-slope method to highly weathered and saprolitic rocks in Far North Queensland. In *ISRM International Symposium-EUROCK 2016*.
- Barton, N., and Bar, N. 2015. Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects. In *ISRM Regional Symposium-EUROCK 2015*.
- Barton, N., and Grimstad, E. 2014. Forty years with the Q-system in Norway and abroad. *Fjellsprengringsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk*, vol 4.1–4.25.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4): 189–236.
- Bernhardt, K.L.S., Loehr, J.E., and Huaco, D. 2003. Asset management framework for geotechnical infrastructure. *Journal of infrastructure systems*, 9(3): 107–116. American Society of Civil Engineers.
- Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineer*, South African Institution of Civil Engineering (SAICE), 1973(12): 335–343.
- Bieniawski, Z.T. 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. *4th ISRM Congress*. Montreux, Switzerland.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Bieniawski, Z.T. 1993. Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends. In *Rock Testing and Site Characterization*. Elsevier. pp. 553–573.
- Brawner, C.O., and Wyllie, D. 1976. Rock slope stability on railway projects. American Railway Engineering Association, Bulletin 656: 449–474.
- Budetta, P. 2004. Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 4(1): 71–81.
- Campbell, I., and Eschner, K. 2018. Badlands. In *The Canadian Encyclopedia*. Retrieved from <https://www.thecanadianencyclopedia.ca/en/article/badlands>.
- Deane, E., Macciotta, R., Hendry, M.T., Gräpel, C., and Skirrow, R. 2020. Leveraging historical aerial photographs and digital photogrammetry techniques for landslide investigation—a practical perspective. *Landslides*, 17(8): 1989–1996.
- Federal Highway Administration. 1999. Asset Management Primer. Office of Asset Management, Washington, D.C.
- Fish, M., and Lane, R. 2002. Linking New Hampshire's rock cut management system with a geographic information system. *Transportation Research Record*, SAGE Publications, 1786(1): 51–59.
- Gigli, G., and Casagli, N. 2011. Semi-automatic extraction of rock mass structural data from high resolution LIDAR point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(2): 187–198.
- Government of Alberta. 2021. Traffic Volumes at points on the highway. <https://open.alberta.ca/opendata/traffic-volumes-at-points-on-the-highway>.
- Hadjin, D.J. 2002. New York State Department of Transportation rock slope rating procedure and rockfall assessment. *Transportation Research Record*, SAGE Publications, 1786(1): 60–68.
- Haneberg, W.C., Norrish, N.I., and Findley, D.P. (2006). Digital Outcrop Characterization for 3-D Structural Mapping and Rock Slope Design Along Interstate 90 Near Snoqualmie Pass, Washington. In *Proceedings, 57th annual highway geology symposium*. Breckenridge, Colorado, USA.
- Hoek, E. 1994. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2): 4–16.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8): 1165–1186.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Hoek, E., Marinos, P., and Benissi, M. 1998. Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2): 151–160.
- Hutchinson, D.J., and Diederichs, M. 1996. The cablebolting cycle - underground support engineering. *CIM Bulletin*, 89(1001). Sudbury, Ontario, Canada.
- Journault, J., Macciotta, R., Hendry, M.T., Charbonneau, F., Huntley, D., and Bobrowsky, P.T. 2018. Measuring displacements of the Thompson River valley landslides, south of Ashcroft, BC, Canada, using satellite InSAR. *Landslides*, 15(4): 621–636.
- Justice, S.M. 2015. Application of a Hazard Rating System for Rock Slopes Along a Transportation Corridor Using Remote Sensing. Michigan Technological University.
- Kromer, R.A., Rowe, E., Hutchinson, J., Lato, M., and Abellán, A. 2018. Rockfall risk management using a

- pre-failure deformation database. *Landslides*, 15(5): 847–858.
- Lato, M.J. 2010. Geotechnical applications of LiDAR pertaining to geomechanical evaluation and hazard identification. Library and Archives Canada. Canada, Ottawa.
- Lato, M., Diederichs, M.S., Hutchinson, D.J., and Harrap, R. 2009. Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(1): 194–199.
- Lato, M.J., Diederichs, M.S., Hutchinson, D.J., and Harrap, R. 2012. Evaluating roadside rockmasses for rockfall hazards using LiDAR data: optimizing data collection and processing protocols. *Natural Hazards*, 60(3): 831–864.
- Lato, M., Kemeny, J., Harrap, R.M., and Bevan, G. 2013. Rock bench: Establishing a common repository and standards for assessing rockmass characteristics using LiDAR and photogrammetry. *Computers & Geosciences*, 50: 106–114.
- Laubscher, D.H. 1977. Geomechanics classification of jointed rock masses: mining applications. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy*, 86: A1-8.
- Laubscher, D.H. 1990. The design of rock support in high stress or weak rock environments. *92nd Canadian Institute of Mining and Metallurgy: AGM*. Ottawa, Ontario, Canada. Paper #91.
- Lucieer, A., Jong, S.M. de, and Turner, D. 2014. Mapping landslide displacements using Structure from Motion (SfM) and image correlation of multi-temporal UAV photography. *Progress in Physical Geography: Earth and Environment*, 38(1): 97–116.
- Macciotta, R., and Hendry, M.T. 2021. Remote Sensing Applications for Landslide Monitoring and Investigation in Western Canada. *Remote Sensing*, 13(3): 366.
- Maerz, N.H., Youssef, A., and Fennessey, T.W. 2005. New risk–consequence rockfall hazard rating system for Missouri highways using digital image analysis. *Environmental & Engineering Geoscience*, Association of Environmental & Engineering Geologists, 11(3): 229–249.
- Maerz, N.H., Otoo, J., Kassebaum, T., and Boyko, K. 2012. Using LIDAR in Highway Rock Cuts. In *Proceedings of the 63rd Annual Highway Geology Symposium*. pp. 7–10.
- Marinos, P., and Hoek, E. 2000. GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. *ISRM International Symposium*.
- Marinos, P.G., Marinos, V., and Hoek, E. 2007. The Geological Strength Index (GSI): A Characterization Tool for Assessing Engineering Properties for Rock Masses. In *The International Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining*.
- Marinos, V., Marinos, P., and Hoek, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1): 55–65.
- Miller, S.M. 2003. Development and implementation of the Idaho highway slope instability and management system (HiSIMS). Prepared for Idaho Transportation Department.
- Otoo, J.N., Maerz, N.H., Xiaoling, L., and Duan, Y. 2011. 3-D Discontinuity Orientations Using Combined Optical Imaging and LiDAR Techniques. In *45th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*. San Francisco, California.
- Pierson, L.A., and Van Vickle, R. 1993. Rockfall Hazard Rating System: Participant's Manual. Federal Highways Administration. SA-93-057.
- Prior, G.J., Hathway, B., Glombick, P.M., Pana, D.I., Banks, C.J., Hay, D.C., and Weiss, J.A. 2013. Bedrock Geology of Alberta, AER/AGS Map 600, Scale 1:1,000,000. To Accompany AGS Open File Report 2013-02, [https://ags.aer.ca/document/OFR/OFR\\_2013\\_02.pdf](https://ags.aer.ca/document/OFR/OFR_2013_02.pdf).
- Riquelme, A.J., Abellán, A., Tomás, R., and Jaboyedoff, M. 2014. A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences*, 68: 38–52.
- Riquelme, A.J., Abellán, A., and Tomás, R. 2015. Discontinuity spacing analysis in rock masses using 3D point clouds. *Engineering Geology*, 195: 185–195.
- Riquelme, A.J., Tomás, R., and Abellán, A. 2016. Characterization of rock slopes through slope mass rating using 3D point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 84: 165–176.
- Riquelme, A., Cano, M., Tomás, R., and Abellán, A. 2017. Identification of Rock Slope Discontinuity Sets from Laser Scanner and Photogrammetric Point Clouds: A Comparative Analysis. *Procedia Engineering*, 191: 838–845.
- Rodriguez, J., Macciotta, R., Hendry, M.T., Roustaei, M., Gräpel, C., and Skirrow, R. 2020. UAVs for monitoring, investigation, and mitigation design of a rock slope with multiple failure mechanisms—a case study. *Landslides*, 17(9): 2027–2040.
- Romana, M. 1985. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics*, Zacatecas, Mexico. pp. 49–53.
- Romana, M.R. 1993. A geomechanical classification for slopes: slope mass rating. In *Rock testing and site characterization*. Elsevier. pp. 575–600.
- Romana, M., Tomás, R., and Serón, J.B. 2015. Slope Mass Rating (SMR) geomechanics classification: thirty years review. *13th ISRM International Congress of Rock Mechanics*, Quebec, Canada. 10 pp.
- Rose, B.T. 2005. Tennessee rockfall management system. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Roustaei, M., Macciotta Pulisci, R., Hendry, M., Rodriguez, J., Gräpel, C., and Skirrow, R. 2020. Characterisation of a rock slope showing three weather-dominated failure modes. In *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*. Australian Centre for Geomechanics, Perth. pp. 427–438.
- Russell, C.P., Santi, P., and Higgins, J.D. 2008. Modification and Statistical Analysis of the Colorado Rockfall Hazard Rating System. Prepared for Colorado Department of Transportation.
- Santi, P.M., Russell, C.P., Higgins, J.D., and Spriet, J.I. 2009. Modification and statistical analysis of the Colorado rockfall hazard rating system. *Engineering Geology*, 104(1–2): 55–65.

- Shakoor, A. 2005. Development of a rockfall hazard rating matrix for the State of Ohio. Prepared for Ohio Department of Transportation Office of Research and Development.
- Stanley, D.A., and Pierson, L.A. 2013. Geotechnical Asset Management of Slopes: Condition Indices and Performance Measures. *Geo-Congress 2013*. ASCE, San Diego, California, USA. pp. 1651–1660.
- Stover, B.K. 1992. Highway Rockfall Research Report: Colorado Geological Survey, 37. Special Publication. 27 pp.
- Tappenden, K.M., and Skirrow, R.K. 2020. Vision for Geotechnical Asset Management at Alberta Transportation. *2020 Canadian Geotechnical Conference (GeoVirtual)*.
- Thompson, P.D. 2017. Geotechnical Asset Management Plan. Prepared for Alaska Department of Transportation and Public Facilities.
- Vandewater, C.J., Dunne, W.M., Mauldon, M., Drumm, E.C., and Bateman, V. 2005. Classifying and Assessing the Geologic Contribution to Rockfall Hazard. *Environmental & Engineering Geoscience*, Association of Environmental & Engineering Geologists, 11(2): 141–154.
- Vessely, M. 2013. Risk Based Methods for Management of Geotechnical Features in Transportation Infrastructure. *Geo-Congress 2013*. ASCE, San Diego, California, USA. pp. 1625–1632.
- Wolf, R.E., Bouali, E.H., Oommen, T., Dobson, R.J., Vitton, S., Brooks, C., and Lautala, P. 2015. Sustainable Geotechnical Asset Management Along the Transportation Infrastructure Environment Using Remote Sensing: Final Report. Michigan Technological University, Houghton, MI, USA.
- Woods, A., Macciotta, R., Hendry, M.T., Stewart, T., and Marsh, J. 2021. Updated understanding of the deformation characteristics of the Checkerboard Creek rock slope through GB-InSAR monitoring. *Engineering Geology*, 281.

# Study of active fractures triggering large rock slope failures at different spatial and temporal scale

Charlotte Wolff<sup>1</sup>, Valérie Baumann-Trainee<sup>1</sup>, Tiggi Choanji<sup>1</sup>, Marc-Henri Derron<sup>1</sup>, Li Fei<sup>1</sup>, Michel Jaboyedoff<sup>1</sup>, Andrea Pedrazzini<sup>2</sup> & Carlo Rivolta<sup>3</sup>  
<sup>1</sup>*Institute of Earth Sciences - University of Lausanne, Lausanne, Switzerland*  
<sup>2</sup>*Sector of Geology - Repubblica e Cantone Ticino, Bellinzona, Switzerland*  
<sup>3</sup>*Ellegi Srl - operational and administrative headquarters, Milano, Italy*



## ABSTRACT

Ticino Canton, in the Swiss Alps, witnessed several large rock slope failures throughout history. Some of them are still active, such as the Cima del Simano instability. The gneissic mountain presents one main opened fracture; medium-size fractures delimitating an unstable block covering a major part of the summit; smaller fractures near the crest bounding sliding/toppling blocks. Based on discontinuity families extracted from lidar and photogrammetry point clouds, we estimated the failure surface of the smaller and medium-scale instabilities and their volume with the SLBL method. Their movements were confirmed with GB-InSAR, satellite InSAR and lidar acquisitions. As for the main fracture, its 7m aperture and hypothetical failure mechanisms are hardly explained by the actual topography. One explanation is that this fracture was inherited from an older major gravitational event, whose involved material is no more present nowadays.

## RÉSUMÉ

Le canton du Tessin dans les Alpes Suisses témoigne de nombreuses larges instabilités de versant ayant eu lieu à différentes époques. Certaines sont encore actives telle l'instabilité de Cima del Simano. Le massif gneissique présente une fracture principale ouverte ; des fractures d'extension moyenne délimitant un bloc instable couvrant une majeure partie du sommet de la Cima del Simano ; des fractures plus petites proche de la crête présentant de fréquents glissements ou basculements de blocs. À l'aide des familles de discontinuité extraites des nuages de points lidar et photogrammétrique, on estime la surface de glissement des instabilités de petites et moyennes dimensions ainsi que leur volume par la méthode SLBL. Leur mouvement est confirmé par l'acquisition de données GB-InSAR, InSAR satellitaire et lidar. Quant à la fracture principale, une telle ouverture et de telles limites d'instabilité s'expliquent difficilement par la topographie actuelle. Une explication possible est que cette fracture est l'héritage d'un important événement gravitationnel plus ancien dont le matériel n'est plus présent aujourd'hui.

## 1 INTRODUCTION

The Ticino Canton is located in the Swiss Alps. It is characterized by very narrow valleys where multiple slope instabilities of various size have been mapped (Pedrozzini, 2004). One of those sites is in the Valley di Blenio near the commune of Acquarossa. The Cima del Simano gneissic mountain presents one main 500 meters-long open fracture and several smaller fractures of various size closer to the crest, showing signs of movements. The elements at risk from the Cima del Simano instability include the main road passing at the bottom of the mountain and for the villages implanted on its slopes (Figure 1). In this study, multiple remote sensing techniques were combined to acquire a maximum amount of information on the instability movements such as rockfalls, topplings and slow deep-seated landslides. Those techniques are extensometers, Lidar, InSAR and drone SfM (Structure from Motion). They were aimed at confirming the failure scenarios we predicted based on observations made on the field and on the structural analysis.

## 2 CASE STUDY

In the Ticino Canton (Switzerland), landslides and debris flows are recurrent gravitational phenomena due to frequent rainfalls and to a rugged topography (Scapozza et al., 2021).

One of those instabilities is the Cima del Simano mountain in the Blenio valley, near the commune of Acquarossa. The top, reaching an altitude of 2500 meters, displays several fractures of various size. We can distinguish three main fracture types corresponding to different hazards and risks and involving different ranges of instable volume. Those fractures are depicted in Table 1 and mapped in Figure 2.

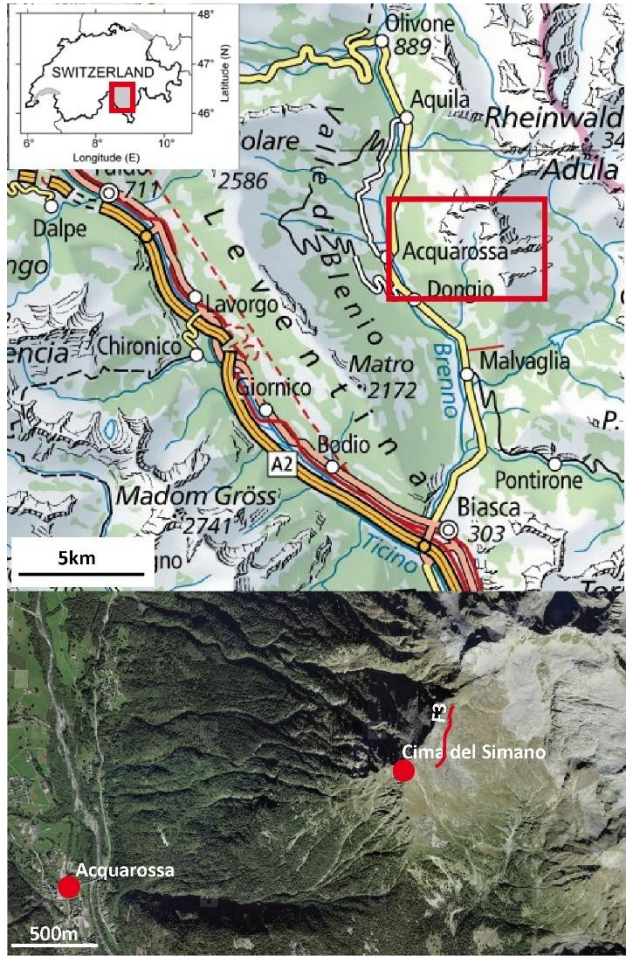


Figure 1. Case study location: Cima del Simano in Ticino Canton (Switzerland). The red line corresponds to the fracture F3 depicted in Table 1.

The largest opened fracture F3 (corresponding to the fracture 001 in Figure 2) seems to be the result of a gravitational movement of the West block moving downwards as shown in Figure 3.

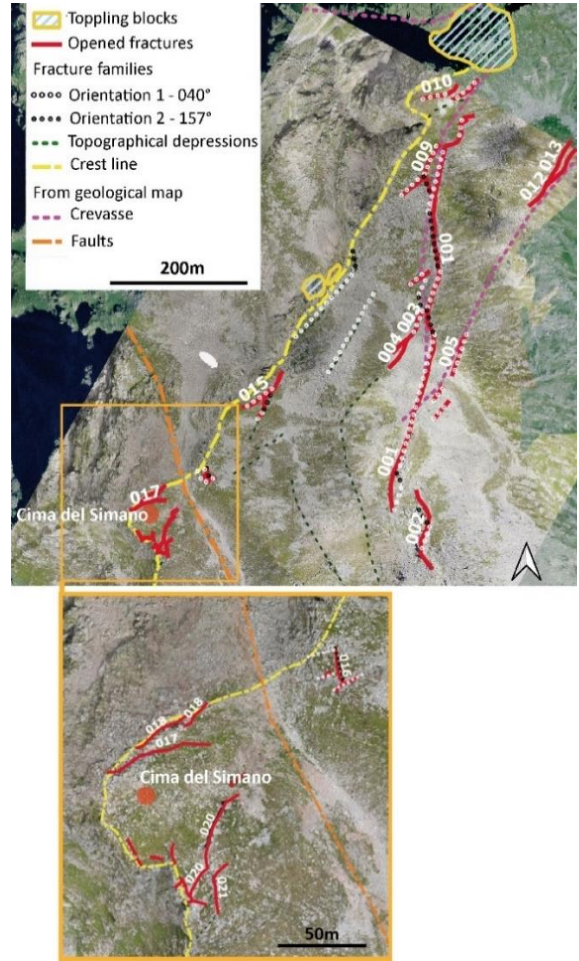


Figure 2. Localization of the main types of instabilities on top of Cima del Simano mountain. The fracture 001 corresponds to the largest opened fracture F3.

In the fracture named 018 in Figure 2, fresh soil was observed on the field, which is a hint of current movement and instability. Furthermore, some blocks are clearly in toppling near the crest.

Table 1. Characteristics of the three main fracture types.

Fracture type	Length	Location	Belonging fractures (According to Figure 2)	Comments	Triggered instability
F1	Small <10m	Close to the crest	010, 015, 016, 017, 018, 019, 020, 021	Fresh soil Mostly active	Toppling, rockfall, debris flow
F2	Medium 10- 100m	60m back from the crest	Topographical depressions, 009	Delimitating a block instability at the mountain scale	Landslide, debris flow
F3	Large > 100m	150m back from the crest	001, 002, 003, 004, 005, 012, 013	500m long and about 10m wide aperture	Deep seated landslide

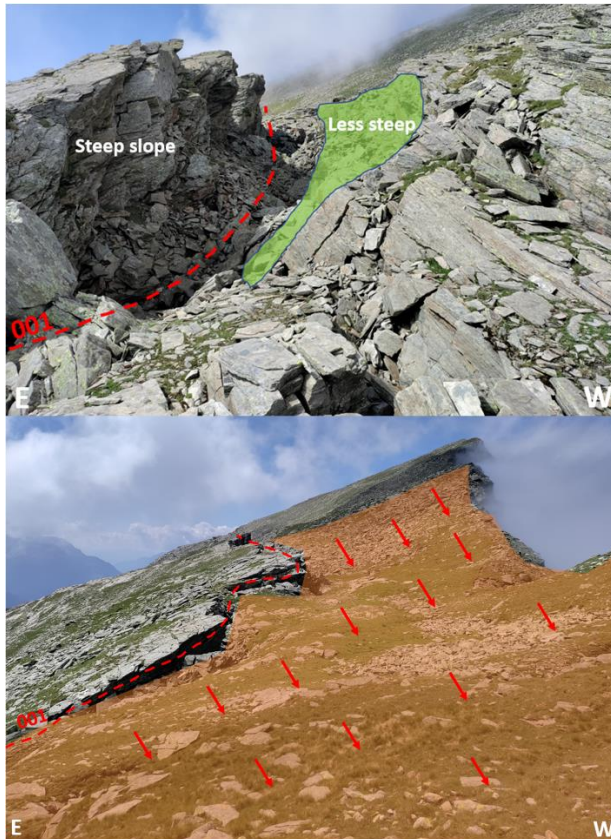


Figure 3. Field views of the fracture F3. Looking to the south, the F3 fracture seems to correspond to a gravitational movement of the west compartment moving downwards.

### 3 MATERIAL AND METHODS

#### 3.1 Material

Several different remote technique devices were used to carry out the study and detect various movements at different spatial scales.

##### 3.1.1 Terrestrial Lidar

Using a Riegl 6000, we acquired point clouds of the mountain at three different dates with a two-month interval. The position of the lidar at 3.5 km of the bottom of the mountain, the resolution (30 cm for the upper part), and the average number of points (30 million points) was kept constant.

##### 3.1.2 Drone photogrammetry

From the summit, we flew a DJI Mavic drone taking pictures following a nadir mission planning. The 700 acquired images were processed with Agisoft Metashape to get a 3D model, a Digital Elevation Model (DEM) and an orthophoto of the mountain. A resolution of 2 cm was obtained for the 2D results.

##### 3.1.3 InSAR

To detect slow and small movements, both Ground-Based InSAR (GB-InSAR) and satellite InSAR surveys were performed. Sentinel1 SLC images from 2013 to 2019 were processed with the Gamma Interferometric Point Target Analysis (IPTA) software module (Wegmüller et al. 2016) using the Persistent Scatterer Interferometry technique (PSI, Rouyet et al. 2021). We also installed a Lisalab GB-InSAR in the valley to measure movements over four months from July to November 2021. Time series and displacement maps in the Line Of Sight (LOS) of the radars were obtained.

With satellite InSAR, we obtained an average displacement rate per year, while with the GB-InSAR we stacked measurements over 24 hours to obtain daily displacement time series with a better Signal to Noise ratio. The GB-InSAR displacement map displays the total displacement over the 4 months of acquisition.

##### 3.1.4 Extensometers

Once per year, the aperture of the fractures is measured by direct measurement at 14 different locations within the fractures. (Figure 4)

In the future, it is planned to install automatic extensometers to increase the measurement accuracy and frequency, with automatic daily reporting for remote monitoring.

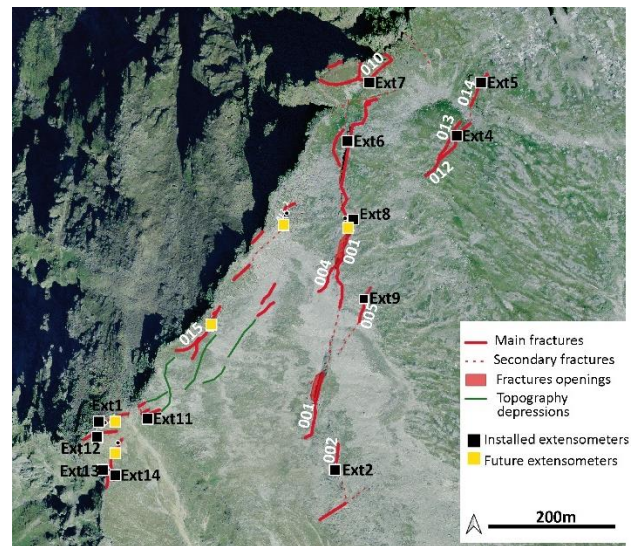


Figure 4. Locations in the different fractures of the installed extensometers and future automatic extensometers.

#### 3.2 Structural analysis

Both point clouds from the lidar and SfM acquisitions were imported in Coltop to compute their normal vectors and identify the main gneiss schistosity and discontinuity families dip and dip direction (Abellan et al., 2016).



The results were compared to the information from the geological map and used to draw assumptions on the continuity of the fractures in depth and the possible surfaces of rupture of the different instabilities. This gives an idea of the possible maximum depth of the instability.

Then, we outlined scenarios on possible instability extends and drew them in QGIS before applying the Slope Local Base Level (SLBL) technique to estimate the volume of the instability for each scenario (Jaboyedoff et al. 2005).

### 3.3 Movement monitoring

Using a variety of techniques to assess the movements on the mountain allowed for the displacement information to be analyzed at different time scale, resolution, and accuracy. The characteristics of each method are summarized in Table 2.

Table 2. Comparison of the remote sensing techniques used to monitor the Cima del Simano instability.

Technique	Acquisition frequency	Resolution	Accuracy <sup>1</sup>	Acquisition distance
Lidar	1/month, during 3months	20 cm	10 cm	From valley 3,5 km
GB-InSAR	1/day, during 4months	3 m	mm	From valley 3,5 km Daily monitoring from office
Satellite InSAR	2 weeks	3 m	mm	From orbit 693km altitude
Extensometers	1/year	One-off measure	cm	In fracture On field
Future extensometers	1/hours	One-off measure	mm	In fracture Daily monitoring from office

<sup>1</sup>Corresponds to the accuracy of the movements detected.

#### 3.3.1 Lidar

Lidar point clouds were imported in Cloud Compare and finely aligned. Their relative distance was computed with the Iterative Closest Point-based (ICP) algorithm. Since the point clouds resolution was 20 cm, we decided to extract the areas with a displacement above 35 cm (Abellan et al. 2014).

We first compared the point clouds between June 15<sup>th</sup> 2021, and September 23<sup>rd</sup> 2021. The movements detected correspond to rock falls or rock topplings. To confirm that these can be considered as movements, the same comparison was done between June 15<sup>th</sup> 2021 and October 29<sup>th</sup> 2021. If a moving block was detected by the first distance comparison and could be found as well in the second comparison, it confirms that the displacement corresponded to rock movements and not to noise.

#### 3.3.2 GB-InSAR and satellite InSAR

InSAR monitoring collects data in the LOS of the device. Combining information from GB-InSAR and satellite InSAR provides clues on both vertical and horizontal movements of the instability. Since the movement of the large crack seems going down- and westwards, we processed descending orbit satellite images. Thus, we expected to find negative movement in the LOS of the satellite and positive ones in the LOS of the GB-InSAR, as explained in Figure 5.

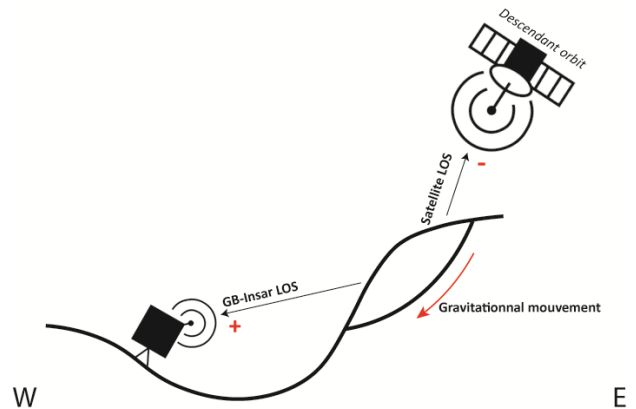


Figure 5. Expected displacement sign along the satellite and GB-InSAR LOS. GB-InSAR and satellite InSAR respectively provide data on horizontal and subvertical displacements.

## 4 RESULTS

### 4.1 Structural analysis

#### 4.1.1 Discontinuity families

The fractures mapped in the field presents the two main orientation O1 and O2, respectively oriented 040° and 157° and plotted in white and black in the Figure 2.

The main discontinuity families detected based on the Coltop analysis of the drone SfM point cloud and lidar point cloud are summarized in Table 3. In addition, information from the Swiss Geocover database geological map about the faults and the main schistosity were also collected.

A hillshade map was computed from the drone SfM DEM and draped on the 3D point cloud. It reveals information on the schistosity that has been measured and reported in the Table 3 as well.

Table 3. Discontinuity family information from different sources.

From	Family <sup>1</sup>	Dip	Dip direction Or Trend
Fieldwork	O1 (Line)	-	040

Fieldwork	O2 (Line)	-	157
Lidar	J1	65	285
Lidar	J2	72	180
SfM	J3	70	190
SfM	J4	56	283
SfM	s1	33	134
Geol map	s2	29	015
Geol map	FO1	76	246
Geol map	FO2	59	181
Geol map	FO3	59	181
Hillshade/DEM	s3	20	035

<sup>1</sup>J for discontinuities, s for schistosity FO for faults and O for the fracture lines.

#### 4.1.2 Scenarios of limits and local base levels

For each fracture type, assumptions were made on the boundaries of the potential unstable rock masses involved, propagating the fracture trace in depth, and in a second step the SLBL technique was applied to find their hypothetic surface of failure and to compute their volume involved.

##### 4.1.2.1 Scenario S1

For the small fractures F1 near the crest, two distinct scenarios S1-1 and S1-2 were considered, and their extension limits are drawn in (Figure 6). Then, the SLBL algorithm was applied with the assumption that the sliding surface is almost planar. The unstable volumes computed are respectively  $230 \times 10^3$  and  $259 \times 10^3$  m<sup>3</sup> (Figure 7).

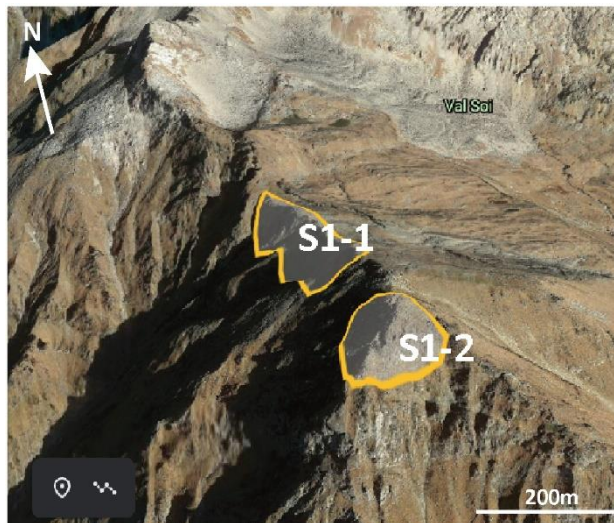


Figure 6. Potential instabilities outlined for scenarios S1-1 and S1-2.

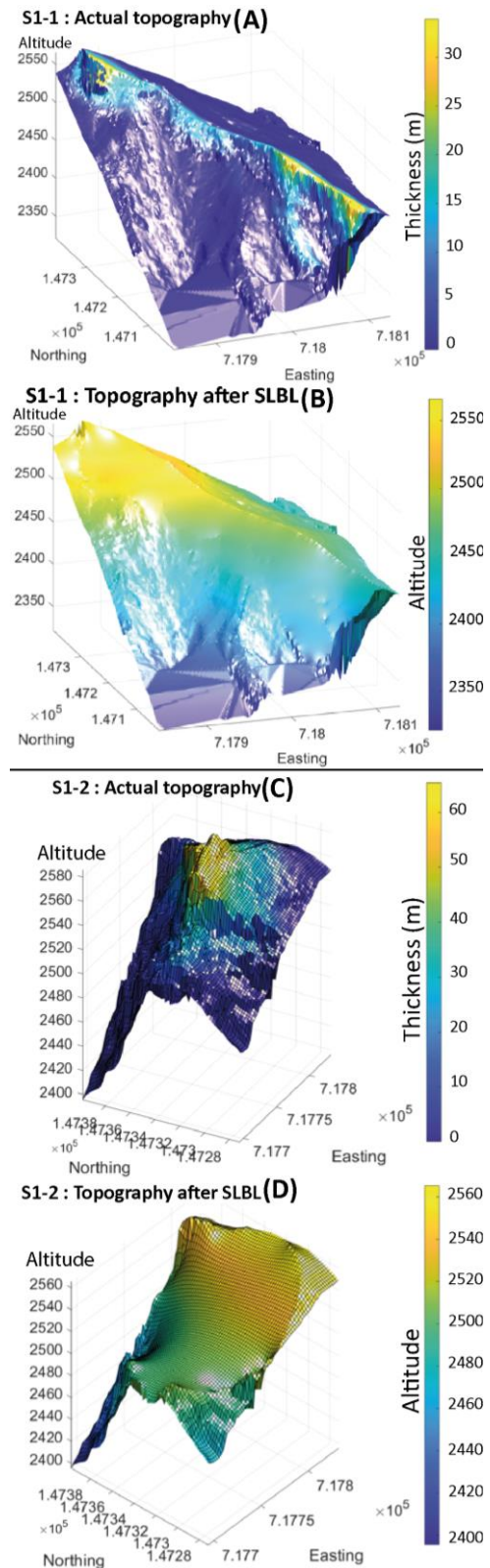


Figure 7. SLBL results for scenarios S1-1 and S1-2. The instable volume computed is respectively  $230.10^3$  m<sup>3</sup> and  $259.10^3$  m<sup>3</sup>.

#### 4.1.2.2 Scenario S2

Based on the F2 fractures, the scenario S2 was considered, where the instability borders encompass the entire top of the mountain (Figure 8). The SLBL algorithm was applied, assuming slightly circular surface of failure to join the vertical discontinuity families previously listed in Table 3. The potential unstable volume computed is  $39 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

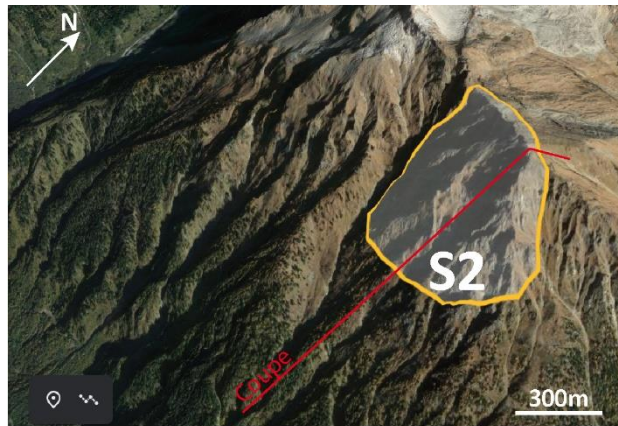


Figure 8. Potential unstable limits for scenario S2. In red, the line along which the topographic profile is drawn in Figure 9.

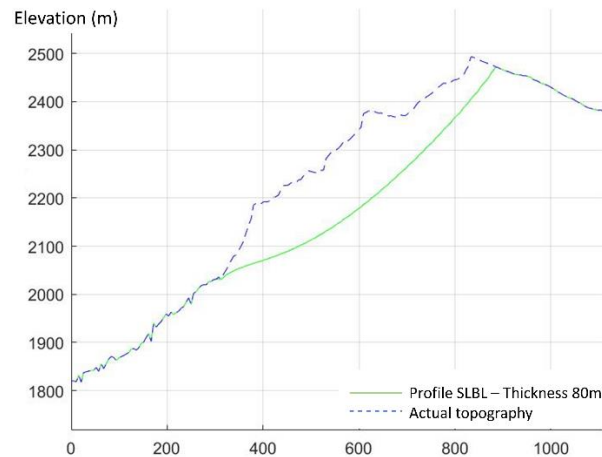


Figure 9. SLBL result for the scenario S2. The potential unstable volume computed is  $39.10^6 \text{ m}^3$ . Topographic line location is shown in Figure 8.

#### 4.1.2.3 Scenario S3

Delimiting the volume defined by the main fracture F3 is more challenging. The outline for the scenario S3 at the scale of the valley was estimated using Google Earth. In the field, several fractures were observed to the north of the main fracture, and likely represent its prolongation.

Figure 10 displays the scenario S3 for the extension limits related to F3.

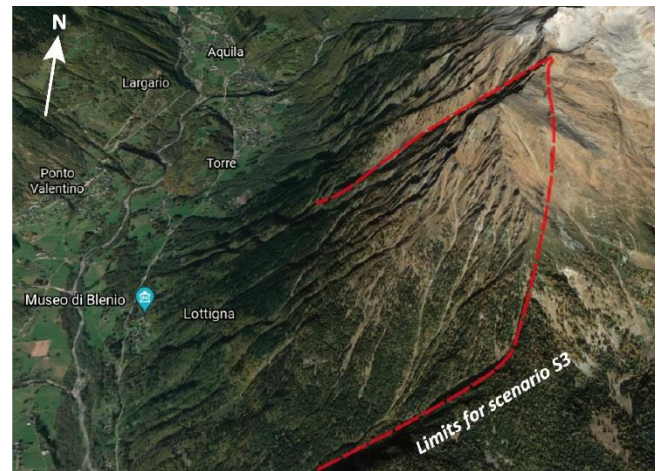


Figure 10. Hypothetical unstable volume limits based on the fracture F3.

### 4.2 Movements detected

#### 4.2.1 Lidar

After the point clouds alignment and their relative distance computation, the areas with a distance above 35 cm were extracted, allowing the detection of 6 distinct changes shown in Figure 11. The zones where the rocks fell can be distinguished from those subjects to small sliding or toppling. Indeed, in the case of a rockfall, the points belonging to fallen blocks cannot be seen in the second acquisition point cloud, while in the case of a toppling or sliding, the points delimiting the moving blocks are still there but were shifted from their initial position.

The same moving blocks could be detected for the two dates comparison, confirming that the movement is not a noise.

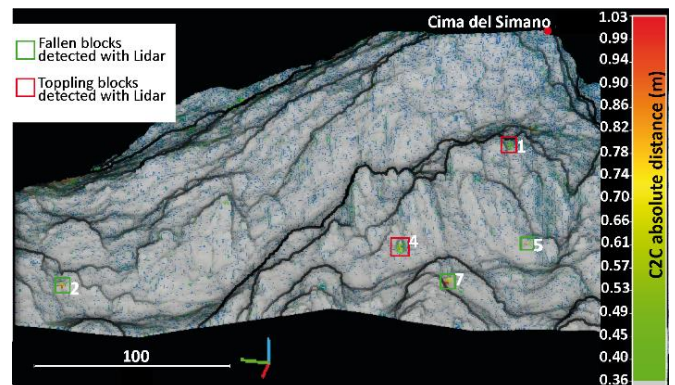


Figure 11. Detection of blocks movements by comparing Lidar point clouds between June 15<sup>th</sup> and September 23<sup>rd</sup>, 2021.

#### 4.2.2 InSAR

The satellite InSAR reveals slow displacements with a velocity of about 6 mm/year along the mountain crest. As expected, the movement is negative, meaning that the volume is moving away from the satellite. (Figure 12)

For the GB-InSAR, the results were corrected for important atmospheric effects occurring near the summit of the mountain, before being able to detect possible displacements. The displacement map was wrapped on the point cloud, leading to the detection of two main moving areas described in Figure 13. One is located just below the crest, the other one on the flank of the mountain located North of Cima del Simano.

When plotting the displacement speed of several points located in the two moving areas, 3 main speed regimes could be distinguished. A link between these regimes and the weather conditions variations was identified. Weather data was collected at the nearest Swiss weather station, 1 km below the summit. The three timeframes are delimited with red dashline in Figure 14: (1) two months with a mean speed of 0.024 mm/day (8mm/year) and important rainfalls; (2) one month with almost no displacement and little rain; (3) one month at the same speed as during (1) with comparable intense rainfalls.

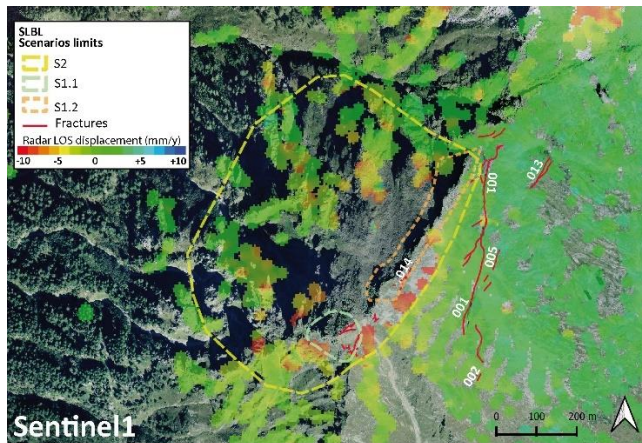


Figure 12. Displacement map computed using Sentinel1 InSAR images from 2013 to 2019, using the PSI technique of the Gamma IPTA module, provided by the Ticino Canton.

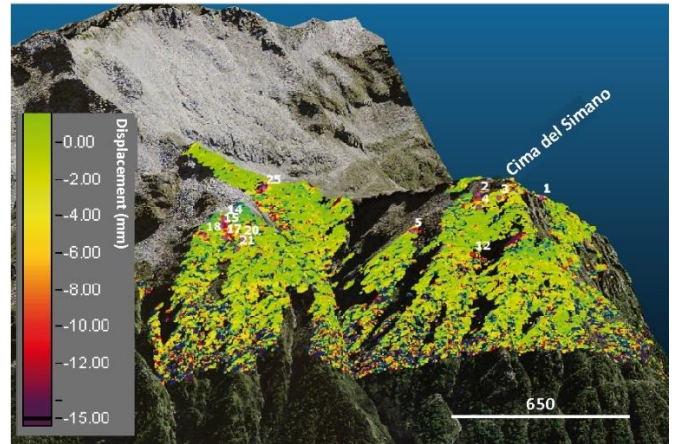


Figure 13. GB-InSAR displacement map over a 4-month period (June to October 2021) and showing two main displacement zones.

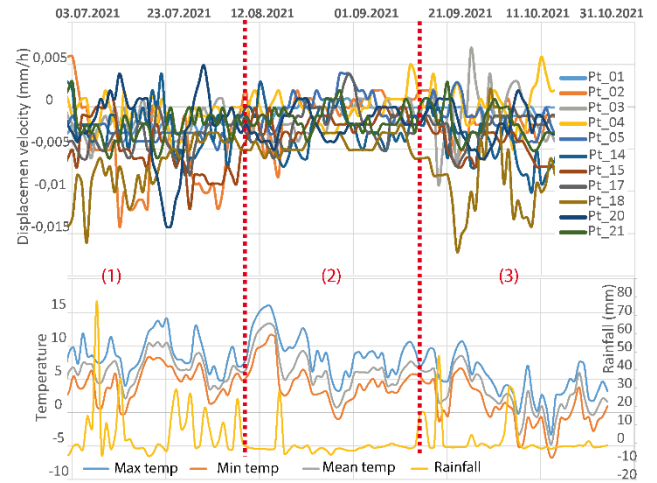


Figure 14. Top: GB-InSAR displacement time series for several points located in the moving areas. Bottom: Temperature and rain time series for the same period. Three main periods with displacement speed variations can be identified.

#### 4.2.3 Extensometers

The aperture rate measured for each installed extensometer is shown in Figure 15. The most active fractures seem to be the ones near the crest. According to the extensometer measurement, the main open fracture F3 (corresponding to Ext 4 and Ext 5) seems not to be moving. The other extensometers located in the fractures closer to the crest measured opening of their aperture, with a mean opening speed of 2mm/y.

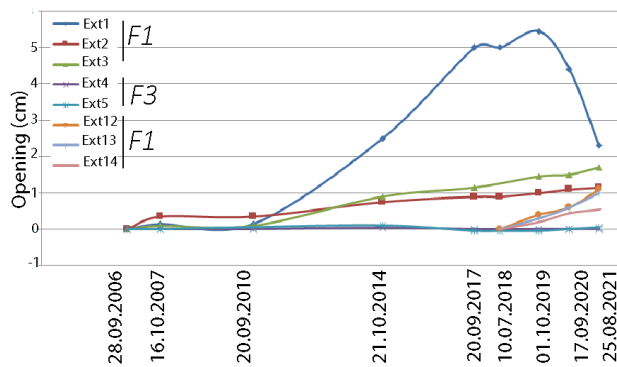


Figure 15. Time series of the fracture opening variations measured since 2006 with extensometers by the office for natural hazards, fires, and projects (UPID) of the Ticino Canton.

## 5 DISCUSSION AND CONCLUSION

On the Cima del Simano instability, the three fracture types described above have different characteristics and dynamics. The F1 fracture types are linked to small instability volumes near the mountain crest. According to measurements with extensometers, they trigger mass movements with a velocity of 2mm/y. Those movements seem not to be constant but increase during episodes of heavy rain as the GB-InSAR results suggest. They can be related to the very vertical discontinuity families and to the persistent schistosity which has a very small spacing. Despite the small volumes involved, they are crucial to monitor since the falling volumes during heavy rains could indeed trigger important debris flows directly or latter. In an additional study, it would be worth simulating their propagation in the channels and evaluating their potential hazard for the main road and the villages located at the mountain feet and calculate the risk. The falling, sliding, and toppling blocks detected on the lidar point clouds are most probably part of the same dynamic, due to the very fractured gneiss composing the mountain.

The scenario S2 based on the fracture type F2 is a more regional scale potential instability. This scenario can be related to the displacement observed with satellite and Ground-Based InSAR. The displacements are small so far (5 mm/year) but the depth of the surface of failure must be characterized more in depth and the volume involved refined. That is why a more intense monitoring effort is required to assess the influence of the weather and of the climatic changes, as well as to predict the time of failure by mean of the inverse speed technique (Tommaso et al., 2017). The future installed automatic extensometers will daily collect displacement information and will thus assist this monitoring purpose.

As for the largest fracture F3, wide hypothetical limits were drawn for the instability extent, but this scenario (S3) is difficult to corroborate with the actual topography of the mountain. It can be assumed that this fracture is the heritage of a much older rock collapse, whose involved material is not present anymore. According to the extensometer measurements, this fracture indeed seems

not to be active anymore. To validate this assumption, a Surface Exposure Dating (SED) technique could be considered, as described in Hermanns et al., 2004. A second possible explanation could be the presence of evaporites in the region, triggering local subsidence.

## 6 REFERENCES

- Abellan, A., Derron, M.H. and Jaboyedoff, M. 2016. Use of 3D Point Clouds in Geohazards. *Special Issue: Current Challenges and Future Trends. Remote Sensing* 8, 2: 130.
- Abellán, A., Oppikofer, T. and Jaboyedoff, M. Rosser, N.J.; Lim, M. 2014 Terrestrial Laser Scanning of Rock Slope Instabilities. *Earth Surf. Process. Landf.*, 39, 80–97.
- Jaboyedoff, M. and Derron, M.H. 2005. A new method to estimate the infilling of alluvial sediment of glacial valleys using a sloping local base level, *Geogr. Fis. Dinam. Quat*, IT ISSN 1724-4757.
- Hermanns, R. L., Niedermann, S., Ivy-Ochs, S., Kubik, P. W., 2004, Rock avalanching into a landslide-dammed lake causing multiple dam failure in las conchas valley (NW argentina) - Evidence from surface exposure dating and stratigraphic analyses, *Landslides*, 1: 113–122.
- Pedrozzini, A., 2004, Triggering of landslides in Canton Ticino (Switzerland) and prediction by the rainfall intensity and duration method, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 53, 1: 281-291.
- Rouyet, L., Liu, L., Strand, S. M., Christiansen, H. H., Lauknes, T. R., Larsen Y., 2021, Seasonal InSAR Displacements Documenting the Active Layer Freeze and Thaw Progression in Central-Western Spitsbergen, Svalbard, *Remote Sensing*, 13, 2977.
- Scapozza, C., Ambrosi, C., 2021, Landscapes and Landforms of Switzerland, *Springer International Publishing*, Cham, Switzerland.
- Tommaso Carlà, T., Intrieri, E., Di Traglia, F., Nolesini, T., Gigli G., Casagli, N, 2017, Guidelines on the use of inverse velocity method as a tool for setting alarm thresholds and forecasting landslides and structure collapses, *Landslides*, 14, 2: 517-534.
- Wegnüller, U., Werner, C., Strozzi, T., Wiesmann, A., Frey, O., Santoro, M., 2016, Sentinel-1 Support in the GAMMA Software, *Procedia Computer Science*, 10: 1305-1312.

**Se protéger des géorisques / *Protection against geohazards***



# Long-term relationships with rockfall catchment fences

Ahren Bichler<sup>1</sup> & Gernot Stelzer<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Trumer Schutzbauten Canada Ltd., Vancouver, BC, Canada

<sup>2</sup>Trumer Schutzbauten GmbH, Kuchl, Austria



## ABSTRACT

Flexible-net rockfall catchment fences can absorb large amounts of energy because of their ability to tolerate large deformations. Such deformations are commonly referred to as “damages” but are in fact evidence of normal function. The extent of deformations related to 3 major rockfall events impacting a structure over the span of a decade are summarized and yield information on expectations of performance. Each event was progressively larger and involved energies greater than the system’s rated capacity. For two events, all material was retained while during the third, isolated blocks passed through the system but with sufficiently depleted energy as to cause no major damage. Observed deformations correspond well to those detailed in full-scale testing. The better-than-expected performance of the system is attributed to a combination of the characteristics of natural events, site geometry, efficiency of flexible-net systems and the deformability of both the anchorage and the post base supports.

## RÉSUMÉ

Les écrans pare-pierres flexibles peuvent absorber de grandes quantités d’énergie grâce à leur aptitude à tolérer de fortes déformations. Ces déformations sont habituellement qualifiées de « dommages » mais prouvent en fait un fonctionnement normal. Les déformations sur un écran causées par 3 événements majeurs de chute de pierres sur une période de 10 ans sont décrites et donnent des informations sur les attentes en matière de performance. Chaque événement devenait progressivement plus fort et faisait intervenir des énergies supérieures à la capacité nominale du système. Pour deux événements, les matériaux ont été retenus alors que, pendant le troisième, des blocs isolés sont passés à travers le système mais avec une énergie suffisamment atténuée pour ne pas causer de dommages majeurs. Les déformations observées correspondent bien à celles détaillées dans l’essai en taille réelle. Le système a mieux performé qu’attendu, probablement dû à la combinaison des caractéristiques des événements naturels, de la géométrie du site, de l’efficacité des systèmes de filets souples et de la déformabilité des ancrages.

## 1 INTRODUCTION

The performance and maintenance of rockfall barriers over extended periods of time is useful information for owners and engineers to help in their decision-making process, but is seldomly available. Certification tests for such systems are conducted in near-laboratory conditions with impacts in the “sweet spot” of the system where energies are most easily distributed across all of the components, e.g. EAD 340059-00-0106 (EOTA 2018).

The high loads experienced by the systems cause both elastic and inelastic deformations in its components. Where typically one would analyze small displacements and small strains – and therefore relatively simple linear calculations – displacements are rather on the order of tens of centimeters, if not meters, and parameters of deformability become of high importance compared to the strength and stiffness.

This paper reviews the application of a flexible-net rockfall catchment fence spanning over a decade of use, subjected to not only minor events but also a minimum of three events that exceeded the capacity of its intended use. It is an excellent example of system performance and the level of expected deformations associated with major impacts.

## 2 PROJECT BACKGROUND

### 2.1 Site Information

The project is located in southwestern British Columbia near the head of the Salmon Inlet, within the Coastal Mountains, approximately 55 km north of Vancouver. It is a remote location that can only be accessed by boat or seaplane. In 2008, an 11 MW run-of-the-river hydroelectric plant was constructed at the site and includes a 138 kV transmission line and two penstocks.

The intake infrastructure for the upper penstock was built at a constriction in the valley, below a near vertical bluff consisting of quartz diorite with widely spaced sheet joint sets (Hunt et al. 2014). The bluff has a total relief of approximately 800 m, with a 300 m high, 200 m wide talus slope at its base (Figure 1). The transmission line traverses the talus slope while the intake structure and the penstock are situated at its toe, approximately at its center.

During the planning stages of the project, rockfall hazard analysis was carried out and a mitigation strategy set in place but, during the onset of construction, a small rockfall event was recorded directly downstream of the site. A rock mass had detached from the bluff and at least one large block impacted the access road. Further risk analysis was carried out as described by Hunt et al (2014) which resulted in the requirement of protection for a design event of up to 1000 kJ to protect the site during construction.



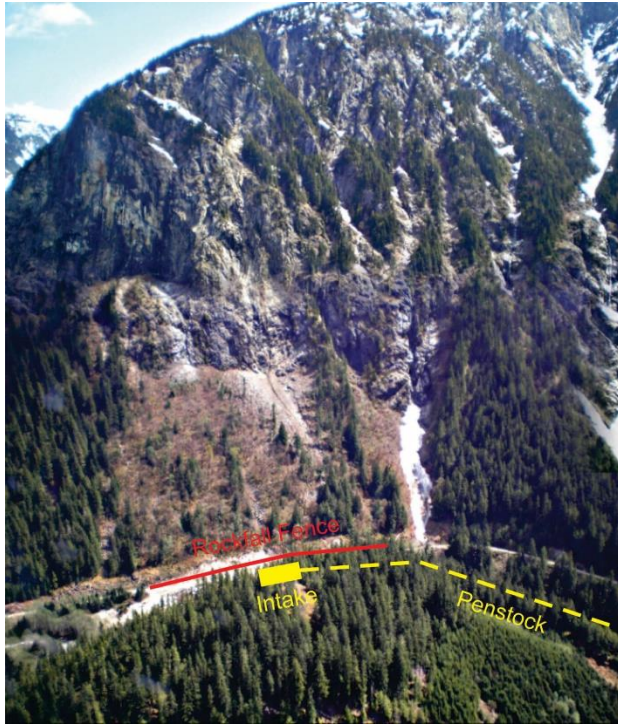


Figure 1. Rock bluff and talus slope directly adjacent to the river

## 2.2 System Description

The implementation of a flexible-net rockfall catchment fence was deemed the quickest and most cost-efficient mitigation approach. A TS-1000-ZD rockfall protection system by Trumer Schutzbauten GmbH was selected.

Figure 2 shows a schematic of typical system geometry. It is a hinged-post system where the post and base plate are connected by a pin that allows rotation of the post in the falling direction. The post head is secured by upslope retaining ropes, where the rope is attached to a soil anchor via an energy absorbing element (brake element).

Post base plates are secured with two soil anchors and sit on small, reinforced concrete pads (approximately 40x40x125 cm) with a 1.5 m micro pile tube on the compression anchor.

Steel cable nets are strung between posts and supported by upper, lower and middle ropes that run from a lateral anchor on either side of a fence segment through rope guidances at every post. Brake elements are found at each anchor location.

The type and length of the anchors used are shown in Table 1 for each of the positions along with the characteristic loads as reported from full-scale tests of the system. Self-drilling hollow bar anchors were used since the system was installed on colluvium with poor drilling conditions and to provide for a cost-efficient installation.

A total of 77 anchors were installed with 14% tested to 110% of the design load (Hunt et al. 2014). It was noted during anchor installation that some anchors had no grout return despite large amounts being pumped into the holes.

This was attributed to poor ground conditions and the presence of large voids in at depth.

The final geometry of the catchment fence had a nominal height of 5 m with 10 m post spacing. The system was designed as a single row divided into four segments and had a total length of 190 m. Construction was carried out in the summer of 2008.

The total cost of the superstructure materials, not including installation, was on the order of \$125,000.

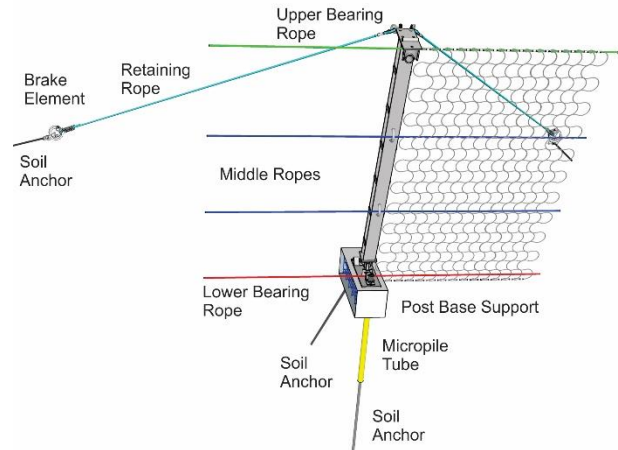


Figure 2. Typical fence geometry

## 3 IMPACT EVENTS

### 3.1 Full-scale Test

Full-scale testing of the system was carried out at a test facility located in Erzberg, Austria in 2007 (Heiss 2007). The system was subjected to a 1186 kJ impact using a 3164 kg test block, traveling at 27.4 m/s. The impact was in the center of a 10 m field at approximately 1.6 m height where the nominal height of the system was 3 m.

During the impact, the system elongated approximately 5.5 m. The forward motion of the block was completely stopped prior to ground contact (i.e. the system absorbed the entire impact energy). Brake elements on the bearing and middle ropes had 38% reserves remaining while the retaining ropes from the middle module had approximately 40%. The highest force on a single retaining rope was approximately 107 kN, while the highest force on a bearing or middle rope was 90 kN.

No deformation of the posts or base plates occurred. Irreversible deformation was noted for the steel cable nets in the vicinity of the impact and some bearing ropes showed minor wear.

Though no repairs are carried out for the tests, it is likely that most components would have been reused in a real-world scenario. Effectively, the main components that required replacing would have been the brake elements and steel cable nets which would have been on the order of \$5000.

### 3.2 Nuisance Events

Since 2008, the fence has been impacted by many small, “nuisance” events. These are impacts involving boulders typically less than 1 m in diameter, with low velocities, e.g., 15 m/s. Deformations observed are dented posts, lightly deformed nets, and in some cases minor activation of brake elements.

Periodically material was removed where material accumulated, with no other repairs undertaken. No material costs were associated with nuisance events.

### 3.3 Major Events

Three major events have impacted the system that required substantial repairs in the years 2011, 2017 and 2021.

#### 3.3.1 2011 Event

The first major event occurred in December 2011 (Figure 3). Initial inspections were carried out by the owner shortly after the impact with a more thorough site inspection in January 2012. Further detailed investigations were carried out in 2016 when repairs were undertaken.

During the event, several large boulders impacted the fence directly at an interior post location. The total estimated volume of the event was 30 m<sup>3</sup> where the two largest boulders had an approximate volume of 6.6 m<sup>3</sup> and 4.6 m<sup>3</sup>. The event was discrete with the material confined to the fields on either side of the impacted post over a width of approximately 10 m. All material was contained.

After comparing before and after photos of the event, no disturbance of the slope immediately behind the impact location was found. This indicates that the material caught by the fence originated from further upslope and was most likely airborne shortly before impact.

The closest clear indication of ground contact was measured to be approximately 20 m horizontally from the fence and 15 m vertically. At this location, a large in-situ boulder (> 2m in diameter) had been impacted and split in half (Figure 4).

The most visually impressive deformations to the system were those to the post itself (Figure 5). The post has an HEA 200 profile (i.e. 20 cm wide and 20 cm deep) that was completely flattened and the beam took on the curved form of the boulder since the post head and foot were held in place by the anchorage.

The base plate was also heavily deformed and was buckled leaving a gap of approximately 12 cm (Figure 6). Upon removing the plate, it was observed that the grout within the micropile tube was intact but that the post base support around the tube was fractured (Figure 7). The tension anchor was slightly deformed in a downslope direction with the concrete missing on the upslope side, exposing the reinforcement elements.

The retaining ropes from the head of the post were intact. Brake elements were expanded to their maximum extent, anchor eyes were heavily deformed and some movement of the anchors was noted (Figure 8). Thimbles were heavily deformed and shackles showed some

deformation. Wire rope clips showed evidence of movement as did the wire ropes themselves.

Bearing and middle ropes were also found intact. The brake element from the lower bearing rope exhibited little deformation whereas those from the middle and upper mearing ropes had significant deformation. No significant deformation was found in the anchor eyes, thimbles, shackles or wire rope clips.

The steel cable nets were intact but had significant local deformation. As the impact was located at a post where elongation of the net is restricted, maximum elongation was only on the order of a couple of meters.

During the event, an adjacent post buckled. This is the end post of the fence segment where the bearing and middle ropes from two segments cross. It appears the post suffered a direct impact from a boulder that lay in the net nearby.

For the next 4.5 years the system remained in this state, with several smaller events impacting it in various fields but with full containment and minimal deformations. In July of 2016, repairs to the system were carried out.

The affected fence segment was partially disassembled and the debris removed. All anchors were reused as-is, along with the bearing and middle ropes and the steel cable nets. The two damaged posts were replaced along with the base plates, retaining ropes, brake elements and associated hardware. The total cost of the material was less than \$10 000.



Figure 3. 2011 impact event



Figure 4. Slope impact point above fence



Figure 5. Post after removal of debris



Figure 6. Deformed base plate



Figure 7. Post base support after 2011 impact



Figure 8. Fully extended brake element

### 3.3.2 2017 Event

The second major event occurred in February 2017 in the same fence segment as the 2011 event and was documented by the owner. Additional inspections were conducted at the beginning of March and again in May.

The extent of this event was much larger than the previous one. Seven impacts were observed over a 70 m width of the fence, 6 of which were in a single fence segment including one impact in the same field as the 2011 event (Figure 9). For each impact, multiple boulders with diameters >2 m were involved. The largest single boulder had an estimated volume of 15 m<sup>3</sup>. Sometime after the initial event, two larger boulders impacted the system in the same location and in its damaged state. All material was contained during both events.

The slope immediately behind the fence showed various signs of impacts which indicated at least some of the material was bouncing/rolling. Higher on the slope, there was much evidence of airborne projectiles with trees up to 1 m in diameter being sheared off at height.

Deformations during this event closely follow those previously described. Where the largest boulder directly impacted a fence post, the post base support was destroyed while the post itself was less damaged. In other instances, the posts were highly deformed with an intact base plate and post base support. Similar deformations were also noted for brake elements, anchor eyes, and associated hardware.

Two bearing/middle rope anchors were observed to have pulled out of the ground. The first anchor was one that was previously loaded during the 2011 event and was connected to the lower middle and lower bearing ropes. In

the 2017 event, the brake element from the lower middle bearing rope was significantly activated while that of the lower bearing rope was only minimally activated (similar to the 2011 event). The anchor was pulled out approximately 2.5 m and showed minimal signs of grout adhesion over the exposed portion, with significant surface corrosion (Figure 10).

The second pulled anchor was attached to the upper bearing and upper middle ropes on the far end of the fence segment. It was loaded for the first time during the initial 2017 event and then in the spring 2017 event. In neither event did the brake elements activate which indicates the anchor began failing at low forces (i.e. less than 50 kN). During its first loading, the anchor pulled out approximately 1 m. During the second event, it moved a further 3.5 m. No significant evidence of grout adhesion was noted for the 4.5 m of exposed anchor.

Steel cable nets were intact with many showing strong deformation. The maximum noted elongation of the system was up to approximately 5 m.

The repairs to the system were carried out in the fall of 2017. New anchors were drilled where necessary and new post base supports constructed. Four posts were replaced along with their retaining ropes, brake elements and associated hardware. In addition, an upper and upper middle bearing rope was replaced, including the brake elements and associated hardware. Twelve nets in total were also changed. The total cost of the material was less than \$45 000.



Figure 9. Largest boulder from 2017 impact



Figure 10. Pulled lateral anchor

### 3.3.3 2021 Event

The third major event occurred in the first days of 2021 in the same fence segment as the previous two events. A site visit was carried out in January and again in September.

This event was even larger than the previous events (Figure 11). A large number of blocks (>20) impacted the fence in every field over a 60 m section of fencing. Boulders had diameters up to approximately 5 m, i.e., on the same order as the post height. In addition, other large impacts were observed towards the boundary of the fence line and beyond the extent of the system. Almost all material was stopped at the fence line. A few of the larger boulders made it past the fence but were slowed enough to come to rest on the road while large boulders made it further down slope, coming to rest on a lower service road.

In addition, there was some indication of projectiles passing over the top of the fence and damaging trees at several meters height and one small boulder impacting a piece of infrastructure. Up slope of the fence, a large number of trees showed impact marks or were severed up to approximately 10 m above the slope level.

As can be expected, deformations to the system were much more extensive than previous events. Many of the posts were highly deformed. The beam of one post was fractured and two posts had tongues previously connecting them to base plates completely severed. All rope guidance remained intact. Most post base supports were destroyed, some to the point where it was difficult to find their original locations.

Many of the retaining ropes were severed and most brakes were strongly activated. Upper and lower bearing ropes remained intact and all but one middle rope survived the event. All ropes exhibited deformation or significant deformations.

Where the largest impacts occurred, steel cable nets were heavily deformed and, in some places, had multiple broken strands.

Repairs to the system were not considered feasible. Instead, in the fall of 2021, a new 100 m system was constructed to replace the damaged segments. The system is a modified TSC-1000-ZD (1000 kJ) with upgraded post and rope infrastructure. Total cost of materials required was approximately \$125,000.



Figure 11. Two of 6 fields impacted in 2021

## 4 PERFORMANCE INTERPRETATION

### 4.1 Full-scale Test

As can be expected, the system performs very well and distributes the loads efficiently during a full-scale test. The major deformation occurs in the brake elements, which undoubtedly would be replaced during repairs. Steel cable nets are also heavily deformed and would normally be replaced. All other components showed minimal deformations and it is highly likely that they would all be reused – subject to the acceptance that the system may no longer be operating at 100% capacity.

What is important to note is that the system has performed very well at its upper limit. That is to say it did what it was designed to do: stop single event with an impact energy of a 1000 kJ. The estimated cost of repair material can be considered as a baseline for minimum costs following a maximum capacity event.

### 4.2 Nuisance Events

The performance of the system with regards to standard low-magnitude events was as to be expected. Under such conditions, regular inspection and maintenance protocols - such as those described by the ONR 24810 guidelines (ASI 2021) - coupled with necessary repairs, is sufficient to ensure the functionality of the system. At this site, repairs were limited to occasional cleaning of the system.

### 4.3 Major Events

#### 4.3.1 2011 Event

This event represents a type of worst-case scenario with regards to expected deformations to a system: a direct post hit with airborne material with an energy equal to or greater than the maximum rated capacity.

A rough estimate of possible energy from the event was back calculated using the largest single boulder and following Gerber (2019) with some assumptions of the likely flight path. The resulting energy is approximately 3500 kJ so even if a part of this is experienced by the system it is still likely far beyond the rated capacity of the system. Though an assumption, in reality there was much more than the single boulder involved.

The impact energy was localized around a single post. As the bearing and middle rope brake elements only had small deformations, it indicates the energy absorbed by the system was primarily by the post, it's two retaining ropes (and brake elements), the net and the post base support.

During the impact, the retaining rope brake elements began to expand and would have absorbed approximately 75 kJ each before reserves were depleted. At this point, any additional load on the ropes would have been transferred directly to the two upslope anchors. It can be inferred that the forces experienced would have been higher than the those during testing where a maximum force of 107 kN was observed, since reserves were still available in the brake element during the test.

The deformation of the post would have also absorbed significant energy. The same can be said for the deformation of the post base support. In fact, it is realistic to consider that if the post base support did not deform, then larger forces would have been experienced by the post which could have led to its failure.

It is obvious ground contact also played a major role in absorbing energy. The positioning of the system at the toe of the slope is advantageous since the road itself would have absorbed energy as the steel cable nets elongated and the projectiles were driven into the ground.

If the impact would have occurred in the center of a field, it could have been expected that more of the energy would have been dissipated over the system, activating more brake elements, and thus reducing the amount of deformation in other components (e.g. posts) and limiting the load on the anchorage.

The cost of repair material for this event is comparable to that of the system test, especially when considering the larger impact and the fact that it involved material from two fields. A repair cost estimate can be predicted by the full-scale test at roughly \$5000 per impacted field. Overall, the system showed a very high level of performance.

#### 4.3.2 2017 Event

The 2017 event was a progression of the worst-case scenario. From the sheer mass of the boulders involved it is clear that the total energy of the event was far beyond the capacity of the system. In addition, it represents multiple large impacts occurring simultaneously.

Taking the largest boulder as an example, even if it had a velocity of 15 m/s, the energy of the single block would have been approximately 4500 kJ. Ground contact would have played a large role in increasing apparent performance as it is inferred that the impact of the boulder was centered on the post base support itself, since the post had relatively little damage. But as with the previous event, there were multiple boulders involved as well as multiple impacts.

Both the post base support and retaining rope anchors withstood the repeated loading of the 2011 and 2017 impacts. The lateral anchor closest to the primary impact of both events did fail. One possibility is that what little bonding the anchor had (as evident by the lack of grout) became weakened during the earlier event and failed when forces became sufficient to break the remaining bond. The failed lateral anchor on the far side is thought to never have had sufficient bonding.

In general, the noted deformation and performance of the system mimicked those observed during the 2011 event, though more deformation to the anchorage occurred. The system absorbed large amounts of energy and contained the debris. Regarding cost-efficiency, the material costs were approximately \$6500 per impacted field, again on a similar order as that predicted by the full-scale test.

#### 4.3.3 2021 Event

This was a massive event that is far beyond the intended use of the system. Not only was the total energy many

times larger than its capacity, the impacts occurred simultaneously over a wide area and each individual impact was likely larger than the tested capacity. In such cases the failure of components and anchors is inevitable.

Notable from this event is that the failure mode of the system is a progression of the previous observations and not a catastrophic failure in itself. For example, it isn't the situation that the event overloaded a single component (e.g., steel cable nets) that led to the immediate failure of the system (e.g., boulder passing through the system). Instead, all of the components incurred significant deformation during the event and was able to absorb a significant amount of the total energy.

Though material breached the system, it was limited to isolated boulders. The vast majority of the material was stopped at the fence line. The material costs incurred by this event are considered those of a new, upgraded system.

## 5 SUMMARY

It is rare for a site to have multiple large events that are on the order of magnitude (or greater) than the maximum design capacity of the system. This is because application guidelines for rockfall catchment fences, e.g., ONR 24810 (ASI 2021), apply a factor of safety to the energy of the maximum design event, which ensures a minimum level of safety should an extraordinary event occur. As such, this site gives a unique perspective into the durability of flexible-net rockfall catchment fences, where the progressive size of each event provides insight into their ultimate limits and failure mechanisms.

From observations of deformations incurred during the three events, the following points can be made:

- Full-scale tests according to guidelines are a good representation of system performance during natural events and are a baseline for understanding system function and deformation;
- Direct post impacts do not equate to system failure;
- The loss of a single anchor does not equate to system failure;
- Greater than capacity events do not equate to system failure;
- Material costs of deformations from natural events roughly agree with those of full-scale tests.
- The degree of deformability in anchorage and post base supports may add a significant contribution to performance in soil environments compared to the rigid boundary conditions on test site.
- The decimeter/meter-scale deformability observed in flexible-net systems should be taken under consideration when designing boundary conditions where standard engineering practices typically deal with millimeter-scale;

- Ground contact during natural events increases system performance compared to full-scale testing.

## 6 ACKNOWLEDGEMENTS

The initial hazard assessment and engineering was carried out by EBA Tetra Tech. The original installation was by Pacific Blasting and Demolition. Repairs for the 2011 event were completed by PG Wieler Construction and the 2017 event by Braystone Rockworks. Engineering, Repairs and installation of the new system following the 2021 event was carried out by GeoStabilization International. We would also like to thank the owners over the years: Canadian Projects Ltd., Hydromax Energy Ltd., Veresen Inc., Clowhom Power LP. and Bluearth Renewables.

## 7 REFERENCES

- ASI. 2021. ONR 24810: *Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance*, Austrian Standards Institute, Vienna, Austria.
- EOTA. 2018. *EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits, July 2018*, European Organisation for Technical Assessment, Brussels. 28 pgs.
- Gerber, W. 2019. *Naturgefahr Steinschlag – Erfahrungen und Erkenntnisse*, Eidg. Forschungsanstalt Fuer Wald, Schnee und Landschaft WSL, Berichte Heft 74, 2019 Birmensdorf, Switzerland
- Heiss, C. 2007. *TS-1000-ZD Abstract of test report 0607*, Montanuniversitaet Leoben, Department of Mineral Resources and Petroleum Engineering. November 19, 2007. 2 pgs.
- Hunt, C., Higman, S. and Patrick, B. 2014. Risk management framework and mitigation for rock fall hazard at the Clowhom River Hydroelectric Project, near Squamish, BC., *Geohazards* 6, Kingston, ON, Canada.



# Experiences with testing procedures for rockfall attenuators

Ahren Bichler<sup>1</sup>, Gernot Stelzer<sup>2</sup> & Maik Hamberger<sup>3</sup>  
<sup>1</sup>Trumer Schutzbauten Canada Ltd., Vancouver, BC, Canada  
<sup>2</sup>Trumer Schutzbauten GmbH, Kuchl, Austria  
<sup>3</sup>Trumer Schutzbauten GmbH, Fürth, Germany



## ABSTRACT

Rockfall attenuators have been used in North America for decades to help control falling rock. However, these systems have not benefited from the standardization of testing, certification or application guidelines that have helped rockfall catchment fences mature into the commercially available products they are today. Even so, their use is becoming more common place and the capacities of the systems are ever increasing. Two test programs were carried out on a high-energy rockfall attenuator in response to tender requirements. The first closely followed standardized test procedures meant for rockfall catchment fences and the second represented past rockfall attenuator testing. Both tests showed the system was capable of withstanding multiple large energy impacts (up to 6000 kJ) but also highlighted the short comings of each test method and the need for a new approach to attenuator testing.

## RÉSUMÉ

Des atténuateurs de chute de pierres sont utilisés en Amérique du Nord depuis des décennies pour aider à les contrôler. Toutefois, ces systèmes n'ont pas bénéficié de la standardisation des protocoles de test, de certification ou de guide de bonnes pratiques qui ont permis aux systèmes pare-pierre d'atteindre aujourd'hui une maturité en devenant les produits disponibles dans le commerce. Quoi qu'il en soit, leur utilisation devient plus courante et les capacités des systèmes sont en croissance constante. Deux programmes de tests ont été réalisés sur un atténuateur de chute de pierres à haute énergie en réaction à aux spécifications requises dans un appels d'offres. La première procédure suivie est standardisée et destinée aux écrans pare-pierres et la seconde est tirée de tests réalisés précédemment sur des atténuateurs. Ces deux tests ont démontré que le système est capable de résister à de multiples impacts de forte énergie (jusqu'à 6000 kJ) mais soulignaient également les lacunes de chaque procédé et le besoin d'une nouvelle approche pour tester les atténuateurs.

## 1 INTRODUCTION

Traditional rockfall catchment fences have undergone steady development over the past several decades thanks to standardized testing and application guidelines. Testing standards, e.g. ETAG 027 (published for the first time by EOTA 2008, now since 2018 officially known as EAD 340059-00-0106), have allowed for certification of commercially available products so that engineers can have confidence that a given system meets a minimum level of performance. Furthermore, application guidelines are available to help engineers design a comprehensive mitigation strategy, e.g. ONR24810 (AIS 2021).

Rockfall attenuators have a somewhat shorter history than catchment fences, but more importantly have not benefited from standardized testing or application guidelines. Commercially available products are primarily available on a project-to-project basis and do not have internationally accepted certifications. Furthermore, there are no published guidelines regarding their application.

In a direct response to tender requirements for a project, Trumer undertook testing on a high-energy attenuator. The tender called for a system far beyond that of any previous testing. The testing carried out is summarized herein in addition to some of the reasons why the authors believe attenuators have not matured in the

same way catchment fences have and some possible considerations for the future direction of testing.

## 2 DRAPES – ATTENUATORS – HYBRIDS – CATCHMENT FENCES

To begin with it is useful to narrow down what we refer to as attenuators. Rockfall protection systems are passive structures that help control falling rock or debris. There are four primary types: drape mesh, attenuators, hybrid fences and catchment fences. These systems can be thought of as a spectrum whereby the complexity and energy absorption of the system increases from drape mesh through to catchment fences (Bichler and Stelzer 2012).

At the one extreme, drape mesh systems cover an area of a slope and are supported by an upper bearing rope. Material beneath the structure is allowed to move under the influence of gravity with only the weight and friction of the nets/netting to help control movement. These systems are not designed for significant dynamic impacts (e.g. 15 kJ) and are more typically defined by static loading conditions.

In contrast, a catchment fence is a linear structure whose upper and lower bearing ropes are supported by posts to form a plane, constructed perpendicular to the slope, where falling debris is stopped. It relies on the strength of the nets/netting, posts, rope infrastructure, and



energy absorbing elements (brake elements) to absorb the total energy of the impact. Dynamic loads are the major concern for design, with commercially available products up to 10 000 kJ. Static loading considerations are typically confined to extraordinary conditions such as snow loads.

Attenuators and hybrid systems fall in between these two extremes, forming both an interception plane and a tail section that covers an area of the slope (Figure 1). Both are intended to resist a dynamic impact and as well as being subjected to static loading.

In the case of a hybrid system, it is designed to absorb large amounts of energy during the initial impact but allows the material to progress to the tail section where it can be retained. The current largest commercially available system is 3000 kJ. Bearing and retaining ropes will often have brake elements and a bearing rope is found at the lower boundary of the tail and is anchored periodically to ensure material stays within the system.

An attenuator system also has a prominent interception structure where the nets/netting are raised off of the slope with an additional length of nets/netting resting on the ground that may be the same or different (Figure 2). In some cases, they may be completely free-hanging. It is important to note that falling rock is not intended to be caught and instead is allowed to progress through the system and exit the tail. The superstructure does not absorb large amounts of energy and does not use energy absorbing elements. Instead, it relies on the strength, weight, and friction characteristics of the nets/netting to resist impacts and help control the descent of material. Attenuators are paired with a secondary structure to help contain debris, such as a catchment ditch or fence, unless they are installed sufficiently high on a slope where the material can come to a rest on its own after exiting the tail. In some cases, they are installed in series along a slope.



Figure 2. Attenuator system above highway.

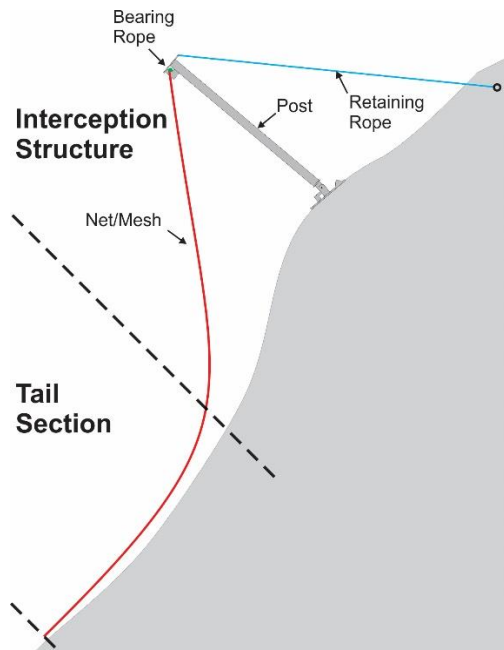


Figure 1. Typical rockfall attenuator cross-section.

### 3 ATTENUATOR APPLICATION

Unlike a catchment fence that can be applied relatively simply to a site (e.g., install product x to stop a design event y at location z), the application of an attenuator takes much more understanding of the site geometry and mechanics of the design event. Project engineers are tasked with not only predicting the parameters of the initial design impact but also how they expect the falling debris to behave during the interaction between the superstructure and slope, as well as after exiting the system.

Some simplistic examples of information to be considered and which will greatly affect the functionality of an attenuator are:

- geometry of slope above, underneath and below system;
- trajectory analysis of impacting material including position, height and impact angle between the debris and the net plane;
- block geometry with respect to the mesh opening (e.g., friction and entanglement potential);
- length of tail (e.g., relative time/distance block interacts with system, dead weight of system);

- height differential between initial impact and final resting place (e.g., energy gains/losses);
- energy absorption characteristics of slope (e.g., bounce and energy restitution);
- trajectory analysis of exiting material.

Such information is not represented by full-scale testing carried out by manufacturers. Instead, it must be assessed by an engineer with site specific knowledge and who has a solid understanding of attenuator systems.

#### 4 PREVIOUS TESTING

For a more comprehensive review of the history of rockfall protection system testing, the reader is referred to Arndt et al. (2015) and Duffy and Turner (2012) and Duffy and Badger (2012) but it serves to cover some basics. Over the past several decades, tests on rockfall catchment fences have been carried out starting as early as the 1960s. Commercial testing of rockfall catchment fences took off in Europe beginning in the 1980s with permanent test facilities in Austria, France, Italy and Switzerland being developed over the years.

The first national testing guidelines for catchment fences were published in the early 2000s (e.g. WLV 2005, WSL 2001) and ultimately set the path to international guidelines a decade later, e.g. ETAG 027 (EOTA 2008, EOTA 2013) which is now known as EAD 340059-00-0106 (hereafter shortened to EAD). The guidelines stipulate the test methods using cable car or crane systems that create reproducible impacts where no ground contact is made prior to the impact with the system, which absorbs all the energy. These tests and standards were instrumental in the maturation of the industry and the development of an expansive commercial market for catchment fences.

Attenuator system testing occurred somewhat later and was carried out initially in North America, mostly at the hands of transportation departments (e.g. BC MOTI, CalTrans, CDOT, WashDOT). The most extensive and well published test series was that by the Colorado Department of Transportation and was driven by the need for a mitigation solution at a specific site (Arndt et al. 2009). During the various test programs, rolling rocks on natural slopes was the primary methodology and resulted in impacts having a high variability in characteristics.

After the Colorado tests, a manufacturer from Switzerland set up a test site specifically for attenuators to conduct proprietary research (Glover et al. 2010), again utilizing natural slopes. Most testing until this point was focused on impacts up to approximately 500 kJ.

In 2011, the first ETAG 027 style testing was conducted on hybrid systems following the standardized testing procedure (Bichler and Stelzer 2012). The tests were carried out for 1000 kJ and 3000 kJ impacts.

A further extensive attenuator testing program was carried out over several years in the mid-2010s using a quarry slope (Wyllie and Shevlin 2015, Wyllie et al. 2017). Once again, tests were conducted by rolling blocks (both natural and artificial) down the slope into a system, again producing impact energies up to approximately 500 kJ. A key difference is that the blocks were instrumented in order to obtain more detailed information.

#### 5 TENDER TEST REQUIREMENTS

The current testing program was designed to address project-specific tender requirements concerning structure testing and performance (e.g., resistance characteristics, durability, etc.) and were not for evaluating performance goals related to application (e.g., interception percentage, catchment below structure, etc.). The major requirements were:

- attenuator material to be based on a system tested according to “ETAG 027”;
- Maximum Energy Level of 6000 kJ, i.e., one test at 6000 kJ according to “ETAG 027”;
- Service Energy Level of 3000 kJ (i.e., two consecutive tests at 3000 kJ);
- full-scale tests of at least 12 impacts of half the Service Energy Level (i.e. 1500 kJ);
- damages and effects on system to be documented.

It should be noted the misuse of the term Service Energy Level (SEL). This term is defined by EAD as one-third the energy of the Maximum Energy Level (MEL) and not a half as defined in the tender. For the purposes herein, the 12 impact tests will be referred to as the Durability Energy Level (DEL) tests to avoid any confusion.

Given the requirements, it was clear there were no products on the market that met these criteria. It was decided that an entirely new system would have to be tested following the “ETAG 027” (EAD) guidelines as applicable to attenuators. In order to accomplish this in a cost-effective manner, it was proposed to conduct two MEL tests consecutively, rather than conducting separate MEL and SEL tests. This would result in the system having an equivalent MEL and SEL energy rating of 6000 kJ. Subsequently, the system would be tested with 12 impacts at 1500 kJ.

#### 6 MAXIMUM ENERGY LEVEL TEST SET-UP

Tests according to EAD must be carried out using a crane or cable car system that allows for highly reproducible results. The test site Erzberg, located in Styria, Austria was chosen for this purpose. The site has an inclined cable car system installed on the terraced waste-deposits of an iron ore mine.

The testing geometry is defined by a 4-post system with 10 m spacing and 6 m height, which creates three fields of netting (i.e., 30 m total). The system is installed on a 30° reference slope (Figure 3). The structure is mounted to a concrete foundation platform oriented perpendicular to the axis of the cable car. Test impacts are centred in the middle field, both in height and width. Bearing and retaining ropes are fitted with load cells to measure forces during the impact. High speed cameras record the test and are used for calculating energy.

A standardized test block is brought down the axis of the cable car system under the force of gravity and dropped into free fall prior to impacting the system. The block used for testing had a standardized form according to the EAD

requirements, which in this case had a height of 2.06 m and a mass of approximately 15.5 tons.

Since the starting and release points for the block can be controlled, the tests have a high degree of reproducibility with regards to impact energy (mass, velocity), impact location and impact angle. It is important to note that there is no ground contact of the block prior to initial impact and that all of the impact energy starts out as translational (i.e., there is no rotational energy in the block on first contact).



Figure 3. Erzberg MEL test configuration

## 7 DURABILITY ENERGY LEVEL TEST SET-UP

Finding a suitable site for the Durability Energy Level tests, so that they can be conducted in a similar manner to testing from previous studies, was more problematic. The site must have a geometry that allows for large enough impact energies with a high chance of impacting the system and in a somewhat reproducible manner. This necessitates that the slope conditions remain relatively constant after successive tests, which can be problematic when rolling large blocks on natural slopes. The final location chosen was at the granite quarry Einzenberg, near Passau, Germany.

The testing geometry was adapted to fit the site with three fields using the same 6 m posts and having approximately 10 m post spacing (Figure 4). The slope consisted of quarried granite surfaces that were heavily weathered. In some places moderate thicknesses of talus had accumulated along the three prominent benches. The reference slope immediately above and below the slope had an angle of roughly 75°.

Again, bearing and retaining ropes are monitored using load cells and high-speed cameras at various locations record the test and are used to calculate energy. In addition, tests were recorded using drones.

Standard concrete blocks and natural boulders often break apart during testing. To work cost efficiently and to preserve block geometry throughout the test program, it was chosen to work with a standardized block shape similar to the EAD blocks, but with a 15 mm steel outer layer and an internal steel framework (Figure 5). It is filled

with concrete (Figure 5). In addition, the block was fitted with a gyrometer and an accelerometer. The block had a height of 1.6 m and a weight of approximately 8.7 tons.

The test block was rolled off the edge of the upper surface from the quarry wall into a loosely defined channel. The block impacted the slope in several locations as it approached the system with its path deviating from the fall line according to its interactions. This results in system impact locations that varied as did the impact angle, translational and rotational velocity. Though the block always started from the same altitude, the impact energy on the attenuator was not controlled like for the MEL test since it strongly depends on the last contact with the slope prior to impact.



Figure 4. Einzenberg DEL test configuration



Figure 5. Steel armoured test block

## 8 TEST RESULTS

### 8.1 Maximum Energy Level Tests

Two MEL tests were successfully carried out by the Montan Universitaet Leoben (Heiss 2020). Figure 6 is an image taken during the first test.

For the first MEL test, the test block had an approximate speed of 29 m/s. The impact occurred at a height of 171 mm above the center of the field with an impact angle of ~35.7°. The resulting energy at impact was 6543 kJ. The total length of interaction with the netting was just over 15.4 m and a braking time of 0.544 s. In total, 3203 kJ were

dissipated during the impact (i.e., approximately 49% of the initial impact energy). Due to the camera configuration, it was not possible to calculate the exit velocity.

Deformations/damages that occurred during the test were limited to deformation of the net on point of impact and a few broken strands at the exit area of the tail. As a result of the test being on a relatively flat slope, it was required to spread out the net prior to the second test, but no other measures were undertaken.

The test block of the second test also had an approximate speed of 29 m/s during impact. The impact occurred at a height of 81 mm above the center of the field with an impact angle of  $\sim 36.5^\circ$ . The resulting energy at impact was 6633 kJ. The total length of interaction with the netting was just over 14.9 m and a braking time of 0.510 s. In total, 2945 kJ were dissipated during the impact (i.e., approximately 45% of the initial impact energy). No exit velocity was available. Similar deformations to the first test were noted but no further damages.

Prior to the tests described above, some preliminary tests were conducted. They indicated a strong influence of the tail length on the functionality of the system for a rather flat slope (e.g.,  $30^\circ$ ). A short tail means there is less weight of the net acting vertically on the block and the path through the attenuator is short with respect to energy dissipation, potentially lessening the effectiveness of the attenuator. On the other hand, too long of a tail can lead to the situation that the block would lay down on the tail. The attenuator thus acts as a catchment fence, without any brake elements to limit the rope forces. This can cause overloading and failure of the attenuator system.



Figure 6. Maximum Energy Level test showing sparks during impact

## 8.2 Durability Energy Level Tests

A total of 13 tests were successfully carried out by the Technical University of Munich in association with AlpGeorisk (Singer et al. in preparation). Table 1 shows the main results of the tests and Figure 7 is a collage made from high-speed video images taken during a test. A more detailed discussion of test procedures and evaluation is given by Gamperl et al. (this conference).

The average block speed was approximately 18 m/s on first impact, where impact angles ranged from  $0$  to  $58^\circ$  from the horizontal plane. Similarly, total impact energy had a range from 1730 kJ to 4291 kJ with an average of 2701 kJ. Energy dissipation ranged from 218 kJ to 2712 kJ with an average of 1373 kJ. This represents dissipation of the original impact energy between approximately 8.5% to 81%, with an average of 49%.

A retaining rope received a direct impact and broke during the first test. It was demonstrated that the four tongues of the pinned connection between the post and base plate guarantees the stability of the post after the loss of the one retaining rope. The post was fitted with a new retaining rope prior to carrying out further tests.

An inside post received a direct impact during the third test and became buckled (Figure 8). A decision was made to continue the testing without replacing the post. This was done not only because of time restraints for testing but also to better understand the affects of damaged posts on an attenuator system. It became evident that the compromised post did not cause any significant loss of functionality of the system beyond a slightly reduced nominal height in the area of the buckled post.

During several tests, large natural boulders were dislodged as the test block progressed down the slope. These blocks sometimes also impacted the attenuator whereby it was observed that the attenuator had a greater effect on them. This is attributed not only to their lower mass but perhaps more importantly to the irregular block shape and greater surface friction.

Other minor damages that occurred during testing were limited to broken strands at the exit point of the tail.

Table 1. Durability Energy Level test results

Test	$E_{Tot}$ [kJ]*	$E_{Diss}$ [kJ]**	$E_{Diss} / E_{Tot}$
V1	2572.7	218.1	8.48%
V2	2946.7	828.5	28.12%
V3	3352.4	2057.4	61.37%
V4	4290.8	2711.5	63.19%
V5	3220.8	2003.8	62.21%
V6	3479.9	2737	78.65%
V7	2613.5	2115.7	80.95%
V8	1951.3	970.6	49.74%
V9	2442.4	645.7	26.44%
V10	1730.2	1028.8	59.46%
V11	1985.4	411.3	20.72%
V12	2113.4	1289.4	61.01%
V13	2415.4	832.9	34.48%
<b>MIN</b>	<b>1730.2</b>	<b>218.1</b>	<b>8.48%</b>
<b>MAX</b>	<b>4290.8</b>	<b>2737</b>	<b>80.95%</b>
<b>MEAN</b>	<b>2701.15</b>	<b>1373.13</b>	<b>48.83%</b>
<b>MEDIAN</b>	<b>2572.7</b>	<b>1028.8</b>	<b>59.46%</b>

\*  $E_{Tot} = \Delta E_{Pot} + E_{trans,1} + E_{rot,1}$

\*\*  $E_{Diss} = \Delta E_{Pot} - \Delta E_{Trans} - \Delta E_{Rot}$



Figure 7. Photo collage of Durability Energy Level test



Figure 8. Bent post following direct impact

## 9 FULL-SCALE TESTING CONCLUSIONS

The two test programs carried out for the attenuator system represent two completely different approaches to full-scale testing.

The cable car test setup at Erzberg (MEL) provides a predictable impact with a clearly intended impact point, geometry and energy that can be achieved with a reasonably small tolerance. The test is considered as reproducible and follows internationally accepted testing guidelines as close as possible for attenuator systems. With the given test site geometry, it is not possible to impact posts or retaining ropes. In essence, it can be considered as an idealized full-scale rockfall laboratory test.

The test site at Einzenberg (DEL) more closely represents the situation as rockfalls occur in real-life. The path of the block is random and so is neither exactly predictable nor reproducible. As such, impacts on posts or

retaining ropes may (or may not) occur. The impact energy with the same release point and using the same block results in a large range that is highly dependent on the last interaction of the block with the slope, prior to impacting the structure. These tests are similar to previous testing programs but are not reproducible.

Both test programs used blocks with typical shapes from the EAD ("ETAG 27"): one with concrete outer surface and one with steel. These blocks ensure the integrity of the block geometry while carrying out multiple tests. The use of so called "one way" blocks was refused due to concerns of availability, cost and reproducibility. Further to the latter, the idealized blocks make the interaction between the block and net surface reproducible and removes the element of "luck" from testing. More realistic blocks with jagged edges would lead to more friction and therefore more stopping power of the attenuator, but could cause random damages. But for sure, the transformation of the translational and rotation energy during an impact is dependent on the surface of the block.

## 10 FUTURE TESTING

The difficulty in standardizing full-scale tests of attenuators lies in the basic function of the systems since the "structure" that the falling blocks interact with is made up of not only the fence material but also the slope itself. This is in contrast to catchment fence testing where the entirety of the interaction occurs within the fence structure itself.

The decades long experience of rolling natural/artificial blocks down irregular slopes is a wealth of information

relevant for the application of rockfall attenuators. Such tests provide desirable information for engineers to base their mitigation designs on. Further testing by these methods will continue to provide valuable information, but the variability induced makes them impossible to lead to certification and should not be the basis for manufacturers to test products.

With that said, tests carried out by adapting the most relevant EAD available are reproducible but do not best represent the full functionality of an attenuator. In order that attenuator systems mature along a similar path that catchment fences undertook, it will be necessary to define industry-accepted, reproducible test procedures that exam the functionality of the systems without the influence of slopes (i.e., ground contact). One possible way of accomplishing this it to combine relevant EAD-style testing with index tests that characterize the primary components of the systems with regards to their most important attributes (e.g., unit weight, surface friction, deformability, etc.).

## 11 SUMMARY

Two test programs were successfully carried out on a high-energy attenuator system. The tests showed that the system was able to withstand large impacts and was able to attenuate a significant portion of the impact energy. However, the testing highlighted the differences in the two test procedures and points toward the long-overdue need of industry guidelines for testing attenuator systems.

## 12 REFERENCES

- Arndt, B., Higgins, J.D. and Thompson, P. 2015. *Guidelines for Certification and Management of Rockfall Fence Systems*, National Cooperative Highway Research Program, Project 24-35, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC., 171 pgs.
- Arndt, B., Ortiz, T. and Turner, A.K. 2009. *Transportation Research Circular E-C141: Colorado's Full-Scale Field Testing of Rockfall Attenuator Systems*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC., 130 pgs.
- ASI, 2021. ONR 24810: *Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance*, Austrian Standards Institute, Vienna, Austria.
- Bichler, A. and Stelzer, G. 2012. A fresh approach to the hybrid/attenuator rockfall fence, *11<sup>th</sup> International Symposium on Landslides 2012*, Banff, Canada
- Duffy, J. D. and Badger, T. C. 2012. Flexible Rockfall Fences. In Turner, A. K. and Schuster, R. L. (Editors), *Rockfall: Characterization and Control*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., pp. 526-553.
- Duffy, J. D. and Turner, A. K. 2012., Conducting Field-Test Experiments. In Turner, A. K. and Schuster, R. L. (Editors), *Rockfall: Characterization and Control*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., pp. 407-441.
- EOTA, 2018. EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits, July 2018, *European Organisation for Technical Assessment*, Brussels. 28 pgs.
- EOTA. 2008. *Guideline for European technical approval of falling rock protection kits (ETAG 027)*, February 2008, Brussels.
- Gamperl, M., Singer, J., Schmidt, R. and Thuro, K. 2022. Determination of rockfall block energy during interaction with a rockfall attenuator. *Geohazards 8*, Quebec City, QC, Canada.
- Glover, J., Volkwein, A. and Denk, M. 2010. Field testing rockfall attenuating systems. *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 12, EGU2010-13811
- Heiss C., 2020, *Test report ME\_CH\_RF0320, System TSA-6000-ZD*, Lehrstuhl für Bergbaukunde, Bergtechnik und Bergwirtschaft an der Montanuniversität Leoben, Austria
- Singer, J., Gamperl, M. and Thuro, K. (In Preparation) Test Report: Full-scale Test at Durability Energy Level (DEL) on the Rockfall Attenuator System TSA-6000-ZD. Technical University Munich.
- Wyllie, D. and Shevlin, T. 2015. Attenuators for controlling rock fall: Do we know how they work? Can we specify what they should do? *66th Highway Geology Symposium*, September 2015, Sturbridge, MA.
- Wyllie, D., Shevlin T. Glover, J. and Wendeler C. 2017. Development of design method for rockfall attenuators. *68th Highway Geology Symposium*, September 2017, Marietta, GA.



# Determination of rockfall block energy during interaction with a rockfall attenuator

Moritz Gamperl<sup>1</sup>, John Singer<sup>2</sup>, Roland Schmidt<sup>3</sup> & Kurosch Thuro<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Chair of Engineering Geology – Technical University Munich, Munich, Germany

<sup>2</sup>AlpGeorisk, Unterschleißheim, Germany

<sup>3</sup>Geodata Messtechnik GmbH, Leoben, Austria



## ABSTRACT

Flexible rockfall barriers are an effective measure to mitigate rockfall. However, they regularly need to undergo maintenance to regain their full functionality. In situations with enough space, this can be omitted by using a rockfall net with an open net tail which guides the rocks into a predefined drop zone. To test the efficiency of such a rockfall net, experiments using an artificial 8.7 ton block were conducted. The energy balance of the block when passing through the rockfall fence was determined by complementary sensing methods. Optical measurements using both ground and airborne cameras were combined with MEMS (Micro-Electro-Mechanical System) sensors. Additionally, force sensors were installed in the support ropes of the rockfall net. This method provides a 2.5D trajectory of the rockfall block (X-Y coordinates with Z-deviations). With this trajectory the changes in energy from potential to kinetic and rotational energy, as well as the dissipated energy, could be determined.

## RÉSUMÉ

Les barrières souples peuvent efficacement atténuer les chutes des pierres. Après un impact à haute énergie, maintenance est nécessaire pour regagner pleine fonctionnalité. S'il y a assez d'espace, cet effort peut être réduit en utilisant un atténuateur de chutes de pierres, réduisant l'énergie suffisamment pour les guider vers une zone de chute prédéfinie. Pour évaluer l'efficacité de ce type de filet, des expériences avec un bloc artificiel de 8,7 tonnes sont présentées. Le bilan énergétique du bloc lors de son passage à travers le filet était déterminé par des méthodes de détection complémentaires. Des mesures optiques utilisant des caméras terrestres et aériennes, des systèmes microélectromécaniques (MEMS) et des capteurs de force installés dans l'ancrage arrière du filet donne une trajectoire 2.5D du bloc. Avec les données combinées le passage de l'énergie potentielle à l'énergie cinétique et rotationnelle, et, finalement, l'énergie dissipée pendant le contact avec le filet, est déterminée.

## 1 INTRODUCTION

While conventional rockfall catchment systems usually are very effective in their energy absorption, their maintenance and clearing is costly and labour extensive (Volkwein et al. 2019). Especially in regions with little space, there are not many alternatives to these conventional systems. In other regions, with generally more space next to infrastructure, other options can be imagined. These options range from "Drape" systems to attenuators and hybrid systems (Bichler and Stelzer 2012) or other systems like gabions.

Unlike classic rockfall catchment fences, there are no guidelines for testing and application of rockfall attenuators (Bichler et al. 2022). Therefore, individual approaches to testing these systems must be thought of.

### 1.1 Attenuator Concept

A new rockfall protection system based on the attenuator concept (from here on called "attenuator") has been designed by Trumer Schutzbauten GmbH. It aims at a dissipation of very high rockfall energies together with a change of trajectory rather than a full blocking of the rockfall block inside the net (Bichler et al. 2022). The attenuator consists of a rockfall net with a long tail section, which is open at the lower end and lies flat on the rock surface for most of its area. The net is fixed only at its top, by a bearing

rope and several upslope retaining rope supports (Figure 1).

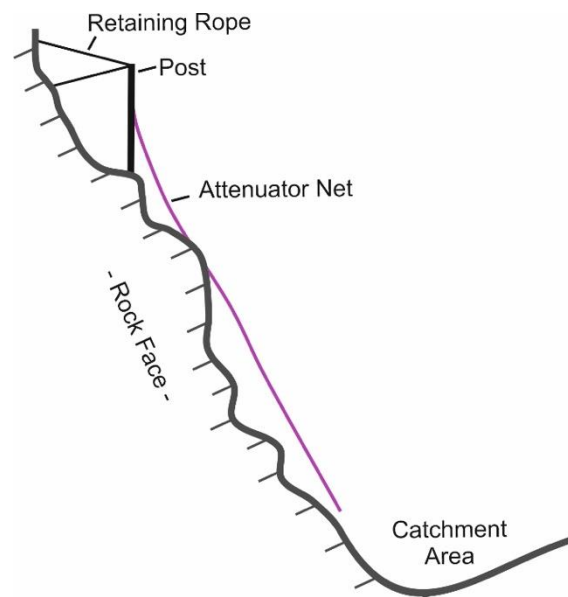


Figure 1. Attenuator Concept. The Attenuator is described in more detail in Bichler et al. (2022). The actual topography of the study site is displayed in Figure 6.



The rockfall block is supposed to lose translational and especially rotational energy through its friction between the net and the rock. The goal is to change the trajectory of the rock in order to lead it in a controlled way into a prepared deposit area. This concept has advantages especially regarding the clearing and maintenance effort.

## 1.2 Rockfall test location

To test the attenuator, rockfall experiments were performed in the granite quarry Einzenberg in lower Bavaria, Germany.

The quarry has four to eight berms. The rockfall tests have been conducted in a corner of the quarry, where the berms are largely flattened, and the quarry face therefore resembles a natural rock face.

The vertical distance between the trial start and the final plain is about 70 m. The attenuator is located approximately at 50 to 65 m below the starting point.

## 2 TEST SETUP

### 2.1 Preliminary Assessments

#### 2.1.1 High resolution elevation model and orthophoto

Before the tests, drone flights were conducted in order to create a 3D model of the test area and to be able to measure distances and elevations in a later stage.

The drone flight was performed using a DJI Phantom 4 Pro drone in a double grid at a flight altitude of about 20 to 60 m above ground and with a camera tilt of 45° and 90°. Reference points and lines were marked in the survey area and measured using a Leica Disto S910.

The images from the aerial survey were then analyzed using AgiSoft Metashape and a high-resolution 3D model of the quarry slope was created. Based on the reference sections, an internal accuracy of the model of < 0.5 m could be verified. A high-resolution elevation model (2.45 cm ground resolution) and a high-resolution orthophoto (1.225 cm ground resolution) were derived from the 3D model.

#### 2.1.2 Preliminary Rockfall Trials

Prior to the actual tests, multiple test trials were conducted to assess the precision of the visual system and the sensor data in the rockfall block.

The trials were performed with a small ball (17 cm diameter) on the same location as the main tests. Seven trials were conducted in total and recorded with several cameras, both ground-based and air-based.

The trials showed that the visual resolution was sufficient, even with the comparably very small sensor ball. Maximum velocities of 5-6 m/s were reached, corresponding to a velocity of max. 4 cm per frame in this case.

#### 2.1.3 Rockfall block geometry and mass

The geometry of the rockfall block for the main trials is shown in Figure 2. The block is a Rhombicuboctahedron

and consists of a 15 mm steel outer layer and concrete interior. The surfaces were painted in different colors to facilitate easy rotation tracking. The weight of the rockfall block is approximately 8.7 tons.

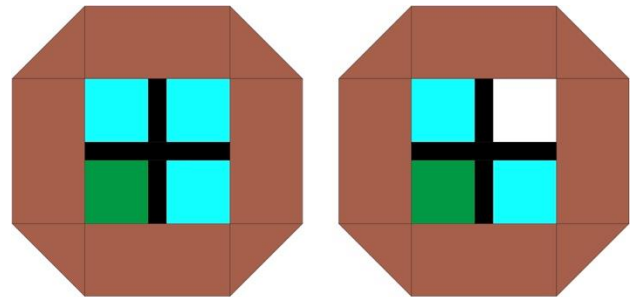


Figure 2. Rockfall block geometry and example of painted sides. The square in the middle has a size of 80 x 80 cm. The block's overall size is 160 x 160 cm.

### 2.2 Main Tests

#### 2.2.1 Video analysis

In order to assess the rockfall block trajectory, speed and rotation, the first method is a visual analysis using multiple camera systems with a framerate of 120 FPS (frames per second) and a resolution of 1080p. The focus lies especially in the sections shortly (approx. 10 m) above the attenuator, in the net, and in the short section until the impact below the attenuator.

#### 2.2.2 Camera Systems and locations

Multiple camera systems were used, both ground-based and air-based, in order to assess the trajectory of the rockfall block in three dimensions. The camera locations and viewing angles are shown in Figure 3.

The main system consists of four lightweight cameras (GoPro Hero 9) which can be controlled remotely and meet the specified requirements of capture speed and resolution. These cameras were positioned on four berms and pointed sideways in an approx. 90° angle to the estimated rockfall trajectory (Cameras 1 – 4). This setup allows the assessment of the trajectory for the whole trial in detail. For example, Camera 3 captures only the section shortly before and during impact in the attenuator net, while Camera 4 captures the section in the net and until the impact on the lowest berm.

A second ground-based system consists of a regular camera with a zoom lens which is pointed directly at the attenuator from the front (Camera 5). It is used as back-up and to have an overview of the general course of the fall test.

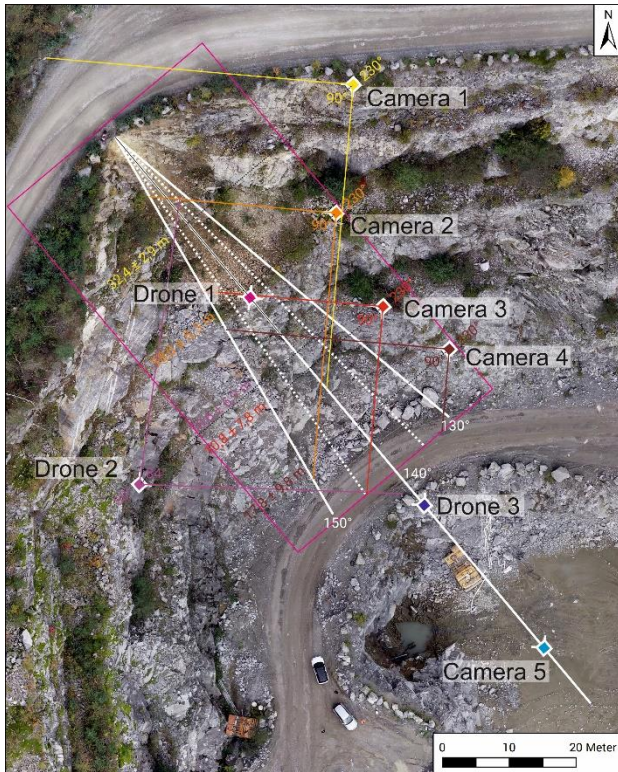


Figure 3. Camera locations and viewing directions/viewing angles.

Additional to the ground-based cameras, three drones (two DJI Phantom 4 and one DJI Mavic Air 2) were used as air-based cameras to achieve different viewing angles which could not be reached with ground-based surveys. One (Drone 1) is positioned directly above the estimated rockfall trajectory and captures the trajectory perpendicular to cameras 1-4. The other two drones capture the trajectory from the opposite side of Cameras 1-4 (Drone 2) and from the front, similar to Camera 5 (Drone 3). In the analysis, these two cameras were not used.

### 2.2.3 Evaluation of video recordings

As a first step in the evaluation of the camera data, all relevant video files were synchronized to the start of each rockfall test. Prior to actual evaluation, the optics of the GoPro system were captured with the "Agisoft Lens" software to obtain the lens curvature correction factors. These can then be entered into the evaluation software to correct image distortion caused by the camera lens. The corresponding correction values were imported in Kinovea, resulting in the correction as displayed in figure 5.

For the analysis the motion tracking software "Kinovea" (Kinovea 2019) is used (Beta 0.9.3). This software enables the synchronization of videos and the determination of movements (accelerations, velocities) as well as rotations (Puig-Divi et al. 2019). The tracking of the trajectory of the sensor block is performed semi-automatically. The images are calibrated both on a 1 m wooden frame that was carried through the estimated trajectory prior the tests, as well as

on the rockfall block itself on multiple points during the rockfall tests.

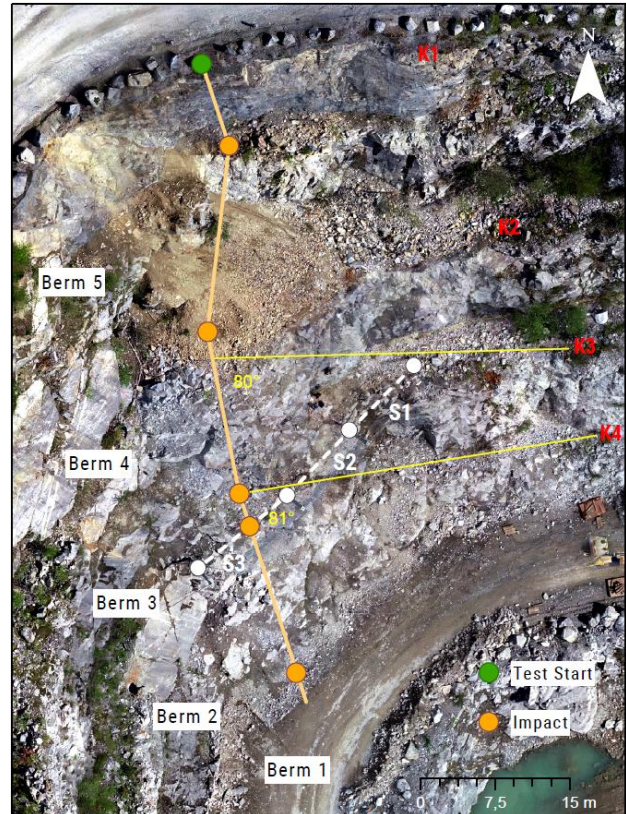


Figure 4. Example of rockfall trajectory for one test, after data from drone 1 (top-down view). Viewing angles for camera 3 and 4 (C3, C4) are displayed and the angle to the trajectory is used for correction.

The resulting data (x- and y locations through time) were then exported for further processing and visualization. From the multiple camera angles for each trial, an "overlap" is present (as shown in Figure 3), which helps to quantify the inaccuracy caused by the varying camera angles.

For the further processing, a dedicated program was written in order to make the data evaluation more efficient. This software handles all correction and calibration processes, as well as data visualization and the calculation of results which are shown below.

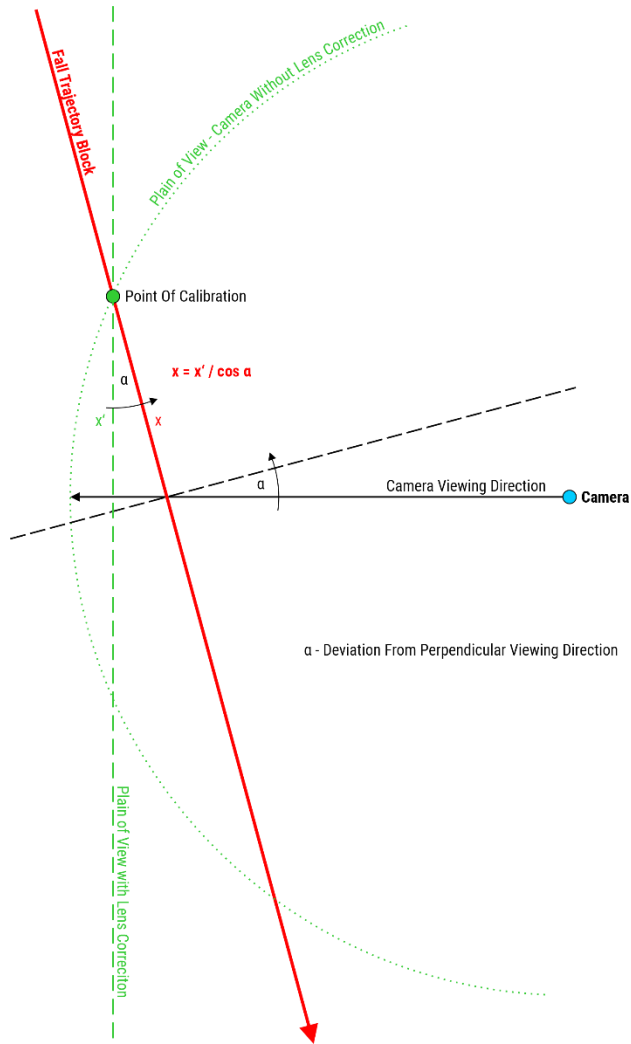


Figure 5. Corrections for the block trajectory. Deviation in camera viewing direction and lens distortion are corrected.

Before evaluating the velocity, corrections for the deviation from the ideal recording trajectory perpendicular to the camera line of sight had to be made. Thus, each trajectory as seen from Drone 1 was determined and the exact viewing directions of Cameras 3 and 4 were assessed from the 3D model (Figure 4). With this information, the correction can be made as shown in Figure 5.

The resulting corrected trajectory was then displayed together with the topography of each fall line (Figure 6). This way, the absolute error is made visible, since multiple points are known in both x-y location and time (e.g. passing into attenuator and impact below attenuator).

The rotational movement was evaluated manually from the video data since the sensors in the test block could not be used for this process (see Section 2.3). Thereby the main direction of rotation was evaluated in 45° steps. For this process, the color markings proved to be crucial (see Figure 2). The resulting rotation speed (rotations per second, rot/s) was displayed as “steps” for each 45° rotation (Figure 7).

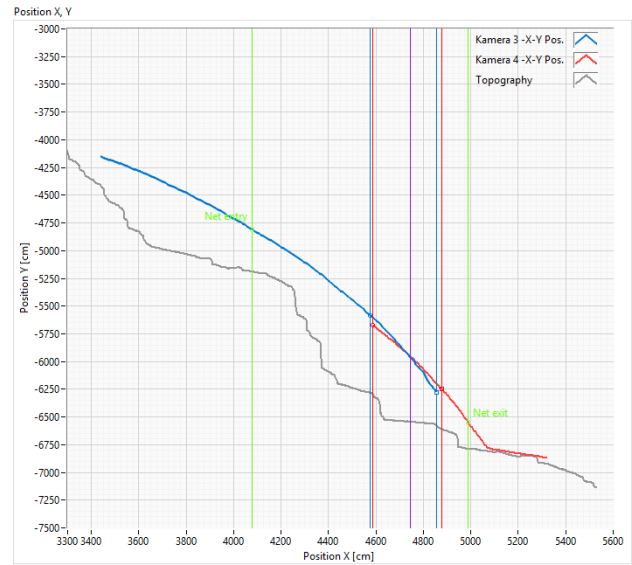


Figure 6. Rockfall trajectory for Camera 3 (blue) and 4 (red) with net entrance and exit points (green) and topography (grey). Blue and red vertical lines indicate precision of correlation between the two cameras.

The resulting velocities and rotation were then displayed together with the markings of entry and exit of the attenuator net (Figure 7).

### 2.3 Test block sensors

In order to directly record the forces and rotations of the test block during the rockfall test, suitable inertial sensors were mounted exactly in its center. A high-g accelerometer with three axes, a H3LIS331DL from STMicroelectronics, with a measuring range of  $\pm 400g$  was used to measure the forces during the test and an ITG3701, a three-axis gyroscope sensor from TDK InvenSense was used to measure the rotation rates of up to  $\pm 4000$  degrees/second ( $\pm 11.11$  rev/sec). Both sensors were connected to a microcontroller, that allowed to record all six sensor channels with a data rate of 1000 measurements per second to a removable storage card.

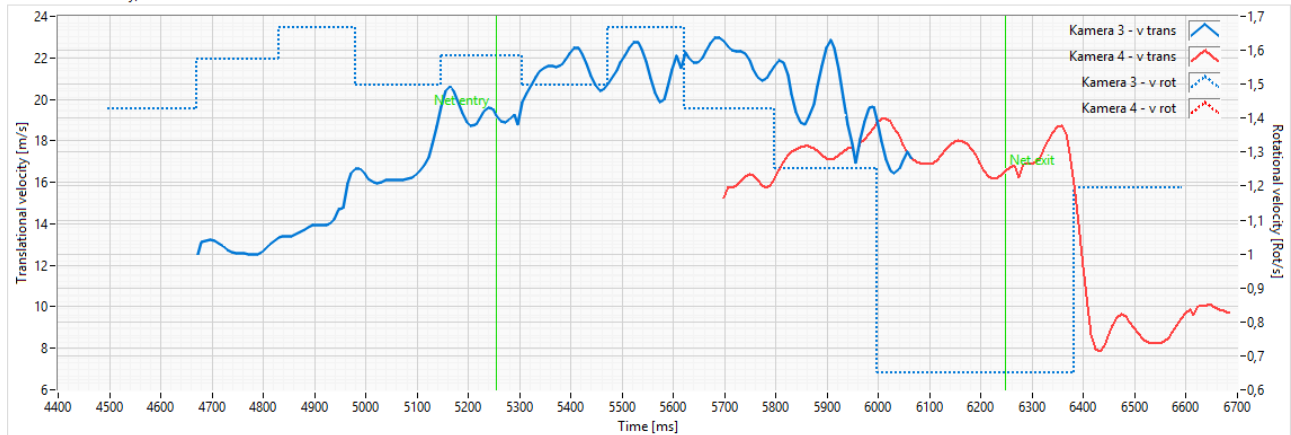


Figure 7. Example of velocity and rotation data for one rockfall test.

Due to the rough environmental conditions that occurred during the rockfall test, e.g. high impact forces, water in the deepest area of the test field, dust and mud etc., the battery-operated monitoring system was designed in a quite robust manner to withstand the rockfall tests without getting damaged.

Since the sensors had to be placed in the center of gravity of the test block with a diameter of 1.6m and the monitoring electronics had to be easily accessible for transferring the data after each test, the respective components were placed on separate circuit boards which were connected with a data cable. A memory card with the recorded data could be easily removed after detaching a cover plate of the side of the test stone after each rockfall test.

In the planning phase of the tests, a corresponding cavity and mounting options for a defined positioning were already provided in order to be able to position the monitoring system correctly in the test body for the rockfall test.

#### 2.4 Force Sensors in retaining ropes

To estimate the energies at the attenuator, multiple force sensors (load cells) were installed at the retaining and bearing ropes. They are used to compare the forces with the energies measured by the optical system and the acceleration measured by the test block sensors.

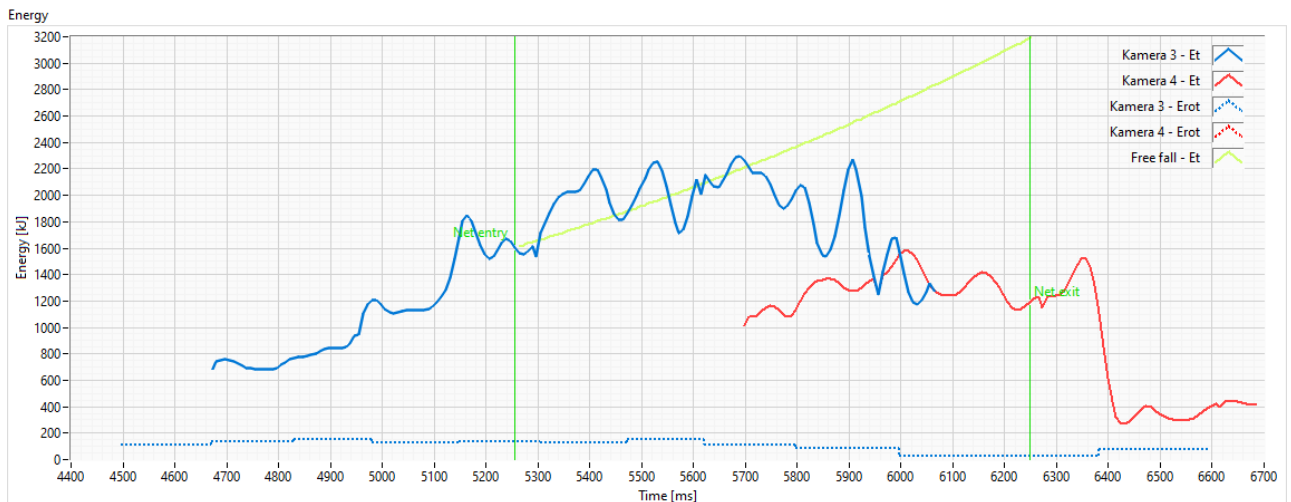


Figure 8. Example of energy calculation. Blue: Kamera 3, red: Kamera 4, green: entry and exit from fence, theoretical increase in  $E_T$ , light blue:  $E_{Rot}$ .

## 2.5 Energy determination

The energies (translational energy  $E_{Trans}$ , rotational energy  $E_{Rot}$ , potential energy  $E_{Pot}$ ) are calculated from the velocities (see Fig. 7) as well as the height difference and displayed subsequently (Figure 8). Also, the theoretical increase in  $E_{Trans}$  between the first and last fence contact is shown (light green). This illustrates the difference in  $E_{Trans}$  caused by the fence.

## 3 RESULTS

### 3.1 Video analysis

In Table 1, the results of the visual analysis are shown for a representative rockfall test with an average dissipation energy. The translational energy shortly before net entry reaches almost 3000 kJ, at net entry the energy is about 2600 kJ. Between net entry and exit, the velocity shows a decrease of 23%, while the rotational speed decreases by 61%.  $E_{Rot}$ , like in all other trials, is much lower than  $E_{Trans}$  (6,5% for entry and 2,0% for exit from the fence).

Table 1. Changes in translational and rotational velocity and energy before and after the attenuator for rockfall test 4.

Location	$V_{trans}$ [m/s]	$E_{trans}$ [kJ]	$V_{rot}$ [rot/s]	$E_{rot}$ [kJ]
Fence entry	24.5	2603.6	1.8	169.7
Fence exit	18.9	1548.6	0.7	30.7

Comparing these energies with the loss of potential energy before and after the attenuator (Table 2), the dissipated energy  $E_{Diss}$  can be calculated. In this case,  $E_{Diss}$  equals to 2611.6 kJ, which is about 63% of the total energy of the block between fence entry and exit.

Table 2. Energy balance for one rockfall test.  $E_{Total}$ : total energy (sum).

Energy [kJ]	$E_{Pot}$	$E_{Trans}$	$E_{Rot}$	$E_{Diss}$	$E_{Total}$
Fence entry	1517.5	2603.6	169.7		4290.8
Fence exit	0	1548.6	30.7	2711.6	4290.8
Delta (entry/exit)	-1517.5	-1055.1	-139.0	2711.6	

In the 13 tests that were carried out, the mean total energy between fence entry and exit was 2701.15 kJ. The mean dissipated energy amounts to 1373.13 kJ, resulting in a mean dissipation ( $E_{diss}/E_{Total}$ ) of about 50% (standard deviation: 23%).

## 3.2 Test block sensor data

The sensor data of the test block for one trial is shown in Figure 9. Unfortunately, only two gyroscope axes could be retrieved because of a reading error in the programming of the microchip. Therefore, the absolute rotational velocity cannot be calculated from the gyroscope data. Yet, information about the general rotation of the block in the other two axes can be gained.

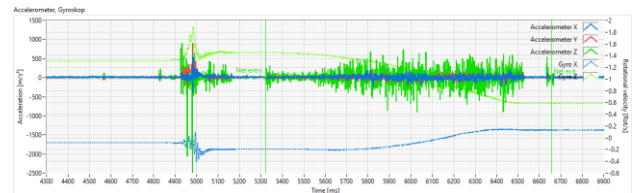


Figure 9. Example of test block sensor data. Displayed are the three accelerometer axes (lines) and the two gyroscope axes (x and z, dotted lines).

The accelerometer data shows strong, very defined, spikes at block impact points. During net contact, a significant increase of noise can be observed (from approx. 5300 ms on Figure 9). This noise can be used to define the net entry and exit points with an accuracy of about  $\pm 10$  ms.

### 3.3 Force sensors

The force sensors at the attenuator show the forces on each of the retaining ropes as well as the bearing rope. Depending on the sector in which the block hit the attenuator, only some of the sensors show a significant force increase (for example K6 in Figure 10). These forces occur with some delay to the observed accelerometer noise. This is caused by the slow deformation and inertia of the attenuator. In some cases, a relief of forces occurs on some of the posts, resulting in negative force readings.

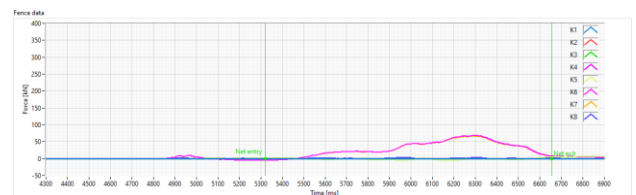


Figure 10. Example of force sensor data K1-K8. The increase of force on K6 is delayed relative to the impact in the attenuator (left green vertical line).

## 4 DISCUSSION

A new methodology has been tested, with which 2.5D trajectories of rockfall blocks can be traced with comparably simple means and setup effort.

The visual analysis with low-cost camera systems proved possible and very close to the absolute x-y coordinates as defined with the 3D model. Yet, certain

compromises have to be made, especially regarding deviations from the ideal path perpendicular to the camera. During setup of the cameras, care must be taken for their viewing direction and tilt. These deviations can be corrected, but a difference in the overlapping segments still occurs in some tests. In some cases, this difference can result in an over- or underestimation of  $E_{diss}$ . However, it can be quantified easily by verifying the results with a 3D-model of the slope, thus comparing the x-y trajectories with real-world coordinates. A more ideal setup would have fixed cameras with perfectly defined orientation, but this setup would lose the advantages of high flexibility and easy setup.

For this type of rockfall block and test, a frame rate of 120 FPS proved to be sufficient. A more detailed visual resolution would improve the overall quality and make details more visible. An even greater improvement could be achieved by using professional camera systems with a larger image sensor (e.g., Sony Alpha 7 III).

Drones, especially for the top-down view of the rockfall tests, were important in order to assess the deviation from the ideal visual plane. The drone footage cannot be used for velocity estimation since the position of the camera is not steady, but the images were still very valuable in the analysis.

When comparing the kinetic energy of the test block with the force which is registered by the sensors at the attenuator, no significant correlation was observed. Possibly, a relation would be visible after performing more tests, showing an increased energy at the fence with increased force in the attenuator's poles.

Using acceleration and gyroscope sensors inside the test block gives more accurate data when compared to the video analysis, especially regarding exact timepoints for fence entry/exit. Absolute values for acceleration and rotation could in this case not be derived because of one missing gyroscope axis, but would give more accurate results.

The attenuator system under test proved to be effective with a mean energy dissipation of approx. 50%. The tests showed that the attenuator system is especially useful when the block enters it at an angle of about 50-90°. At this impact angle, the trajectory is affected the most, the contact with the net is maximized and energy dissipation is most efficient. The dissipation of a natural rock block is expected to be higher than the artificial steel coated test block, because of the higher roughness of the surface. Overall, this system of a flexible, open-ended rockfall attenuator can in some cases be very useful when compared to conventional systems with full dissipation of the rockfall energy (Yu et al. 2021). Due to the design which does not aim at stopping the block fully but rather only to reduce its translational and rotational velocity, the system can cope with very high block energies without breaking. A major disadvantage is, of course, that the block is therefore not stopped by the system, which creates the need for a dedicated catchment area.

The proposed methodology for data collection and evaluation using low-cost cameras and our own analysis software will be further refined in the future. We see potential for testing rockfall attenuators and other systems,

but also for creating references and calibration of rockfall modelling software in the future.

## 5 REFERENCES

- Bichler, A., Stelzer, G. and Hamberger, M. 2022. Experiences with testing procedures for rockfall attenuators. Geohazards 8, Quebec City, QC, Canada.
- Bichler, A. and Stelzer, G. 2012. A fresh approach to the hybrid/attenuator rockfall fence. 11<sup>th</sup> International Symposium on Landslides 2012, Banff, Canada.
- Kinovea. 2019, [www.kinovea.org](http://www.kinovea.org), accessed on 01/19/2022.
- Puig-Divi, A., Escalona-Marfil, C., Padullés-Riu, J. M., Busquets, A., Padullés-Chando, X. and Marcos-Ruiz, D. 2019. Validity and reliability of the Kinovea program in obtaining angles and distances using coordinates in 4 perspectives, *PLoS ONE*, 14 (6).
- Volkwein, A., Gerber, W., Klette, J. and Spescha, G. 2019. Review of Approval of Flexible Rockfall Protection Systems According to ETAG 027, *geosciences*, 9 (49).
- Yu, Z., Luo, L., Liu, C., Guo, L. and Zhao, L. 2021. Dynamic response of flexible rockfall barriers with different block shapes, *Landslides*, 18: 2621-2637.



# Bow Valley Debris Flood Mitigation: Recent Progress and Lessons Learned

Félix Camiré<sup>1</sup> & Alex Strouth<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Town of Canmore, Canmore, AB, Canada

<sup>2</sup>BGC Engineering Inc., Golden, CO, USA



## ABSTRACT

The 2013 floods in the Bow Valley, were devastating. In the Town of Canmore and the Municipal District of Bighorn, extreme rainfall led to debris floods and debris flows that damaged homes, businesses, and infrastructure. Flood protection works previously constructed suffered either extensive damage or complete loss. In response to the devastation, the two municipalities began a program of hazard and risk assessment, and options analysis and design. Some flood mitigation projects are currently under construction, while others are in different stages of design.

This paper summarizes the storm and its associated damages, followed by descriptions of some projects that are being designed and under construction. Design details shared are focused on concepts that were not previously utilized in the Bow Valley. Furthermore, a section is dedicated to lessons learned from the construction of those projects, and the performance of constructed projects during high-flow events. Finally, the need for guidelines on debris flood and debris flow mitigation design is discussed.

## RÉSUMÉ

Les inondations de 2013 ont affecté les communautés de la vallée de la Bow. Dans la ville de Canmore et la municipalité de Bighorn, les pluies diluviennes ont créé des laves torrentielles et coulées de débris qui ont endommagé plusieurs maisons et infrastructures publiques. Les structures de protection qui étaient en place ont été sévèrement endommagées. À la suite de ces événements, les deux communautés ont commencé un programme d'évaluation des dangers et des risques, d'analyse des options de gestion de risque, et de la conception de structures. Certains projets de protection sont présentement en construction, alors que d'autres sont au stade de conception.

Cet article décrit l'évènement météorologique déclencheur et les dommages causés. L'article détaille les projets présentement en construction, ou à un stade avancé de conception. Les détails de conception partagés portent une attention aux concepts qui n'étaient pas utilisés dans la vallée de la Bow avant 2013. L'article discute aussi des leçons tirées de la construction de ces projets et de leurs performances face à des inondations. Finalement, les besoins de lignes directrices pour la conception des ouvrages de protection conclue l'article.

## 1 INTRODUCTION

The Bow Valley is situated in the Front Range of the Canadian Rockies in the Province of Alberta. The local mountains are a fold and thrust belt. They consist of more erosion resistant carbonates that were folded and thrust over more friable sandstones and shales. The watersheds are in a region that was affected by phases of deglaciation during the last 11,700 years (BGC Engineering 2014a). The Bow River flows through the communities along the valley bottom and is partially fed by a number of steep creeks within the Town of Canmore (Canmore) and the Municipal District of Bighorn No. 8 (MD of Bighorn).

### 1.1 Hydroclimatic Event

Heavy rainfall and rapid snow melt occurred over three days in June 2013 and flooded much of Southern Alberta (Pomeroy et al 2016, BGC 2014b). Water levels reached the highest levels seen in 60 years and caused major damage to houses, businesses, roads, and bridges. Debris floods or debris flows occurred in nearly all the steep creeks in Canmore and MD Bighorn, closing the Trans-

Canada Highway for several days and isolating these communities.

The Kananaskis climate station has the longest data record in the region and has been used extensively to study the storm event. BGC's Hydroclimatic Analysis (BGC 2014b) reports record-breaking rainfall values were measured for the 1-day, 2-day and 3-day rainfall values, with a total of 250mm over three days. The return period for the storm has been estimated as ranging from 235 to 575-years (BGC 2014b). The Hydroclimatic report also analyzes the snowmelt contribution, flow estimates on the Bow River, as well as trend analysis of rainfall events in the Canmore region.

An article in Climate Dynamics focused on the weather and climate perspectives of the storm (Teufel et al., 2017), whereas another one in Hydrological Processes focused on the rain-on-snow event (Pomeroy et al., 2016).

### 1.2 Effects in the Bow Valley

Most of the steep creeks within Canmore and the MD of Bighorn were affected by the combination of the storm and snowmelt runoff. The heavy rainfall saturated the soil and overwhelmed the storm drainage systems. The sewer



systems were also overwhelmed due to high infiltration of water in the sewer lines. Cell tower, power and natural gas outages occurred in many areas.

Most creeks heavily damaged their pre-existing flood protection works and avulsed towards existing development. On some creeks, the debris floods and debris flows directly impacted housing developments or civil infrastructure. On other creeks, due to the low gradient of their fan, debris floods transitioned to floods before reaching the developed areas, flooding very large areas of the communities, and impacting critical infrastructure such as the Canmore Hospital.

The most significant damage was sustained on the heavily developed Cougar Creek fan, as seen in Figure 50, due to sediment deposition and bank erosion that directly impacted houses and severed the Trans-Canada Highway. According to BGC (2014a), the 2013 Cougar Creek debris flood is estimated to be approximately a 400-year return period.



Figure 50 Cougar Creek at the Trans-Canada Highway on June 23, 2013

### 1.3 Hazard and Risk Assessments

Following the flood event, both municipalities sought to understand what had happened. They needed to know how often such an event could occur, as well as the size range of potential events that could be possible. Extensive hazard and risk assessments were undertaken for all creeks within the Bow Valley affecting Canmore and the MD of Bighorn. Alberta Environment and Parks (AEP) provided a large portion of the funding required for these assessments through the Flood Recovery and Erosion Control (FREC) program grants.

More information on the hazard and risk assessments is available in the papers presented at the 2018 Geohazards 7 Conference (Camiré and Esarte, 2018) and (Holm, et al., 2018).

## 2 MITIGATION PROJECTS

Following the 2013 event, the Town of Canmore and the MD of Bighorn started rehabilitation and reclamation works in all affected areas. Moreover, some short-term mitigation

projects were initiated immediately to ensure a minimum level of protection before the 2014 spring freshet. Funding for most rehabilitation works came from the Disaster Recovery Program.

Once rehabilitation, short-term mitigation projects, and the hazard and risk assessments were completed, the design of long-term mitigation projects was initiated on several creeks. Table 11 lists the status of the projects as of Spring, 2022. This paper focuses on three examples: Heart, Cougar, and Stoneworks creeks.

Table 11. Debris flood and debris flow mitigation status of creeks in the Bow Valley.

Creek name / Budget estimate	Municipality	Status of long-term mitigation measures
Exshaw Creek \$10.3 M	MD of Bighorn	Construction completed
Jura Creek \$3.8 M	MD of Bighorn	In construction
Heart Creek \$2.5 M	MD of Bighorn	In construction
Cougar Creek \$48.8 M	Canmore	In construction
Stoneworks Creek \$6.5 M	Canmore	Design completed
Stone Creek \$3 M	Canmore	Conceptual design
Three-Sisters Creek \$7 M	Canmore	Lower reach completed. Preliminary design of upper reach.
Pigeon Creek \$7 M	Canmore and MD of Bighorn	Lower reach completed. Conceptual design of upper reach.

The estimated budget required to design and construct long-term mitigation projects on all creeks is more than \$80 million, as shown in Table 1 above. These budgets do not include any previous clean-up, rehabilitation, and short-term mitigation projects already undertaken. Canmore and the MD of Bighorn cannot afford such capital projects. Therefore, partnering with all levels of government, as well as developers and local industries, has been key to the success of these mitigation projects.

Both municipalities have been tackling these projects in order to reduce the highest risks first. Cougar Creek presents the highest economic and life loss risks in Canmore, followed by Stoneworks, Three-Sisters and Stone Creek. Exshaw Creek presents the highest risk in the MD of Bighorn, followed by Heart, and then Jura Creek.

Funding sources include two different grants from Infrastructure Canada: the New Building Canada Fund and the Disaster Mitigation and Adaptation Fund. From the Province of Alberta, funding sources are from AEP with the FREC program and the Alberta Community Resilience Program, as well as from Alberta Transportation for many of the creek crossings. Some developers are contributing

funds for developments affected by creek hazards, and Lafarge Canada contributed in-kind to the Exshaw Creek mitigation project. Finally, both the Town and the MD of Bighorn are contributing financially to each project.

## 2.1 Heart Creek

Heart Creek is located on the south side of the Bow River valley within the MD of Bighorn. It has a watershed of approximately 13 km<sup>2</sup> and debris floods have produced a fan with approximately 1 km<sup>2</sup> area and 4% average gradient. The distal margin of Heart Creek Fan is truncated by the Bow River. The Trans-Canada Highway crosses Heart Creek Fan near its apex and the Hamlet of Lac des Arcs, with approximately 85 residential buildings, is located on the Fan between the highway and the Bow River (Figure 51). The 2013 debris flood had a peak discharge of approximately 50 m<sup>3</sup>/s and deposited approximately 25,000 m<sup>3</sup> of sediment on the fan. A portion of this sediment blocked the 7 m wide by 2.5 m high box culvert at the Trans-Canada Highway and infilled the downstream channel, leading to flooding of several properties in Lac des Arcs and incision at several locations where flow discharged into the Bow River. The Bow River eroded the distal margin of Heart Creek fan, moving the 6 m high bank 20 m towards a row of homes, including 6 homes that were later acquired by the MD of Bighorn because they were unsuitable for continued habitation.

A debris flood mitigation structure located on the upstream side of the highway is being constructed at Heart Creek to protect Lac des Arcs and the Trans-Canada

Highway from future debris floods. This section describes the design details and lessons learned.

### 2.1.1 Design

The design objective was to maximize debris flood risk reduction for both Lac des Arcs residents and the Trans-Canada Highway for the available budget.

The selected design was a sediment basin and flood overflow channel located upstream of the highway (Figure 2). The design was sized to manage the 50 m<sup>3</sup>/s discharge and 25,000 m<sup>3</sup> sediment volume from the 2013 event. The design used a 'parallel basin' concept, meaning that the sediment basin is located alongside of the creek channel. Typical flows remain in a low flow channel that is approximately the same size and gradient as the natural channel, bypassing the basin, and flowing undisturbed through the concrete outlet on the downstream side of the basin. Floods and debris floods spill over the low flow channel banks into the sediment basin, where a pond forms and sediment are allowed to accumulate. The concrete outlet limits the discharge from the basin to the natural channel through Lac Des Arcs to a value (up to 10 m<sup>3</sup>/s) that can be safely conveyed downstream. Excess water and sediment are directed out of the sediment basin in an overflow channel aligned parallel to the highway. A stilling basin at the downstream end of the overflow channel causes the flow to spread as shallow, overland flow, across heavily vegetated terrain. Sediment is allowed to deposit naturally on the fan surface south of the highway and water accumulates at an existing pond before passing to Bow River through existing culverts underneath the highway.

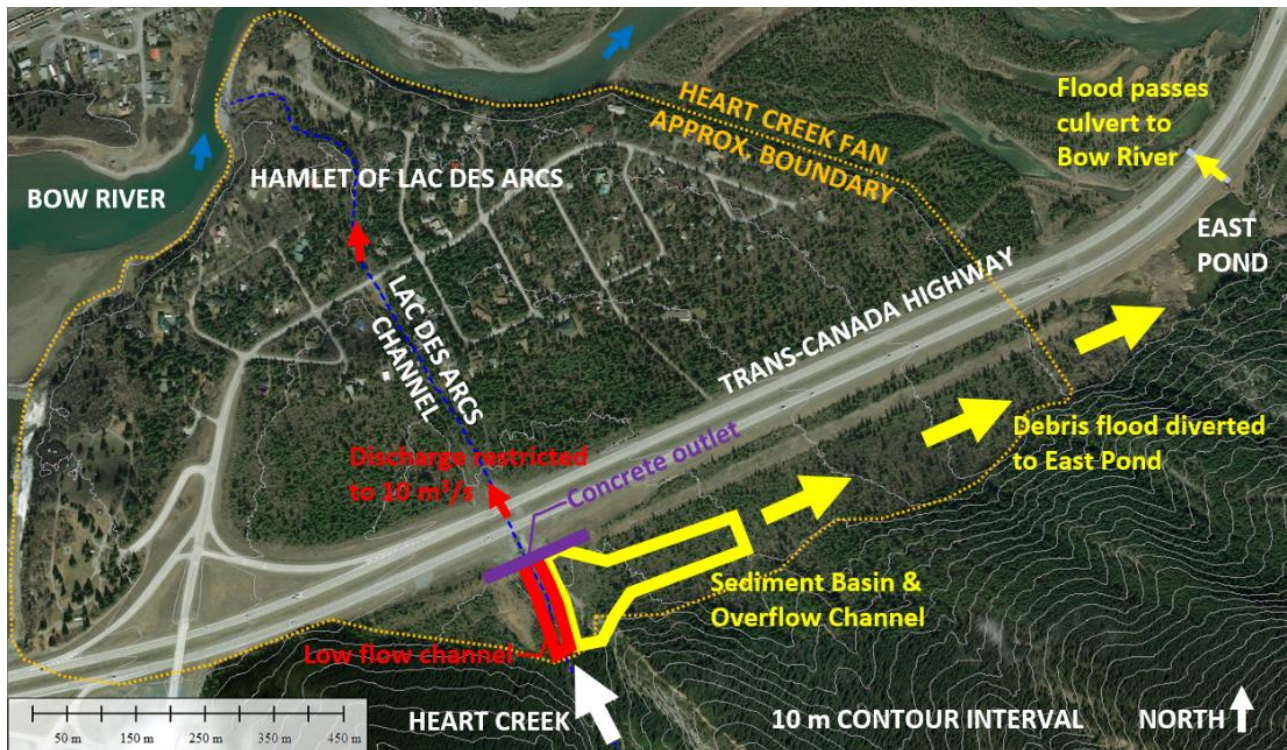


Figure 51 Heart Creek fan and schematic layout of Heart Creek debris flood protection

Low berms (typically 1 m high) on the north side of the flow path, oriented oblique to the flow in an en echelon pattern encourage flow to remain dispersed in the heavily vegetated terrain and discourage flow concentration in the highway ditch.

The flood diversion concept was selected because the capacity of the natural channel through Lac Des Arcs (~10 m<sup>3</sup>/s) is far below the design event peak discharge (~50 m<sup>3</sup>/s). It was not feasible to increase the channel capacity due to the channel length and the position of private property and houses that line the channel.

The parallel basin concept was selected to maintain existing passage of fine sediment and organic matter in the low flow channel to Lac Des Arcs under normal flow conditions. This protects aquatic habitat and life, and reduces the volume of sediment that is captured by the basin on an annual basis that needs to be removed mechanically.

The low flow channel is lined with grouted stone pitching to protect it from erosion. Grouted stone pitching is created by carefully placing Class 2 (0.5 m nominal diameter) and Class 3 (0.8 m nominal diameter) angular rocks into wet grout, minimizes gaps between rocks, and filling all gaps with grout up to the surface, to create a smooth finished surface (Figure 52). The stone pitching concept is commonly used in Europe for debris flood and debris flow erosion protection. The interlocked rocks are less susceptible than riprap or grouted riprap to dislodgement and entrainment into the flow due to the smooth top surface and connection with adjacent rocks. The exposed rock surface is also less susceptible than concrete to abrasion and erosion.

The concrete outlet to the natural Lac Des Arcs channel is a vertical slit opening from the basin level to barrier crest. The outlet is in a reinforced concrete wall that is typically 0.6 m thick and extends approximately 10 m into earthfill berms on either side of the outlet to protect against outflanking. Ground anchors resist overturning and sliding of the concrete wall during debris flood impact. The outlet opening width is 1.2 m, set by the 10 m<sup>3</sup>/s capacity of the downstream channel. An inclined trashrack on each side of the opening and 0.5 m thickness of alluvium at the base of the opening hold woody debris away from the concrete surfaces. The base alluvium is intended to scour away during typical peak annual flows. The scouring and trashrack provide space for water to flow under and around woody debris and through the concrete outlet. During debris floods, woody debris will partially block the outlet, which will contribute to flow diversion to the overflow channel. Performance of the outlet during typical flow conditions will be observed in the first few years after construction, and additional elements to capture woody debris in the low flow channel will be added if necessary.



Figure 52 Grouted stone pitching in the low flow channel, looking downstream, during construction. The concrete outlet and berm are not yet built.

### 2.1.2 Construction

Design of the Heart Creek debris flood protection structure began in Fall 2016, with an intent to begin construction in 2017. However, design review and permitting took nearly 3 years, from early 2017 until late 2019. The design overlaps several right-of-ways, including the Trans-Canada Highway, a buried gas transmission line, an overhead powerline, and a provincial park. Several design iterations, each with a lengthy review process were required before all parties agreed to the design layout.

Construction of the Heart Creek debris flood protection structure began in spring 2020, with in-stream work beginning after August 1, 2020. Construction was intended to be complete by October 31, 2021, but is still in progress as of January 2022, due to various delays, and will likely be completed during summer 2022.

Construction involved 30,000 m<sup>3</sup> of excavation, 3,000 m<sup>3</sup> of earthfill berms, 3,300 m<sup>2</sup> of grouted stone pitching, 3,400 m<sup>2</sup> of riprap, 8 ground anchors, and 200 m<sup>3</sup> of reinforced concrete at the outlet. The construction has been significantly affected by shortages of riprap and concrete (or grout) in the Bow Valley, in part due to the other debris flood mitigation projects that are under construction. Construction of the grouted stone pitching has been particularly difficult and slow.

### 2.1.3 Lessons Learned

The following are lessons learned during the design and construction process, as well as design performance issue that we will track during the first few years of operations:

- I. The parallel basin with a low flow channel was a new concept that was introduced to the design team by Guillaume Piton, of France. Compared to a typical in-line sediment basin, the parallel basin concept is intended to reduce routine sediment removal costs because sediment conveyed by routine flows can be transported down the low flow channel. The design team is eager to observe performance of the low flow channel in the coming years.
- II. A very simple, continuous vertical slit outlet shape with an inclined trash rack was adopted to facilitate construction and minimize construction costs. The

design team is eager to observe the performance of the outlet with respect to woody debris blockage during routine flows.

- III. Design iterations and permitting delays could have been avoided by having decision makers from each stakeholder involved in the early design layout discussions. Several design meetings were held in early 2017 with all the entities that are overlapped by the design, but lower-level workers attended those meetings, and the decisions made in those meetings were later reversed by higher-level decision makers in the organizations.
- IV. The design team specified Class 2 (0.5 m nominal rock size) grouted stone pitching in the low flow channel because of the relatively narrow channel size (2 m base width), and Class 3 (0.8 m nominal rock size) grouted stone pitching in other critical areas of the structure. During construction it became clear that it is simpler and more efficient to build grouted stone pitching using the larger rock size. Much of the effort (and therefore cost) is in selecting and rotating rocks so that they fit together well. If smaller rocks are used, it takes longer to place the rocks because more rocks are needed to cover a given area.

## 2.2 Cougar Creek

Cougar Creek is an ephemeral creek with surface flows only present a few weeks each year. Its base flow is less than 5 m<sup>3</sup>/s. During spring freshet, the flow rate can double or triple during high precipitation event and snowmelt. The Cougar Creek watershed covers 42 km<sup>2</sup>. Its alluvial fan is the most developed in Canada with approximately 2,500

residents and a third of Canmore's businesses. Houses have been constructed on both sides of the 3 km long artificial channel, which empties into the Bow River, after crossing 4 bridges, including the Trans-Canada Highway and the Canadian Pacific Railway tracks. It is the area with the highest economic and life safety risks in the Bow Valley.

The 2013 debris flood had a peak discharge of approximately 80 m<sup>3</sup>/s and deposited approximately 90,000 m<sup>3</sup> of sediment on the fan. The channel infilled with debris and the banks were completely eroded. The creek meandered widely and severely damaged many houses and other infrastructure along the channel. The Trans-Canada Highway culvert was blocked by woody debris and sediment, and a major avulsion occurred, severing the highway, and affecting the municipal heliport and other properties.

The Cougar Creek mitigation project is the largest debris flood mitigation project being constructed in Canada, commensurate with the risk profile on the Cougar Creek fan.

### 2.2.1 Design

The concept of the Cougar Creek Structure is based on existing European designs. It is a rock fill embankment dam being built at the fan apex. The Structure has been designed by a Canadian engineering firm; however, some of the Structure's components are heavily influenced by Austrian guidelines and engineering expertise. Its intake and debris rake were even tested and optimized in a laboratory in Vienna, Austria, during physical scale modelling.

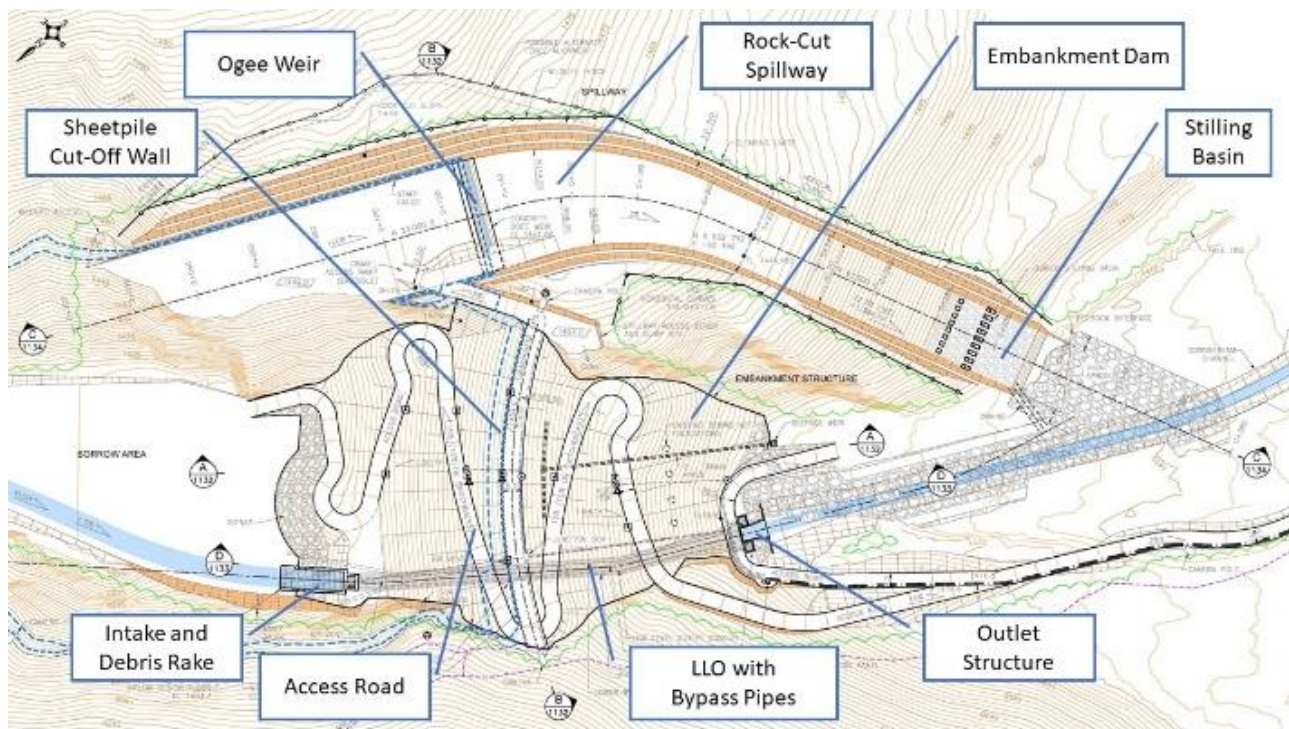


Figure 53 Cougar Creek structure

The design was subject to extensive reviews by third parties and by Alberta Environment and Parks, Dam Safety branch. The design therefore evolved over the course of four years. It included further physical scale modelling of the spillway, stilling basin and outlet structure.

The structure is a dry dam since it does not impound water during regular operation. The creek flows through the Low-Level Outlet (LLO) unimpeded up to approximately 14 m<sup>3</sup>/s, which is approximately a 15-year return period; at higher flows, backwater effects cause a pond to form in the basin.

The design is shown in plan view in Figure 53 below. It features a LLO with a main conduit and two bypass pipes, founded on bedrock of the right abutment. The LLO intake houses an isolation gate and a fixed throttle with a 45 m<sup>3</sup>/s maximum capacity when there is 34 m of head from the ponded water. The intake is protected from woody debris and sediment infilling by a large steel rake.

The structure consists of the following:

- Embankment dam: 34 m high, 100 m wide rock fill embankment, with a retention capacity of 760,000m<sup>3</sup>. The seal wall consists of sheet-piles keyed into bedrock, and a 10 m deep grout curtain.
- Emergency Spillway: 180 m long, 20 m wide rock-cut spillway on the left abutment. There is a concrete Ogee weir to control its inflow. The outflow is controlled by a modified USBR Type III stilling basin. The excavated rock from the spillway is the rock fill for the embankment.
- Low-Level Outlet (LLO): 110 m long, 3.1 m diameter steel conduit encased in reinforced concrete. The steel conduit is protected from abrasion by a replaceable steel liner plate.
- Bypass pipes: two 900 mm steel bypass pipes are also encased in the reinforced concrete beside the LLO main conduit.
- LLO intake: the Austrian style reinforced concrete intake features a large steel debris rake that protects the intake and LLO from debris intrusion. The intake houses the throttle (which controls the inflow through the conduit to a maximum of 45 m<sup>3</sup>/s), the main conduit isolation gate, and two stop log guides.
- LLO outlet structure: the reinforced concrete outlet houses the two bypass valves beside the main conduit discharge slab.
- Downstream channel: the channel immediately downstream of the outlet structure is protected by Class III rip rap encased in fiber reinforced concrete.

## 2.2.2 Construction

Construction of the project started in July of 2020, after that year's spring freshet. The construction was mostly uninterrupted until mid-November 2021. The construction has been paused for winter 21/22. The contractor started with mobilization of equipment and site offices, construction of access road and lay down areas, as well as the diversion channel to keep the water away from the construction zone. With the diversion established, blasting and excavation of the rock cut on the right abutment, above the Low-Level Outlet (LLO) started. The exposed sedimentary rock is weathered for the first 1-2 m. Below the

weathered rock, generally more competent rock was found. The rock cut was required to ensure that the LLO, including its intake and outlet structure, was founded on bedrock. A strong foundation will help minimize differential settlement and likely increase the lifespan while decreasing maintenance requirements of the LLO. The rock cut required scaling, 30 rock bolts, a small amount of shotcrete to cover a small section of weaker rock, and safety meshing to protect workers and equipment working at the base of the wall.

With the rock cut completed, the contractor started the construction of the LLO, from downstream to upstream. A levelling slab of lean concrete was poured as the foundation. The outlet structure was formed with Doka Forms and poured with 35 MPa steel reinforced concrete. The manual bypass valves were installed in chambers of the outlet structure. The main conduit and bypass pipes were laid down in sections, and the structural concrete was poured in three stages. The intake was constructed in a similar manner to the outlet structure. In both the intake and outlet structure base slabs, HARD-CEM was added to increase abrasion resistance of the concrete. All vertical walls of the intake exposed to the flow are covered with a steel plate to protect against debris abrasion and impacts. The front portion of the debris rake was installed as early as possible to minimize any chances of debris entering the intake and LLO in case of a flood event. The steel gate guides, embedded in concrete, were challenging to construct and took a long time to complete. Due to the difficulties and technical issues, the concrete was found to be deficient in many areas around the guides and tricky repairs were required. Several destructive and non-destructive tests were required to confirm that the concrete and repairs were adequate. The isolation gate has been fabricated and is on site; however, it has not been installed. Installing the gate and its gearbox should be quick once construction re-starts with nicer weather in 2022.

Before the excavation of the embankment foundation could be started, water needed to be diverted a second time. For this next phase of work, the LLO was used to divert water away from the excavation and working area. A cofferdam was built upstream of the worksite to capture as much surface and ground water as possible. That water was then diverted into a HDPE lined channel, directly into the intake. The lower bypass was first used while some work was still ongoing on the main conduit. A 15 m deep excavation was required to reach bedrock, where the sheet-piles are keyed into bedrock, and concrete poured to seal the sheet-piles against the bedrock. Twenty-one sheet-piles have been installed, starting against the LLO. As of February 2022, most of the key trench has been completed. Therefore, the next stage of work will focus on completing the key trench and installing sheet-piles. Backfilling of the excavation will follow the construction of the sheet-pile wall.

In parallel to the work described above, the contractor started work on spillway in the fall of 2020. Once clearing of the trees was completed, the overburden excavation started. However, it was obvious that the overburden was thicker than expected in many areas of the spillway. The drill rig was used to probe and map the thickness of the material. The design was adapted to the field conditions.

The overburden has been used to construct an access ramp from the creek elevation to the top of the spillway. The contractor then proceeded with a few test blasts, followed by the blasting and excavation of the first two benches of the spillway. The blasted rock is being pushed down to the creek level, instead of being hauled down. However, due to the lack of space in the canyon, this work cannot continue until the material can be used directly for the construction of the embankment.

### 2.2.3 Lessons Learned

The following are lessons learned during the design and construction process, as well as design performance issue that we will track during the first years of operations:

- I. The rock-cut spillway was a design change from the original concept, which was a concrete spillway on the downstream side of the embankment. This change has greatly reduced the volume of imported fill for the embankment, from 140,000 m<sup>3</sup>, down to approximately 5,000 m<sup>3</sup>. This also minimizes the maintenance requirements of the spillway, and it eliminates the potential for differential settlement of the spillway chute.
- II. Geotechnical investigations were undertaken during the early phases of design. However, it was somewhat hard to get funding and receive approval for early works and investigations without having an approved project. It is always useful to have as much information as possible prior to undertaking rock work. In this case, the depth of overburden on the spillway was unknown prior to construction start, which required a design adaption during construction.

- III. The intake design was modified during construction to ensure that it would function properly in the winter. With very cold temperatures likely in Canmore during the winter months, down to -40°C, it was feared that the intake could get blocked with ice jams. Therefore, heat tracing conduits were added in the intake slab and around the gate guides and throttle area. Intake ice will be monitored in the first years of operation to see if it is an issue or not.
- IV. The Throttle shape is based on research undertaken by Piton and Recking (2016b). However, its performance will be monitored closely in the first years of operation to ensure that a large amount of gravel and fine sediments pass through the LLO to the downstream area, to minimize long-term maintenance requirement. The throttle shape can be modified easily in the field, if required, to alter the passage or retention of gravel and sediment.

### 2.3 Stoneworks Creek

Stoneworks Creek is an ephemeral creek with surface flows only present a few days each year, usually during high precipitation events or high snow melt during spring freshet. It is mostly prone to debris floods but one of its tributary channels is prone to debris flows. The Stoneworks Creek watershed covers 5.2 km<sup>2</sup>. The only developments on its alluvial fan are currently on its far eastern edge, and the Trans-Canada Highway crosses its distal edge. Stoneworks Creek does not have an outlet to the Bow River anymore, due to linear infrastructure constructed over the last century. Instead, water from this creek must wind its way through a series of culverts to end up in a water infiltration pond. However, during flood and debris flood

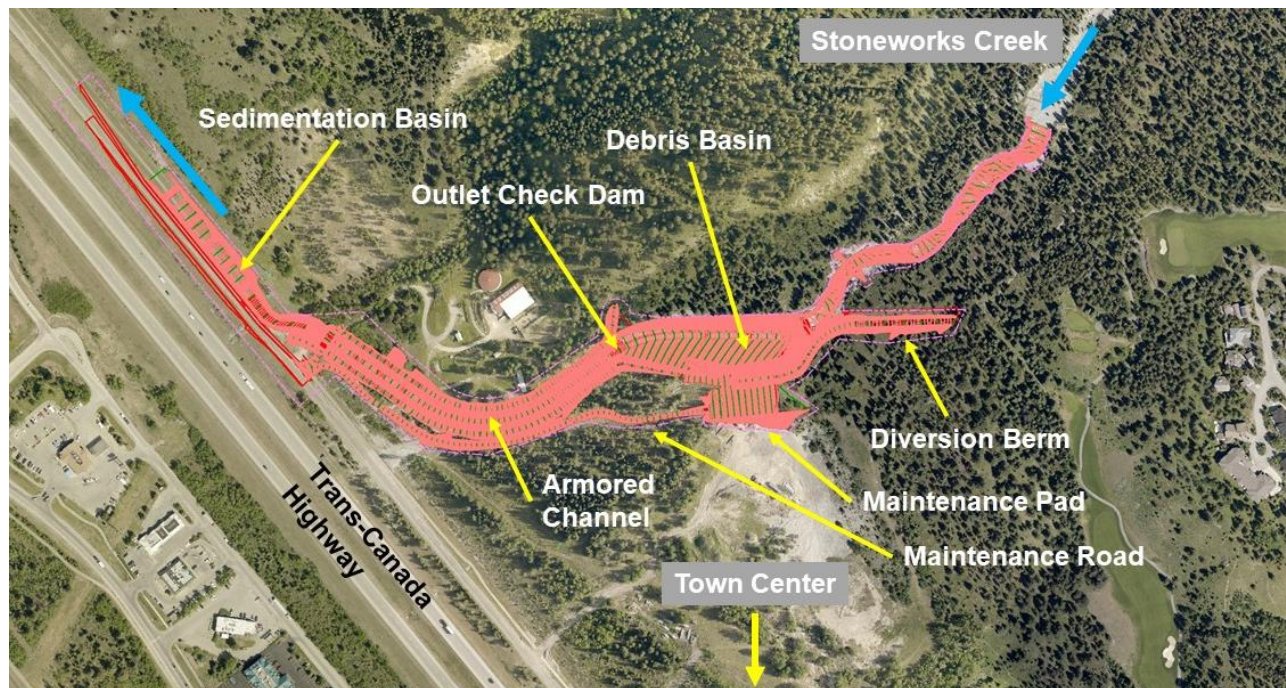


Figure 54 Stoneworks Creek design

events, the infiltration pond does not have sufficient capacity and the water makes its way to developed areas of Town, including the hospital, creating high economic risk.

The 2013 debris flood had a peak discharge of 12 to 15 m<sup>3</sup>/s and deposited approximately 13,000 m<sup>3</sup> of sediment on the fan. The channel infilled with debris and the debris flood mitigation that was built the year before was destroyed. The previous mitigation consisted of a plastic sheet-pile deflection wall and a downstream channel protected by class 2 riprap. A major avulsion occurred, sending the debris flood toward the developed area on the eastern edge of the fan and toward the center of town, flooding a significant area of residential and commercial buildings. The hospital was surrounded by flood waters and its basement flooded.

### 2.3.1 Design

The new Stoneworks Creek debris flood / flow mitigation is based on European principles and is designed to handle both debris floods and debris flows. It consists of a large, excavated, debris deposition basin, with an open check dam at its outlet, a steep armored downstream channel, and a final sedimentation basin (Figure 54).

The debris deposition basin can accumulate up to 25,000 m<sup>3</sup> of debris, is 7 m at its deepest, and has a grade of 6%, which is two thirds of the average fan gradient. The debris deposition basin outside edge is reinforced with Class 3 grouted stone pitching, to prevent avulsions toward the town center. The basin's outlet is controlled and protected by a concrete reinforced open check dam, and further Class 3 grouted stone pitching berms to prevent outflanking. The steep and curved downstream channel is protected by several open check dams, acting as grade control structures. The outside bend of the channel will see high erosive forces and is therefore protected by Class 4 grouted stone-pitching. Finally, the channel outflows into a sedimentation basin that runs parallel to the Trans-Canada Highway

### 2.3.2 Construction

The construction of Stoneworks Creek mitigation has not started yet. The design is completed at 95% and construction is expected to start in spring of 2023. However, in 2019, the Town procured a very large quantity of the required Class 3 and Class 4 rocks with remaining Disaster Recovery Program grant from the 2013 event. All the rocks have been stockpiled on site.

### 2.3.3 Lessons Learned

The following are lessons learned during the design process, as well as design performance issue that we will track during the first years of operations:

- I. Since there is no creek crossing upstream of the debris deposition basin or the sedimentation basin, the design does not feature any woody debris retention. Woody debris movement and accumulation will be followed in the first years of operation. The

design could be adapted later if some form of trashrack is needed to capture woody debris.

- II. The design features many square meters of stone-pitching and grouted stone-pitching. It will be all-important during construction to have a contractor with a very experienced machine operator to be efficient at installing all the stone-pitching. Not many contractors in western Canada have expertise with stone-pitching.

## 2.4 Other creeks

Here is some information regarding other projects completed in the Bow Valley. However, there is no space to share in-depth information or lessons learned from these projects.

Canmore has completed a portion of mitigation on Three-Sisters Creek. The project consisted mostly of channel rehabilitation to restore flow capacity, and stone-pitching its banks with Class III stones, to increase protection and abrasion resistance.

The MD of Bighorn has also completed mitigation works on Exshaw and Jura creeks. On Exshaw Creek, the project consisted of channel rehabilitation to restore flow capacity, with Class II and III rip rap protection of its banks. It features a large debris basin directly upstream of linear infrastructure. Debris bars have also been installed upstream to control woody debris. Finally, on Jura Creek the project consisted of channel rehabilitation to restore flow capacity, with Class II and III rip rap protection of its banks. It features a sedimentation/debris basin directly upstream of linear infrastructure.

## 3 THE NEED FOR GUIDELINES

One of the most important lessons learned since the 2013 flood is that debris flood (Church and Jakob, 2020) mitigation is different from flood mitigation; it requires different design components, products, and techniques. In general, there is not much experience with debris flood mitigation in Canada and no comprehensive guideline on debris flood mitigation design in the English language. We have needed to draw on experience from other parts of the world like Europe and Japan and learn from guidelines that are available in German and Japanese (e.g., see Moase et al. 2018). The most practical English language literature on design that we have encountered is from Piton and Recking (2016a,b, 2017). More guidance for debris flow and debris flood mitigation design is needed in English language.

Debris-flood mitigation designs that are located on alluvial fans need to simultaneously manage four overlapping and equally important processes:

1. Flood water conveyance
2. Sediment entering the fan from the watershed
3. Erosion and redistribution of sediment on the fan
4. Woody debris carried by the debris flood

The flood water conveyance requirement of debris flood mitigation is like a typical flood mitigation design; however, the conveyance structures need to be designed to

accommodate the high sediment volumes and woody debris. Typical flood conveyance structures tend to maximize discharge capacity with narrow, deep channels. During debris floods, deep channels tend to be filled with sediment, which forces the flow to be shallow and wide, with very high erosion potential in the upper portion of the channel banks.

A significant portion of the sediment volume that tends to infill channels on the alluvial fan comes from the watershed. The sediment needs to be captured in a sediment basin or accommodated by the channel. Channel accommodation could be achieved by oversizing the channel, or by allowing the channel to be infilled and managing ensuing flow avulsions with diversion berms that are set back from the channel.

Erosion and redistribution of sediment on the fan is a key element of debris flood mitigation that must be managed and is different than typical flood mitigation. The volume of sediment that is redistributed by erosion from channel banks and deposition in channels can be similar to the volume that arrives from the watershed. For example, a sediment basin located near the fan apex may remove the sediment volume arriving from the watershed. However, the clearwater that exits the basin can rapidly entrain sediment from the highly erodible fan in the channel downstream of the sediment basin. Therefore, the downstream channels need to be protected from erosion. Similarly, sediment basins that are located downstream of the fan apex need to be sized to manage the sediment volume entering from the watershed, as well as sediment that is recruited from the fan.

Woody debris management is a fourth important component of debris flood mitigation. Woody debris tends to block flood conveyance structures like culverts and channels. Moreover, woody debris floats on top of ponded water in sediment basins ('floating carpet'), and can then overtop the basin as a single, highly destructive, pulse. Woody debris volumes in debris floods tend to be higher than clearwater floods because bank erosion causes trees along the channel to fall into the flowing water. Piton and Recking (2016b) provide guidance for managing woody debris. The Heart Creek design diverts woody debris away from the critical infrastructure during a debris flood in the overflow channel. The Cougar Creek barrier includes a large debris rake structure that is designed to separate woody debris from flood waters, following Austrian practice.

Where space allows, we feel that the most effective method for managing these processes is to allow the debris flood to be a debris flood. That means providing space on the fan for sediment deposition, shallow and wide flow, fan sediment entrainment and redistribution, and woody debris deposition. This can take the form of a wide floodplain (e.g., 100 m or more) that is limited by erosion-protected berms that act as a backstop for channels that laterally migrate (Figure 55). The berms can be relatively low because the wide flood plain prevents high flow depths near the berms. The floodplain area can be used as a recreational and wildlife corridor. Vegetation in the floodplain can slow flows, reduce erosion potential, and create flow complexity that benefits aquatic habitat. Roads that cross the flood plain need to allow overtopping of the road, without flow

diversion along the road (e.g., controlled overflow section), or cross the flood plain with a clear-span bridge. The conveyance capacity of the bridge opening needs to be much larger than peak discharge of the flow, and it needs to be sized to allow for passage of woody debris and sediment. Also, the channel gradient should not be reduced through the bridge opening, as reduced gradient leads to preferential sediment accumulation at the bridge structure.



Figure 55 Schematic example of debris flood mitigation using a wide flood plain with setback berms (artwork by D. Shuttleworth, image provided by BGC Engineering Inc.).

#### 4 CONCLUSION

Canmore and the MD of Bighorn have a high concentration of debris flood prone creeks within their boundaries. Previous mitigation works did not perform during the 2013 event due lack of expertise and guidelines for debris flood / flow mitigation design. However, in the last several years, both municipalities have been seeking world-wide expertise to guide the design and constructing of new debris flood mitigation structures on several creeks. The lack of English guidelines has made it harder to design appropriate mitigation works. However, it is hoped that all the work accomplished in the Bow Valley in the last years, as well as papers such as this one, will trigger interest in creating Canadian, or perhaps North American guidelines for the design of debris flood mitigation structures. International collaboration is likely needed to achieve this.

#### 5 REFERENCES

- BGC. 2014a. Town of Canmore, Cougar Creek Debris Flood Hazard Assessment - Final. *Report prepared for the Town of Canmore*. Vancouver, British Columbia.
- BGC. 2014b. Cougar Creek Forensic Analysis, Hydroclimatic Analysis of the June 2013 Storm – Final. *Report prepared for the Town of Canmore*. Vancouver, British Columbia.
- BGC. 2014c. Town of Canmore, Cougar Creek Debris Flood Risk Assessment – Final Revised. *Report prepared for the Town of Canmore*. Vancouver, British Columbia.
- Camiré, F., and Esarte, A. 2018. Cougar Creek's Debris Flood Retention Structure - Our Path to Risk Reduction. *2018 Geohazards 7 Conference*, The Canadian Geotechnical Society, Canmore, Alberta, Canada. Geohazards 7 Conference Committee.



- Church, M., & Jakob, M. (2020). What is a debris flood?. *Water resources research*, 56(8), e2020WR027144.
- Holm, K. et al. 2018. Steep Creek Geohazard Risk and Risk Control Assessment in the Town of Canmore, Alberta. *2018 Geohazards 7 Conference*, The Canadian Geotechnical Society, Canmore, Alberta, Canada. Geohazards 7 Conference Committee.
- Moase, E. et al. 2018. Steep creek hazard mitigation case studies: some lessons learned from past events. *2018 Geohazards 7 Conference*, The Canadian Geotechnical Society, Canmore, Alberta, Canada. Geohazards 7 Conference Committee.
- Piton, G., & Recking, A. (2016a). Design of sediment traps with open check dams. I: hydraulic and deposition processes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(2), 04015045.
- Piton, G., & Recking, A. (2016b). Design of sediment traps with open check dams. II: woody debris. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(2), 04015046.
- Piton, G., & Recking, A. (2017). Effects of check dams on bed-load transport and steep-slope stream morphodynamics. *Geomorphology*, 291, 94-105.
- Pomeroy, J.W., Fang, X. and Marks, D.G. The cold rain-on-snow event of June 2013 in the Canadian Rockies — characteristics and diagnosis. 2016. *Hydrological Processes*. Published online in Wiley Online Library, DOI: 10.1002/hyp.10905
- Pomeroy, J., Stewart, R., and Whitfield, P.H. 2016. The 2013 flood event in the Bow and Oldman River basins; causes, assessment, and damages. *Canadian Water Resources Journal*, 41:1-2, 105-117
- Teufel, B., Diro, G.T., Whan, K. et al. Investigation of the 2013 Alberta flood from weather and climate perspectives. 2017. *Climate Dynamics* 48, 2881–2899. <https://doi.org/10.1007/s00382-016-3239-8>

# Design of a Large Stopping Berm for a Glide Avalanche on the Trans-Canada Highway

Chris Argue<sup>1</sup>, Alan Jones<sup>1</sup>, Bruce Jamieson<sup>2</sup> & Naginder Jabbal<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Dynamic Avalanche Consulting Ltd., Revelstoke, BC, Canada

<sup>2</sup>Snowline Associates Ltd., Calgary, AB, Canada

<sup>3</sup>McElhanney Ltd., Calgary, AB, Canada



## ABSTRACT

The Trans-Canada Highway through Rogers Pass, Glacier National Park, BC is threatened by 134 snow avalanche paths, presenting risk to the public and causing an average of 74 hours of highway closures per winter. A large glide avalanche releases in the Mounds path each year, and affects the highway on average every eight years. Glide avalanches in this path are difficult to predict, cannot be triggered with explosives, and can present significant risk and result in multi-hour highway closures for deposit removal. Design of a stopping berm to mitigate this hazard used various modelling methods combined with Monte Carlo simulation methods. The berm was constructed during 2019-2020 to a height of 18.5 m and length of 150 m, accommodating a 30-year design event. A glide avalanche that impacted the berm in April 2019 are discussed, demonstrating the effectiveness of this berm to reduce risk to the highway.

## RÉSUMÉ

La route transcanadienne passant par le col Rogers, dans le parc national des Glaciers, en Colombie-Britannique, est menacée par 134 couloirs d'avalanche de neige, présentant un risque pour le public et provoquant en moyenne 74 heures de fermeture de route par hiver. Une grande avalanche de glissement se déclenche chaque année dans le chemin Mounds et affecte l'autoroute en moyenne tous les huit ans. Les avalanches de glissement sur cette trajectoire sont difficiles à prévoir, ne peuvent pas être déclenchées avec des explosifs et peuvent présenter un risque important et entraîner des fermetures d'autoroutes de plusieurs heures pour l'élimination des dépôts. La conception d'une berme d'arrêt pour atténuer cet aléa a utilisé diverses méthodes de modélisation combinées à des méthodes de simulation de Monte Carlo. La berme a été construite en 2019-2020 à une hauteur de 18,5 m et une longueur de 150 m, pouvant accueillir un événement de conception de 30 ans. Une avalanche de glissement qui a touché la berme en avril 2019 est discutée, démontrant l'efficacité de cette berme pour réduire les risques pour l'autoroute.

## 1 INTRODUCTION

The Trans-Canada Highway (TCH) and Canadian Pacific Railway (CPR) between Revelstoke and Golden, British Columbia (BC) pass through Glacier National Park (GNP), at the center of which is Rogers Pass (1330 m) (Figure 1). The safety and reliability of this transportation corridor has a direct and significant effect on the provincial and national economy, and relies on effective avalanche control in the winter months, as well as numerous avalanche defence structures such as snow sheds, braking mounds, berms and catchments.

The Mounds Avalanche Path affects the TCH immediately west of the Single Bench Snow Shed. Most of the avalanches from this path that affect the highway are dry and fast moving, release in the starting zones at approximately 2000 m elevation, and are effectively managed by the GNP Avalanche Control Section (ACS) using a combination of avalanche forecasting, preventative closures and avalanche control using artillery.

The Mounds Path produces numerous avalanches every winter, most of which are artillery controlled, stop upslope of, and do not affect the highway. Avalanches in the Mounds Path affect the highway on average once per winter (average return period of 1.3 years to the highway).



Figure 1. Location of Rogers Pass in GNP. The TCH is shown as the red line.

Every winter, avalanche debris accumulates in a rock-bound gully (avalanche track) approximately halfway down the path near 1730 m elevation. Due to a combination of warming temperatures and/or rain, gliding of the full depth of the snowpack increases, which produces glide cracks, (i.e., full-depth openings in the snowpack) (Figure 2) (Mitterer and Schweizer, 2012).

As the snow snowpack continues to move downslope and the cracks widen, the gliding snowpack ultimately releases and produces a large glide avalanche. At least one event of this type occurs every winter in the Mounds Path (Figure 3).

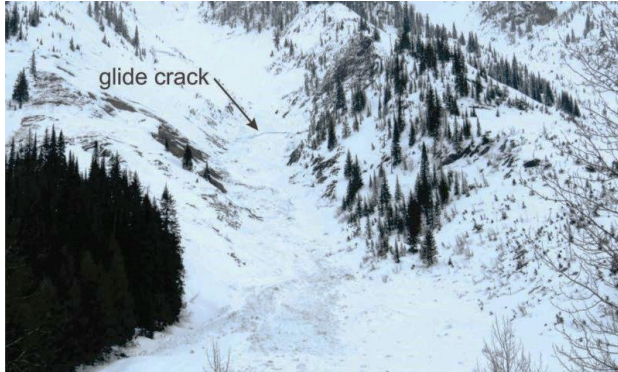


Figure 2. A glide crack in the Mounds Avalanche Path shortly before the glide avalanche on 26 March 2016. Parks Canada photo.



Figure 3. The release zone (rocky gully) days after the glide avalanche on 26 March 2016. A. Jones photo.

Glide avalanches are very difficult to forecast, and present ACS with one of the most difficult avalanche hazard management issues in GNP. Also, artillery and helicopter bombing methods have proven largely ineffective at triggering glide avalanches in this path.

Historically, six glide avalanches have reached the highway at Mounds, with an average return period of 8 years. Due to the complexity of forecasting glide avalanches, on most occasions the highway was open during these events, which presents a significant risk to public and commercial highway users. Additionally, when these events occur, there is an unexpected highway closure and long delay for deposit removal, which may require up to 12 hours (Figure 4).



Figure 4. Mounds glide slab avalanche deposit, which buried the westbound portal of the Single Bench snow shed in April 2012 and resulted in a lengthy highway closure for deposit removal. Parks Canada photo.

## 2 BACKGROUND

### 2.1 Current Risk Management

To manage the risk to the highway presented by the glide avalanche in the Mounds Avalanche Path, ACS developed a linear regression model to assist with forecasting events. The model used the height of snow (HS) recorded at the Mt. Fidelity weather plot (1905 m elevation) at the time of glide avalanche release and runoff distance relative to the highway (Figure 5). The model, while a gross simplification of the phenomenon (e.g., the  $R^2$  of 0.39 suggests a poor fit to the data), suggested that if the HS at Mt. Fidelity was over 350 cm, glide avalanches more often reached the highway.

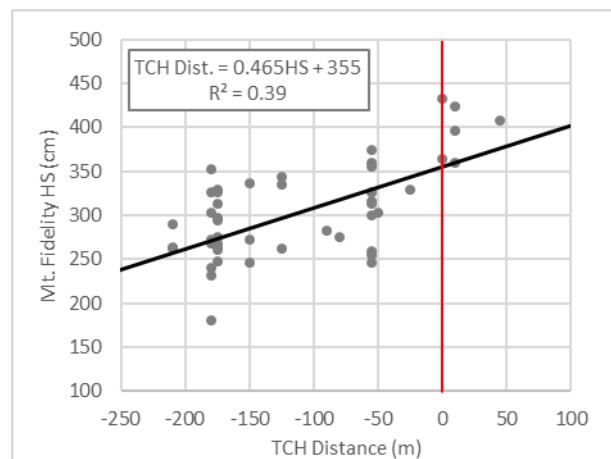


Figure 5. Linear regression of Mt. Fidelity HS and runoff distance to the TCH, where negative values represent avalanches stopping above the highway and positive values represent avalanches reaching the highway. The upslope edge (i.e., fog line) of the highway is represented on the chart by the red line at 0 m TCH Distance.

## 2.2 Mitigation Options

A monitoring system was originally proposed to monitor opening of the glide crack and potentially forecast the glide slab release (e.g., Hendrikx et al., 2012; Caduff et al., 2015). This option was rejected because it would still require avalanche forecasting to interpret data and determine when to implement a highway closure, thus does not solve the forecasting-related challenges. Also, avalanche debris would still reach the highway and result in lengthy deposit removal closures.

A deflection berm that would divert avalanche flow to the west into a gently sloping terrain above the highway was evaluated. This would reduce the frequency and mass of glide avalanches reaching the highway, thereby reducing closures and risk to people travelling on the TCH. Structures of varying heights (up to 25 m) were evaluated. It was determined that this type of structure would require large amounts of fill material, most of which was not locally available, and geotechnical constraints indicated a high cost of construction.

Because of these challenges, the mitigation strategy changed to a catchment and earth fill stopping berm, oriented normal to the avalanche flow, in lower angle terrain adjacent to the highway. This resulted in a structure of shorter length, lower fill volume and improved stability.

## 2.3 Design Concept

The proposed stopping berm would be combined with an excavated catchment basin upslope of the berm, with the objective of creating sufficient storage volume for avalanche deposits, and balancing cut and fill material required during construction. The catchment and stopping berm would extend from an existing guiding (lateral) berm above the western portal of the Single Bench snow shed for approximately 130 m to the west. This would effectively mitigate risk from glide avalanches at the western snow shed portal and along 80-100 m length of the TCH to the west, where glide slab avalanches have historically affected the highway. Avalanches with return periods of 30 and 100 years were evaluated during the design. The 30-year event was chosen as the design criteria, which commonly used as a threshold for implementing avalanche mitigation for highways (CAA, 2002).

## 3 METHODS

The following methods were used in the analysis to provide the design recommendations for the catchment and stopping berm:

- Review of historical avalanche occurrence records (1966-2015) provided by ACS for the Mounds Avalanche Path, with a focus on glide avalanches.
- Review and analysis of photographs of previous glide avalanches.
- Review of snow climate data from the Mt. Fidelity (1905 m) and Rogers Pass (1315 m) weather plots.
- Analyses of avalanche dynamics using the PCM (Perla et al., 1982), PLK (Perla et al., 1984), DAN-W

(Hung, 1995) and RAMMS (Christen et al., 2010) models.

Estimation of the deposit height that would accumulate upstream of the berm from RAMMS, observed deposits and expert judgement.

Detailed field review of terrain and vegetation.

Review of detailed topography acquired by LiDAR at a 1 m resolution.

Deterministic analyses and Monte Carlo simulation of avalanche run-up height on the berm using methods from Mears (1992) and European Commission (EC) (2009).

Interviews with ACS forecasters regarding the behavior of, and deposits from glide avalanches.

Review of technical memoranda summarizing geotechnical investigations of the site.

## 4 ANALYSIS

### 4.1 Approach Speeds for Glide Avalanches

Dynamic avalanche models were used to estimate the speed of glide avalanches that release from the elevation of the glide crack (1730 m). A sub-set of data from the avalanche occurrence records was used to calibrate the models on the existing topography. The sub-set only included glide avalanches, which historically have reached a maximum distance of 45 m past the upslope edge of the highway. The design 100-year glide avalanche had a modelled runout position of 75 m past the upslope edge (i.e., fog line) of the highway, while the 30-year glide avalanche was predicted to stop 20 m past the upslope edge of the highway.

Model results provided average design avalanche velocities of 18.4 m/s and 20.4 m/s for the 30-year and 100-year avalanche events, respectively. The 30-year velocity was used for the design and was scaled at 90% of the 100-year velocity that was determined using multiple modeling methods (Schaerer, 2001).

### 4.2 Estimation of Glide Avalanche Volume

Design avalanche deposit volume was estimated based on historical avalanche deposit dimensions adjusted for potential future, larger events. The maximum recorded slope length of the deposit was 222 m (1972). The design avalanche width is bound by the total length of the berm, which was proposed at 130 m. The berm would constrain flow at the east end where the berm connects to an existing guiding (lateral) berm on the Single Bench avalanche path. Design deposit depth was taken as the average of the maximum recorded depths on the TCH, yielding 8 m. This resulted in a design avalanche volume of 234,000 m<sup>3</sup>.

### 4.3 Estimation of Previous Avalanche Deposit Depth

Prior to a glide avalanche occurring in the spring, deposits from several natural and explosive-controlled avalanches will be captured by the berm, reducing its effective height. The height of deposits will vary significantly from year to

year, depending on the amount of snowfall and nature of the avalanche activity.

In the methods used for estimating design berm height, the run-up height is added to the height of the compacted snowpack plus the height of deposits from avalanches prior to the design release. The number of avalanches that will reach the proposed catchment above the berm was estimated to average 3.5 per year, with an average estimated depth of 1.4 m and 1.5 m for the 30- and 100-year return periods. This resulted in avalanche deposit depths of 4.9 m and 5.4 m, respectively for the 30- and 100-year return period events.

#### 4.4 Height of the Stopping Berm

The height of the proposed berm was calculated using methods described in Mears (1992) and EC (2009). The method described in Mears (1992) is based on the conversion of kinetic energy of the approaching avalanche into run-up height (potential energy).

The EC (2009) method includes two scenarios where avalanches can overflow berms: either the avalanche can develop an upstream shock wave upon impact and potentially overrun the berm, or deflecting mass can become superelevated as it flows along a berm. In the case of a stopping berm, where the avalanche flow is normal to the berm axis, the design case is the first scenario, the upstream shock development and subsequent run-up on the berm.

For the initial design analysis, berm height was calculated deterministically using static input values that corresponded to 30-year and 100-year return periods. Table 1 shows the input variables used in the deterministic model.

Results for the 30-year and 100-year return period inputs were compared. A 30-year return period was recommended for the design height; this optimized the cost of construction and environmental impact with the reduction in risk to the highway. Using the 30-year return period results in a berm height of 18.3 m and 20.7 m according to the Mears (1992) and EC (2009) methods, respectively. The results were averaged, with a height of 19.5 m as the recommended design height.

## 5 RESULTS

### 5.1 Design Recommendations

#### 5.1.1 Berm Height

The recommended height of the berm was 19.5 m, measured from the catchment base. The initial design concept was adapted from avalanche protection structures constructed in Iceland (e.g., Margreth et al., 2014 and Indriðason, 2008). Such structures used compacted fill at a 1.5H:1V slope for the lower portion of the berm, then up to 5 m of reinforced fill at 1H:6V for the upper portion. This concept would reduce the total footprint of the structure and reduce the elevation of the point at which the cut required for the catchment basin would daylight, which was preferred for geotechnical reasons.

The downslope face of the berm would be constructed of compacted fill having a slope of 1.75H:1V. The toe of proposed berm was positioned 50 m from the current TCH centerline, to account for potential future highway expansion to four lanes.

Table 1. Input values used for deterministic calculations for the stopping berm.

Input	Unit	30-Year Values		100-Year Values	
		Mears (1992)	EC (2009)	Mears (1992)	EC (2009)
<b>Terrain and Geometric Inputs</b>					
Design Slope of Uphill Berm Face	Degrees	n/a	33.7	n/a	33.7
Angle of Incidence	Degrees	90	90	90	90
Slope Angle - Fall Line	Degrees	n/a	2	n/a	2
Slope Angle - Normal to Berm	Degrees	n/a	2	n/a	2
Side Slope from Terrain Norm to Berm	Degrees	n/a	33.7	n/a	33.7
<b>Snow and Avalanche Dynamics Inputs</b>					
Height of Snow	m		2.9		3.2
Compaction Ratio	-		0.8		0.8
Compacted Height of Snow	m		2.3		2.6
Height of Flow	m		2.5		3.0
Previous Deposit Height	m		4.9		5.4
Avalanche Flow Velocity	m/s		18.4		20.4
Internal Friction Factor	-	2	n/a	2	n/a
<b>Results</b>					
Height of Deflector - Mears (1992)	m	18.3	20.7	21.6	24.4
Average of both methods	m		19.5		23.0

A berm crest width of 4 m was recommended for improved machine access during construction, consistent with the Icelandic structures and others recently built in Canada (e.g., Ross and Johnson, 2019), and New Zealand (e.g., Jones and Bogie, 2018) which had 3 m crest widths.

### 5.1.2 Catchment Dimensions

The catchment was dimensioned with a cut sloped at 1.5H:1V and a 12 m wide base between the toe-of-cut and berm. This would provide a total catchment volume of 313,000 m<sup>3</sup>, assuming an angle of repose of 15 degrees for the glide avalanche deposit. EC (2009) recommends an angle of repose in the range of 0-10 degrees; however, this was adjusted due to experience with wet flow avalanches in this snow climate and historical evidence.

Once the height of the snowpack and previous avalanche deposit were considered, a catchment volume of 291,000 m<sup>3</sup> remained to capture the expected 30-year design glide volume of 234,000 m<sup>3</sup>.

## 5.2 Final Design

The final design tendered for construction specified a catchment with a cut sloped at 1.75H:1V and a 12 m wide base between the cut and berm. The slope of the cut was reduced for improved stability.

The berm design was simplified to a single reinforced fill slope at 1H:1V on the upslope face and a height of 20 m. This was determined to have a lower construction cost compared to using very steep reinforced slopes at 1H:6V. The downslope face of the berm was sloped at 1.9H:1V to further improve stability and erosion protection of the berm.

It was not possible to achieve a balance of cut-fill material, so it was established that additional fill would be hauled from the Eastgate landslide site, 20 km to the east.

## 5.3 Construction

Construction began in in the summer of 2019 and was completed to a height of 12 m before the winter of 2019-2020. No avalanches impacted the partially constructed berm during that winter.

Remaining construction of the berm was completed in 2020; however, a design change was requested by the contractor to facilitate the operation of equipment on the berm crest during the last stages of construction.

## 5.4 Design Change

The contractor requested an increase to the width of the berm crest from 4 m to 8 m, which was achieved by reducing the height of the berm. A height reduction of 1.5 m (from 20 m to 18.5 m) would increase the width of the berm crest without changing the footprint of the berm or constructed slope grades. The increased crest width would provide more space for heavy equipment to safely maneuver on the crest.

The requested design change required additional analysis to determine if the modification would mitigate the glide avalanche hazard to the TCH using a 30-year return period. A Monte Carlo simulation (MCS) was run using the

Mears (1992) and EC (2009) methods to calculate the required berm height to refine the analysis. Since 30-year values for all the inputs are unlikely to occur simultaneously in the MCS, this method produces results that are less conservative compared to the deterministic methods using static 30-year values. The benefit of this method is that it is expected to provide a more realistic representation of the design avalanche event that considers multiple sources of uncertainty in the model inputs (Jones et al., 2014).

Avalanche velocity was re-assessed using the dynamic models for the design revision, which has a longer cut length (80 m versus 56 m measured along the slope) due to the reduction in slope to 1.75H:1V. This resulted in an increase in the approach velocity to 20.8 m/s compared to 18.4 m/s for the 30-year return period. This also resulted in a slightly higher calculated berm height using a deterministic method (Table 2).

Table 2. Summary of design revision analysis results for berm height using the 30-year design criteria.

Method	Tendered Design (Deterministic)	Design Revision (Deterministic)	Design Revision (MCS)
Mears (1992)	18.3 m	18.6 m	16.1 m
EC (2009)	20.7 m	21.2 m	18.5 m
Average	19.5 m	19.9 m	17.3 m

The RAMMS model was also used to review the distribution of flow velocity and depth across the berm. The model showed a concentration in the avalanche flow due to a depression between the colluvial fan in the Mounds runout zone, the Single Bench guiding berm (located immediately east of the Mounds path), and the side-slope of the cut in this location (Figure 6), indicating a critical section for run-up height. Field observations had also identified this area as an important flow pathway, and this was further supported by the fact that glide avalanches historically affected a section of highway within 100 m of the western Single Bench snow shed portal.

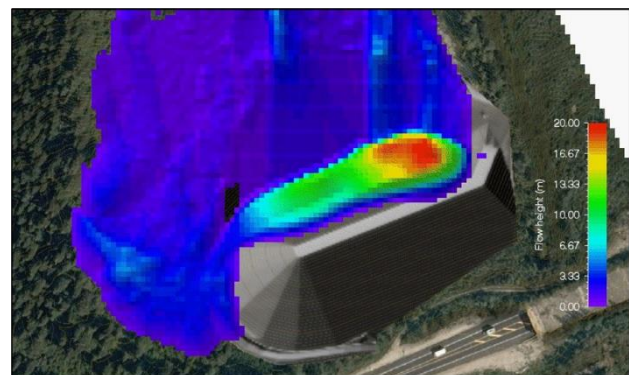


Figure 6. RAMMS flow height output as the modelled avalanche impacts the toe of the berm. Flow height is increased on impact and peaks on the eastern side of the berm due to flow concentration in the concave shaped cut.

Despite the MCS results that indicated a lower berm height of 16-18.5 m may be sufficient, a height of 20 m was recommended for the 50 m section on the eastern most side of the berm. This recommendation was based on several factors: the concentration of flow on the east of the berm indicated in the RAMMS model, by field observations, historical avalanche occurrences, and the inherent uncertainty in the dynamics of snow avalanches, particularly those of glide avalanches of this magnitude.

For the western section of the berm, the MCS results were averaged with the deterministic method, resulting in a recommended height of 18.5 m and achieving the 8 m crest width requested by the construction contractor.

Ultimately, the owner approved a uniform height decrease from the tendered height of 20 m to 18.5 m for the entirety of the berm to facilitate construction. Thus, the final berm was constructed to 18.5 m height above the 12 m wide catchment base (Figure 7).

## 6 DESIGN VALIDATION

On April 8, 2021, a large glide avalanche reached the catchment and impacted the berm. A small amount of avalanche debris reached the berm crest and no debris reached the highway. ACS forecasters believe this avalanche would have reached the highway had the berm

not been constructed. The HS at Mt. Fidelity on this date was 384 cm, thus the linear regression model also indicates the avalanche was likely to reach the highway.

Field observations of the avalanche debris were completed several days after the avalanche. Structure-from-Motion (SfM) photogrammetry was used to create a surface model of the avalanche deposit (Gauthier et al., 2014; Conlan and Gauthier, 2016), using images collected by Unmanned Aerial Vehicle (UAV).

The April 2021 avalanche was not considered to represent a design event (e.g., 30-year return period), but was estimated to approximate a 10-year event. There were no previous deposits in the catchment and the magnitude of the avalanche, while large, was not as great as previously observed glide avalanches that reached the highway.

However, this avalanche aligns well with analyses completed during the design of the berm. Avalanche flow and deposition, while of lower magnitude, appeared similarly distributed to that modelled with RAMMS, specifically the concentration of avalanche flow on the eastern side of the berm (Figure 8). The face of the berm was scoured of snow almost to the berm crest and across nearly the full width of the berm, which indicated the development of an upstream shock wave and subsequent runup on the berm (Figure 9), which is considered in the EC (2009) method for berm design.



Figure 7. Constructed Mounds catchment and stopping berm, which measures 18.5 m high by 150 m long. The Single Bench snow shed can be seen immediately downslope and east (photo right) of the toe of the berm.

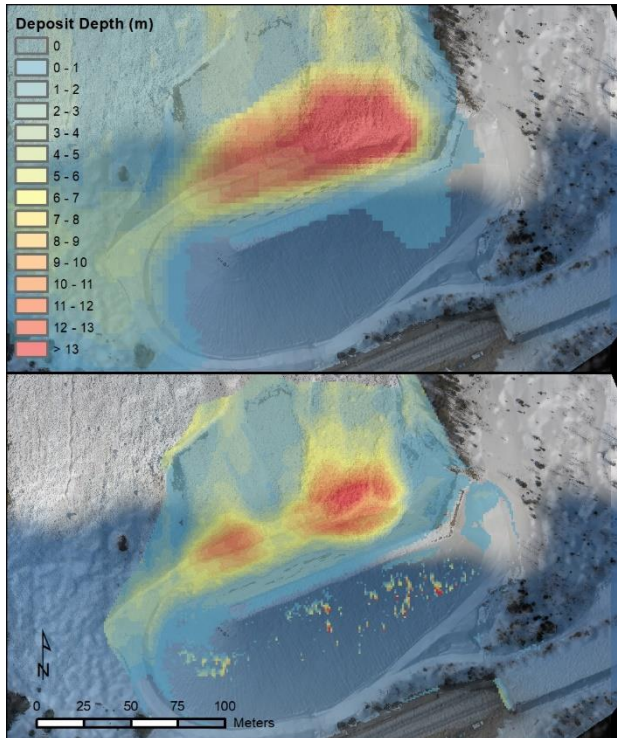


Figure 8. Comparison of RAMMS model deposit (top) to the April 2021 avalanche deposit modelled using SfM (bottom). The small areas of deposit shown on the highway side of the berm are errors in the SfM model, no debris spilled over the berm from this avalanche.



Figure 9. April 2021 glide avalanche deposit. The area that was scoured due to avalanche runup is shaded in blue.

Because the runup of this avalanche reached the top of the berm, which was reduced by 1.5 m in height from the tendered design height of 20 m, the constructed height may be susceptible to overtopping by a 30-year glide avalanche. Future avalanche event observations will be needed to verify if this is the case.

## 7 CONCLUSION

The design and construction of the 18.5 m high, 150 m long catchment and stopping berm in the Mounds Avalanche Path was completed in the fall of 2020. The berm was designed to prevent a 30-year return period glide

avalanche from reaching the highway with design height of 20 m, but was reduced to 18.5 m in height to provide a wider berm crest to facilitate construction.

In April 2021, a glide avalanche impacted the berm and was estimated to have a magnitude that approximated a 10-year return period event. A small amount of debris reached the berm crest and no debris reached the highway. Without the berm in place this event would have likely reached the highway based on the ACS forecasters' experience and the empirical linear regression model estimates. This avalanche illustrated the effectiveness of the combined catchment and berm system at containing and stopping large glide avalanches. The constructed height of 18.5 m may ultimately be overtopped by a design 30-year glide avalanche; however, the berm clearly demonstrates its effectiveness to significantly reduce risk to the highway using an optimized design.

## 8 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the contributions of the following to the project: Jamie Sanderson (McElhanney), Gilles Lussier, Jeff Goodrich, Jim Phillips and Johann Schleiss (Parks Canada).

## 9 REFERENCES

- Caduff, R., A. Wiesmann, Y. Bühler, and C. Pielmeier (2015). Continuous monitoring of snowpack displacement at high spatial and temporal resolution with terrestrial radar interferometry, *Geophysical Research Letters*. 42: 813–820.
- Canadian Avalanche Association (CAA), 2002. *Guidelines for Snow Avalanche Risk Mapping and Determination in Canada*. Ed. By. McClung, D.M., Stethem, C.J., Jamieson, B., Schaerer, P.A. Canadian Avalanche Association, Revelstoke, BC, CAN.
- Christen, M., Kowalski, J., Bartelt, P., 2010. RAMMS: Numerical simulation of dense flow snow avalanches in three-dimensional terrain. *Cold Regions Science & Technology*. 63(1-2): 1-14.
- Conlan, M. and Gauthier, D. 2016. Using Photogrammetry to Temporally Compare Snowpack Thicknesses and Calculate Volumes. *International Snow Science Workshop 2016*. Breckenridge, CO, USA, 45-50.
- European Commission (EC), 2009. *The design of avalanche protection dams. Practical and theoretical developments and results*. Ed. By. Jóhannesson, T., Gauer, P, Issler, D., Lied, K. European Commission EUR 23339.
- Gauthier, D., Conlan, M., Jamieson, B., 2014. Photogrammetry of fracture lines and avalanche terrain: Potential applications to research and hazard mitigation projects. *International Snow Science Workshop 2014*. Banff, AB, CAN. 109-115.
- Hendrikx, J., Peitzsch, E., Fagre, D. 2012. Time-lapse photography as an approach to understanding glide avalanche activity. *International Snow Science Workshop 2012*. Anchorage, AK, USA. 872-877.



- Hungr, O. 1995. A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 610-523.
- Indriðason, J.S. 2008: Avalanche Protection – Some aspects of design and construction. *International Symposium on Mitigative Measures against Snow Avalanches*. Egilsstaðir, Iceland.
- Jones, A., Johson, G., Dusenberry, K. 2014. Quantitative Risk Assessment for the Snoqualmie Pass Avalanche Bridges. *International Snow Science Workshop 2014*. Banff, AB, CAN. 234-241.
- Jones, A., Bogie, D. 2018. Design and construction of an avalanche deflecting berm, Mount Kitchener Avalanche Path, Aoraki Mount Cook National Park, New Zealand. *International Snow Science Workshop 2018*. Innsbruck, Austria. 197-201.
- Margreth, S., Johannesson, T., Stefansson, H.M. 2014: Avalanche Mitigation Measures for Siglufjordur – Realization of the Largest Project with Snow Supporting Structures in Iceland. *International Snow Science Workshop 2014*. Banff, AB, CAN. 263-269.
- Mears, A. I. 1992. *Snow Avalanche Hazard Analysis for Land-Use Planning and Engineering*. Bulletin 49. Colorado Geological Survey, Department of Natural Resources.
- Mitterer C, Schweizer J (2012) Towards a better understanding of glide-snow avalanche formation. *International Snow Science Workshop 2012*. Anchorage, AK, USA. 610–616.
- Ross, C. and Johnson, G. 2019. Avalanche deflection berm and stopping wall at a hydroelectric facility in British Columbia, Canada. *International Symposium on Mitigative Measures against Snow Avalanches and Other Rapid Gravity Mass Flows 2019*. Siglufjörður, Iceland.
- Perla, R., Cheng, T., McClung, D.M., 1982. A two-parameter model of snow-avalanche motion. *Journal of Glaciology*, 26(94), 197-207.
- Perla, R., Lied, K., Kristensen, K., 1984. Particle simulation of snow avalanche motion. *Cold Regions Science & Technology*. 9(3): 191-202.
- Schaerer, P.A., 2001. *Relationships of avalanches for variable return periods*. Peter Schaerer Archive, [www.snowavalanchearchive.com/peter-schaerer](http://www.snowavalanchearchive.com/peter-schaerer).

# Mitigation measures following landslides in sensitive clays – Examples from Norway

Jean-Sébastien L'Heureux, Bjørn Kristian Bache, Sølve Hov & Suzanne Lacasse  
Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway



## ABSTRACT

Landslides in sensitive clays represent a major hazard in many northern countries of the world. In this paper, principles for dealing with immediate response to a quick clay landslide are summarized based on the Norwegian experience. An overview of mitigation strategies and techniques used to stabilize the unstable ground following landslides in sensitive clays is also presented. The most efficient mitigation strategy usually includes a combination of methods that aim to increase step by step the stability of the instable area. Experience shows that the stability of the standing escarpment or remaining slope at no point in time can be lowered during the mitigation implementation. Hence, the chosen strategy and sequence at which the remediation work is performed is very important.

## RÉSUMÉ

Les glissements de terrain dans les argiles sensibles représentent un aléa majeur dans de nombreux pays nordiques. Dans cet article, les principes pour réduire le risque immédiatement après un glissement de terrain d'argile sensible sont résumés sur la base de l'expérience en Norvège. Un aperçu des stratégies et techniques d'atténuation de risque utilisées pour stabiliser le sol instable suite à un glissement de terrain dans ce type d'argile est également présenté. La stratégie d'atténuation la plus efficace comprend généralement une combinaison de méthodes qui visent à augmenter étape par étape la stabilité de la zone instable. L'expérience montre que la stabilité de l'escarpement ou de la pente restante ne peut en aucun temps être diminuée durant la mise en œuvre des mesures de mitigation du risque. Par conséquent, la stratégie choisie et la séquence dans laquelle les travaux de remédiation sont effectués sont de très grande importance.

## 1 INTRODUCTION

Quick clay landslides (QCL), with their retrogressive characteristics and extreme mobility, pose a significant risk to human lives and infrastructure. This was sadly exemplified again in Norway on Dec. 30<sup>th</sup>, 2020 by the catastrophic landslide in Gjerdrum that caused 10 fatalities, the destruction of 31 houses, and the evacuation of over 1000 residents. The cost for risk mitigation work in the Gjerdrum landslide area is estimated to be over 30 MCAD, excluding the rebuilding of local infrastructure, house relocation, and the environmental consequences.

Terrain and infrastructure rehabilitation following quick clay landslides is a challenging task for all involved. In this paper, typical mitigation techniques used in Norway to stabilize the unstable ground and standing escarpments following QCL are presented. Both measures adopted under emergency conditions and for permanent risk reduction are looked into. Chapter 3 gives a brief overview of the Norwegian practice to respond to QCL.

## 2 QUICK CLAY AND LANDSLIDES IN NORWAY

In Norway, the classification of a clay as quick is based on a maximum threshold for the remoulded undrained shear strength ( $c_{ur}$ ) of less than 0.5 kPa. Quick clay occurs within marine deposits in lowlands area. Their distribution is closely linked to the postglacial and Holocene landscape development. The marine clays accumulated in the sea and fjords following the last ice age and emerged subsequently above sea level, up to 220 masl, with the relative fall of sea level since deglaciation.

The high sensitivity of Norwegian quick clays is attributed to the leaching by fresh groundwater of the salts within the grain structure (Rosenqvist 1953). Freshwater percolating downwards through the marine deposits due to surface run-off, or up-wards due to artesian pressures, removed the salt ions and left behind a metastable, sensitive structure made up of flocculated clay minerals. Upon remoulding, this structure becomes unstable and the liberated surface water gives rise to a fluid material. This 'de-structuration or 'remoulding' governs the post-failure behaviour of quick clays.

About 5,000 km<sup>2</sup> of Norway are covered by marine deposits, with 20% of this area consisting of highly sensitive clay, or quick clay. These areas attract human settlement because they provide gently inclined and fertile land in otherwise rough mountainous terrain. Currently, over 110 000 people live on about 2300 quick clay zones in Norway. Due to urban development and lack of space, Critical infrastructure such as roads, railways and buildings, must increasingly make use of poorer (read quick clay areas) ground conditions.

Large QCLs occur in the sensitive marine clays of Norway and over 150 persons have perished due to QCLs in Norway in the last century. Even though quick clay is a well-known challenge to all stakeholders in the building, construction and transportation sectors in Norway, the frequency of large QCL (i.e. volume > 50,000 m<sup>3</sup>), presently at 1.3 large QCL per year has nearly doubled over the last two decades (L'Heureux et al. 2018). These alarming numbers also show that over 85% of recent QCLs are triggered by not only human activity, but also in combination with natural erosion and/or unfavorable

groundwater conditions (i.e. snowmelt and/or intense precipitation), both of which are aggravated by climate change (L'Heureux et al. 2018).

### 3 IMMEDIATE RESPONSE AFTER A LANDSLIDE

A field book to assist geologists and engineers under crisis situations following floods and landslides was prepared by the Norwegian authorities in 2015 (NIFS 2015). The instructions describe the emergency phase from the notification of an event or imminent hazard until an overview of the situation is available and necessary stabilization measures have been implemented. The book also summarizes important information regarding the roles and responsibility for each of the major actors involved in the safety response, communication needs and lines of responsibility, principles for evacuation procedures and inputs for risk analysis before any mitigation work is to be undertaken after a QCL.

#### 3.1 Roles, responsibility and communication

In the event of a major QCL, several actors have different roles and responsibilities. In Norway, the police authorities are the crisis managers where there is danger to life and health. They have the responsibility for emergency management, rescue, evacuation and traffic regulation. The police has also the responsibility for implementing immediate (emergency) measures necessary to avert further danger and to limit damage. The municipality has the responsibility for handling incidents that affect the municipality's infrastructure and residents, and for information to the local community. Moreover, the municipality is responsible for the implementation of emergency measures in collaboration with the police and the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE).

NVE is the Norwegian government directorate responsible for the management of Norway's water and energy resources. NVE also works to reduce the risk of damages associated with landslides and flooding. The NVE acts as adviser and coordinator of technical advices to the municipalities and the police when several different agencies participate in the management and follow-up of a natural hazard crisis. The NVE can also provide assistance for the implementation of mitigation measures when possible and relevant to prevent further damages.

QCL may also damage the infrastructure, such as roads, railways, and access to drinking water. The responsibility for opening of linear infrastructure and for the risk mitigation falls on the Norwegian Public Road Administration (NPRA) and BaneNor (government organizations responsible for the national roads and railway, respectively). When a major landslide occurs, the responsible actors can ask private geo-practitioner for help for the emergency management and implementation of mitigation measures.

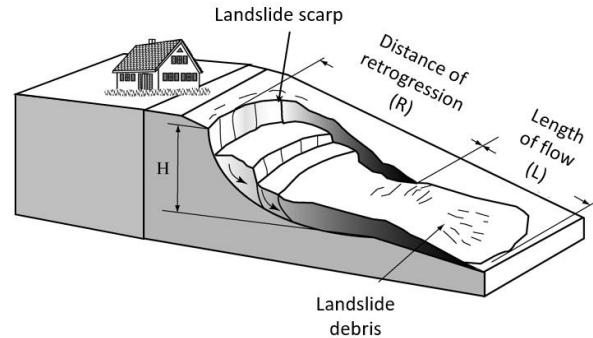


Figure 56. Illustration of a QCL showing the retrogressive potential and debris movement out of the landslide pit.

#### 3.2 Site assessment and evacuation procedures

In Norway, information on e.g. soil conditions, quick clay hazard zones, topography and weather forecast is freely available on the web. These data are used to establish an early overview before departure to the scene of a QCL.

QCL are often retrogressive and are usually classified as either flow slides, rotational slides, spread, flake or a combination of these (Varnes 1958). In the retrogressive model introduced by Bjerrum (Bjerrum 1955), an initial landslide occurs and leaves an unstable scarp behind (e.g. Fig. 1). The retrogressive process continues as a series of rotational slumps until a stable state is reached (i.e. until the shear stress in the slope is lower than the undrained shear strength of the clay). Assessing retrogression distance is one of the most important tasks for geo-specialists to support the responsible authority when arriving on a QCL site. When little information is available, the general and recommended rule-of-thumb for evacuation in Norway is a retrogression distance of 20 times the slope height. When time is available, more information on the landslide should be gathered to advise the authorities on a possible modification of the evacuation zone. The assessment includes:

- Direction of landslide retrogression and runout.
- Potential barriers for landslide retrogression (i.e. ravine, bedrock outcrop, etc).
- Can the landslide be a precursor of a larger QCL?
- Construction activities or elements (e.g. damaged water utility lines) that can contribute to further landslide retrogression?
- Further information on the release area, runout area and landslide escarpment: i.e. height, length etc.
- Need for ground investigation to map the extent of quick clay deposits.

In most cases, the retrogressive process stops a few days after the landslide. However, the recent example of the Gjerdrum landslide showed that smaller slumps and readjustment of the escarpment can go on for several months if the scarp is not mitigated.

### 3.3 Risk assessment

To ensure the safety of responders, reconnaissance team and others, a risk assessment should be performed before any work is started in the surroundings of a QCL. Potential hazards should be identified, and security measures or principles should be adopted. Examples of risk assessment frameworks can be found in (Kalsnes et al. 2014; Kalsnes et al. 2017; Lacasse et al. 2010; Piciullo et al. 2021).

Monitoring and surveillance using remote sensing techniques (e.g. LIDAR, drone, satellite data etc.) can be very efficient in detecting movements and activity in the landslide area. The surveys should be strategically planned with the team on the ground and communication should be maintained. As an example, radar monitoring of the QCL area in Gjerdrum revealed small movements in the escarpment up to 15 hours before failure or slumps. This is obviously a great monitoring tool to create a safe working environment within the landslide area. In addition, scanning of topography using drones are now often used to assess long-term movements, and gives the possibility of topography analyses and input to stability analyses (Piciullo et al. 2021).

## 4 STABILIZATION APPROACH AND METHODS

The most appropriate approach to stabilize unstable ground and standing escarpments following a QCL is seldom based on a single method. The most efficient mitigation strategy usually includes a combination of methods that aim at i) decreasing the driving forces in the slope, ii) increasing the strength of the supporting soil and iii) increasing the resisting forces in the slope.

The level of performance for permanent mitigation also impacts the selection of mitigation measure(s). In Norway, requirements in terms of safety factors (SF) follow national and European regulations (e.g. Eurocode and NVE (1/2019) (Oset et al. 2014). When dealing with sensitive clays, the minimum required SF for dwellings is 1.4, whereas the minimum required SF for roads and railways is 1.6.

Examples of rehabilitation and stabilization techniques used in Norway following QCL are listed in Table 1. Professional geotechnical advice is essential before, during and after the implementation of the measures. One important aspect of the mitigation strategy is that every step taken shall improve the situation compared to the previous one. The stability of the standing escarpment or slope should at no point in time be lowered during the mitigation process. Hence the chosen method(s) and sequence at which the construction work is performed are very important.

### 4.1 Reducing the height of the escarpment

A common strategy used to initially prevent further retrogression of an unstable escarpment is to reduce the height of the escarpment.

Removing the soil above the escarpment leads to a reduction in the driving forces and an increase in the SF along a potential failure plane (Fig. 2). Such terrain relief is initiated at a safe distance away from the escarpment to ensure safety of the workers (Stage 1 – Fig. 2).

Table 12: Example of techniques used for mitigation following recent QCL events in Norway.

Landslide	Trigger	Mitigation	Ref.
Kattmarka (2009)	Blasting projecting rock inside quick clay	2, 3, 4	(Karlsrud 2009)
Døla (2011)	Fill at the top of the slope	2, 4	(L'Heureux et al. 2014)
Nittedal (2019)	Excavation/dredging at foot of slope	1, 2, 3, 4	NGI files
Kvål (2020)	Fill at the top of the slope	1, 4	NGI files
Gjerdrum (2020)	Erosion and rainy period	1, 2, 3, 4	NGI files

- 1- Reduction of the escarpment height from the top
- 2- Soil improvement with vertical drains
- 3- Soil improvement with lime-cement
- 4- Stabilizing buttressing

A long reach excavator is placed on safe ground where the SF is acceptable and works gradually towards the escarpment (Stage 2 – Fig. 2). The excavated soil must be continuously removed from the area and deposited at a safe location approved by a geotechnical engineer. The depth of the excavation usually corresponds to the thickness of the dry crust but can be larger in some cases (i.e., when the depth to the sensitive clays is large).

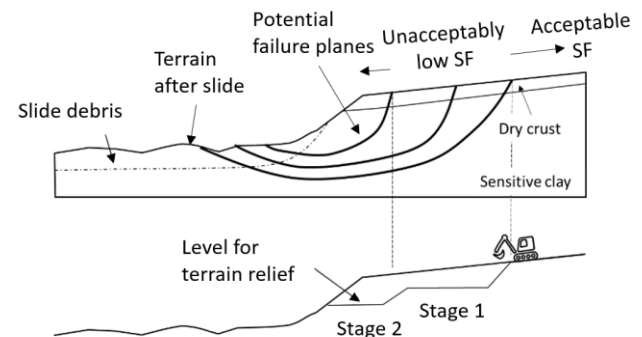


Figure 57. Illustration of potential failure planes and mitigation along an escarpment after a QCL: height reduction with long-reach excavator moving towards the escarpment in stages, starting on safe ground.

This method usually involves the creation of an access road and is only moderately efficient in increasing the stability of the standing escarpment (i.e. the level of safety reached is usually lower than that required for a permanent situation). However, the aim of this emergency work is to stop the retrogressive process and ensure the safety of the workers planning mitigation work in the QCL crater.

#### 4.2 Soil improvement – Drainage and consolidation of the remoulded soil using vertical drains

The debris thickness from a QCL can in some cases be up to 15-20 m and usually consists of a soil mixture with very low undrained shear strength. The debris are generally too weak to bear the load of machines or for the placement of a counter fill at the foot of the standing escarpment. Hence there is a need for soil improvement.

The use of prefabricated vertical drains (PVDs) to improve the strength of landslide debris (i.e. remoulded clay) is commonly used in Norway. PVDs shorten the drainage paths considerably, allowing faster consolidation under a load. Installation depths of up to 30 m are possible with the current equipment in Norway. The drains can be installed in a dense array to ensure rapid drainage of a given area. The distance between the drains is determined by the desired rate of consolidation, hence also the rate of filling. The faster the placement of a fill or berm, the denser the drains must be installed to provide sufficient pore pressure dissipation and consolidation before the next filling step. Typically, the distance between the drains is 1-2 m. The bearing capacity of the soil under the PVD installer needs to be evaluated.

Excess water will accumulate at the surface when vertically draining landslide debris. To ensure that this water drains away, a filter layer is placed directly on the ground before installing the drains. With subsequent placement of fill, excess water will drain out through the filter layer.

Settlements will occur in the soil upon drainage of the landslide debris and this can cause the drains to bend in the ground. In very soft materials, the deformations can be significant, and reduce the efficiency of the drains. The drains can also be exposed to large stresses in the ground. This must be considered to insure necessary drainage capacity under the loads. The effect of the drains can usually be followed indirectly through pore pressure measurements. As an example, the data acquired during and following the June 19<sup>th</sup>, 2011 landslide at Døla close to Mosjøen in Northern Norway are discussed by L'Heureux et al (2014).

At Døla, engineering mitigation work was performed on the slope in October and November 2011. It included making a new river bed in front of the landslide toe combined with terrain levelling in parts of the landslide area. The levelling included placement of fills to give access to the site with a drill rig. A series of vertical drains were installed with a center-to-center distance of 1.5 m along the entire width of the landslide. The drains were 13 m long in the lower landslide area and 17 m long in the upper part. Finally, a berm and some fill were constructed to stabilize the debris and the headwall that was up to 10 m high.

Piezometers were installed at a depth of 5.2 and 10.2 m in the middle of the landslide debris to follow the pore pressures in the remoulded material and within the failure zone (Fig. 3). The upper sensor at a depth of 5.2 m

recorded the pore pressures within the failure surface, while the lower sensor at 10.2 m was placed in the intact soil immediately below the remoulded clay. The results showed that the clay within the failure zone was still in a liquefied state 4 months after the landslide (i.e. the pore water pressure at a depth of 5.2 m was close to the total stress in the soil – 105 kPa on Fig. 3). High excess pore pressures were also registered at a depth of 10.2 m (Fig. 3). The piezometer readings showed that the pore pressure increased slightly following the installation of vertical drains in October 2011. Again, due to mitigation work and to the placement of a fill, the pore pressure increased at this same location in November 2011. The latter is noticeable especially for the sensor at 5.2 m.

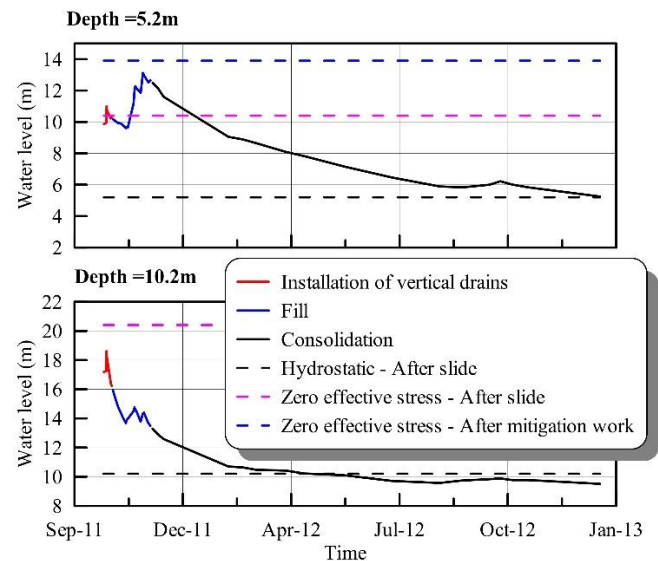


Figure 58: Pore-pressure following the June 19<sup>th</sup> landslide at Døla at two depths approximately in the middle of the landslide debris (after (L'Heureux et al. 2014)).

The pore pressure data at Døla showed that the vertical drains were effective at 10.2 m. The excess pore pressure dissipated, and hydrostatic conditions were achieved 3–4 months after the installations of the drains (Fig. 3). Within the assumed failure zone, dissipation of excess pore pressure was slower, and it took over one year before hydrostatic conditions were reached (Fig. 3).

Piezotest tests were run at different times in the landslide debris at Døla to assess the impact of drainage and consolidation on the strength of the remoulded clay. A distinct increase in cone resistance ( $q_t$ ) and sleeve friction ( $f_s$ ) was observed over time in the remoulded zone (down to a depth of 10 m; Fig. 4). The corrected cone resistance increased from about 300 kPa to 1250 kPa, while the average sleeve friction increased from about 1 kPa to 37 kPa. The largest increase in cone resistance and sleeve friction occurred between October 2011 and October 2012, which corresponds to the consolidation period after the installation of the drains (Fig. 4).

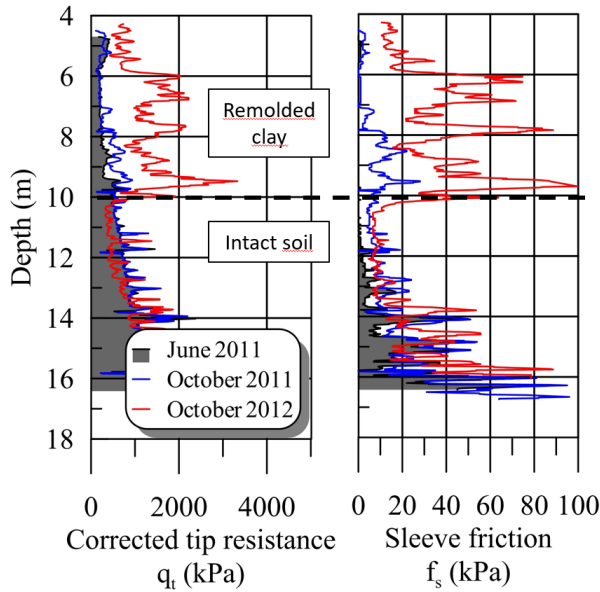


Figure 59: Increase in cone resistance (CPTu) and sleeve friction following drainage and consolidation of the clay down to ca. 10 m in the landslide pit at Døla, Norway.

#### 4.3 Soil improvement – Chemical methods

Lime-cement treatment is a widely used chemical approach to stabilize clay materials and is also efficient to increase the strength and stiffness of a remoulded state. A binder that quickly reacts and provides a rapid soil improvement is an asset when restoring an area that was subjected to a QCL. This can be achieved by e.g. using quicklime, with a high share of calcium oxide (CaO) in the binder. Calcium oxide reacts instantly with the pore water of the clay leading to a decrease in water content and aggregate formation within minutes after mixing. The fast reaction time is often seen as an advantage over other techniques when dealing with rehabilitation following a QCL. In the longer-term, proper strength and stiffness are secured by also using cement in the binder. The undrained shear strength of the stabilized clay with lime-cement can quickly increase to and above 50 kPa, and up to several hundreds of kPa after a month (Paniagua et al. 2020). The strength increase depends on the soil type, binder type and binder content.

A mixture of 100 kg/m<sup>3</sup> with a ratio of 75% CaO and 25 % cement was used to improve the landslide debris following the Nittedal landslide on September 16<sup>th</sup>, 2019 (Fig. 5). The technique was used after part of the load on the escarpment had been relieved with an excavator, and after the vegetation was cleared from the area. The ground improvement work was done successively in sections of 10m x 10m as simple ribs in a grid pattern (Fig. 6). Once the ground in front of the machines was improved, placement of fill followed, and the work continued forward (Stage 2; Fig. 7). The depth of ground improvement at Nittedal reached down to 10 m. This was enough to increase stability of the most vulnerable sliding surfaces and for bearing the weight of the counter fill that was subsequently built to permanently secure the landslide

escarpment. The procedure and different stages are illustrated in Figure 62. The composite undrained shear strength in the stabilized clay was estimated based upon the following equation (NGF 2012):

$$c_{u,m} = a \cdot c_{u,SC} + (1 - a) \cdot c_u \quad [1]$$

where  $c_{u,m}$  (kPa) is the average undrained shear strength in the stabilized soil volume,  $a$  (%) is the area covered by the lime-cement columns,  $c_{u,SC}$  (kPa) is the undrained shear strength in a stabilized column and  $c_u$  (kPa) is the undrained shear strength in the non-stabilized clay. The increase in SF following the stabilization was then assessed.

A challenge with the lime-cement method is that the installation in the ground can lead to a temporary reduction in stability. It must be ensured that some mass and air come up during the installation of lime cement. Clogging and uncontrolled blowouts must be avoided. Several slope failures due to installation of lime-cement columns have occurred in Scandinavia. There is thus the need to assess the risk associated with the stabilisation process, especially in QCL areas. In addition, the bearing capacity of the soil under the machine itself needs to be evaluated.



Figure 60. Photograph of Nittedal landslide on September 29<sup>th</sup>, 2019 (Photo courtesy of Nittedal County).

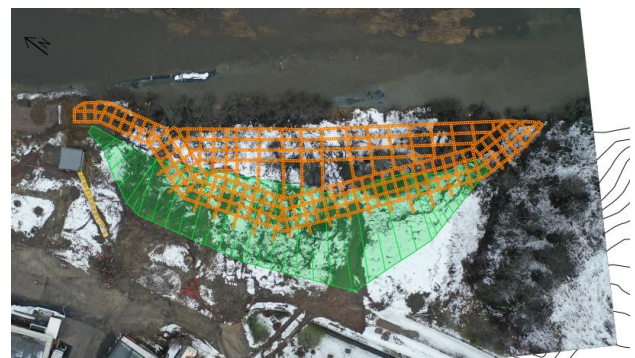


Figure 61. Area covered by lime-cement columns (orange) and buttressing (green) to stabilize the slope following the 2019 Nittedal landslide.

#### 4.4 Stabilizing buttress

A simple method to increase the stability of the standing escarpment after a QCL is to increase the weight along the foot of the slope, which creates a counterforce that resists sliding. A berm or buttress of earthfill can be placed on the QCL debris after the installation of PVDs and/or improvement through lime-cement method. The use of crushed rock or rip rap (fines content < 5%) instead of cohesive soil is preferable because of its greater frictional resistance and its free draining characteristics. The berm is usually placed at a slope of 1:3 or less. An important safety aspect is that no intermediate storage of masses shall occur without evaluating the stability of the fill. This applies also to the excavation in Section 4.1. Compaction with vibratory equipment is not recommended. It is usually enough to compact under the weight of the machines. In cases where broken rocks are not available, one should consider the need to protect the berm against erosion from creek, rivers or any other water sources. Example of the counterweight constructed to stabilize the escarpment at Nittedal is illustrated in Figures 6 and 7.

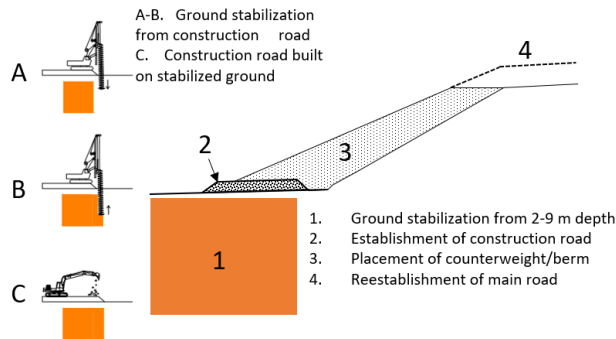


Figure 62. Principles for rehabilitation of Nittedal landslide.

#### 5 CONCLUSIONS

Landslides in sensitive clays represent a serious hazard in many northern countries. Past and recent examples of catastrophic landslides illustrate the extreme mobility of sensitive clays and their hazardous retrogressive potential. Detailed soil investigations and stability analyses are often necessary to select the most appropriate risk reduction strategy. In many cases, the safety of workers and neighbouring areas/infrastructure can be challenging and can impact the chosen mitigation/rehabilitation techniques. The sequence of work execution is of great importance. When planning mitigation after a QCL, challenges are linked to i) the low factor of safety in the QCL area and hence the safety of workers, and ii) the difficulty in accessing and mitigating the toe of the escarpment because the debris cannot bear the load of machines.

This overview illustrated terrain modification in combination with ground improvement and drainage methods, as mitigation measures following QCLs in Norway. Typically, this involves the removal of soil mass behind the escarpment to reduce the driving forces, treatment of the remoulded material within the landslide scar with chemical

agents such as lime-cement and adding mass at the base of the escarpment to increase the resisting forces. In many cases, vertical drains are used to accelerate the consolidation process within the landslide debris (i.e. remoulded clay) before a protection berm can be built. It is important, when evaluating mitigation measures, to weigh benefits of the measures to be implemented and the possible negative effects these measures may have.

#### 6 REFERENCES

- Bjerrum, L. 1955. Stability of natural slopes in quick clay. *Geotechnique*, **5**(1): 101-119.
- Kalsnes, B., Gjelsvik, V., Jostad, H.P., Lacasse, S., and Nadim, F. 2014. Risk assessment for quick clay slides—the Norwegian practice. *In Landslides in Sensitive Clays*. Springer. pp. 355-367.
- Kalsnes, B., Nadim, F., Hermanns, R., Hygen, H., Petkovic, G., Dolva, B., Berg, H., and Høgvold, D. 2017. Landslide risk management in Norway. *In Slope safety preparedness for impact of climate change*. CRC Press. pp. 215-251.
- Karlsrud, K., Gregersen, O., Moholdt, R., Johnsen, M. Landslide risk and stabilizing measures after the quick-clay landslide in Kattmarka, Namsos. (In Norwegian). *In Fjellsprengningdagen/Geoteknikkdagen 2019*. Oslo, Norway 2009. NFF.
- L'Heureux, J.-S., Moholdt, R., Gjelsvik, V., and Lyche, E. 2014. The Evolution of Material Properties Within an In Situ Shear Zone in Sensitive Clay. *In Landslides in Sensitive Clays*. Springer. pp. 145-156.
- L'Heureux, J., Høydal, O., Paniagua Lopez, A., and Lacasse, S. Impact of climate change and human activity on quick clay landslide occurrence in Norway. *In Proc. of the 2nd JTC1*. Hong Kong 2018.
- Lacasse, S., Nadim, F., and Kalsnes, B. 2010. Living with landslide risk. Department of Highways. *In Geotechnique and Geosynthetics for Slopes 2010*. Edited by P.J.e. al. Bangkok: Ministry of Transport, Chiang Mai, Thailand. pp. 83-99.
- NGF. 2012. Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler. NGF.
- NIFS. 2015. Felthåndbok ved flom og skred. Available from <https://publikasjoner.nve.no/diverse/2015/felthaandbokflom2015.pdf>.
- Oset, F., Thakur, V., Dolva, B., Aunaas, K., Sæter, M., Robsrud, A., Viklund, M., Nyheim, T., Lyche, E., and Jensen, O. 2014. Regulatory framework for road and railway construction on the sensitive clays of Norway. *In Landslides in Sensitive Clays*. Springer. pp. 343-353.
- Paniagua, P., Bache, B.K., Karlsrud, K., and Lund, A.K. 2020. Strength and stiffness of laboratory-mixed specimens of stabilised Norwegian clays. *Proceedings of the institution of civil engineers-ground improvement*: 1-14.
- Picullo, L., Bekele, Y., Depina, I., Nadim, F., and Langford, J. 2021. A management tool to reduce the risk of damage caused by geotechnical groundworks. *In Nordic Geotechnical Meeting (NGM 2020) - Urban Geotechnics*, Virtual Conference.
- Rosenqvist, I.T. 1953. Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays. *Geotechnique*, **3**(5): 195-200.
- Varnes, D.J. 1958. Landslide types and processes. *Landslides and engineering practice*, **24**: 20-47.

# Coastal slope stability assessment using a modified Fahrböschung angle and stochastic age distribution model

Hawley Beaugrand<sup>1</sup>, Richard H. Guthrie<sup>1</sup>, Robin McKillop<sup>2</sup>, Jeff Moore<sup>3</sup> & Kate Miller<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Stantec Consulting Ltd., Calgary, Alberta, Canada

<sup>2</sup>Palmer, Toronto, Ontario, Canada

<sup>3</sup>Cowichan Valley Regional District, Duncan, British Columbia



## ABSTRACT

Retrogressive landslide hazards on flat-over-steep terrain pose a threat to communities alongside coastlines and incised river valleys. In North America, there is increasing consensus between municipal and regional government around risk tolerance criteria ( $\leq 1:10,000$  annual probability of death to an individual). Existing setback guidance can substantially underestimate the threat, particularly in regions affected by low-angle landslides in marine clays. We use the LiDAR record and a modified Fahrböschung angle to estimate a probability of occurrence of large landslides that could impact a coastal community in the Cowichan Valley Regional District on Vancouver Island, British Columbia, Canada. The temporal component of hazard is provided by a randomized assignment of ages within an expected range across 10 trials. The results are intended to inform development setbacks. Community managers should be prepared for meaningful discussions with other stakeholders as the results are made available.

## RÉSUMÉ

Les risques de glissements de terrain rétrogressifs en bordure de talus représentent une menace pour les communautés situées le long des côtes ou au long de vallées fluviales incisées. En Amérique du Nord, il existe un consensus grandissant entre les gouvernements municipaux et régionaux en lien avec les critères de tolérance au risque (probabilité annuelle de décès pour un individu  $\leq 1:10\ 000$ ). Les indices de recul existants peuvent considérablement sous-estimer la menace, en particulier dans les régions touchées par des glissements de terrain survenant dans des plaines d'argile marine. Nous utilisons les données LiDAR et un angle de Fahrböschung modifié pour estimer la probabilité d'occurrence de grands glissements de terrain qui pourraient avoir un impact sur une communauté côtière du district régional de la vallée de Cowichan sur l'île de Vancouver en Colombie-Britannique, au Canada. La composante temporelle du risque est fournie par une attribution randomisée des âges dans une fourchette attendue sur 10 essais. Les résultats sont destinés à fournir de l'information en lien avec les limites de bandes de protection. Les gestionnaires municipaux doivent être préparés à des discussions probantes avec d'autres parties prenantes au fur et à mesure que les résultats seront mis à disposition.

## 1 INTRODUCTION

Retrogressive landslide hazards on flat-over-steep terrain pose a threat to communities alongside coastlines and incised river valleys. Marine clays can result in conditions where low angle landslides are infrequent but, nonetheless, present a previously unidentified hazard; a hazard now readily identifiable on bare earth digital elevation models (DEMs) as use of Light Detection and Ranging (LiDAR) technology becomes widespread (Figure 63).

In Canada, tolerance to landslide risk for municipalities was, arguably, first meaningfully addressed by Hon. Justice Berger (Berger 1973) where a subdivision on the Rubble Creek fan, north of Squamish, British Columbia (BC), was not approved because the potential for a catastrophic landslide was foreseeable with a return period  $\leq 10,000$  years. The Fraser Valley Regional District went on to publish municipal zoning criteria developed in 1991 (Cave 1993) and, in 1998, Hong Kong (ERM 1998) provided criteria in the form of an FN curve (Figure 2) that has since been generally adopted by several Canadian municipal and regional governments (CVRD 2019a, CVRD

2019b, FVRD 2020, RVCA 2022, District of Squamish 2017).

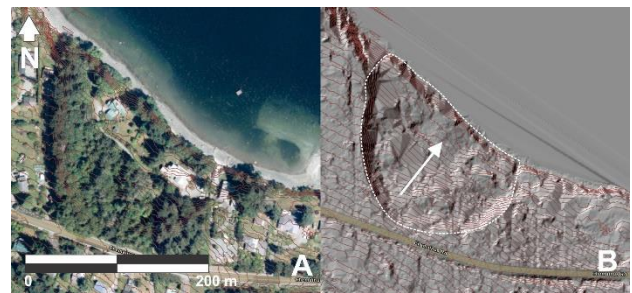


Figure 63. Example retrogressive landslide in flat-over-steep terrain in coastal British Columbia.

Professionals are now frequently asked to demonstrate that the annual probability of death to an individual (PDI) is  $\leq 1:10,000$ , that the probability of a 'catastrophic landslide'



is  $\leq 1:10,000$ , or that group risk is less than shown on Figure 2 (local adaptation of the figure may vary).

As techniques of identifying hazards improve, professionals must be cognizant of the need to quantify, insofar as it is reasonable to do so, the identified threat, and explain the results in the context of municipal or regional hazard and risk criteria.

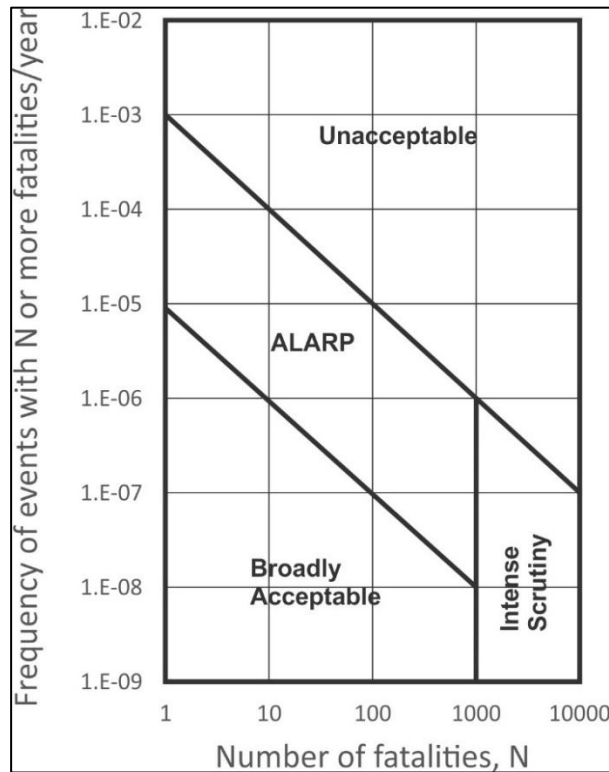


Figure 2. FN curve and risk tolerance adapted from Hong Kong and widely used to guide Canadian municipalities (ERM 1998).

### 1.1 Study Context

The Cowichan Valley Regional District (CVRD) on Vancouver Island, BC is in the process of developing a Climate Adaptation Strategy to help plan for the many impacts of our changing climate. The initial stages of this strategy include developing downscaled climate projections and conducting a series of risk assessments to identify and quantify climate-related natural hazards including landslides, floods, and wildfires.

While studies by geoscientists and other professionals can inform local governments about the hazards, it is incumbent upon political leaders to establish the level of risk acceptable to their communities. Concurrent with the Climate Adaptation Strategy, the CVRD has adopted a Natural Hazard Risk Tolerance Policy (CVRD 2019a) to guide development and land use decisions in areas subject to natural hazards based on the seminal work of Berger and the FVRD. Geotechnical studies of this nature should

be designed to further inform and support those planning frameworks.

In 2021, as part of the CVRD's Climate Adaptation Strategy, the authors undertook a study to examine the stability of a section of coastline within the CVRD (Figure 3). The study was conducted to determine the likely response of coastal bluffs to sea level rise concomitant with climate change, and we expected to find a range of small translational and rotational beachfront landslides that affected local properties adjacent to eroding cliffs. However, in addition to the above-described landslides, we discovered large retrogressive landslides with footprints that extended well into the built community (e.g., Figure 1). To adequately provide zoning advice, we mapped the limit of potential retrogression using a Fahrböschung angle and considering potential coastal retreat related to sea level rise. We then proceeded to estimate the annual probability of occurrence ( $P_0$ ) of identified hazards as a necessary component of the risk equation.

We provide our methods herein to facilitate discussion amongst professionals who will be similarly faced with quantifying landslide hazards elsewhere.



Figure 3. Study area location on the west coast of BC.

### 1.2 Study Area

The study area encompasses an approximately seven-kilometre stretch of coastline on Eastern Vancouver Island within Electoral Area G (Saltair/Gulf Islands) of the CVRD (Figure 4). Saltair is a predominantly rural community with relatively increased densification near the coast. The coastline primarily comprises private land except for rights-of-ways, parks, and public beach access points.

The coastline is characterized by sand and gravel intertidal beach platforms of variable width, backed by coastal bluffs, and is interrupted by the mouth of Stocking Creek near the northern study area boundary, and Porter Creek near the southern study area boundary.

Relief varies from sea level to 50 m and includes steep (>35°) and moderately steep (27° to 35°) coastal bluffs with generally flat terrain inland from the crest of the slopes (flat-over-steep terrain).

The northwest-southeast trending coastline is on the relatively sheltered Stuart Channel within the larger Strait of Georgia. Fetch lengths vary from 10 to 20 km (Northwest Hydraulic Consultants 2019). The tides are classified as mixed and semi-diurnal (i.e., two highs and lows of unequal height are experienced daily). The reported tidal range from the nearby Chemainus Canadian Hydrographic Service Station 07455 is approximately 2.7 m (mesotidal regime; Canadian Hydrographic Service 2021).



Figure 4. Study area detail showing the extent of settlement along the coastline in Electoral Area G.

Bedrock geology of the Nanaimo Group spans the eastern coast of the CVRD underlying the Saltair study area (Massey et al. 1991). This stratigraphic group includes a mix of undivided sedimentary rocks (boulder, cobble, and pebble conglomerates, coarse to fine sandstones, siltstone, shale, and coal) from the later Mesozoic era (Cui et al. 2017).

The study area is part of the Nanaimo Lowlands (Yorath 2005), a physiographic unit overlain by thick unconsolidated sediments that record multiple episodes of ice advance and retreat, and sea level shifts as Vancouver Island responded to both seismic activity and glacial loading and unloading (Clague 1981). Surficial materials in Saltair have been mapped as:

- predominantly thick and continuous till deposits (Manson et al. 2019) with high percentages of clay and silt (Blyth and Rutter 1993a; Blyth and Rutter 1993b) and smaller areas of glaciolacustrine and fluvial deposits (Blyth and Rutter 1993b)
- predominantly marine deposits, including glaciomarine materials, comprised of silt, clay, stony clay, and a till-like mixture overlying. Smaller

areas of ground moraine (till deposits of gravel, sand, and silt) are mapped and, in some locations, shown to be underlying marine deposits (Halstead 1966)

- predominantly deep (greater than one metre) moraine deposits with smaller areas of glaciofluvial, marine, and glaciomarine materials (Guthrie 2005)

The coastal bluffs are predominantly unconsolidated sedimentary deposits and subject to ongoing erosion. The beach platform within the study area appears to be largely derived from bluff materials. Accretionary features associated with longshore transport and other littoral processes are largely absent with the exception of reworked depositional features at the mouth of Stocking and Porter Creeks.

The climate is warm temperate (Kottek et al. 2006) with an annual daily average temperature (1981-2010) of about 10°C and average annual precipitation of 1165 mm (Government of Canada 2021). The region experiences primarily northwesterly to southwesterly summer winds and southeasterly winter winds, modified somewhat by local topography (Northwest Hydraulic Consultants 2019).

Climate change projections for the CVRD predict warmer temperatures, longer dry periods in summer months, more fall, winter and spring precipitation, a decrease in snowpack, and more intense extreme storm events (CVRD, 2017). Intermediate sea level projections, based on the approximate upper bound (95<sup>th</sup> percentile) for the Representative Concentration Pathway 8.5, predict a 1 m rise in global sea levels by 2100 AD (Hall et al. 2016).

## 2 MAPPING

Mapping was conducted for the study area based on review of geotechnical reports, air photographs (1932, 1974, and 2012), 2010 1 m LiDAR data, oblique 1989 and 2004 ShoreZone imagery (Coastal and Oceans Resources 2021), 2017 drone imagery, and field reconnaissance. Mapping was conducted to estimate a rate of average annual coastal recession, distinguish areas of previous instability, gain understanding of local drivers of instability beyond coastal erosion, and guide the development of credible setback recommendations.

### 2.1 Coastal Setback Distances

We initially intended to use the BC provincial flood hazard land use management guidelines (MFLNRORD 2018) to establish setback distances within the study area (similar guidelines exist for Ontario). However, this approach did not adequately address retrogressive landslides observed in the LiDAR data (e.g., Figure 1, Figure 5, and Figure 6).

With similar coastal morphology throughout the study area, the possibility of additional future landslides like those mapped could not be ignored. No bedrock was observed in the field, which otherwise may have limited landslide retrogression at specific locations.

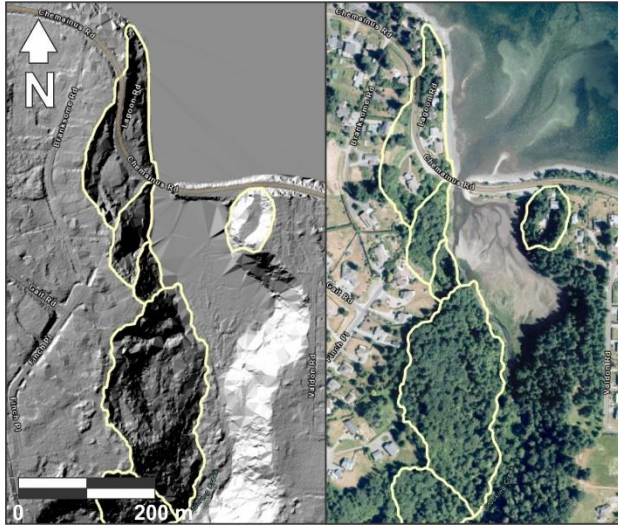


Figure 5. Previously unmapped retrogressive landslides, or assemblages of landslides, with footprints that extended into the community at the mouth of Stocking Creek within the study area.

The Fahrböschung angle is defined by Heim (1932) as the line connecting the crest of a landslide source to the toe of the deposit. It was measured along the approximate centerline of each landslide:

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{l} \quad [1]$$

Where  $\alpha$  is the Fahrböschung angle,  $H$  is the vertical difference between the landslide crest and the base of the landslide toe, and  $l$  is the horizontal travel of the landslide between the same two points.



Figure 6. More previously unmapped landslides, or assemblages of landslides, with substantial footprints at the mouth of Porter Creek within the study area.

Of 13 relatively large retrogressive landslides identified in the study (Table 1), the landslide shown in Figure 1 had

the lowest Fahrböschung angle (11.3°) and was inferred to be the limit of possible retrogression of slopes as a result of landsliding.

Table 1. Fahrböschung angle for mapped landslides.

Landslide	H (m)	l (m)	Fahrböschung Angle (°)
1	27.7	138.0	11.3
2	24.4	109.4	12.6
3	30.4	61.0	26.5
4	31.8	62.5	27.0
5	41.9	140.7	16.6
6	37.4	111.5	18.5
7	21.3	60.6	19.4
8	14.1	42.7	18.3
9	24.7	84.6	16.3
10	21.0	67.2	17.4
11	21.1	65.7	17.8
12	19.6	67.9	16.1
13	25.3	100.7	14.1

Once a minimum retrogression angle was defined, cross-sections were created along the shoreline throughout the study area by projecting an 11.3° plane from the toe of the slope assuming a one metre sea level rise (from Northwest Hydraulic Consultants (2019)) and subsequent coastal retreat (Figure 7).

Adapting approaches from Cruden et al. (1989) for establishing setbacks in the Interior Plains, the calculated setback was defined where the projected plane daylighted on the upslope portion of the cross-section (Figure 8).

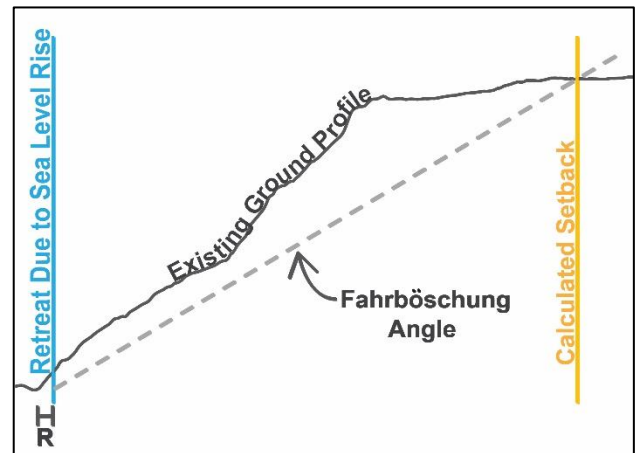


Figure 7. Calculated setback based on a Fahrböschung angle from the toe of the slope modified by coastal retreat (R) for 1 m of sea level rise (intermediate climate change scenario).

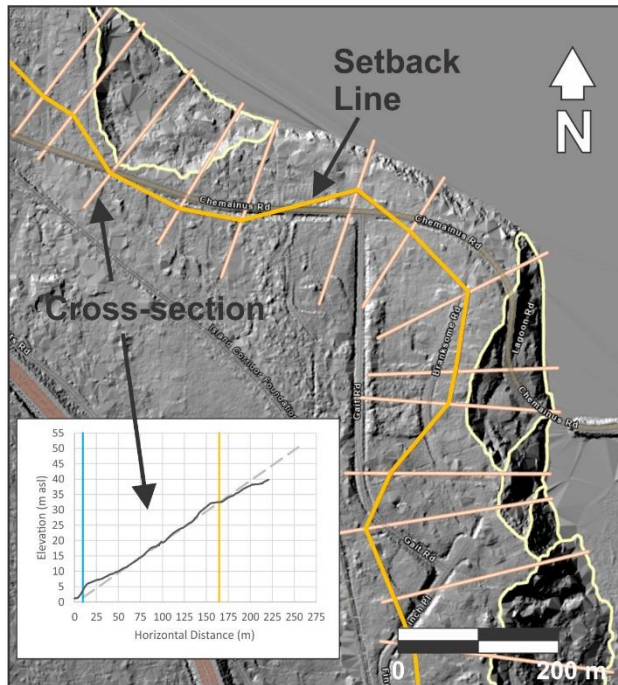


Figure 8. Setback line determined from multiple cross-sections projected through the coastal topography.

### 3 PROBABILITY OF OCCURRENCE

The annual probability of occurrence ( $PO$ ) was calculated for future (predicted) retrogressive landslides in flat-over-steep terrain within the setback zone based on the historic probability. A hazard term,  $H_{T,S}$ , for each landslide was calculated using Eq. 2 where  $H_{T,S}$  is the product of the probability of occurrence of a landslide in time ( $H_T$ ) and space ( $H_S$ ):

$$H_{T,S} = H_T \times H_S \quad [2]$$

#### 3.1 Spatial Probability $H_S$

$H_S$  was determined by dividing the area occupied by each individual landslide by the total area of the setback zone. Landslides occupied almost 19 ha of the total 91 ha setback zone (21% of the area). Mapped landslides ranged from 0.2 ha to 4.2 ha.

#### 3.2 Temporal Probability $H_T$

We had limited ability to reliably determine the activity state of each landslide, particularly as most were pre-historic. The most recent landslide was estimated to have occurred within the last five years based on 2016 Google Earth imagery. The oldest landslide was estimated to have occurred within the last 500 years based on the muted features observed in LiDAR and gully processes which had sufficient time to dissect the original landslide body. Based on vegetative growth, the air photograph record,

morphology on the LiDAR imagery, and our experience with similar landslides elsewhere, the remaining landslides were estimated to have occurred between the two dates. We assumed, therefore, that the landslides were normally distributed through time between 5 and 500 years in age, and since we were unable to accurately assign a specific date to a particular landslide, we assigned the probability of occurrence in time to each landslide using a random number generator.  $H_T$  was assigned as  $1/R$  where  $R$  was equal to the randomly generated number of years between 5 and 500. In doing so, we inferred that errors in age estimation of any landslide (over or under predicting) would be offset by errors in age estimation of any other landslide.

In other words, the temporal term  $H_T$  for individual landslides was assumed to be incorrect, but the range of results was expected to be representative of the actual range.

#### 3.3 Probability of Occurrence $PO$

$PO$  was calculated using:

$$PO = 1 - ((1 - H_{T1,S1}) \times (1 - H_{T2,S2}) \times \dots (1 - H_{Tn,Sn})) \quad [3]$$

Where  $n$  is the landslide number (up to 13 in this case). The first trial using randomly generated  $H_T$  produced a  $PO$  of 0.00117. To reduce the potential impact of very short or very long return periods unduly affecting the results by being assigned to larger landslides, we ran a total of 10 trials and summarized the results of each (Table 2).

The annualized  $PO$  of a landslide like those mapped within the calculated setback zone is estimated at 0.00179 or occurring with a return period of approximately 1:560. The results of the  $PO$  calculation appear statistically robust with acceptably low variability. The standard deviation across 10 iterations of 0.00075 or 1:394 – 1:961.

Put another way, using the methods herein, we predict that there is approximately a 16% chance a landslide of similar character and magnitude will occur within the study area in any run of 100 years (Table 3), less than 2% in any decade, or almost 60% in a run of 500 years.

Table 2. Ten trials of  $PO$  where  $H_T$  was randomly assigned to each landslide number.  $PO$  (bottom row) can be reproduced for each trial by multiplying  $H_T$  and  $H_S$  for each landslide and combining all  $H_{T,S}$  according to Eq. 3. Trials 4-7 were excluded here for space.

Landslide	Area (ha)	$H_S$	1	2	3	4 - 7	8	9	10
			$H_T$	$H_T$	$H_T$	not shown	$H_T$	$H_T$	$H_T$
1	2.59	0.028455	0.005682	0.002915	0.002326	...	0.002591	0.012346	0.004098
2	1.72	0.018966	0.003040	0.002525	0.002262	...	0.003663	0.003413	0.002976
3	0.57	0.006246	0.002941	0.002985	0.002217	...	0.003236	0.002075	0.005814
4	0.25	0.002729	0.083333	0.041667	0.003049	...	0.002096	0.062500	0.015873
5	3.44	0.037835	0.003155	0.002088	0.018519	...	0.003195	0.007692	0.007194
6	0.89	0.009776	0.003067	0.002053	0.002000	...	0.002985	0.003413	0.142857
7	0.50	0.005471	0.005236	0.040000	0.027027	...	0.008130	0.007519	0.003236
8	0.20	0.002208	0.003086	0.003268	0.007519	...	0.020408	0.003012	0.003077
9	4.20	0.046181	0.006289	0.028571	0.002217	...	0.010000	0.002439	0.002825
10	0.30	0.003247	0.016667	0.007246	0.003922	...	0.003861	0.002203	0.007576
11	0.41	0.004545	0.015873	0.006667	0.004717	...	0.003984	0.009009	0.027027
12	0.85	0.009375	0.002132	0.008333	0.010101	...	0.002137	0.013158	0.003497
13	2.93	0.032199	0.002604	0.005882	0.002558	...	0.002141	0.010870	0.002924
$PO$			0.001170	0.002228	0.001329	...	0.000990	0.001605	0.002349

Table 3. Exceedance probability for retrogressive landslides in the flat-over-steep terrain within the calculated setback zone.

Number of Years	Exceedance Probability	Exceedance Probability (%)
1	0.001786	0.17
10	0.01772	1.77
50	0.085514	8.55
100	0.163715	16.37
500	0.590956	59.10

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

Many observed landslides (not shown here) were of the expected sort, shallow failures on over-steepened portions of the coastal bluffs, by the generally pre-historic retrogressive landslide record presents a larger hazard to manage. Existing setback guidelines (e.g., MFLNRD 2018) do not adequately capture the observed flat-over-steep landslide hazards and the professional is obligated to provide more robust methods to meet the growing consensus on hazard and risk criteria adopted by municipalities and regional governments.

We used the lowest observed Fahrböschung angle, modified by future sea level changes, to establish topographically meaningful setback distances and the overall hazard zone.

The probability of occurrence for additional landslides of similar nature to those mapped within that zone (e.g., 16% in 100 years) is consistent with the pre-historic record. It means that retrogressive landslides that extend a visible footprint into the community are likely older than the community itself (largely undeveloped 100 years ago). The

discovery of the threat will likely be an unwelcome surprise to many of the affected residents.

Once a hazard is identified, local governments have a responsibility to communicate the existence of the hazard to the community. This can be a challenging task as residents may well be concerned both about risk to their personal safety along with potential impacts to the value of their home and property. Further complicating matters is that initial risk assessments are often carried out at a regional or community scale and may not provide the property-level detail demanded by affected residents.

It is often a delicate balancing act between the need to fully study the issue and the need to promptly communicate the potential hazards to residents, particularly when new developments are proposed within potentially hazardous areas.

Steps that professionals can take to help local government clients include ensuring that reports include non-technical summaries and clear maps that can be understood by laypeople as well as ensuring that results are presented using metrics that align with existing policy documents such as risk tolerance policies and development permit requirements. Lastly, while the analysis provided by consulting professionals is critical as base information to inform planning so too are the identification of mitigative or adaptive actions in the face of increasing pressures due to both development and climate change.

We offer the following additional commentary:

- No subsurface investigation was completed for this study. Subsurface investigation may provide meaningful differentiators that allow for a smaller hazard zone in some areas. Those could be, for

example, the presence of sub-surface clay in some areas but not others, long term changes in groundwater levels, or shallower bedrock under parts of the hazard zone.

- The landslide age could be underestimated (e.g., instead of an age range of 5 to 500 years, it could have been 5 to 2,000 years). Our judgement remains at the scale of the study, but better constraints of activity state through detailed investigations (e.g., radiocarbon dating, dendrochronology) may yield less conservative numbers.
- Low angle landslides that have not shown movement in decades or centuries *because* they've reached a stable angle are not likely to experience renewed movement under similar geomorphic conditions.
- The aforementioned notwithstanding, Vancouver Island experiences repeated if infrequent seismic events and prolonged high-intensity storms. First-time landslides within the probabilities described in this study are congruent with the geomorphic record.
- Similarly, existing landslides with marginal stability characteristics are more likely to remobilize due to lower residual strengths at the basal shear surface.
- We point out that we have calculated, at primarily a desktop level, the annualized likelihood of a hazard occurring. We recommend proposed development or redevelopment within the calculated setback areas require a detailed geotechnical assessment by a suitably Qualified Professional.
- Finally, the reader should note the method outlined herein helps establish only the probability of occurrence of a hazard. To adequately assess risk, other components would need to be assessed, such as: for probability of death (or, for example, injury) of an individual or a group, the likelihood they would occupy the site (were unable or unwilling to move or unaware of the hazard until too late); for infrastructure, that the hazard manifests over the life of the infrastructure (e.g., road, facility, dwelling) and mitigation is either cost-prohibitive or unable to sufficiently reduce the hazard, leaving infrastructure unharmed.

The methods herein provide professionals a way to address the growing need of hazard (and risk) quantification when guidelines and standards are inadequate for the observed geomorphological and geological conditions.

## 5 REFERENCES

Berger, T.B. 1973. Reasons for Judgement of the Honourable Mr. Justice Berger on the Matter of the Land Registry Act – And an Application for Approval of a Proposed Subdivision by Cleveland Holdings Ltd. Supreme Court of British Columbia.

- Blyth, H.E. and Rutter, N.W. 1993a. Surficial Geology of the Duncan Area. NTS 92B/13. 1:50,000. BC Geological Survey, Open File 1993-27. BC Ministry of Energy, Mines and Petroleum Resources, Victoria, BC.
- Blyth, H.E. and Rutter, N.W. 1993b. Quaternary Geology of Southeastern Vancouver Island and Gulf Islands (92B/5, 6, 11, 12, 13 and 14). *In* Geological Fieldwork 1992. *Edited by* B. Grant and J.M. Newell. BC Ministry of Energy, Mines and Petroleum Resources, Victoria, BC.
- Canadian Hydrographic Service. 2021. Chemainus – 07455. Available from <https://www.qc.dfo-mpo.gc.ca/tides/en/stations/07455>. [accessed 11 August 2021].
- Cave, P.W. 1992, revised 1993. Hazard Acceptability Thresholds for Development Approvals by Local Government, *Geological Hazards Workshop '91*, BC Geological Survey Branch, Victoria, BC, Canada, Open File 1992-15: 15-26.
- Clague, J. 1981. Late Quaternary Geology and Geochronology of British Columbia. Part 2: Summary and Discussion of Radiocarbon-Dated Quaternary History. Geological Survey of Canada, Ottawa, ON.
- Coastal and Oceans Resources. 2021. ShoreZone. Available from <https://mcori.maps.arcgis.com/apps/Viewer/index.html?appid=c76377500f814914ad90149f229d4d66>. [accessed 13 August 2021].
- Cowichan Valley Regional District [CVRD]. 2017. Climate Projections for the Cowichan Valley Regional District. Cowichan Valley Regional District, Duncan, BC.
- Cowichan Valley Regional District [CVRD]. 2019a. Hazard Acceptability Thresholds for Development Approvals. Cowichan Valley Regional District, Duncan, BC.
- Cowichan Valley Regional District [CVRD]. 2019b. Natural Hazard Risk Tolerance Policy. Cowichan Valley Regional District, Duncan, BC.
- Cruden, D.M., Tedder, K.H. and Thomson, S. 1989. Setbacks from the crests of slopes along the North Saskatchewan River. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 64-70.
- Cui, Y., Miller, D, Schiarizza, P. and Diakow, L.J. 2017. British Columbia Digital Geology. Available from <https://www2.gov.bc.ca/gov/content/industry/mineral-exploration-mining/british-columbia-geological-survey/geology/bcdigitalgeology>. [accessed 12 August 2021].
- District of Squamish. 2017. Terms of Reference for Natural Hazard and/or Risk Assessments. District of Squamish, Squamish, BC.
- ERM. 1998. Landslides and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines. GEO Report No. 75. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, Hong Kong.
- Fraser Valley Regional District [FVRD]. 2020. Hazard Acceptability Thresholds. Fraser Valley Regional District, Chilliwack, BC.
- FrontCounter BC. 2021. Well Search. Available from <https://apps.nrs.gov.bc.ca/gwells/>. [accessed 23 August 2021].

- Government of Canada. 2021. Historical [Climate] Data. Available from [https://climate.weather.gc.ca/historical\\_data/search\\_historic\\_data\\_e.html](https://climate.weather.gc.ca/historical_data/search_historic_data_e.html). [accessed 23 August 2021].
- Guthrie, R.G.H. 2005. Geomorphology of Vancouver Island. British Columbia Ministry of Environment, Nanaimo, BC.
- Hall, J., Gill, S., Obeysekera, W., Sweet, W., Knuuti, K. and Marburger, J. 2016. Regional Sea Level Scenarios for Coastal Risk Management: Managing the Uncertainty of Future Sea Level Change and Extreme Water Levels for Department of Defense Coastal Sites Worldwide. U.S. Department of Defense, Strategic Environmental Research and Development Program, Alexandria, VA.
- Halstead, E.C. 1966. Surficial Geology Duncan British Columbia. Map 14. Survey Mapping Branch, Geological Survey of Canada, Ottawa, ON.
- Heim, A. 1932. Landslides and Human Lives (Bergsturz and Menschenleben): Translated by N. Skermer. Bi-Tech Publishers, Vancouver, BC.
- Kottek, M. Grieser, J. Beck., C., Rudolf, B. and Rubel, F. 2006. World Map of the Koppen-Geiger Climate Classification Updated. *Meteorologische Zeitschrift*, 15(3): 259-263.
- Manson, G.K., Couture, N.J. and James, T.S. 2019. CanCoast 2.0: Data and Indices to Describe the Sensitivity of Canada's Marine Coasts to Changing Climate. Geological Survey of Canada, Open File 8551. Natural Resources Canada.
- Massey, N.W., Friday, S.J., Tercier, P.E., and Potter, T.E. 1991. Geology of the Duncan Area. NTS 92B/13. 1:50,000. BC Geological Survey, Geoscience Map 1991-3. BC Ministry of Energy, Mines and Petroleum Resources, Victoria, BC.
- Ministry of Forests, Lands, Natural Resources Operations and Rural Development [MFLNRORD]. 2018. Flood Hazard Area Land Use Management Guidelines. Government of British Columbia. Northwest Hydraulic Consultants. 2019. Risk Assessment of Floodplains and Coastal Sea Level Rise: Strategic Climate Risk Assessment for the Cowichan Valley Regional District. Cowichan Valley Regional District, Duncan, BC.
- Rideau Valley Conservation Authority [RVCA]. 2022. Landslide Hazard and Risk Assessment – Requirement Letter. Rideau Valley Conservation Authority, Manotick, ON.
- Yorath, C. 2015. *The Geology of Southern Vancouver Island*. Harbour Publishing, Madeira Park, BC.

# Informing zoning ordinance decision-making with the aid of probabilistic debris flow modeling

Kyla Grasso<sup>1</sup>, Thad Wasklewicz<sup>2</sup> & Misun Hur<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Stantec Consulting Services, Inc., San Bernardino, California, USA

<sup>2</sup>Stantec Consulting Services, Inc., Fort Collins, Colorado, USA

<sup>3</sup>East Carolina University, Greenville, North Carolina, USA



## ABSTRACT

Globally, population and infrastructure continue to grow in the Wildland Urban Interface (WUI) despite the recognition of wildfire and secondary geohazards (i.e. - landslides, debris flows, flooding). In urban and rural settings, expansion into the WUI is the result of a need for space, the subsequent development of cheap marginalized land or, paradoxically, the development of expensive and highly desirable land. As development continues, updated zoning ordinances that reflect the dynamic environment can reduce the risks associated with wildfire and debris flow hazards. Here, we focus on the growing issue of debris flows in the USA. We integrate two case studies from our recent work to illustrate a new approach to developing zoning ordinance boundaries that can reduce debris flow hazards to communities and infrastructure. The case studies use historical data, field observations, and debris flow modeling to provide new information on the hazard in space and time that can be used to define development or prospective development areas prone to debris flows in the WUI. The results provide definitive data for establishing zoning ordinances where debris flow hazards exist, and data that is useful to mitigate these hazards. These diverse case studies show the broader applicability of this approach in locations where the WUI encroaches on steep, fire- and debris flow-prone terrain is highlighted in the case studies. Results and recommendations from this work can ultimately lead to the development of safer and more resilient communities.

À l'échelle mondiale, la population et les infrastructures continuent de croître dans les interfaces habitat-forêt (IHF) malgré la reconnaissance des feux de forêt et des géorisques secondaires (c'est-à-dire les glissements de terrain, en particulier les coulées de débris, ainsi que les inondations). En milieu urbain et rural, l'expansion dans les IHF est le résultat d'un besoin d'espace, le développement ultérieur de terres marginalisées bon marché ou, paradoxalement, le développement de terres dispendieuses et très désirables. Au fur et à mesure que le développement se poursuit, la mise à jour d'ordonnances de zonage reflétant la présence d'environnements dynamiques peut réduire les risques associés aux feux de forêt et aux coulées de débris. Dans cet article nous nous concentrons sur le problème grandissant des coulées de débris aux États-Unis. Nous intégrons les données issues de deux études de cas afin d'illustrer une nouvelle approche d'élaboration des limites de zonage qui peuvent contribuer à réduire les risques de coulée de débris pour les communautés et les infrastructures. Ces études de cas reposent sur des données historiques, des observations sur le terrain ainsi que sur la modélisation de coulées de débris afin de fournir de nouvelles informations pouvant être utilisées afin de définir les zones potentiellement exposées aux coulées de débris dans les IHF. Les résultats fournissent des données définitives pour établir des ordonnances de zonage là où des risques de coulée de débris existent, et des données utiles afin d'atténuer ces risques. Ces diverses études de cas démontrent l'applicabilité plus large de cette approche dans les endroits où les IHF empiètent sur des terrains escarpés sujets aux incendies et aux coulées de débris. Au final, les résultats et recommandations de ces études contribuent au développement de communautés plus sûres et plus résilientes.

## 1 INTRODUCTION

The wildland-urban interface (WUI) has been defined as the area occupied by housing and infrastructure near and within wildland vegetation (grasslands, shrubs, and forests) and an area where wildfires may ignite homes (Radeloff, et al., 2018). Where urban sprawl extends to the WUI, the potential impact of wildfires on infrastructure and communities increases (Radeloff, et al., 2018). The number of publications devoted to the WUI, and wildfire activity has increased exponentially since the 1990s (Bento-Goncalves & Vieira, 2020).

While wildfires result in direct hazard to infrastructure and communities, secondary hazards including flooding, erosion, and debris flows often take place in recently burned areas as the landscape adjusts to post-wildfire conditions and certain thresholds are reached that initiate

debris flows. The risk of secondary hazards such as these increases after wildfires because of destabilization of soil and surface material, deforestation and removal of low-lying vegetation, changes in chemical and physical properties of soil, and other factors (Shakesby & Doerr, 2006).

Zoning and building ordinances can reduce the risk and impact of debris flow and other geohazards activity in areas prone to wildfire and post-wildfire geohazards (Jakob, 2005). Here, we present a general approach for debris flow modeling and discuss two post-wildfire case studies.

### 1.1 DISASTER PLANNING CONTEXT

Disaster planning for natural hazards, whether flooding, earthquakes, hurricanes, landslide, or debris flow hazards, depends on land use planning to reduce the potential



exposure to, and the losses from, these events. Local governments must adopt plans required by the United States' Disaster Mitigation Act of 2000 to be eligible for federal disaster funds to protect against the hazards (Lyles, Berke, & Smith, 2014). However, standard practices for addressing these hazards are often limited by emergency response capacity, education efforts, or other factors rather than comprehensive planning regulations (Lyles, Berke, & Smith, 2014; Mockrin, Fischler, & Stewart, 2020; Mockrin, Fishler, & Stewart, 2018).

Disaster planning for wildfire has been treated differently. The federal government encourages wildfire mitigation efforts through the Community Wildfire Protection Plans (CWPPs), emphasizing forest conditions and wildland fuel treatments (Ge & Lindell, 2016). Land use planning to reduce wildfire risk is not federally mandated (Muller & Schulte, 2011; Mockrin, Fischler, & Stewart, 2020); thus, much of the responsibilities lay on local governments and communities. However, the research found local government disinterests, ignorance, and public objections to pursue land use planning due to the limited capacity of their planning agencies, political influence, and economic impacts (Ge & Lindell, 2016; Mockrin, Radeloff, Stewart, Steel, & Hammer, 2020).

Some regulatory efforts are not realistic in rural or urban fringe areas (Muller & Schulte, 2011). One longitudinal study showed the informal efforts by individual homeowners instead of formal actions or policies (Labossiere & McGee, 2017). The Fire-Adapted Communities effort (<https://fireadapted.org/>) is another convincing community project that emphasizes citizens' education and empowerment to create communities which are ecologically functional while minimizing risks to human lives and property (Schumann, et al., 2020).

Although wildfire losses in the U.S. have been detrimental in response to the recent higher frequency and larger magnitude wildfires (Westerling, Hidalgo, Cayan, & Swetnam, 2006), there is scarce planning literature about the potential risks. Post-fire debris flows and floods following intense rainstorms are hardly addressed in planning literature, especially in the U.S. context. Studies examine the risk assessments (Kean, et al., 2019) and the community vulnerability from the 2018 debris flows in Montecito, California (Goto, Gray, Keller, & Clarke, 2020; Goto, Gray, Keller, & Clarke, 2021). The research identifies the lack of public understanding of debris flow risks and local authorities' failure to educate the community before the event. A long search for proactive prevention actions in the planning and response decision-making process has been discussed for increased safety of the public and emergency responders (Cannon, Boldt, Laber, Kean, & Staley, 2011; Chester & Li, 2020; Cydzik, 2019; Kean, et al., 2019; Serra-Llobet, Radke, Kondolf, & Lindbergh, 2021). However, there are no formal regulatory planning actions to address the risks fundamentally. Cydzik (2019) has posited that the best approach to reducing the loss of life and property is to avoid the hazard in the first place. Society can avoid these hazards, but as the literature states there is a general reluctance to act on methods and use evidence-based knowledge in land-use planning.

## 2 METHODS

DebrisFlow Predictor (DFP) is an agent-based probabilistic model (Guthrie & Befus, 2021; Guthrie R. H., Deadman, Cabrera, & Evans, 2008), to determine the probability of a debris flow occupying portions of the landscape downslope of the initiation. DFP is landslide runout software that, at its root, predicts landslide travel paths, and erosion and deposition along those paths. DebrisFlow Predictor was originally conceived to answer questions about the magnitude-frequency characteristics of open slope debris flows and debris avalanches (Guthrie & Befus, 2021; Crescenzo, Pecoraro, Calvello, & Guthrie, 2021). The program requires limited inputs and provides both visualization and analytic capabilities (Guthrie & Befus, 2020a, 2020b).

DebrisFlow Predictor is calibrated using data from historical debris flows within the study area. In most instances, these include debris flow volume, runout, deposition area, scour depth, initiation point, and mapping data. Documented debris flows within the study area provide initial input data for DFP model calibration and modeling scenario setup. Modeling parameters are adjusted in DFP until the model output reflects documented debris flow conditions from the study area.

Once calibrated, multiple DFP modeling scenarios incorporating varying debris flow initiation points (number, location, and size) are executed. Model looping allows individual scenarios to be run multiple times, producing a range of probabilistic outputs for potential debris flow runout distance, depth of cover, depth of scour, and area of influence for each scenario.

## 3 CASE STUDIES

The case studies presented include North Ogden, Utah, and Larimer County, Colorado, USA. Each of these locations have experienced historical debris flow activity, are undergoing population expansion along the WUI, and could benefit from zoning and building ordinances that are data-driven and designed to reduce and mitigate the impacts of potential debris flow and other geohazards on communities.

### 3.1 NORTH OGDEN, UTAH, USA

North Ogden, a small city with approximately 20,000 residents, is located along the western boundary of the Wasatch Range in northern Utah. The steep valleys and mountains of the range, coupled with seasonal variation in precipitation and the presence of the Wasatch fault, result in a local landscape prone to earthquake, flood, rockfall, and debris flow hazards. Recent and planned (future) urban growth in along the range front has resulted in infrastructure and community development at the wildland urban interface.

Urban growth has resulted in investment in debris flow mitigation infrastructure, including the construction of debris flow channels, berms, and basins along the WUI as communities push closer to the mountains east of the city.

### 3.1.1 Historic Debris Flows

Historic debris flows originating from canyons east of North Ogden have impacted homes and infrastructure in the city. In 1991, a debris flow originating from an unnamed canyon resulted in damage to homes and infrastructure in the Cameron Cove neighborhood of North Ogden (Mulvey & Lowe, 1991).

Recent work by Stantec has revealed that communities and infrastructure in the city remain in the pathway of potential debris flows from this and other canyons of the Wasatch Range.

### 3.1.2 Project Approach and Results

We modeled probabilistic debris flow runout pathways using publicly available LiDAR data (Utah Automated Geographic Reference Center, 2011), Stantec's DebrisFlow Predictor, and data on the 1991 Cameron Cove debris flow from Mulvey and Lowe (1991). A LiDAR-based hillshade model was created in ArcMap 10.8.1 software and provides the backdrop for debris flow modeling and visualization for this project. A map and data from the Cameron Cove Subdivision debris flow were used to calibrate the DFP model to closely match the debris flow runout pathway, erosion, and deposition conditions produced by the event (Mulvey & Lowe, 1991). The DFP model parameters were further refined after review of historical aerial imagery (Google, Inc., 2021). Figure 1 shows the calibrated single run DFP output, in blue, over the debris flow path mapped by Mulvey and Lowe (1992), in red. DebrisFlow Predictor input parameters are adjusted during the calibration until the model results match documented conditions for historic debris flows as closely as possible, reflecting the conditions of the local field area.

Debris flow initiation points were chosen based on geomorphological characteristics interpreted from LiDAR and aerial imagery data, and review of relevant scientific literature. Model outputs from DFP were then draped over the hillshade model and areas where urban growth may intersect with potential debris flow pathways were identified.

After calibrating the DFP input parameters, 50-run and 500-run models were generated using the same initiation points and calibration parameters as the single-run model. The outputs generated were draped over the hillshade model and aerial imagery to assess where debris flow pathways might intersect with urban growth at the WUI (Figure 2).

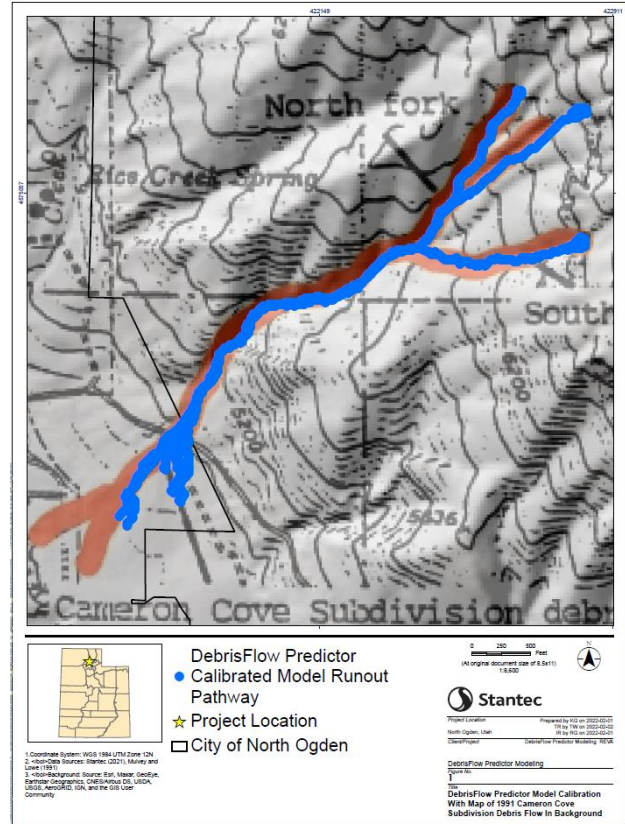
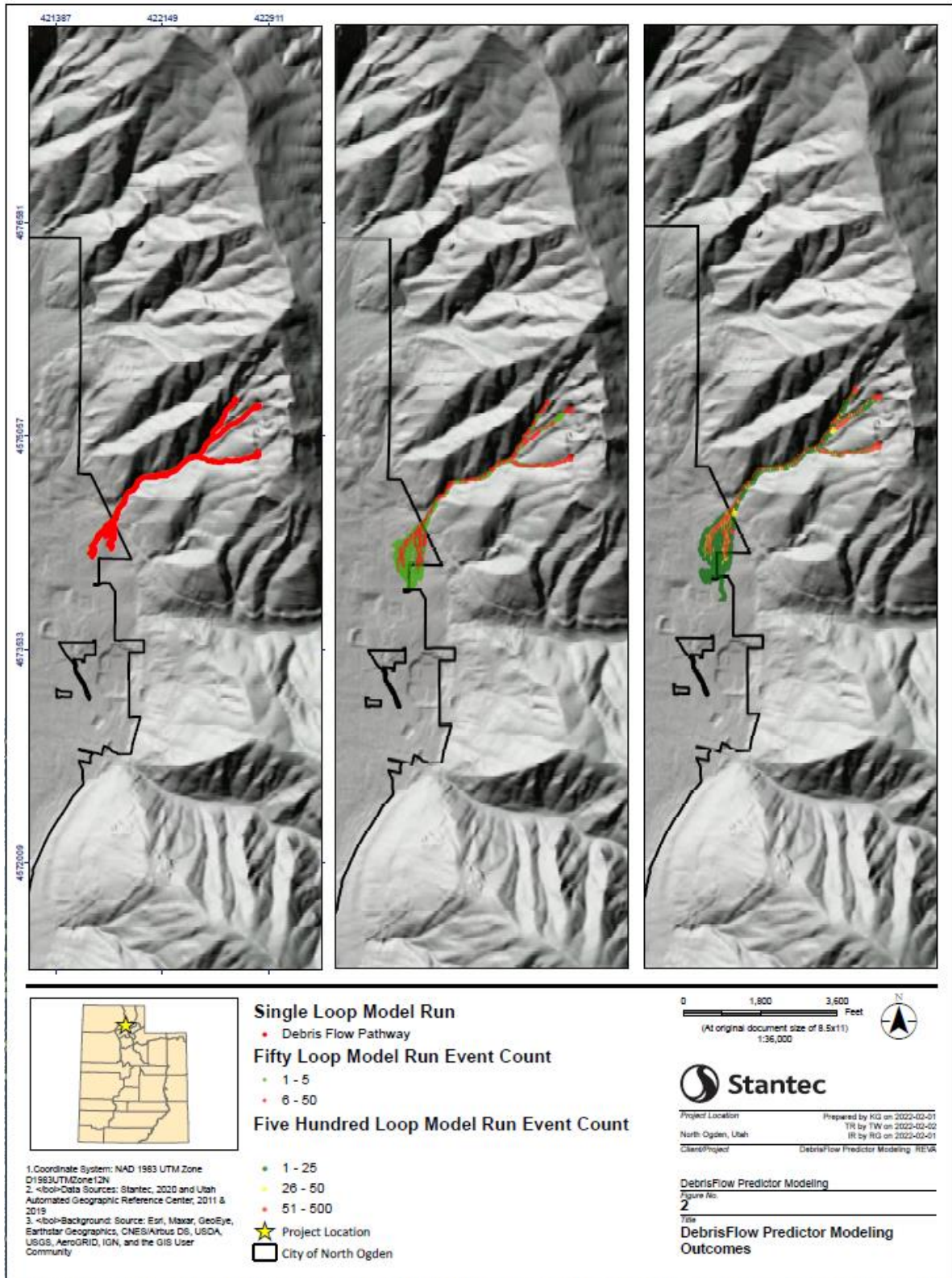


Figure 64. DebrisFlow Predictor calibration (blue) and map of the 1991 Cameron Cove Subdivision debris flow path (red) (modified from Mulvey & Lowe, 1992). Note: historical aerial imagery indicates that the 1991 event did not run out to the west as far as indicated by Mulvey and Lowe (1992).



Disclaimer: This document has been prepared based on information provided by others as cited in the Notes section. Stantec has not verified the accuracy and/or completeness of this information and shall not be responsible for any errors or omissions which may be incorporated herein as a result. Stantec assumes no responsibility for data supplied in electronic format, and the recipient accepts full responsibility for verifying the accuracy and completeness of the data.

Figure 65. Single (A), 50-loop (B), and 500-loop (C) DFP results. In multi-run models, red and yellow points indicate a high number of debris flow events are likely to intersect a location and green indicates a low number.

### 3.1.3 Discussion

This project indicates that urban growth along the WUI near the site of the Cameron Cove Subdivision debris flow is taking place within the probabilistic pathway of potential debris flows, and that a debris flow is more likely to impact the southern half of the existing debris flow fan at this location if an event like the 1991 Cameron Cove Subdivision debris flow take place. Other, similarly steep canyons with geomorphic evidence of past debris flow activity (e.g., fan complexes, debris flow channels and levees) extend from the Wasatch Range to the WUI in North Ogden and other cities in the area.

Coupling probabilistic debris flow runout modeling with information from aerial imagery, digital elevation models, and historical debris flows improves our understanding of debris flow hazards along the WUI. In the North Ogden area, applying debris flow hazard modeling to land use planning, city zoning, and community development could help reduce the potential exposure to, and losses from, debris flow events.

## 3.2 LARIMER, COLORADO

The Cameron Peak Fire was reported on Thursday, August 13, 2020, and ceased on December 2, 2020. A total of 84,544 hectares in steep, rugged terrain burned in the fire. Extreme warm temperatures, low humidity, rough terrain, and winds that exceeded 113 kph and a large number of beetle-kill trees and the drought-stricken Ponderosa Pine, Engelmann Spruce and mixed conifer stands all led to the large fire.

Forest canopy and ground cover were reduced or eliminated during the fire and the fire altered the soil structure (BAER, 2020). Vegetation loss reduced rainfall interception and soil infiltration capacity while increasing runoff volumes compared to discharges prior to the wildfire. Burn severity and soil hydrophobicity dictates runoff in the steeper drainages and varies dependent on the rainfall intensity (among other factors).

Hydrophobicity was highly inconsistent across the Cameron Peak Fire (BAER, 2020). Estimated hydrophobicity across the site was 55% of the total fire area (46,499 hectares). Intense rainfall within watersheds could produce debris floods (higher water to ash, sediment, and woody debris concentrations) and debris flows (lower water to sediment/woody debris ratio).

### 3.2.1 Project Results

The modeled results indicate 44 homes could be impacted by the debris flows should debris flow thresholds be exceeded. Houses near the apex and middle portions of the alluvial fans had the highest probability of being impacted by a debris flow as identified from 500 debris flow simulations. Houses within the flow pathway near the

middle and lower portions of the alluvial fans also had a high probability of being impacted by debris flows. Flow depths recorded in the modeling exercises showed houses in fan apex as well as the mid-fan section could be impacted by depths of 60-80 cm on average, but maximum flow deposition could be more than 1.5m. This magnitude of deposit indicates debris flow depths would be higher than 1.5 m, which would cause damage to houses found in these fan locations (Ciurean R. L., et al., 2017). The Black Hollow Road debris flow also exhibited large wood debris transport that further increased the load and impact of debris flow. A total of five homes were destroyed in the Black Hollow Road debris flow.

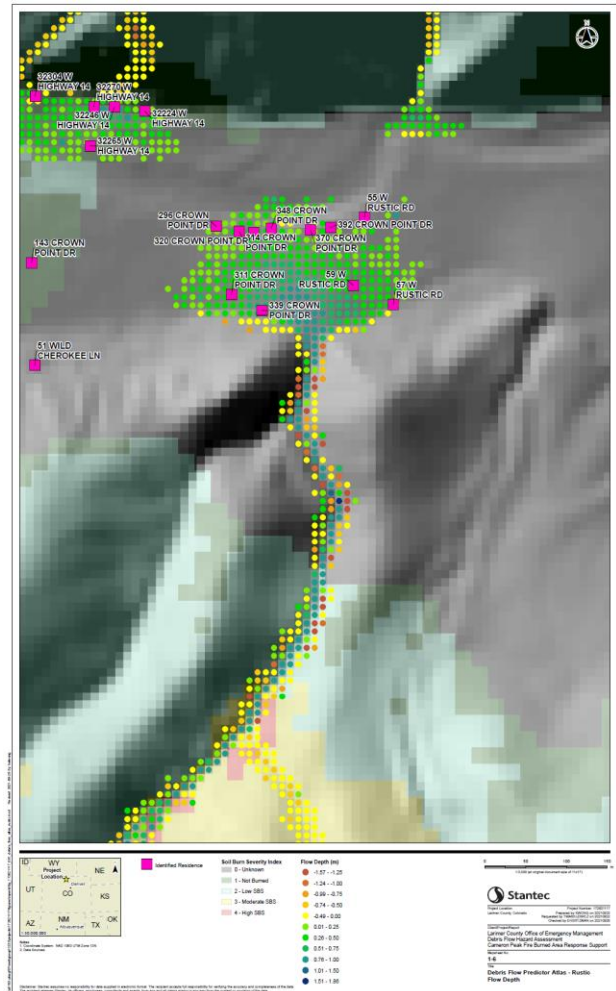


Figure 66. Flow depths from modeling of Cameron Peak Fire near Rustic, Colorado, USA.

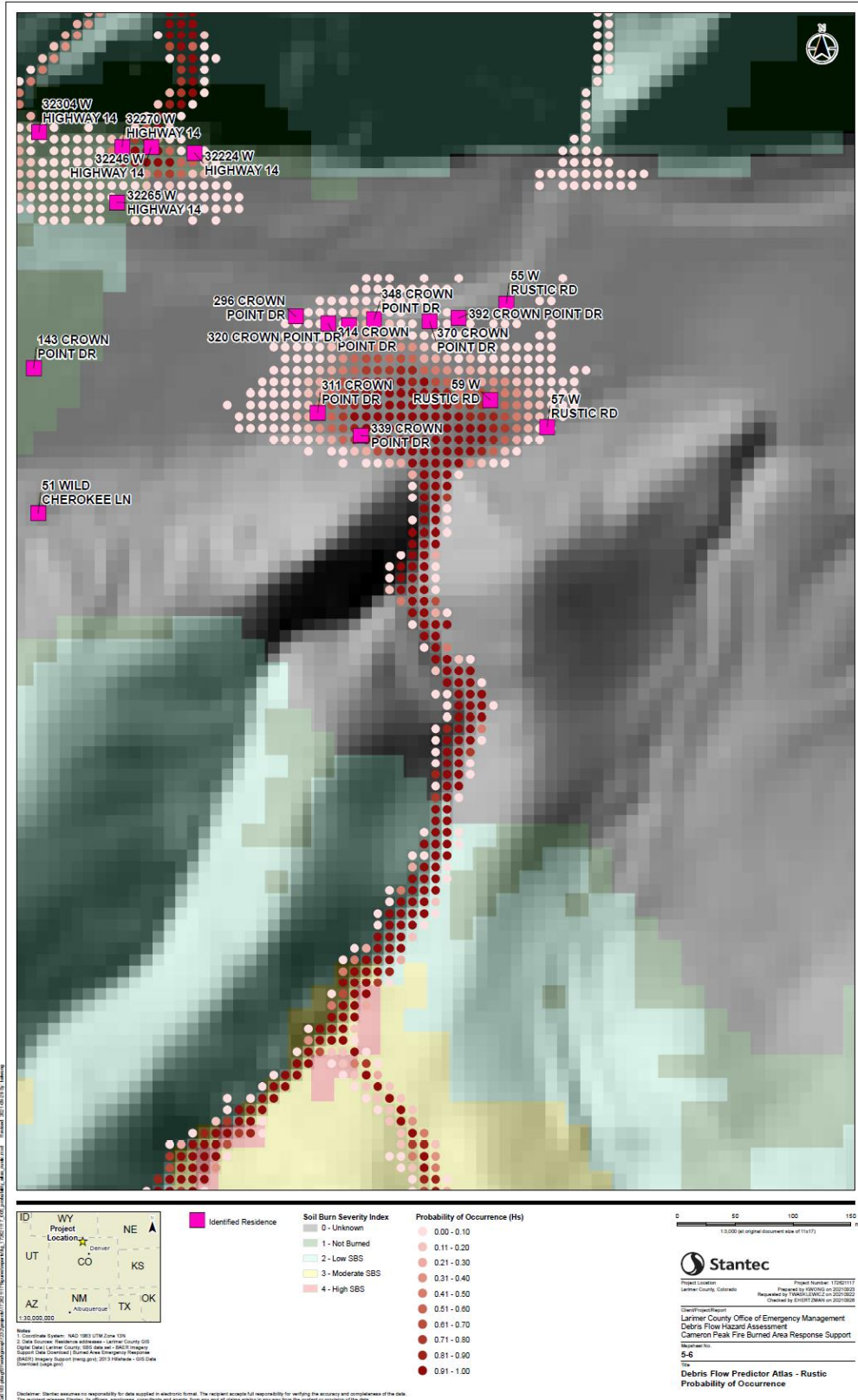


Figure 67. Probability of occurrence from modeling at Cameron Peak Fire near Rustic, Colorado.

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

Probabilistic debris flow modeling coupled with aerial imagery and data from historic and prehistoric debris flow activity, where available, provides an efficient and effective means for assessing debris flow hazards within existing developments and consideration of future zoning for development. This approach helps identify areas prone to debris flow hazard, sites where additional field data collection is warranted, and can help delineate where land use planning and zoning ordinances may help reduce debris flow hazard risk to infrastructure and communities.

The ability to provide this evidence-based information can inform development in the WUI. We are not inferring that building should not take place within these areas. Instead, our case studies identify locations where development should not occur, areas that could be developed with the proper debris flow mitigation in place, and others where development would have a very low chance of being impacted. Rural areas, like the Colorado example, may not have expertise within local offices to recognize the risks associated with their development decisions. Results like those identified in the case studies presented herein could provide solid underpinnings for zoning and ordinance decision making both before and after areas along the WUI are developed. Prior to development, debris flow modeling can help identify areas prone to geohazards and inform zoning decisions which can help limit the impacts of potential hazards if they take place. After development, this information could be used to inform rebuilding ordinances. Results from the model simulations can also provide valuable information to educate citizens about the hazard and any mitigation built to address the hazard. The data informing these types of decisions could also be conveyed to property developers and owners, and assist with informing local communities about preparing for and responding to debris flow events.

While DebrisFlow Predictor does not predict the probability of debris flow event initiation, it does provide a probabilistic assessment of debris flow pathways, depth of erosion, and depth of cover if an event were to take place in a given location. These data are useful in developing more proactive approaches to managing communities in the WUI.

#### 5 REFERENCES

- BAER. (2020). *Cameron Peak Fire Forest Service Burned Area Emergency Response Executive Summary Arapaho Roosevelt National Forest December 15, 2020*. US Forest Service.
- Bento-Goncalves, A., & Vieira, A. (2020). Wildfires in the wildland-urban interface: Key concepts and evaluation methodologies. *Science of the Total Environment*, 12. Retrieved from <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.135592>
- Cannon, S. H., Boldt, E. M., Laber, J. L., Kean, J. W., & Staley, D. M. (2011). Rainfall intensity-duration thresholds for postfire debris-flow emergency-response planning. *Natural Hazards*, 59, 209-236.
- Chester, M. V., & Li, R. (2020). *Vulnerability of California Roadways to Post-Wildfire Debris Flow*. ITS Reports, University of California, Office of the President.
- Ciurean, R. L., Hussin, H. Y., van Westen, M., Jaboyedoff, P., Nicolet, L., Chen, S., . . . Glade, T. (2017). Multi-scale debris flow vulnerability assessment and direct loss estimation fo buildings in the Easter Italian Alps. *Natural Hazards*, 85, 929-957.
- Crescenzo, L., Pecoraro, G., Calvello, M., & Guthrie, R. H. (2021). A probabilistic model for assessing debris flow propagation at regional scale: a case study in Campania region, Italy. *EGU General Assembly 2021: NH3.2 - Debris flows: Advances on mechanics, controlling factors, monitoring, modeling, and risk management*. Vienna, Austria.
- Cydzik, K. (2019). Wildfires: Planning, Response, and Recovery. *Forum on Construction Law*. American Bar Association.
- Ge, Y. G., & Lindell, M. K. (2016). County planners' perceptions of land-use planning tools fo renvironmental hazard mitigation: A survey in the U.S. Pacific states. *Environment and Planning B: Planning and Design*, 43, 716-736.
- Google, Inc. (2021). GoogleEarth.
- Goto, E. A., Gray, S., Keller, E., & Clarke, K. C. (2020). Using mixed methods to understand community vulnerability to debris flows in Montecito, CA. In F. Guzzetti, S. Mihalic Arbanas, P. Reichenbach, K. Sassa, P. T. Bobrowsky, & K. Takara (Eds.), *Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk* (pp. 435-440). Springer.
- Goto, E. A., Gray, S., Keller, E., & Clarke, K. C. (2021). Evacuation choice before and after major debris flows: The case fo Montecito, CA. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 62, 1-12.
- Guthrie, R. H., & Befus, A. (2021). DebrisFlow Predictor: an agent-based runout program for shallow landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 21, 1029-1049.
- Guthrie, R. H., Deadman, P. J., Cabrera, A. R., & Evans, S. G. (2008). Exploring the magnitude–frequency distribution: a cellular automata model for landslides. *Landslides*, 5, 151-159.
- Guthrie, R., & Befus, A. (2020a). LABS: an agent-based run-out program for shallow landslides. *Natural Hazards and Earth Systems Science*, 21, 1029-1049.
- Guthrie, R., & Befus, A. (2020b). *LABS software v1.8.1*. Calgary, Alberta, Canada: Stantec Consulting Services, Inc.
- Guthrie, R., Deadman, P., Cabrera, R. A., & Evans, S. (2008). Exploring the magnitude-frequency distription: a cellular automata model for landslides. *Landslides*, 5, 151-159.
- Jakob, M. (2005). Debris-flow hazard analysis. In M. Jakob, & O. Hungr, *Debris-flow Hazards and Related Phenomena* (pp. 411-443). Berlin: Springer Praxis Books.
- Kean, J. W., Staley, D. M., Lancaster, J. T., Bengers, F. K., Swanson, B. J., Coe, J. A., . . . Lindsay, D. N. (2019). Inundation, flow dynamics, and damage in 9 January 2018 Motecito debris-flow event, California, USA:

- Opportunities and challenges for post-wildfire risk assessment. *Geosphere*, 15(4), 1140-1162.
- Labossiere, L. M., & McGee, T. K. (2017). Innovative wildfire mitigation by municipal governments: Two case studies in Western Canada. *International Journal fo Disaster Risk Reduction*, 22, 204-210.
- Lyles, W., Berke, P., & Smith, G. (2014). A comparison of local hazard mitigation plan quality in six states, USA. *Landscape and Urban Planning*, 89-99.
- Mockrin, M. H., Fischler, H. K., & Stewart, S. I. (2020). After the fire: Perceptions of land us planning reduce wildfire risk in eight communities across the United States. *Inernational Journal fo Disaster Risk Reduction*, 45, 1-41.
- Mockrin, M. H., Fishler, H. K., & Stewart, S. I. (2018). Does wildfire open a policy window? Local government and community adaptation after fire in the United States. *Environmental Management*, 62, 210-228.
- Mockrin, M. H., Radeloff, V. C., Stewart, S. I., Steel, B., & Hammer, R. B. (2020). *Trial by Fire: Community Adaptation and Rebuilding After Catastrophic Wildfire*. Report No. JFSP Project ID: 14-2-01-6.
- Muller, B., & Schulte, S. (2011). Governing wildfire risks: What shapes county hazard mitigation programs? *Journal of Planning Education and Research*, 31(1), 60-73.
- Mulvey, W. E., & Lowe, M. (1991). *Cameron Cove Subdivision Debris Flow, North Ogden, Utah*. United States Geological Survey. Retrieved from [https://geodata.geology.utah.gov/pages/view.php?search=&k=&modal=&display=thumbs&order\\_by=field87&offset=14756&per\\_page=120&archive=0&sort=DESC&restypes=&recentdaylimit=&foredit=&ref=11145#](https://geodata.geology.utah.gov/pages/view.php?search=&k=&modal=&display=thumbs&order_by=field87&offset=14756&per_page=120&archive=0&sort=DESC&restypes=&recentdaylimit=&foredit=&ref=11145#)
- Radeloff, V. C., Helmers, D. P., Kramer, H. A., Mockrin, M. H., Alexandre, P. M., Bar-Massada, A., . . . Stewart, S. (2018). Rapid growth of the US wildland-urban interface raises wildfire risk. *Proceedings fo the National Academy of Sciences of the United States of America*, 3314-3319.
- Schumann, R. L., Mockrin, M., Syphard, A. D., Whittaker, J., Price, O., Caither, C. J., . . . Butsic, V. (2020). Wildfire recovery as a "hot moment" for creating fire-adapted communities. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 42, 1-13.
- Serra-Llobet, A., Radke, J., Kondolf, M., & Lindbergh, S. (2021). Planning for floods after fires: Lessons from the 2018 Montecito Debris Flow (California). *EGU General Assembly*.
- Shakesby, R. A., & Doerr, S. H. (2006). Wildfire as a hydrological and geomorphological agent. *Earth-Science Reviews*, 74, 269-307.
- Utah Automated Geographic Reference Center. (2011). Utah Automated Geographic Reference Center. Retrieved from <https://gis.utah.gov/>
- Westerling, A. L., Hidalgo, H. G., Cayan, D. R., & Swetnam, T. W. (2006). Warming and earlier spring increase western US forest wildfire activity. *Science*, 313(5789), 940-943.

# Using Rockyfor3D to map the zones exposed to rockfall hazard in Saint-Fabien-sur-Mer

Matteo Arnaldi, Francis Gauthier  
*Université du Québec à Rimouski, Rimouski, Québec, Canada*



## RÉSUMÉ

Une falaise imposante, de 80 mètres de haut, située sur la face nord du Pic Champlain, est perchée au-dessus du village de Saint-Fabien-sur-Mer. Deux événements de chutes de pierres majeures se sont produits en 1967 et 2017. Afin de cartographier les zones exposées, le logiciel Rockyfor3D a été utilisé pour simuler des trajectoires de chutes de pierres sur un modèle numérique d'élévation. Une analyse de sensibilité a été effectuée en faisant varier les données de rugosité et la présence ou l'absence d'arbres. Les résultats de simulations ont été analysés pour produire une carte des zones potentiellement exposées aux chutes de pierres et souligner l'importance des arbres et de la rugosité du talus en tant que barrières à la propagation des chutes de pierres. Les résultats des simulations pourront être utilisés par la municipalité régionale de comté (MRC), dans leur plan d'aménagement, pour définir une zone exposée aux chutes de pierres.

## ABSTRACT

An imposing cliff, up to 80 meters high, on the north side of Pic Champlain, hangs above a portion of the Saint-Fabien-sur-Mer village. Two major rockfall events have occurred there in 1967 and 2017. In order to map the exposed zones, the Rockyfor3D software was used to simulate rockfall trajectories on a digital elevation model of the study site. The simulations were performed including and excluding important scree slope characteristics such as slope surface roughness and forest presence. The outputs of these simulations were analyzed and compared to one another in order to obtain a map of the potential rockfall exposition zones and to highlight the importance of trees and scree slope roughness as a barrier to rockfall propagation. The results generated by these rockfall simulations will be used by the local MRC to include rockfall hazards into their land use plan.

## 1 INTRODUCTION

Rockfall is an important natural hazard that affects mountainous regions all over the world. Rockfall events are known to cause damage to public roadways, power lines and personal property (Evans and Hungr 1993, Volkwein et al. 2011). Imposing cliffs on the Pic Champlain in Bic National Park (Quebec) overlook the eastern portion of Saint-Fabien-sur-Mer. Several properties, and the road that leads to them, are potentially exposed to falling rocks from the cliffs of the Pic Champlain.

Traditional rockfall hazard mapping requires knowledge of geomorphological parameters such as the run-out distance, reach angle or energy line and the propagation zone (scree slope and outlying boulder zones) (e.g. Heim 1932, Hungr et al. 1999, Keylock and Domaas 1999, Stock et al. 2012). With the development of computer modelling in the last 25 years, new software has been developed to simulate rockfall propagation. Some of the most sophisticated simulation programs, like Rockyfor3D, stnParabel and RAMMS: Rockfall, work in GIS-based 3D environments (Dorren 2016, Caviezel et al. 2019, Noël et al. 2021). Such simulation programs need proper and representative input data. The inaccurate setting of the rockfall simulation models' parameters can lead to the over or under estimation of the rockfall propagation distances. For instance, previous work in Saint-Fabien-sur-Mer led to an overestimation of the propagation distance, likely due to the lack of precision of the digital elevation model (DEM) and the inaccuracy of the slope's roughness (Bedard 2019). This could then encourage the researchers to propose an inaccurate rockfall hazard exposition zone. Some of the most important variables to be considered

during simulations are the dimensions of the simulated rock blocks, the roughness of the scree slope (mean obstacle heights) and the presence of trees on the scree slope (e.g. Dorren et al. 2007, Noël et al. 2021). Then, an important question lies in choosing which simulation results to analyze in order to map the rockfall hazard zone: the number of passages per cell, the number of blocks deposited per cell, the probability of reach or the minimum energy line angle (Dorren 2016, Dorren et al. 2021). This research paper has three objectives: 1) mapping zones exposed to rockfall in Saint-Fabien-sur-Mer using Rockyfor3D, 2) analyzing the effect of the model's settings and input data (including surface roughness and tree presence) and 3) discussing the output data choice to define the rockfall exposition zone.

## 2 STUDY SITE

The study site is located in Eastern Canada, approximately 15 kilometers west of Rimouski, along the shores of the Saint-Lawrence River (Figure 1). Les Murailles rock cliff reaches up to 80 meters in height, 3 kilometers in length and is located on the northern face of the Pic Champlain (Figure 2). The Pic Champlain (Les Murailles fault cliff) is a dissymmetrical and faulted anticline composed of clay-rich metamorphosed sedimentary rock at the bottom and a limestone-rich conglomerate on top (Dionne 1969). The talus slope below the cliff is steep and heavily forested. Large boulders, up to 10 meters in diameter, have been deposited at the base of the talus slope by previous major rockfall events, such as the one that occurred in 1967 (Figure 2a). Several homes, part of the town of Saint-



Fabien-sur-Mer, are located just below the talus slope in the large boulder deposition zone. The road connecting this neighborhood to the rest of Saint-Fabien-sur-Mer is also exposed to rockfall, as proven by the 2017 rockfall event which brought a boulder to block the road (Figure 2b). In addition to the private property and public road that can be impacted by rockfall hazard, power lines are at risk of being damaged by falling rocks.

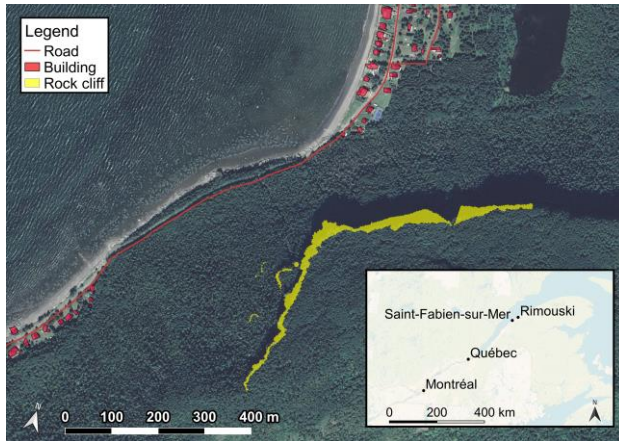


Figure 1. Location of the study site



Figure 2. 1967 rockfall event (Dionne, 1969) (a), 2017 rockfall event (TVA Nouvelles, 2017) (b) and Les Murailles fault cliff overlooking the village of Saint-Fabien-sur-Mer (Neumeier, UQAR) (c)

### 3 METHODOLOGY

Many steps were required to process the data and prepare it as input for the simulation model (Figure 3). The rockfall propagation simulation model used was Rockyfor3D (Dorren 2016). It requires 10 raster maps to describe the rock cliff (source zone) and the scree slope.

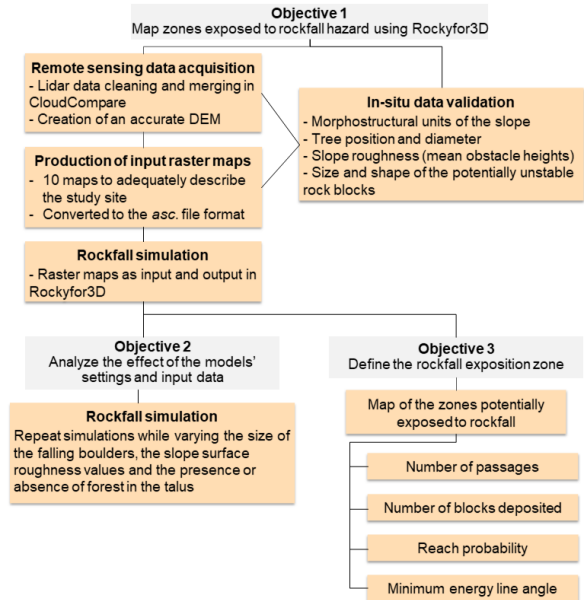


Figure 3. Methodological flowchart

#### 3.1 Data acquisition, processing and validation

Three sets of Lidar data were acquired for this project and used to create a precise 3D model of the study site. The first survey was performed using an airplane in 2013 and offers a ground resolution of 1 meter. However, the resolution of the airborne lidar survey is insufficient to adequately characterize the cliff area. A second survey was conducted, focused only on the rock source area. It was collected by drone, in 2018, with a 20 cm resolution. The drone survey also produced high-quality aerial photographs of the cliff and talus which were stitched and used to further characterize the study site. These photographs allowed us to estimate the size of some of the potentially unstable blocks on the cliff. A third survey was performed by helicopter in 2019 and offers a 15 cm resolution. The third survey drastically improved the accuracy of the 3D point cloud which was later used to produce both the DEM and the normalized surface model. The point cloud was cleaned using the *Segment* and *Filter by value* tools in CloudCompare. Our method to manually clean the point cloud allows the removal of the vegetation cover without removing large blocks that affect the slope surface roughness. that could be considered as trees by automatic algorithm. The final combined DEM shows a more detailed and realistic topography than would have been produced using only the 2013 lidar survey.

Nine additional 2 m raster maps are required to run the Rockyfor3D simulations (Dorren 2016). These include: rock density, falling block dimensions (x, y, z), falling block shape category, mean obstacle height values (70%, 20% and 10%) and soil type category. A rock density of 2650 kg/m<sup>3</sup> was used following the values cited in Sharma (1997). The dimensions and shape of the simulated falling blocks were determined by analyzing the rock cliff's three sets of discontinuities. In addition to the volume of the biggest boulders found in the deposition zone, the volume

of the boulders that detached during past major rockfall events helped choose the volumes of the simulated falling rock blocks. The mean obstacle heights were measured directly on the point cloud and validated on the field. Polygons containing similar mean obstacle heights were drawn on the digital elevation model.

*Find Individual Trees (FINT)* is a software that was used alongside Rockyfor3D to identify the position and diameter of every tree on the slope. An additional raster map, giving information on the percentage of coniferous trees in the forested areas is necessary to run the rockfall simulations. The position and diameter of the trees (at breast height) were estimated by the FINT software. The combined point cloud was used as input data and the diameter at breast height was validated on the field. The percentage of conifers was determined using aerial photographs taken by helicopter during the 2019 lidar survey and validated on the field.

A field data sheet, inspired by the one proposed by (Dorren 2016), was used to validate the raster maps first produced in the laboratory. Over 20 days of field work were necessary to validate and adjust the different input raster maps. On the scree slope, mean obstacle heights, soil types, tree diameters and tree species were recorded and grouped into polygons with similar values. On the cliff face, block dimensions and shapes were noted by studying the angles and distances between the different sets of discontinuities. The position of the rockfall starting zones and all infrastructure were also validated on the field.

### 3.2 Simulation

The simulations were performed using cubic blocks of 1 m<sup>3</sup> (the minimum volume of potentially hazardous rock blocks on the cliff), 27 m<sup>3</sup> (the volume of the 2017 rockfall event) and 729 m<sup>3</sup> (the minimum volume of the deposited boulders). The density of the rock was fixed at 2650 kg/m<sup>3</sup>. To reduce the impact of statistical abnormalities, we decided to simulate 1000 rockfalls per cell of cliff face. With exactly 3198 source cells, a total of 3 198 000 rockfall trajectories were simulated for each block size. To accurately characterize the scree slope surface roughness, 28 polygons, grouping areas of similar roughness, were drawn on the digital elevation model. The mean obstacle height values increase from the upper part of the slope towards the bottom part. The highest obstacles are in the boulder deposition zone, where the slope flattens out.

Two sensitivity analysis were performed to evaluate the effect of the scree slope roughness (mean obstacle heights) and the forest on the run-out distance, for three different block sizes. During the first sensitivity analysis, simulations using Bedard's (2019) obstacle height values were performed. To determine the mean obstacle heights, she used the 2013 lidar survey, which was processed using an algorithm that automatically eliminates the forest cover. The algorithm uses point cloud elevation difference to automatically extract the surface topography. It can however also eliminate important roughness information, such as large boulders at the bottom of the scree slope. This can result in an underestimation of the surface roughness values. The simulation results obtained from

Bedard's obstacle heights were compared to those obtained by the authors of this study.

In the second sensitivity analysis, we simply ran the simulations with, and then without, the tree cover raster maps for three different sizes of blocks. The rockfall run-out distances were compared with and without the effect of trees on the scree slope.

### 3.3 Mapping strategy

Simulations were launched for blocks of 27m<sup>3</sup> because it is the volume of the 2017 event and what seems most representative of the visible instabilities on the cliff. Trees were present and realistic surface roughness values were used. Three output maps were then analyzed with the intention of producing rockfall hazard maps. The number of blocks deposited per cell was used to draw deposition limit lines at 1 block, 10 blocks and 50 blocks. These values were chosen to represent different scenarios with different levels of probability and severity. The reach probability per cell was used to draw reach probability limit lines at 0.15%, 1.5% and 10%. Depending on the rock volume, slope roughness and type and area of forest cover, Dorren et al. (2021) found that reach probability values between 1% and 3% can be used to delineate the realistic outer range of the rockfall run-out zone. Two other lines were drawn to represent scenarios with lower and higher probabilities. The minimum energy line angle is the slope of the «line between the stopping location and the source location of a fallen block» (Dorren 2016). The minimum energy line maps produced by Rockyfor3D can also be used to map the rockfall run-out zone. The values for the bottom half of the scree slope were cropped and plotted on a histogram. Limit lines were drawn at the minimum and mean energy line angles of the histogram.

## 4 RESULTS AND DISCUSSION

### 4.1 Effect of surface roughness and trees on rockfall simulation

The sensitivity analysis performed in the context of this case study shows how important the input data and model settings are when it comes to simulating rockfall trajectories in a simulation program such as Rockyfor3D. Figure 4 shows how the slope surface roughness affects the propagation of different block sizes. The difference is notably larger for smaller blocks because the mean obstacle height in the talus surpasses 1 meter in the realistic scenario. For blocks as large as 729 m<sup>3</sup>, the slope surface roughness has less of an impact because the boulders are able to roll over most obstacles (Kirkby and Statham 1975, Statham 1976, Francou 1991, Gauthier et al. 2013). All three simulations with underestimated slope roughness values travel to approximately the same maximal distances because of the smoothness of the scree slope. However, with increasingly large rock blocks simulated, the number of passages increases at these

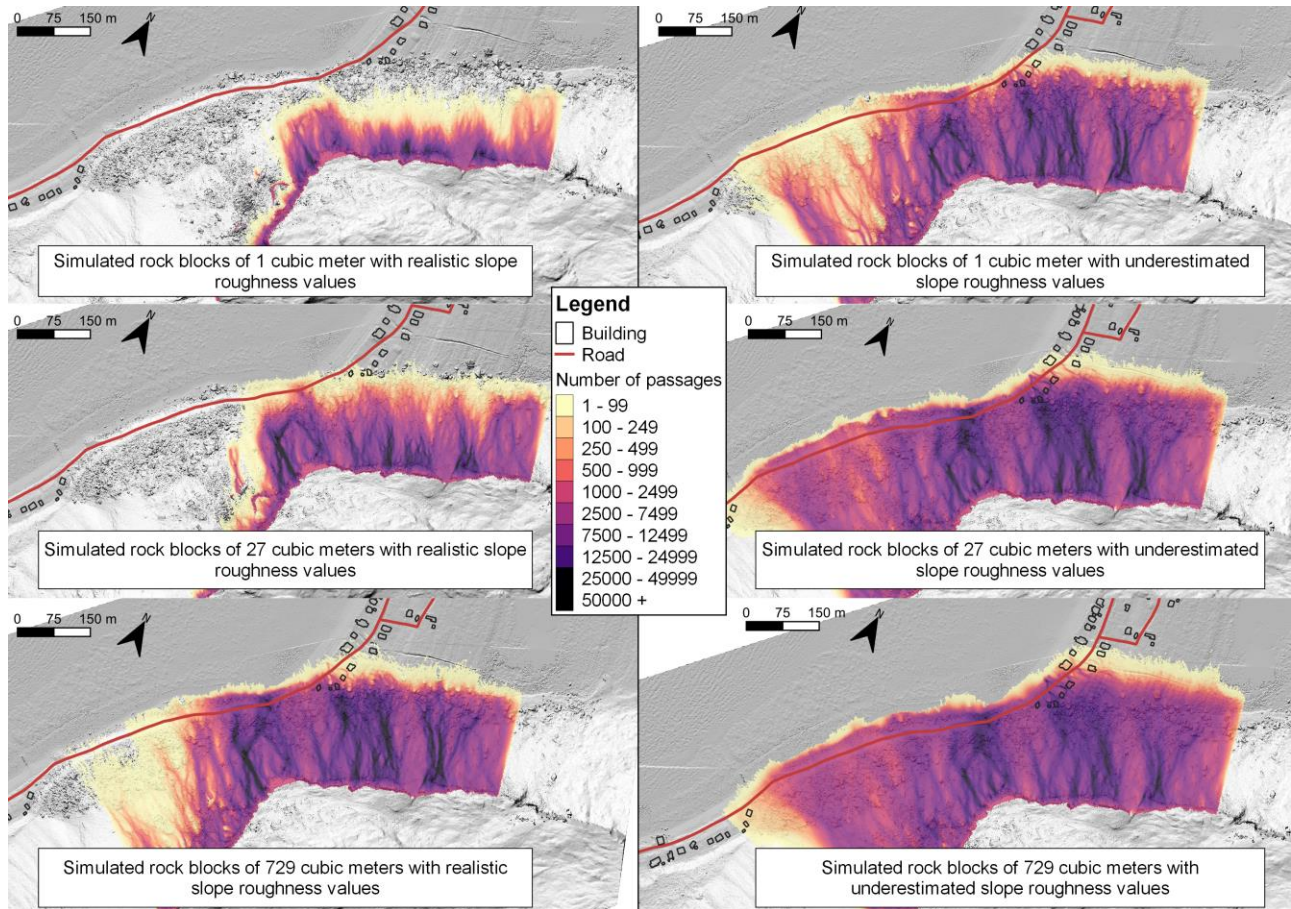


Figure 4. Number of passages per cell, with realistic and underestimated surface roughness values. Simulations ran without trees, for blocks of 1, 27 and 729 m<sup>3</sup>.

maximum distance cells. It is worth noting that the presence of water at the end of the scree slope brings the simulated boulders to a halt upon contact.

Tree presence on the scree slope has an unquestionable effect on rockfall propagation distances (Figure 5). Rockyfor3D was calibrated to simulate the effect of trees on rockfall propagation for blocks of 0.49 m<sup>3</sup> (Dorren and Berger 2006). Larger rock blocks are not deviated by trees the same way smaller blocks are. The behaviour of a simulated rockfall impact against a tree is influenced by the diameter of the tree, the height of the impact, the horizontal position of the impact on the tree and the impact angle (Dorren 2016). Noël et al. (2021) explained how the deviation of a rockfall's trajectory after impacting a tree can be overestimated for larger blocks. Simulated blocks of greater volume (such as 729 m<sup>3</sup>) can see their kinetic energy decreased by trees, but rarely will their trajectory be deviated.

#### 4.2 Simulation outputs and rockfall hazard mapping

Figures 6, 7 and 8 show potential rockfall hazard limits for different scenarios with varying levels of hazard exposure. Three different simulation outputs are presented with the

intention of proposing a realistic rockfall hazard exposition zone. Figure 6 describes the number of blocks deposited per cell for simulations with rock blocks of 27 m<sup>3</sup>. Deposition limit lines move up towards the top of the scree slope as the number of blocks increases. The advantage of this output is the mapping of the worst-case scenario with the one block line. Both the 10 and 50 block lines are statistically improbable when the total 3 198 000 simulated rockfalls are considered.

Figure 7 displays the reach probability output map and the limit lines drawn for 0.15%, 1.5% and 10%. In this case, the percentage limit lines also increase as the lines move up towards the top of the scree slope. It is worth noting that the 1 block line in Figure 6 is very close to the 0.15% line in Figure 7. The advantage of drawing these lines is to show the furthest possible distance that can be travelled by a falling rock block. The 1.5% line of reach probability has recently been validated on the field by Dorren et al. (2021) and can be used as a realistic potential rockfall zone.

The minimum energy line angle output data was used in Figure 8. The values for the bottom half of the scree slope were cropped and plotted on a histogram. Energy line angles were then drawn for the minimum (33.54°) and the mean energy line angle (40.84°) per cell (Figure 8). The minimum energy line angle produced by Rockyfor3D is a

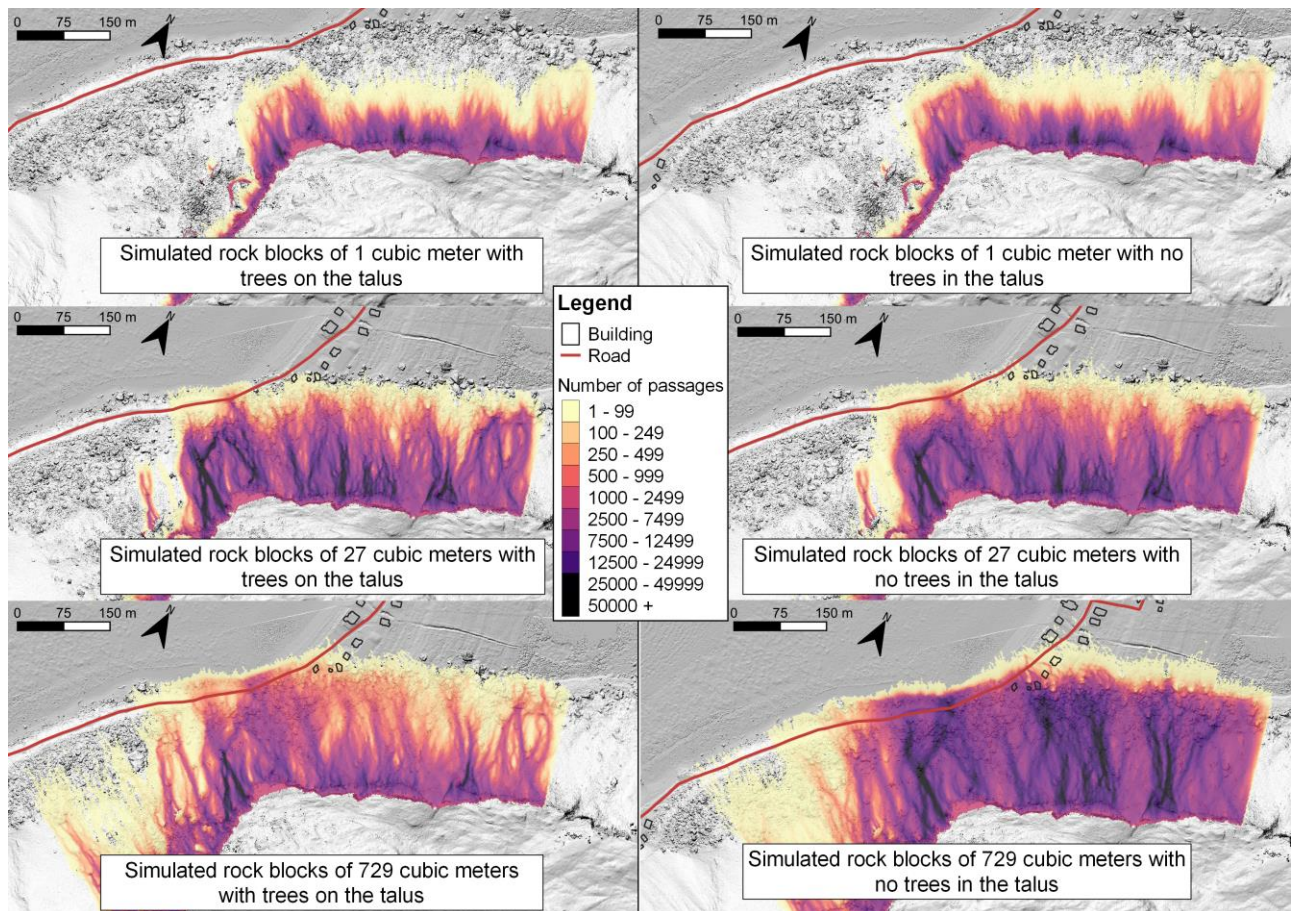


Figure 5. Number of passages per cell, with and without trees, with realistic surface roughness values, for blocks of 1, 27 and 729 m<sup>3</sup>

valid way to map zones exposed to rockfalls. Historically, starting with Heim (1932), scientists used this geomorphological approach to define zones exposed to potential rockfall. The method consists of choosing an appropriate energy line angle for a specific study site and mapping the energy line angle using the height of the source location and the horizontal distance travelled on the scree slope. The biggest disadvantage of the energy line method is that it does not consider the topography or obstacles on the talus slope.

## 5 CONCLUSION

In conclusion, potential rockfall hazard exposition limit lines were drawn for the Saint-Fabien-sur-Mer study site. Multiple Rockyfor3D simulation scenarios were executed to

highlight the importance of using accurate, field validated, input data and proper simulation settings. It was found that block size, the presence of trees and the slope surface roughness are three of the most impactful factors on rockfall runout distances. Three different output maps from Rockyfor3D were used to draw rockfall exposition lines: the number of blocks deposited, the probability of reach and the minimum energy angle. Finally, the results found in this study support the importance of not removing trees from steep mountain slopes. Forests covering steep slopes act as direct protection against falling rocks (Dorren et al. 2005). In addition to rockfall, forests also help prevent other natural hazards such as landslides, floods, and snow avalanches (Moos et al. 2018).

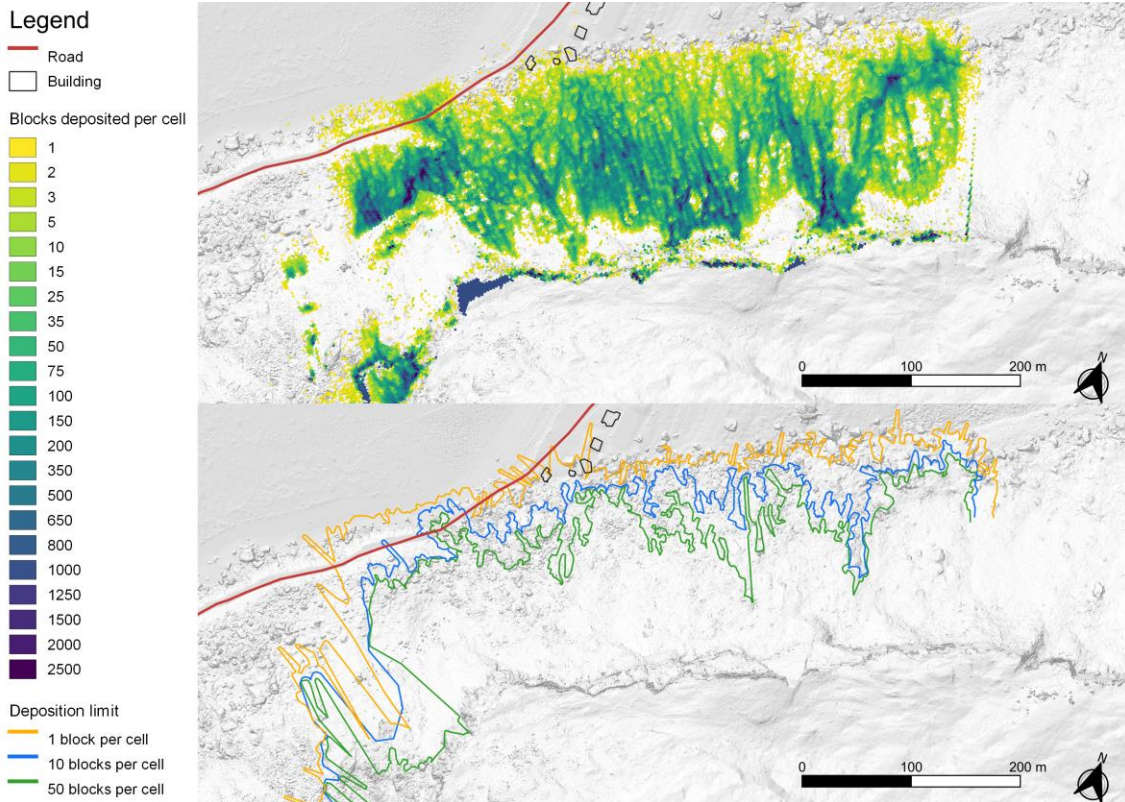


Figure 6. Number of blocks deposited per cell for blocks of 27 m<sup>3</sup> (simulations executed with realistic slope roughness values and tree presence)

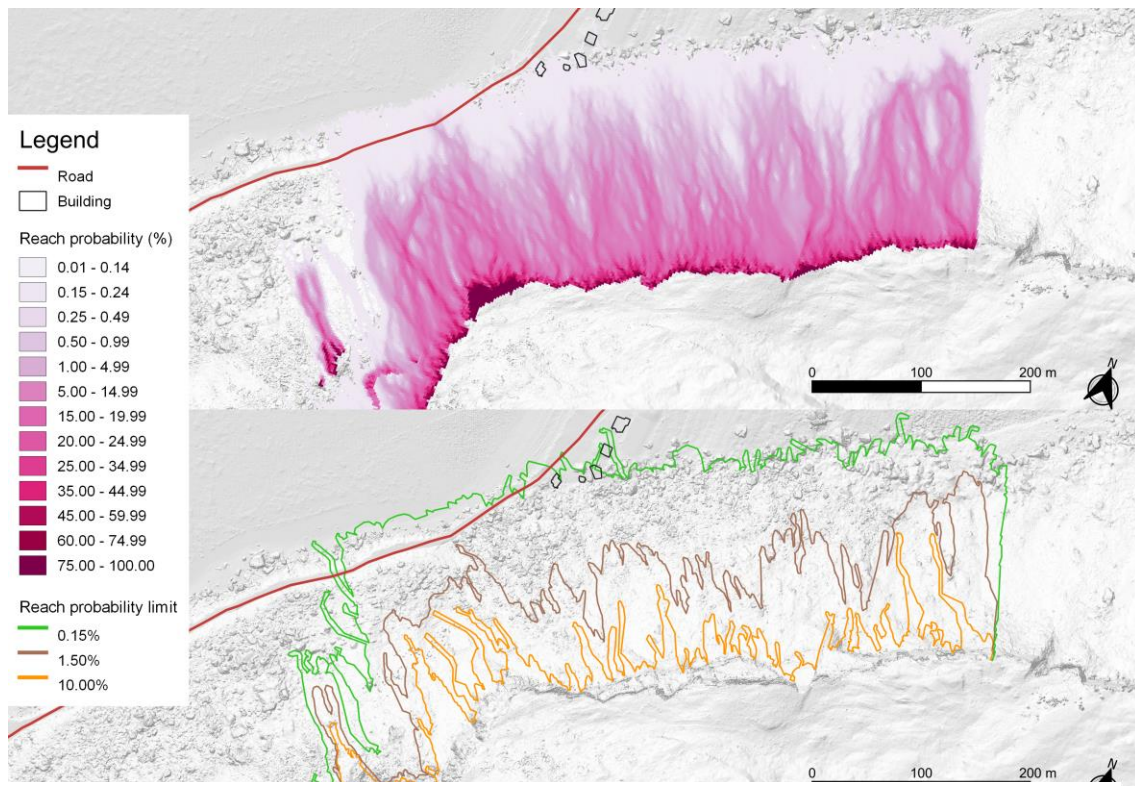


Figure 7. Reach probability per cell for blocks of 27 cubic meters (simulations executed with realistic slope roughness values and tree presence)

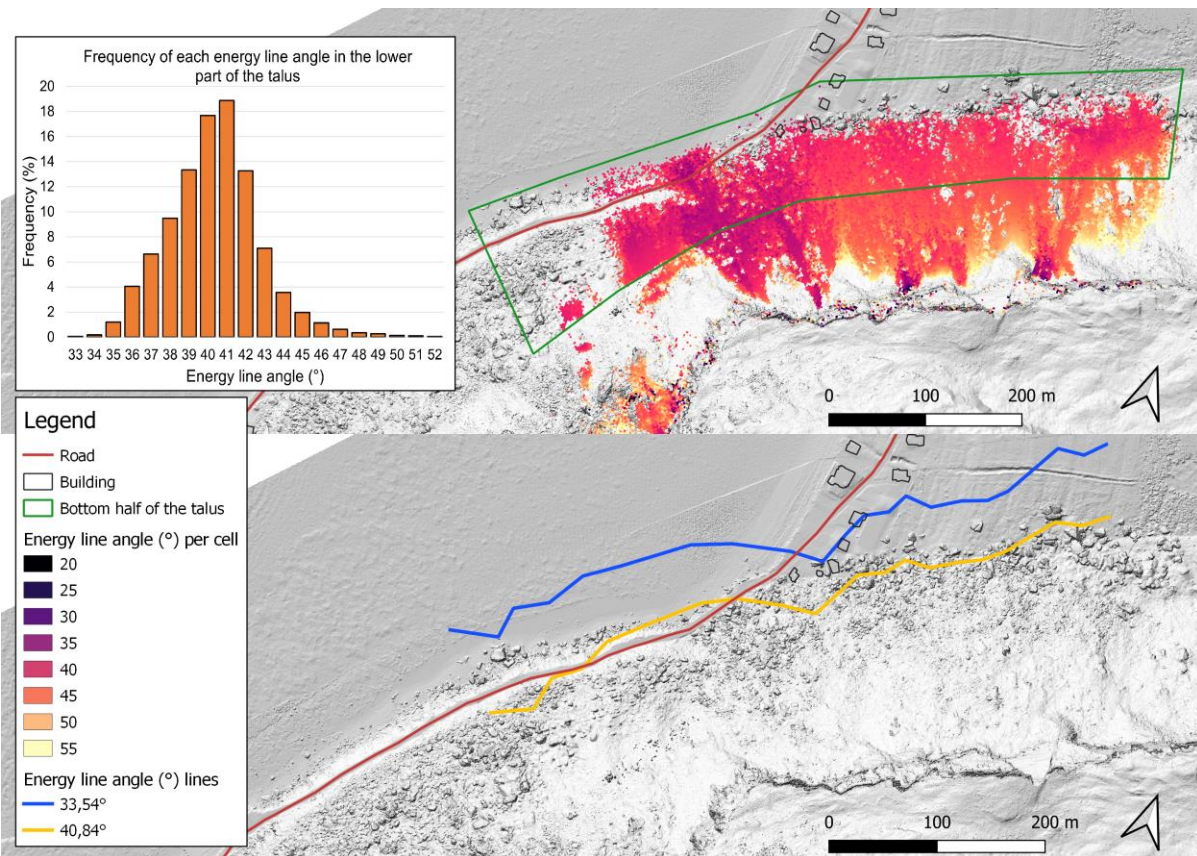


Figure 8. Minimum energy line angle per cell for blocks of 27 cubic meters (simulations executed with realistic slope roughness values and tree presence)

## 6 REFERENCES

- Bedard, A. 2019. Détermination d'une zone potentiellement exposée aux chutes de pierres à Saint-Fabien-sur-Mer. Institut National de la Recherche Scientifique.
- Caviezel, A., Lu, G., Demmel, S.E., Ringenbach, A., Bühler, Y., Christen, M., and Bartelt, P. 2019. RAMMS::ROCKFALL - a modern 3-dimensional simulation tool calibrated on real world data. 53rd U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, (June).
- Dionne, J.-C. 1969. Note sur un éboulis récent à Saint-Fabien-sur-Mer. *Revue de Géographie de Montréal*, **23**: 365–368.
- M., Stoffel, M., and Wehrli, A. 2007. State of the art in rockfall – forest interactions. *Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen*, **158**(6): 128–141. doi:10.3188/szf.2007.0128.
- Evans, S.G., and Hungr, O. 1993. The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, **30**(4): 620–636. doi:10.1139/t93-054.
- Francou, B. 1991. Pentes, Granulométrie et Mobilité des Matériaux le long d'un Talus d'Éboulis en Milieu Alpin. *Permafrost and Periglacial Processes*, **2**(3): 175–186. doi:10.1002/ppp.3430020302.
- Gauthier, F., Héту, B., and Bergeron, N. 2013. Impacts
- Dorren, L. 2016. Rockyfor3D (v5.2) revealed – Transparent description of the complete 3D rockfall model. *ecorisQ*: 1–30.
- Dorren, L., and Berger, F. 2006. Stem breakage of trees and energy dissipation during rockfall impacts. *Tree Physiology*, **26**(1): 63–71. doi:10.1093/treephys/26.1.63.
- Dorren, L., Berger, F., Bourrier, F., Eckert, N., Saroglou, C., Schwarz, M., Stoffel, M., Trappmann, D., Utelli, H.-H., and Moos, C. 2021. Delimiting rockfall runout zones using simulated reach probability maps. 5th RSS Rock Slope Symposium; 45–46.
- Dorren, L., Berger, F., Jonsson, M., Krautblatter, M., Mölk, géomorphologiques des chutes de blocs de glace sur les versants du nord de la Gaspésie (Québec, Canada). *Canadian Journal of Earth Sciences*, **50**(4): 406–422. doi:10.1139/cjes-2012-0113.
- Heim, A. 1932. *Bergsturz und Menschenleben*. Fretz & Wasmuth, Zurich.
- Hungr, O., Evans, S.G., and Hazzard, J. 1999. Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, **36**(2): 224–238. doi:10.1139/t98-106.
- Keylock, C., and Domaas, U. 1999. Evaluation of Topographic Models of Rockfall Travel Distance for

- Use in Hazard Applications. *Arctic, Antarctic, and Alpine Research*, **31**(3): 312–320. doi:10.1080/15230430.1999.12003314.
- Kirkby, A.M.J., and Statham, I. 1975. Surface Stone Movement and Scree Formation. The University of Chicago Press, **83**(3): 349–362.
- Noël, F., Cloutier, C., Jaboyedoff, M., and Locat, J. 2021. Impact-Detection Algorithm That Uses Point Clouds as Topographic Inputs for 3D Rockfall Simulations. : 1–36.
- Sharma, P.V. 1997. *Environmental and Engineering Geophysics*. Cambridge University Press.
- Statham, I. 1976. A scree slope rockfall model. *Earth Surface Processes*, **1**(1): 43–62. doi:10.1002/esp.3290010106.
- Stock, G.M., Luco, N., Collins, B.D., Harp, E.L., Reichenbach, P., Frankel, K.L., Service, N.P., Park, Y.N., Portal, E., Survey, U.S.G., and Park, M. 2012. Quantitative rock-fall hazard and risk assessment for Yosemite Valley , Yosemite National Park , California. USGS - Yosemite National Park - PhD, **30332**: 96.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L., Gerber, W., and Jaboyedoff, M. 2011. Rockfall characterisation and structural protection - A review. *Natural Hazards and Earth System Science*, **11**(9): 2617–2651. doi:10.5194/nhess-11-2617-2011.

# Susceptibility mapping for landslides in marine clays

Richard H. Guthrie<sup>1</sup>, Olivier Piraux<sup>1</sup>, Kyla Grasso<sup>2</sup> & Rajib Dey<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Stantec Consulting Ltd. Calgary, Alberta, Canada*

<sup>2</sup>*Stantec Consulting Services, Inc., San Bernardino, California, USA*

<sup>3</sup>*Kiewit Infrastructure Engineers Toronto, Ontario, Canada*



## ABSTRACT

Landslides in marine clays represent some of the most dangerous and under-recognized landslide hazards that impact communities, infrastructure, and lives in North America. From the Champlain Sea clays in Quebec and Ontario, to the quick clay flow slides in Terrace BC, and the glaciomarine clays of Maine, marine clays often result in widespread, low angle landslides (flow slides and spreads) that affect hundreds of meters of flat upland ground that was otherwise perceived to be safe. Widely known methods of landslide hazard mapping typically rely on slope steepness as a major input, however, for a hazard that results in the rapid liquefaction and loss of strength from otherwise flat terrain, a new method of hazard assessment is required. Here, we describe a method used to map 430 km of pipeline that crosses considerable portions of marine clay in Maine. We developed a decision tree to identify and rank the relative hazard of retrogressive flow slides, spreads, and rotational landslides in marine clay, ultimately identifying the 28 most hazardous km within the study area, defined as a 2-km wide corridor along the pipeline, for detailed geotechnical field assessment. We believe that this method, as presented, will be useful to others undergoing similar projects.

## RÉSUMÉ

Les glissements de terrain dans les argiles marines représentent certains des risques de glissement de terrain les plus dangereux et les plus méconnus qui affectent les communautés, les infrastructures et les populations en Amérique du Nord. Des argiles de la Mer de Champlain au Québec et en Ontario, aux coulées d'argile sensibles à Terrace en Colombie-Britannique et aux argiles glaciomarines du Maine, les argiles marines entraînent souvent des glissements à angle peu élevé (coulée argileuse et étalement) qui peuvent affecter des centaines de mètres de terrain plat en haut de talus qui autrement peuvent être perçus comme stable. Les méthodes de cartographie des zones propices aux glissements de terrain reposent généralement sur l'inclinaison des pentes comme donnée majeure. Nous décrivons ici, une méthode utilisée pour cartographier 430 km de pipeline qui traverse des portions considérables d'argiles marines au Maine. Nous avons développé un arbre de décision pour identifier et classifier le risque relatif aux glissements fortement rétrogressifs (coulée argileuse et étalement) et aux glissements rotationnels dans les argiles marines, résultant en l'identification des 28 km les plus dangereux dans la zone d'étude pour une évaluation géotechnique plus détaillée. Nous pensons que cette méthode, telle que présentée ici, sera utile à d'autres participants à des projets similaires.

## 1 INTRODUCTION

Landslides in marine clays are a common geologic and geomorphic hazard in Canada (the Champlain clays in Ontario and Quebec and marine clays in NE British Columbia), Alaska, Maine, Norway, and other regions around the world.

Landslide hazard assessments are a common higher-order mapping exercise designed to help stakeholders focus on hazards with the potential to negatively impact things that humans value (lives, infrastructure, environment).

Landslide hazard assessments in most terrains rely heavily on slope and the presence of prior landslides to help guide the expert (or program, in the case of statistical methods) towards identification of more susceptible ground. In flat-over-steep terrain, typical of the marine clay environment, these usual cues underemphasize the hazard of otherwise benign-looking terrain that can be affected by low-angle, retrogressive landslides. Further,

while the mere existence of similar landslides serves to emphasize that a problem exists but, unlike for many other landslides, it does not give clear direction as to where the next "first-time landslide" will occur. First-time landslides are widespread, appearing almost stochastic in nature, but nevertheless tend to follow a set of their own rules (Tavenas 1984, Quinn, et al. 2011, Wang, et al. 2020). Among those rules, topographic expression (relief), holds promise as a predictive variable instead of slope when combined with other criteria.

Existing studies from Quebec and Ontario include susceptibility mapping for rotational and retrogressive flow slides using weighted coefficients for morphology and geotechnical factors (Tavenas 1984, Demers, et al. 2008, Thibault, Potvin and Demers 2008, Quinn, et al. 2011). Elsewhere, low angle landslides (flow slides) are mapped in northeastern British Columbia (Geertsema and L'Heureux 2014) and Norway (L'Heureux, et al. 2011) among others.



A regional method that considers mappable features, does not rely overmuch on slope, and credibly predicts where first-time landslides may occur, may be a useful addition to the current literature.

We present herein a proposed methodology for landslide susceptibility mapping, where susceptibility constitutes the spatial component of hazard, in marine clays and provide a case study where the method was applied. The method divides terrain and hazard receptors (buildings, pipelines, roads, etc.) into areas of relative susceptibility by using a structured decision tree-based tool to rank order individual terrain units.

## 2 MAPPING METHOD

Landslide susceptibility is determined by following several key steps.

### 2.1 Preparation

The specialist conducts a landslide inventory and prepares, usually in a GIS environment, critical data for the subsequent analysis (e.g., terrain maps, surficial and bedrock geology, topography). For low-angle retrogressive landslides a LiDAR-derived bare-earth model, supplemented by visible imagery (air photographs or satellite imagery) are recommended as the primary data source for the inventory. LiDAR will also be used for the assessment of relief.

Landslides should be characterized by type, size, and where possible, activity state. Observations of recent (e.g., <5 y) movement or other signs of erosion (sometimes precursors to movement) should be identified. If available, LiDAR change detection or InSAR analysis can provide additional evidence of recent activity (or lack thereof).

The three landslide types we consider in this method, particular to weak clays, are rotational landslides, flow slides, and spreads. Each is defined below (Cruden and Varnes 1996, Hungr, et al. 2001, Hungr and Picarelli 2014).

**Rotational Slide:** Movement along a curved, upward facing, concave rupture surface, typically resulting in relatively little internal deformation. The slide movement is approximately rotational about an axis that is parallel to the ground surface and transverse across the slide. Rotational slides exhibit characteristic features such as vertical head-scarps, back-tilted blocks, internal ponds and a succession of secondary scarps. Unlike translational slides, rotational slides can be self-stabilizing when the steep driving blocks transition to passive resting blocks in the toe, or when the resisting force from the passive resting blocks exceeds the driving force of the active block in the head of the landslide. However, head-scarps also remove support along their vertical face creating new active blocks above the landslide head and causing it to retrogress into the slope along usually well-define concave rupture surface.

**Flow slide:** A rapid to extremely rapid (see Hungr and Picarelli (2014) for definitions of velocity) flow of sensitive clay without a change in water content. Flow slides exhibit a sudden extreme change (loss) of strength and may occur as a consequence of multiple retrogressive failures, or as spontaneous sheet-like liquefaction. Flow slides are

common in the quick clays of eastern Canada (Champlain clays) and in northern BC, Alaska, and Norway.

**Spread:** The lateral displacement and rotation of intact blocks of cohesive soil or rock supported by, or floating on, a layer of intensely deformed weaker material. Spreads are found on flat to very gentle slopes, where the dominant mode of movement is lateral extension accompanied by shear or tensile fractures. Spreads result because of the extension and dislocation of the soil mass above the failure surface. Spreads can be distinguished from other retrogressive landslides because of their unique geomorphologic shape, where blocks of more-or-less intact clay are often found pointing upward.

Next, the specialist identifies the receptors. Is it a linear structure that potentially intersects multiple hazards (e.g., roads, power lines, pipelines)? Terrain units? Houses, facilities, or other permanent infrastructure? Those structures are mapped in a GIS over the landslide inventory, geology (including surficial geology), and relief maps.

### 2.2 Structured Decision Process

Finally, the specialist using this methodology follows a structured decision process (Figure 68) to assign a numerical score (between 0 and 1) to a receptor based on several criteria including:

- Geology
- Topographic Expression
- Presence of Landslides
- Amount of Relief
- Observed Activity
- Distance to Receptor

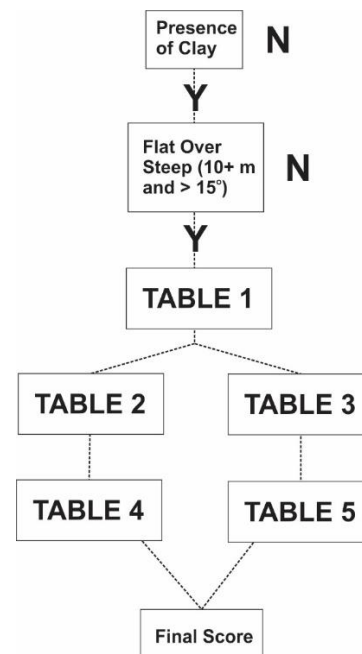


Figure 68. Structured decision-making process for mapping hazards in marine clays

The process guides the specialist through a series of tables (Finally, for receptors subject to multiple hazards, we suggest selecting the highest score. There is an argument for combining hazards to increase the score, however, we have not considered that at this time.

Table 13 - Table 17) that provide, at a mapping level, a calculus to determine the relative susceptibility of ground to first-time low-angle, retrogressive landslides in marine clays. Subsequent investigations (e.g., intrusive investigations) can be used to improve the results as necessary.

Though some effort was made to develop meaningful multipliers, the numeric result should not be confused with an annual probability. Instead, the result provides a specific rank-order outcome that we later group into qualitative boxes (VH, H, M, L, VL).

The specialist begins in the first box with a nominal score of 1. Each **Y** is considered a multiplier of 1 (no change) and directs the specialist to the next box. Each **N** is considered a multiplier of 0, and the calculus ends.

The specialist arrives at Table 1 (if he/she selected two **Ys**) with a nominal score of 1. Table 1 directs the user to different tables depending on the distance of flat over steep ground to the receptor, and the presence or absence of landslides. The distance between the receptor and flat over steep ground is determined first, followed by the presence of landslides. There should be a single choice of Table and Location within the table in the adjacent row.

E.g.: A roadway is within 100 m of flat over steep terrain → no landslides are present → the user should go to Table 3, Lines 4-6.

Tables 2 and 3 provide a score (**Score** column) and direction or next steps (**Next Table** column). The score, from the appropriate **Line Number** is multiplied to the existing score for that receptor. The user is then directed to the next appropriate Table and Location. The user is instructed to only go to the tables and locations as instructed, and to ignore the rest.

E.g.: Using Table 3, Lines 4-6, the specialist determines from the topographic map that the total relief is 45 m. A score of 0.8 is multiplied to the existing score for a total of 0.8. The specialist then moves, as directed, to Table 5.

Tables 4 and 5 provide a score based on conditions (activity state and relief) and no further direction. The score is multiplied to the existing score for the receptor, and the final number (product) is recorded.

Measured ground movement is movement recorded in instrumentation, field observations, InSAR, LiDAR change detection, or other verifiable means. Unknown activity state simply exists for a rotational landslide that intersects a receptor, but where it's not clear whether the landslide existed before the receptor was in place. Similarly, a spread found on LiDAR that is older than the receptor is understood to pre-date it.

Final results are scored from 0 – 1 and can be rank ordered (where there are multiple hazards) by the outcome.

Based on testing the method, we provide qualitative hazard bins from Very Low (VL) to Very High (VH) in Table 18. VH represents an urgent case, typically where movement has been measured, and VL represents a

background hazard that borders non-credible. Hazard bins provide a simple communication of the results at the desktop level, that can be updated based on subsequent analysis. When assessing the hazard for multiple receptors, or where the receptor crosses multiple hazards (such as the case for linear infrastructure), the user may wish to assign different qualitative interpretations. For example, there may be justification to divide the high bin into two separate categories. That has not yet been the case in our testing.

Finally, for receptors subject to multiple hazards, we suggest selecting the highest score. There is an argument for combining hazards to increase the score, however, we have not considered that at this time.

Table 13. Distance to receptor and presence of landslides

Flat over steep ground ( $\geq 15^\circ$ and 10+ m of relief) located within X m of Receptor	Landslides Present	Next Table
50 m	Yes	Table 2 Lines 1-3
	No	Table 3 Lines 1-3
100 m	Yes	Table 2 Lines 4-6
	No	Table 3 Lines 4-6
500 m	Yes	Table 2 Lines 7-9
	No	Table 3 Lines 7-9
1000 m	Yes	Table 2 Lines 10-12
	No	Table 3 Lines 10-12

Table 14. Landslide type

Line Number	Landslide Type	Score	Next Table
1	Rotational	1	Table 4 Lines 1-3
2	Flowslide	1	Table 4 Lines 4-7
3	Spread	1	Table 4 Lines 8-9
4	Rotational	0.1	Table 4 Line 10
5	Flowslide	1	Table 4 Lines 4-7
6	Spread	0.8	Table 4 Lines 8-9
7	Rotational	0.01	Table 4 Line 10
8	Flowslide	0.7	Table 4 Lines 4-7
9	Spread	0.4	Table 4 Lines 8-9
10	Rotational	0	Table 4 Line 10
11	Flowslide	0.5	Table 4 Lines 4-7
12	Spread	0.05	Table 4 Lines 8-9

Table 15. Relief (if no landslides present)

Line Number	Relief	Score	Next Table
1	≥ 10 m	0.3	Table 5
2	≥ 20 m	0.6	
3	≥ 30 m	0.8	
4	≥ 10 m	0.3	
5	≥ 20 m	0.6	
6	≥ 30 m	0.8	
7	≥ 10 m	0.21	
8	≥ 20 m	0.42	
9	≥ 30 m	0.56	
10	≥ 10 m	0.15	
11	≥ 20 m	0.3	
12	≥ 30 m	0.4	

Table 16. Relief and observed activity

Line Number	Condition	Score
1	Intersects receptor and measured ground movement	1
2	Intersects receptor, activity state unknown	0.8
3	Within 50 m but not intersecting receptor	0.2
4	Measured ground Movement	1
5	Relief ≥ 10 m	0.3
6	Relief ≥ 20 m	0.6
7	Relief ≥ 30 m	0.8
8	Measured ground Movement	1
9	Spread pre-dates receptor and no signs of ground movement	0.2
10	No change	1

Table 17. Observed activity

Line Number	Condition	Score
1	Measured or observed ground movement	1
2	Visible erosion	0.7
3	No observed erosion or ground movement	0.3

Table 18. Qualitative Hazard by Rank Score

Score	Hazard Ranking
0-0.1	Very Low (VL)
>0.1-0.2	Low (L)
>0.2-0.4	Medium (M)
>0.4-0.8	High (H)
>0.8-1	Very High (VH)

### 3 CASE STUDY – PIPELINE RIGHT OF WAY IN MAINE

This study focuses on a pipeline right (ROW) of way near-coastal Maine. The pipeline operator identified that the occurrence of landslides in marine clays throughout New England and Atlantic Canada were inadequately documented along the pipeline corridor, and that unknown or underreported landslide hazards may be a threat to their assets.

We deployed the method described herein, where the pipeline was the *de facto* receptor, to 430 km of the pipeline right of way.

#### 3.1 Marine Clays in Maine

Landslides are a common geologic hazard in Maine, causing damage in both undeveloped rural areas and populated urban sectors. Although landslides occur in various geomorphic settings throughout the state, several of the most significant landslides (both in magnitude and damage to infrastructure) occurred in the marine clay deposit known as the Presumpscot Formation (Morse, 1869; Amos and Sandford, 1987; Novak, 1987).

This glacially derived silt, clay and fine sand was deposited in a former marine environment following the retreat of the late Wisconsin ice sheet (14,000 to 10,000 years ago) (Thompson, 2015). Following the retreat of continental glaciers and the subsequent isostatic rebound, sediments of the Presumpscot Formation were elevated above sea level along the current coastal lowlands and inland areas of southern Maine. The prevalence of marine clay, and quick (sensitive) clay is, therefore, restricted to areas falling within this former marine limit. In some inland areas, this limit can reach elevations greater than 122 m asl (Thompson et al. 1989).

As per the first step in the structured decision process, the existing surficial geologic map (Thompson and Borns, 1985) was compared to the pipeline alignment in Maine to refine the threatened area to 150 linear km of the pipeline that intersects the Presumpscot Formation marine clay deposits (Figure 69).

The upper part of the Presumpscot Formation is typically a brown or grey-brown silty clay which grades from a stiff crust at the top (generally 2 to 3.5 m thick), to a soft to very soft clay at the bottom (Thompson, 2015). This upper zone of weathered material is underlain by soft to very soft grey, blue-grey or blue silty clay (Andrews, 1985). The silty clay contains occasional thin layers of fine sand, and grades to a fine sandy, clayey silt in some locations. The Formation also includes lenses of sand or gravel, as well as boulder dropstones. It varies in thickness and

reaches more than 30 meters thick in some localities where it overlies irregular surfaces of glacial till or bedrock (Andrews, 1985).

Along the pipeline right of way, a field reconnaissance visit observations indicate that the marine clay deposits are often overlaid by fine to coarse sand deposits, sometimes in excess of 8 m thick. This sand is associated with deposition during the shallowing (regressive) phase of marine submergence (Thompson, 2015). The presence of large historical flow slides in areas of thick sand (>10 m) overlying clays suggest a potential sharp contact between the sand and clay zones.

The dominant topography associated with undisturbed sand, silt and clays of the Presumpscot Formation commonly consists of a flat to gently sloping surface incised by streams and drainage features. Dissected drainage patterns also give rise to the flat over steep topography analyzed in step 2.

### 3.2 Existing Data

A review of scientific literature indicates that landslides have been documented in the Portland, Maine area since at least the mid-1800s (Thompson, 2015), and a prehistoric slide due to coastal erosion is known to have occurred as far back as 13,000 years ago (Thompson, 2011).

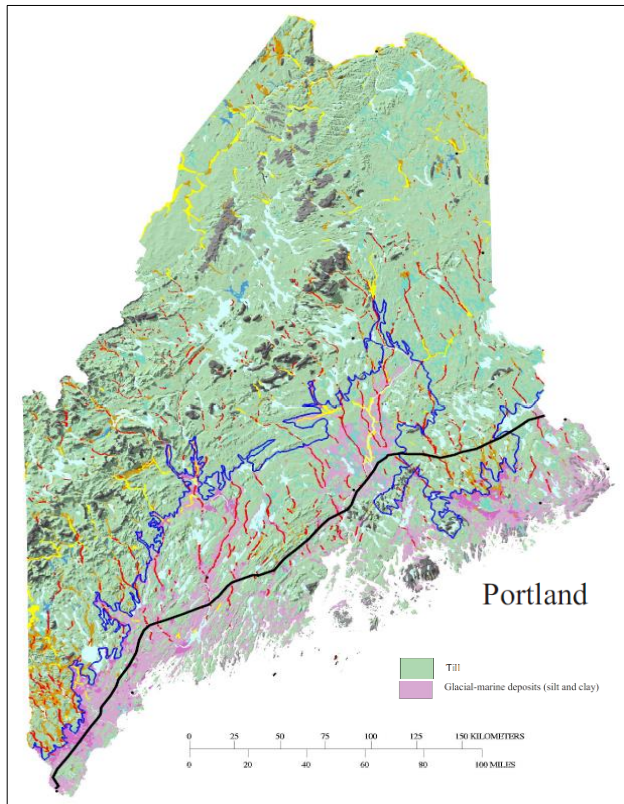


Figure 69. Simplified surficial geology map of Maine (Modified from Thompson and Borns, 1985). The dark-blue line shows the marine submergence limit, the black line indicates the approximate location of the subject pipeline

ROW and the Study Area, and pink shows the extent of marine clays.

More recently, a LiDAR-based inventory of landslides performed by the Maine Geological Survey identified several hundred landslides across the State (Halstead 2020). Analysis of landforms in the greater Portland area using LiDAR data suggests that there are over 200 historic and prehistoric landslide sites in the region (Dickson and Johnston, 2015; Spigel, 2019), several of which consist of clay landslides falling within the Study Area of this Assessment.

Of interest, the subject pipeline crosses several historic landslides, the most significant one likely being the “Great Landslide of 1868” (Morse, 1868), which is located on the east bank of the Presumpscot River in Westbrook (Figure 70).

### 3.3 Presence of Clay

Presumpscot Formation marine clay distribution from the Surficial Geologic Map of Maine (Maine Geological Survey 1985) and a 2-km wide corridor along the pipeline ROW were used to define the Study Area (Figure 2). Areas inside the 2-km corridor but outside of the fine-grained marine clay units identified from the map were excluded from this Assessment.

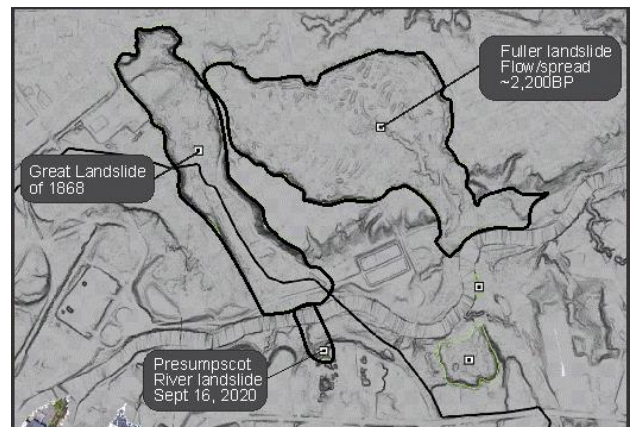


Figure 70. Example of large historical landslide (Great Landslide of 1868) crossed by the pipeline near Westbrook, Maine (modified from Dickson, 2014).

### 3.4 Topography

Topography with slopes  $\geq 15^\circ$  and relief  $\geq 10$  m was created as a GIS layer. The pipeline was subsequently buffered by 50 m, 100 m, 500 m, and 1000 m and overlaid onto the layer.

Pipeline that met the criteria from steps 1 and 2 of the process (Figure 68) were included in subsequent steps.

### 3.5 Landslide Inventory

The landslide inventory was initiated with the review of existing geologic maps and related data available from the

Maine Geological Survey online data portal, including the Maine Inland Landslide Extents GIS data (Halstead 2020). The desktop mapping for this Assessment built upon this pre-existing dataset.

Landslide features were interpreted based on the geomorphic characteristics including headscarps, lateral scarps, slope angle, material deposits, and surficial textures observed. Erosional (e.g., streambank collapse, gully), depositional (e.g., alluvial fans, sediment bars), and hydrotechnical (e.g., flood-prone areas, beaver dams) geohazards were noted in some parts of the Study Area but were not the focus of this Assessment.

ArcMap was used to delineate landslide boundary polygons for each landslide hazard interpreted within the Study Area. A single point feature was marked within each landslide polygon. An attribute table summarizes the observations and data associated with each identified landslide hazard. The attribute table includes a hazard identification number (HID) for each geohazard feature identified and mapped, a landslide type descriptor (flow slide, rotational slide, or spread), the approximate age of identified features, if known, the numerical ranking of each landslide feature based on the landslide hazard decision tree, and any additional notes pertinent to the feature.

Sixty-five landslides were mapped in the study area and are broken out by type in Table 19.

Table 19. Landslides identified within the study area

Landslide Type	Count
Rotational	9
Flow	31
Spread	25
Total	65

### 3.6 Activity State

InSAR data from 2015, 2016, or 2018 (depending on site specific coverage) to 2021 over 20 m footprints (Sentinel data) was used to track the cumulative surface displacement in the vertical and east-west horizontal directions within the Maine section of the Study Area. The rasters were classified to highlight areas of 10 mm of cumulative change.

LiDAR change detection was similarly deployed at key areas of interest following the visual assessment of satellite imagery, LiDAR and InSAR data. The LiDAR-based change detection was used to identify patterns of loss and gain of material, where a positive elevation change could be indicative of material gain (e.g., sedimentation along a stream or accumulation of material at the toe of a landslide), and a negative change a loss of material (e.g., landslide depletion zone). Change detection data were used to inform desktop mapping in areas where topographic changes could be indicative of recent (i.e., within the timespan of the data under consideration) landslide activity.

Finally, a field reconnaissance was conducted to look for characteristic landslide features that showed recent activity or movement.

### 3.7 Results

In total, 119 pipeline segments running almost 28 km of the pipeline were identified as M - VH and proposed for additional detailed review (Table 20).

Table 20. Length of pipeline within each buffer zone

Score	Length of Pipeline (km)
VH	3
H	2.6
M	22
L	2
VL	400.4
Total	430

The Presumpscot River crossing continues to show signs of activity and had the highest score of 1 (Figure 71), but the pipeline currently runs well beneath the landslide. Pipeline depth of cover was not considered at this level of study. More detailed examination of the receptors exposed to a potential hazard may include their location in three-dimensional space, as well as the vulnerability of those receptors.

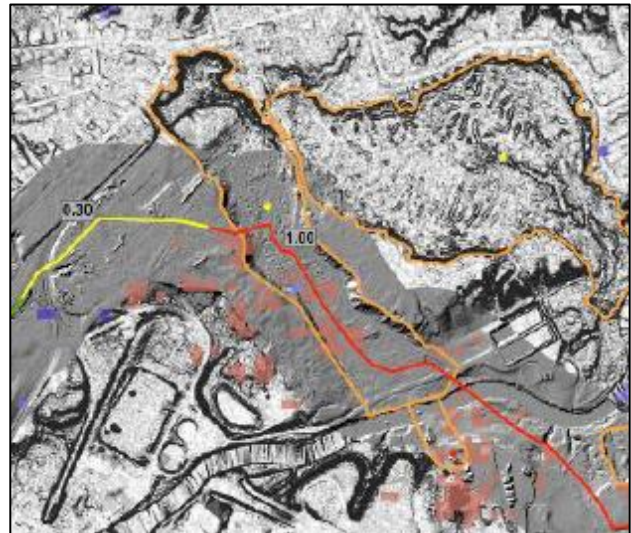


Figure 71. Example area of high pipeline hazard (score of 1.00) near the Presumpscot River crossing (Westbrook, ME), where the pipeline crosses an historical landslide.

## 4 CONCLUSION

Potential landslide hazard to the pipeline is a function of geologic conditions, topography, the type and nature of existing or potential landslides, the extent to which a landslide may retrogress toward the pipeline, the activity

state of the landslide, and other drivers (e.g., landscape incision, climatic conditions).

We provide herein, a desktop (mapping) method to identify hazardous terrain in marine clays. We focus, in particular, on the potential for first time landslides and hope that our approach will find utility with other specialists.

## 5 FUTURE WORK

At this current time, the method ranks orders terrain susceptible to low-angle retrogressive landslide hazards. We have not yet determined how to assign annual probability to the results but suspect that a method could be developed. We think it would be valuable to test this method on historic landslides given a different topographic (pre-failure) DEM.

## 6 REFERENCES

- Amos, J. and Sandford, T. 1987. Landslides in the Presumpscot Formation, Southern Maine: *Maine Geological Survey Open-File Report 87-4*: 1-68.
- Andrews, D.W. 1985. A summary of geotechnical engineering information on the Presumpscot Formation silty clay: 1-37. *Unpublished*.
- Cruden, D. M., and Varnes, D.J. 1996. Landslide Types and Processes. In A. K. Turner, and R. L. Schuster. *Landslide Investigation and Mitigation* Washington, DC, USA: Transportation Research Board, US National Research Council Special Report 247: 36-75.
- Demers, D, D Robitaille, J Potvin, C Bilodeau, and C Dupuis. 2008. "La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec." *Geohazards IV, Proceedings of the 4th Canadian Geohazards Conference*. Quebec: Canadian Geotechnical Society. 519-526.
- Dickson, M. 2014. The Great Landslide of 1868, Westbrook, Maine: Maine Geological Survey, Geologic Facts and Localities: *Maine Geological Survey Publications, Circular GFL-203*: 1-10.
- Dickson, S. and Johnston, R. 2015. Geomorphology of Presumpscot Formation Landslides. *2015 Symposium on the Presumpscot Formation*, Portland ME: 1-18.
- Geertsema, M, and J-S L'Heureux. 2014. "Controls on the Dimensions of Landslides in Sensitive Clays." In *Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management, Advances in Natural and Technological Hazards Research 36*, by J-S L'Heureux, 105-117. Dordrecht: Springer Science.
- Halstead, C. 2020. Maine Inland Landslide Extents. Web-based map resource, Maine Geological Survey. Accessed February 3, 2022. [https://maine.hub.arcgis.com/datasets/8337d78168474df0a85de48ad3c2d1a8\\_1/about](https://maine.hub.arcgis.com/datasets/8337d78168474df0a85de48ad3c2d1a8_1/about).
- L'Heureux, J-S, L Hansen, O Longva, and R S Eilersten. 2011. "Landslides along Norwegian fjords: causes and hazard assessment." *Proceedings of the Second World Landslide Forum - 3-7 October*. Rome. 6 pp.
- Hungr, O. and Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*: 167-194.
- Hungr, O., Evans, S.G., Bovis, M., and Hutchinson, J. N. 2001. Review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental Engineering and Geoscience*, 7(3): 221-238.
- Maine Geological Survey. 1985. Surficial Geologic Map of Maine. Edited by Thompson, W.B.H., Borns, W. Jr., Johnston, R.A., and Tucker, R.D. Maine Geological Survey. [https://digitalmaine.com/cgi/viewcontent.cgi?article=1014&context=mgs\\_maps](https://digitalmaine.com/cgi/viewcontent.cgi?article=1014&context=mgs_maps).
- Morse, E. 1869. On the landslides in the vicinity of Portland, Maine, *Boston Society of Natural History Proceedings*, 12: 235-244.
- Novak, I. 1987. Geology of the September 1983 landslide at Gorham, Maine, in Andrews, D. W., Thompson, W. B., Sandford, T. C., and Novak, I. D., Eds., *Geologic and geotechnical characteristics of the Presumpscot Formation, Maine's glaciomarine 'clay': unpublished proceedings of a symposium sponsored by the Maine Geological Survey, Morrison Geotechnical Engineering, University of Maine, and University of Southern Maine, March 20, 1987, variously paginated, 14 p.*
- Quinn, P.E., Hutchinson, D.J., Diederichs, M.S. and Rowe, R.K. 2011. Characteristics of large landslides in sensitive clay in relation to susceptibility, hazard, and risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8): 1212-1232.
- Spigel, L. 2019. Determining the Ages of Maine's Prehistoric Landslides: *Maine Geological Survey, Circular GFL-245*: 1-13. [https://digitalmaine.com/mgs\\_publications/587](https://digitalmaine.com/mgs_publications/587).
- Tavenas, F. 1984. Landslides in Canadian sensitive clays – a state of the art. *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Canada: 141-153.
- Thibault, C, J Potvin, and D Demers. 2008. "Development of a quantitative approach for evaluating and managing the risk associated with large retrogressive slides. ." *GeoEdmonton '08*. Edmonton: Canadian Geotechnical Society. 1055-1063.
- Thompson, W.B. 2015. Surficial Geology Handbook for Southern Maine, Maine Geological Survey, Bulletin 44(3): 1-97.
- Thompson, W.B., Crossen, K.J., Borns, H.W. and Andersen, B.G. 1989. Glaciomarine deltas of Maine and their relation to late Pleistocene-Holocene crustal movements, in Anderson, W.A., and Borns, H.W., Jr. Eds., *Neotectonics of Maine: Studies in seismicity, crustal warping, and sea-level change*, Maine Geological Survey, Augusta, Maine, USA, Bulletin 40: 43-67.
- Thompson, W.B., Woodrow B. and Borns, H.W., Jr. (editors), 1985, Surficial geologic map of Maine: Maine Geological Survey, 42" x 52" color map, scale 1:500,000. Maine Geological Survey Maps. 15. [http://digitalmaine.com/mgs\\_maps/15](http://digitalmaine.com/mgs_maps/15)
- Wang, C., Hawlader, B., Perret, D. and Soga, K. 2020. Effects of geometry and soil properties on type and retrogression of landslides in sensitive clays. *Géotechnique*, 0(0): 1-15.



**Réflexion sur la gestion du risque et la communication du risque /  
*Reflection on Risk Management and Risk Communication***





# Considerations for the Development of FLOC Models for the Assessment of Geohazards for Onshore Pipelines

Damian McClarty<sup>1</sup>, Trempe Moore<sup>1</sup> & Rodney S. Read<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Thurber Engineering Ltd., Calgary, AB, Canada

<sup>2</sup>RSRead Consulting Inc., Okotoks, AB, Canada



## ABSTRACT

Industry and regulatory pressures are more frequently influencing pipeline operators towards adopting quantitative and analytical assessment methods for geohazards. Annual probability of loss of containment models, also referred to as frequency of loss of containment (FLOC) models, are commonly applied for this purpose. FLOC models are intended to provide a consistent framework for the quantitative probability of failure assessment of all types of pipeline integrity hazards (i.e., corrosion, geohazards, fatigue cracking, etc.), but sound professional judgement is required to validate and ensure consistency in the assessment process. While FLOC models are an important step in assessing geohazard risks, pipeline design criteria should also consider serviceability limit states and potential maintenance costs. FLOC models should be used to inform design, rather than as the primary design criteria.

## RÉSUMÉ

Les pressions de l'industrie et de la réglementation incitent plus fréquemment les exploitants de pipelines à adopter des méthodes d'évaluation quantitatives et analytiques des géorisques. Les modèles de probabilité annuelle de perte de confinement, également appelés modèles de fréquence de perte de confinement (FLOC), sont couramment appliqués à cette fin. Les modèles FLOC sont destinés à fournir un cadre cohérent pour l'évaluation quantitative de la probabilité de défaillance de tous les types de risques d'intégrité des pipelines (c.-à-d. corrosion, géorisques, fissuration par fatigue, etc.), mais un jugement professionnel solide est nécessaire pour valider et assurer la cohérence processus d'évaluation. Alors que les modèles FLOC sont une étape importante dans l'évaluation des risques géorisques, les critères de conception des pipelines doivent également tenir compte des états limites de service et des coûts de maintenance potentiels. Les modèles FLOC doivent être utilisés pour éclairer la conception, plutôt que comme critères de conception principaux.

## 1 INTRODUCTION

Quantification of the threat posed to a pipeline by geohazards, expressed as annual probability (or frequency) of loss-of-containment from the pipeline, is a growing trend in industry. Estimation of the annual frequency of loss of containment (FLOC) is relatively straightforward for predictable, progressive pipeline integrity hazards. However, there are unique considerations when applying a FLOC framework for geohazard assessments as part of the regulatory approval process for new pipeline projects. As with most models, the accuracy of the calculated FLOC values is determined by the representativeness of input parameters related to material properties, subsurface conditions, and triggering events or processes. FLOC models can be as simple or as complex as the practitioner chooses. Although they may be considered more analytical than a qualitative risk assessment, FLOC models still ultimately rely on judgement-based inputs when assessing geohazards. This is primarily due to the fact that most geohazards are inherently uncertain and difficult to predict. For some geohazards, acquiring sufficient data to make statistically meaningful numerical modelling predictions may be impractical or uneconomical. This inherent uncertainty necessitates the application of judgement when attempting to quantify the various factors or conditional probabilities used as inputs to a FLOC model.

In a standard risk context, risk is equal to a combination of hazard and consequence. In a FLOC modelling context, the consequence portion of the equation is simplified to assess only the annual probability (e.g., frequency) of loss of containment, or failure in an ultimate limit state assessment. To differentiate between the FLOC context which is primarily a frequency analysis and a comprehensive quantitative risk assessment which includes a more thorough assessment of consequence, the term pipeline susceptibility, or the annual probability of failure (defined as loss of containment), is used in place of risk (Read and Rizkalla 2015; Read 2021). This is not to be confused with landslide susceptibility which is an expression of the likelihood of a landslide occurring in an area based on local terrain conditions (Flentje et al. 2007; Reichenbach et al. 2018).

For the purposes of this paper, the following general definitions were applied (adapted from Flentje et al. 2007; and Rizkalla and Read 2015):

Element at risk	The element of interest in the risk analysis (e.g., a pipeline).
Risk	The product of the likelihood of a hazard impacting an element at risk and the consequence of the hazard impact.
Hazard	A condition with the potential for causing an undesirable consequence.

Threat	A hazard that is impacting or is expected to impact an element at risk.
Consequence	A numerical representation of anticipated damages (e.g., economical, loss of life, etc.) if a hazard were to impact an element at risk.
Vulnerability	The probability that a given consequence will be realized if the element at risk is impacted by the hazard in question.
Susceptibility	The product of the probability (or likelihood) that a hazard will impact the element at risk and the vulnerability of the element at risk to the hazard in question. Assumes that consequence is uniform within the area of assessment.

## 2 PIPELINE INTEGRITY HAZARDS

Pipeline integrity hazards may be classified into three categories as listed below (ASME 2018):

1. Time dependent
2. Resident
3. Random or time independent

Time dependent hazards are inherently more predictable and therefore more easily managed. These include progressive processes such as internal or external corrosion and stress corrosion cracking (SCC). Resident hazards are limited to manufacturing or installation defects such as defective seams or welds, and equipment failures. Time-independent, stable, or random hazards are generally more difficult to quantify in a risk or FLOC assessment framework; these include 3<sup>rd</sup> party damage, incorrect operation procedures, and weather related and outside force (including geohazards).

Despite being considered part of Weather and Outside Force hazards, which are categorized as time-independent or random, geohazards may be classified as time-dependent, or time independent (stable or random) depending on the type of geohazard being considered. Progressive hazards such as bank erosion, scour, or slow to extremely slow landslides (as per Cruden and Varnes (1996) landslide velocity classifications) may be considered time-dependent and various monitoring techniques are available to manage the hazards. Time independent or random hazards generally include moderate to extremely rapid landslides, rapid channel degradation, etc.

### 2.1 Common Geohazards Affecting Onshore Pipelines

A selection of common geohazards impacting onshore pipelines is presented in Table 1. Landslide classifications presented in Table 1 are adapted from Hungr et al. (2014).

Table 1. Common geohazards impacting onshore pipelines and classifications as time dependent or independent hazards (some hazards may be classified as either depending on the rate of movement or level of activity).

Geohazard	Time Dependent	Time Independent
Earth Slides	X	X
Earth Flows	X	X
Earth Creep	X	
Debris Flows/Floods		X
Debris Avalanches		X
Rockfall		X
Rockslides		X
Mountain Slope Deformation (Sackung)	X	
Scour and Lateral Bank Erosion	X	X
Avulsion		X
Surface Erosion	X	X
Internal Erosion/Piping	X	X
Snow Avalanche		X
Seismic Hazards		X
Faults		X
Subsidence Hazards	X	X
Metal Leaching and Acid Rock Drainage (ML/ARD)	X	

A full list of potential geohazards impacting pipelines is published in Rizkalla and Read (eds.) 2019, table 13-2.

Figure 1 from Massey et al. (2018) graphically presents common landslide types and potential impact scenarios for pipelines. Plan and profile schematics of common landslide interaction scenarios are also presented in Dewar 2019.

### 3 GEOHAZARD ASSESSMENT

Geohazard assessment techniques for pipelines depend in part on the type of hazard and the investigation options available and in part on the amount of data available for the project (or the amount of data that is economically or practically viable to collect). Geohazard assessment typically does not estimate consequences resulting from loss-of-containment from the pipeline, focusing instead on frequency analysis. However, results from a geohazard frequency analysis can be incorporated into an overall risk assessment. Some common risk assessment methods are discussed below.

CSA Z662 (2019) illustrates a framework for risk management. The full risk management process diagram from CSA Z662 Annex B (2019) is presented in Figure 2. In this framework, risk analysis is separated into four core components:

1. Hazard identification
2. Frequency analysis
3. Consequence analysis
4. Risk estimation

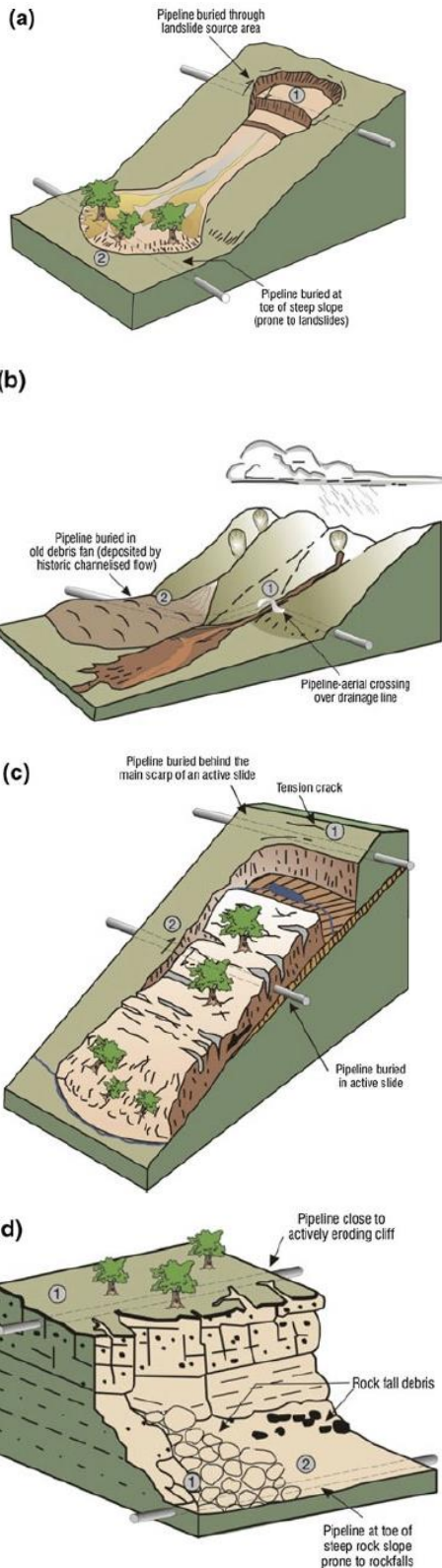


Figure 1. Generalized diagrams of landslide types and their potential impacts: **a** open slope flows, **b** channelized flows, **c** slides, and **d** rockfalls (from Massey et al. 2018)

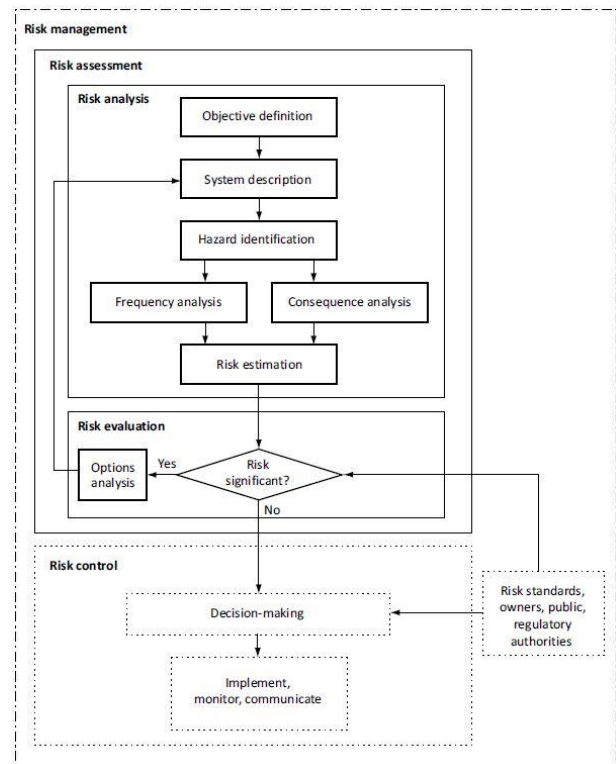


Figure 2. Risk management process diagram (from CSA Z662, 2019)

CSA Z662 (2019) provides three options for risk estimation; Savigny et al. (2005) and Rizkalla and Read (2013) provide an expanded description of each, similar to those presented in Table 2.

Table 2. Risk estimation methods (adapted from Savigny et al. 2005, Rizkalla and Read 2013, and CSA Z662 2019).

Method	Description
1. Risk Matrix	Frequency and consequence estimates are expressed separately in a two-dimensional matrix with resulting risk categories.
2. Risk Index	Factors that influence frequency and consequence are assigned numerical values and mathematically combined. Separate indices are developed for each potential failure cause.
3. Probabilistic Risk Analysis	Failure frequencies and consequences are estimated quantitatively and combined using probability theory.

For geohazard assessments of onshore pipelines, a qualitative likelihood of failure (susceptibility) matrix is typically the first step for most projects, as discussed further in Section 3.2. Risk indices are an effective method to bridge the gap between a qualitative matrix and quantitative probabilistic analysis; this method can be applied to a likelihood of failure matrix where the consequence is replaced by a vulnerability term as well. An example qualitative matrix is presented in figure 2. Each method may be applied in an iterative process to work towards an ultimate quantitative analysis.

For a pipeline project crossing a variety of terrains, multiple methods may need to be integrated into the final annual probability of failure analysis: i.e., if a proposed pipeline alignment intersects multiple time dependent and time-independent hazards, detailed numerical modelling approaches may be easily applied to the time dependent hazards, but the same process may not be practical or economical for certain time-independent hazards due to the additional complexity and data inputs required. For time-independent hazards, a more practical approach may be a qualitative assessment, or a more rigorous quantitative assessments using quantification of key observations based in engineering and geoscience judgement to determine a relative probability. It is important to consider the project context when determining the level of complexity warranted for each application. Muhlbauer (2015) argues that a lack of data should not result in a less robust assessment methodology. While this is true, practitioners should also consider that the more complex the methodology is, the more iterative the application of judgement will need to be to validate the methodology. This is not an argument for simplifying the methodology, but rather an observation that additional complexity will require additional validation and that the project context will need to be taken into consideration when determining the level of detail applied for each portion of the assessment.

Maintaining consistency when applying multiple probability of failure estimation methods to different hazards on a project can become challenging. It is important to consider the full scope of the assessment, potential hazards encountered, and the project context when developing the risk model for the project. If mixed analysis methods or variable levels of assessment sophistication are applied, additional effort should be applied to ensure that the resulting annual probability of

failure estimates are consistent for each hazard being assessed and that the conditional probabilities estimated are compatible.

#### 4 HAZARD IDENTIFICATION AND MAPPING

Hazard identification is one of the most crucial components of pipeline route selection. Porter et al. (2014) discusses the significance of geohazards impacting pipelines and indicates that geohazard avoidance is both the least expensive and most efficient method of reducing geohazard risk if routing flexibility exists.

Initial assessments should focus on hazard identification, mapping, and qualitative ranking as discussed in more detail in Section 3.1. If the project wishes to apply quantitative methods to assess risk or susceptibility from various geohazards, then the initial qualitative estimates can be used to inform the quantitative analysis. Beginning with a qualitative assessment is useful to identify credible threats to the pipeline, and to screen out threats which are deemed non-credible; it also provides preliminary inputs that may help guide routing and crossing type decisions in the early stages of a project.

Throughout the assessment process it is recommended to maintain separate hazard and asset layers in the GIS environment where possible; this is to limit rework if changes to either the hazard mapping or asset locations are made (i.e., reroutes or alignment changes). For example, if hazards are defined by kilometer posts (KPs), or stationing along a proposed alignment, then hazards would need to be remapped every time the stationing is changed. It is much more efficient to maintain mapped hazard and/or risk polygons in which case determining hazard start and end points, and lengths affected by each hazard along a proposed pipeline alignment, becomes a simple GIS intersection exercise.

A common approach is to begin by mapping hazard polygons along the proposed asset corridor. It is helpful at this stage to complete a comprehensive map of all hazards along the corridor, including those which may not intersect the initial proposed alignment, as re-alignments are common on most pipeline projects. The mapped polygons will become the basis for an initial hazard layer as part of the projects' risk or annual probability of failure model (depending on the project context). Once hazard identification and mapping have been completed, the project can advance to developing rankings for each hazard polygon based on the anticipated threat to a proposed asset, assuming they intersect (non-intersecting hazards can be deemed non-credible once the assets position is fixed).

#### 5 QUALITATIVE RANKING

Qualitative likelihood of failure models are based primarily on engineering and geoscience judgment and use descriptive terms (i.e., high, moderate, low, etc.) to describe assigned susceptibility values. Typically, a simple 3x3 or 5x5 matrix is used to combine likelihood (i.e., a combination of the probability or frequency of occurrence and a spatial probability value, or a combined probability of impact), with vulnerability estimates to determine a

resulting likelihood of failure for the pipeline. An example qualitative likelihood of failure matrix is presented in Figure 3.

		Vulnerability		
		Low	Moderate	High
Likelihood	Low	Very Low	Low	Moderate
	Moderate	Low	Moderate	High
	High	Moderate	High	Very High

Figure 3. Example 3x3 qualitative matrix where the resulting qualitative values represent susceptibility or likelihood of failure of a given asset.

For pipeline projects, frequency and vulnerability components of the risk equation are commonly combined into a susceptibility parameter which is equivalent to the likelihood of failure in a qualitative assessment, or the probability of failure in a quantitative assessment (Rizkalla and Read, 2013). This susceptibility parameter is equivalent to risk when assuming that the consequence of failure (commonly defined as loss of containment) is simplified to a uniform value for the area being assessed (i.e., it either occurs or does not occur). In the matrix example in Figure 3, likelihood represents a combination of the probability of occurrence (or frequency of occurrence for a given geohazard event) and a spatial probability, or the probability of a given geohazard event impacting the asset being assessed if it were to occur. Vulnerability represents the probability that the asset will fail (i.e., lose containment) if impacted by a given geohazard event.

In progressing from hazard identification to qualitative ranking, some judgment is required in both delineating the hazard polygons into regions of equivalent susceptibility and in determining the most representative qualitative ranking for each delineated polygon. Where a proposed pipeline crosses a given hazard polygon will influence the resulting susceptibility of the pipeline. For example, for a given pipeline crossing a debris flow hazard, the susceptibility the pipeline will differ between the transport and accumulation zones.

General assumptions will need to be made when assessing pipeline vulnerability to ensure consistency in the qualitative rankings, such as an assumed standard depth of cover, construction methods, pipeline diameter, and wall thickness; changes to each of these parameters may be addressed with adjustment factors later in the process. It is important to clearly document assumptions made for qualitative rankings so that changes to those

assumptions can be appropriately incorporated into the susceptibility and risk models. Dewar (2019) presents a proposed classification system for landslide interactions with pipelines which may be helpful to consider when assessing vulnerability. Porter et al. (2016) also summarizes failure statistics for pipelines impacted by geohazards; they estimate an average annual failure frequency for Canada, the United States of America, and Western Europe of 0.02 per 1000 km of pipelines for all terrain types, hazards, pipeline diameters, ages, and status.

Once qualitative rankings have been applied, it is a relatively simple exercise to advance from a susceptibility matrix to susceptibility index (similar to the risk matrix and risk index methods). The key consideration when applying the index method based on qualitative rankings is to define the index values using a range (i.e., bins), to allow for application of judgement for edge cases. If discrete integer index values are applied for each factor in an index, then the resulting susceptibility model may be overly simplified and will either be overly conservative or under conservative depending on the hazard being assessed. It is important to consider the full range of potential geohazard interactions when defining integer values as part of a susceptibility model, as errors introduced by each defined index value will compound with each parameter introduced into the model.

## 6 ESTIMATION OF FLOC VALUES

In a FLOC framework, susceptibility is evaluated in terms of the estimated frequency of a pipeline failure (i.e., loss of containment) from a given event. To assess pipeline susceptibility or the annual probability of loss of containment estimates for a given pipeline impacted by geohazards, some combination of probability of impact (i.e., a combination of the probability of occurrence and spatial probability) and the vulnerability of the assessed pipeline to the geohazard in question needs to be quantified. Variations of risk equations may be applied for this purpose, but a general example for the annual probability of loss of containment is presented as Equation 1 below:

$$R = F \cdot S \cdot V \cdot C \cdot M \quad [1]$$

Where:

- R Resulting risk (or susceptibility) and is expressed as a product of F, I V, C, and M.
- F Frequency or annual probability of occurrence for a given geohazard,
- S Spatial probability or the probability that the asset in question will be coincident in space with the geohazard event being assessed if it were to occur,
- V Pipeline vulnerability or the probability that the pipeline will fail if impacted by the geohazard in question.
- C Consequence of pipeline failure.

M Mitigation factor to quantify the assumed benefit of any applied mitigations (if no mitigations are applied then M is equal to unity).

F and S may be combined into a single probability of impact in some applications. As mentioned for susceptibility calculations the consequence factor is considered as uniform across a project; this means that where risk may be assessed for various degrees of severity for one or more consequences, susceptibility is normalized to a single uniform value (unity) for the consequence of loss of containment. Standard risk equations may also include a temporal component for non-static elements at risk which is removed in Equations 1 and 2 shown here as the pipeline is assumed to be static.

A similar equation for pipeline susceptibility is presented in Read and Rizkalla (2015) and Read (2021) as shown in Equation 2:

$$S = F \cdot I \cdot V \cdot M \quad [2]$$

Where:

S Pipeline susceptibility or annual probability of failure for a given geohazard occurrence,  
 F Frequency of occurrence,  
 I Initiation feasibility,  
 V Pipeline vulnerability, and  
 M Mitigation factor.

Additional examples of adaptations to the risk equation for landslide safety assessments for communities are presented in Porter et al (2017).

Geotechnical assessments will need to be completed to assess geohazard occurrence frequencies and potential impacts for each hazard encountered along the proposed pipeline route. Assessment of pipeline vulnerability requires a multi-disciplinary approach, with input from specialists in pipeline stress/strain behaviour, material response, and geohazard input from qualified geotechnical and/or hydrotechnical engineers depending on the type of hazard being assessed. The assessment approach employed for each hazard should consider the type of hazard being assessed. Progressive or time dependent hazards can often be managed through an appropriate monitoring program, however, activity, movement, or erosion rates should be considered when assessing susceptibility to estimate the potential design life of the asset under the assumed activity level and available monitoring techniques. Several hazard management options are typically available for time dependent hazards, from monitoring to structural mitigations or avoidance. Assessment of time independent hazards should focus on quantifying the frequency of occurrence for all events which could conceivably produce a loss of containment. As there are very few, if any effective monitoring methods for time independent geohazards, hazard management options are generally limited to avoidance or structural mitigation.

The assessment method chosen for each geohazard will vary depending on the project context,

available data, practical investigation methods, risk potential, etc. Some useful resources in developing assessment methodologies for common hazards are listed as follows, but this is by no means a comprehensive list, and practitioners should always seek to adapt their methodology to suit the project context and to maintain current standards of practice. For landslides, PRCI (2009) offers guidance for quantifying qualitative assessments of landslide activity and movement rates, including a comparison table for annual probability of landslide movement based on a representative factor of safety for the slope. Gartner and Jakob (2019) discuss specific risk assessment methods for debris flow hazards impacting pipelines. For hydrotechnical hazards, Ferris (2020) provides a framework for assessing pipeline failure modes at watercourse crossings which may be useful to consider when quantifying risk or susceptibility associated with hydrotechnical hazards. Read (2021) presents the framework for integrating a quantitative pipeline geohazard assessment using a FLOC (or more accurately annual probability of failure) model approach with target susceptibility thresholds based on reliability targets derived in accordance with CSA Z662 Annex O (2019).

A key consideration for geohazard assessments completed as part of a FLOC model is ensuring consistency between assessments for individual geohazards. This becomes increasingly difficult when the level of detail for each assessment varies between geohazards, or when there are variances in the assessment methodology applied (i.e., deterministic vs. probabilistic). For example, completing detailed limit equilibrium or finite element modelling for slope stability input may over or underrepresent earth slide hazards when compared to a debris flow hazard assessment based purely from visual observations and judgement-based frequency input, depending on the assumptions and parameters applied.

GIS-based algorithms provide a powerful solution for assessing large areas, provided that the data informing the analysis can be structured into an appropriate raster or vector format to facilitate an automated analysis. When applying automated algorithms to a geohazard assessment, manual verification of each stage of the analysis is crucial to ensuring that the results are appropriate and that the algorithm is performing as intended, given the complexity of the hazards being assessed. When developing GIS-based algorithms for geohazard assessments in a FLOC model context, it is most efficient to develop the algorithms using a polygon/raster format where possible. If the FLOC model is developed using hazard polygons or raster-based calculations, then the FLOC model can be updated to new alignment changes by completing a simple GIS intersection exercise. If, however, the analysis cannot be adapted to a polygon or raster-based format, then the analysis will need to be revised every time the alignment is changed. There may be situations where this is unavoidable due to the nature of the analysis, but where possible computing polygon or raster-based FLOC inputs is recommended. In some cases, hazard polygons may need to be divided into additional analysis zones if changes to the pipeline design which will impact the vulnerability occur within the polygon.

## 6.1 Mitigation Factors

Once the unmitigated FLOC values have been assessed, the resulting values can be compared to the target annual probability of failure thresholds developed for the project. These target thresholds should be developed so that the resulting cumulative risk estimates will comply with any applicable regulations (i.e., CSA Z662 2019). Read (2021) provides a more detailed explanation of target susceptibility thresholds and their relation to risk tolerability criteria. If the estimated annual probability of failure for a given geohazard is determined to be above the project's target thresholds, then one of the following actions should be taken: mitigation should be applied, either a site-specific or typical design; a more detailed assessment should be completed to confirm whether the annual probability of failure for the given hazard is above the target threshold; or, the project must rationalize accepting the resulting risk if the susceptibility from the given hazard cannot be reduced below the target thresholds through practical mitigation or detailed analysis. If mitigation is applied, then a mitigation factor ranging between 0 and 1 should be applied to the FLOC value to produce a reasonable reduction in susceptibility (Read and Rizkalla 2015, Read et al 2017, Gartner 2019).

Before applying any mitigation factors, the project should consider all potential mitigation scenarios and develop a matrix of potential mitigations and associated mitigation factors to apply. This matrix (sometimes referred to as a mitigation palette) should consider limitations in the application of each mitigation factor and may include ranges in mitigation factors to represent various scenarios. While mitigation factors offer the benefit of a consistent approach to mitigating risks and allowing risks to inform design, it should be recognized that variations between individual sites may impact the benefit of the mitigation in question. Appropriate limitations or ranges on mitigation factors should be defined, but values should be validated against project specific experience where available. For example, in the case of a pipeline crossing a debris flow hazard, a blanket mitigation factor may be assigned to represent the annual probability of failure reduction achieved by increasing the depth of cover of the pipeline; however, if the geometry of the channel crossing changes such that the increased depth of cover is no longer resulting in an increased distance between the pipeline and the channel invert (e.g., even at the increased depth the pipeline is still located above the channel invert due to an added fill prism) then the anticipated probability of failure reduction may not be realized, and site-specific mitigation design may be required.

Some caution and consideration should be applied when quantifying mitigation factors, as there is a potential to introduce large errors into the FLOC model by over or underestimating the benefit of applied mitigations for various scenarios. Because risk and susceptibility equations are a product of each contributing factor, potential errors in the estimation of each factor compound to contribute to error bounds in the resulting estimation which could potentially be an order of magnitude or more. Site specific verification should be completed to ensure that

applied mitigation factors are reasonable for each geohazard.

Once the appropriate mitigation options have been selected using the applied factors in the FLOC framework, additional design effort is required to address any site or project specific considerations, to incorporate additional design criteria, and to apply any resulting adjustments to the mitigation design that may be required.

## 7 INTEGRATION OF GEOHAZARD ASSESSMENTS AND DESIGN

Risk based design can be a powerful tool for efficiently identifying geohazard mitigation strategies on a project, but in addition to managing failure risks, a comprehensive design should also incorporate serviceability and maintenance considerations. FLOC models should be considered as an initial step to consistently evaluate geohazard susceptibility, but susceptibility estimates should not be the sole factor in determining where designed mitigations should be applied.

Consider the potential economic impacts to an operator if geohazard assessment and design criteria are solely focused on ultimate limit states (i.e., loss of containment). If the serviceability limit state for a pipeline is exceeded, meaning that the pipeline is no longer fit for service, the resulting economic impacts from interruptions to service and repair costs may be equivalent to or even greater than the cost of a rupture (loss of containment) depending on the site conditions and length of the pipeline that is impacted. Similarly, cumulative maintenance costs from relatively minor events which are unlikely to impact a pipeline's fitness for service, such as localized erosion and non-interacting landslides, can become a large economic and operational burden on the operator if not considered during initial design.

Since FLOC models assess only ultimate limit states, potential serviceability impacts and maintenance costs resulting from geohazard activity will need to be separately assessed and incorporated into the final design criteria. This may be as simple as upgrading drainage measures based on a practitioner's judgement to reduce the potential for local erosion and surficial landsliding, or as complicated as completing a cost-benefit analysis for several mitigation options by comparing estimates of mitigation costs against anticipated reductions in maintenance and repair costs associated with each. Assessment frameworks serviceability and maintenance considerations will vary by geohazard type, terrain, project context, the operator's risk tolerance, etc. and the design criteria should be developed in collaboration with the operator to ensure that the design is practical and achieves the desired cost-benefit ratio.

## 8 CONCLUSIONS

FLOC or annual probability of failure models provide a consistent framework for assessing geohazard susceptibility to a pipeline. Assessment techniques should be developed to provide a consistent approach for assessing each geohazard encountered along the pipeline route. Sound professional judgement is required to verify each stage of the assessment process and to promote



consistency and accuracy in the resulting susceptibility estimates. Where possible, designing the assessment framework to be adaptable to route changes will improve the efficiency of the process.

Comparison of the resulting FLOC or susceptibility values against established target thresholds for the project can help to identify areas for mitigation design to prevent loss of pipeline integrity, but loss of containment should not be the only design criterion considered in the final design of the pipeline. FLOC models should not be considered as a design tool, but rather as a guidance and communication tool to inform design decisions. While there are benefits to risk informed design, it is also important to incorporate serviceability and maintenance considerations into the design criteria. Additional assessment and design effort should be completed to address potential serviceability and maintenance concerns.

## 9 REFERENCES

- ASME, 2018. B31.8S *Managing System Integrity of Gas Pipelines*. American Society of Mechanical Engineers. New York, NY, USA.
- Cruden, DM, Varnes, DJ, 1996. Landslide types and processes. *Landslides investigation and mitigation. Transportation research board, US National Research Council*. Special Report 247, Chapter 3, pp. 36–75
- CSA Z662:19, 2019. National Standard of Canada. Oil and gas pipeline systems. Toronto, Ontario, Canada.
- Dewar, D., 2019. A Suggested Soil and/or Rock to Pipeline Landslide Interaction Classification System. *77th Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland, Canada.
- Ferris, G. 2020. Lessons learned from freespan at pipeline watercourse crossings. *Proceedings of the 2020 13th International Pipeline Conference*. Calgary, Alberta, Canada.
- Flentje, P., Miner, A., Whitt, G., and Fell, R. 2007. Guidelines for landslide susceptibility, hazard, and risk zoning for land use planning. *Australian Geomechanics* 42:13-36.
- Gartner, J., and Jakob, M., Debris-flow risk assessment and mitigation design for pipelines in British Columbia, Canada. *7th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation*., Golden, Colorado, USA.
- Hungr, O., Leroueil, S., Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11:167-194.
- Massey, C., Hancox, H., Page, M., 2018. Field guide for the identification and assessment of landslide and erosion features and related hazards affecting pipelines. *Landslide Dynamics: ISDR-ICL Landslide Interactive Teaching Tools*. Active Landscapes Department, GNS Science, Avalon, New Zealand.
- Mulbauer, K. 2015. *Pipeline risk assessment: the definitive approach and its role in risk management*. Expert Publishing. Auston, Texas, USA.
- Porter, M., Leir, M., Baumgard, A. and Ferris, G., 2014. Integrating terrain and geohazard knowledge into the pipeline lifecycle. *6th Canadian Geohazards Conference*, Kingston, Ontario, Canada.
- Porter, M., Ferris, G., Leir, M., Leach, M., and Haderspock, M., 2016. Updated estimates of frequencies of pipeline failures caused by geohazards. *Proceedings of the 2016 11th International Pipeline Conference*. Calgary, Alberta, Canada.
- Porter, M., Jakob, M., Holm, K., and McDougall, S., 2017. Risk-based landslide safety assessments in Canada. *3rd North American Symposium on Landslides*. Roanoke, Virginia, USA.
- PRCI. 2009. Guidelines for constructing natural gas and liquid hydrocarbon pipelines through areas prone to landslide and subsidence hazards. *Final Report prepared for the Design, Materials, and Construction Committee of Pipeline Research Council International Inc*. January 2009.
- Read R., and Rizkalla, M., 2015. Bridging the gap between qualitative, semi-quantitative, and quantitative risk assessment of pipeline geohazards – the role of engineering judgement. *Proceedings of the ASME 2015 International Pipeline Geotechnical Conference*. Bogota, Columbia.
- Read, R. 2021. Pipeline geohazard target susceptibility threshold – a reliability-based rationalization. *Proceedings of the ASME-ARPEL 2021 International Pipeline Geotechnical Conference*. Virtual, Online.
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malmud, B., Mihir, M., Guzzetti, F. 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. *Earth Science Reviews* 180:60-91.
- Rizkalla, M., Read, R., 2013. Overview of Pipeline Geohazard Assessment Approaches and Strategies. *Proceedings of the ASME 2013 International Pipeline Geotechnical Conference*. Bogota, Columbia.
- Rizkalla, M. and R.S. Read (eds.) 2019. *Pipeline geohazards – planning, design, construction, and operations*. 2<sup>nd</sup> edition. American Society of Mechanical Engineers. New York, NY, USA.
- Savigny, W., Porter, M., Leir, M., 2005. Geohazard management trends in the onshore pipeline industry. *Geoline 2005*. Lyon, France.

## 10 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the contributions of the numerous clients and colleagues who have participated in the development of the concepts presented in this paper.

# ALARP and Other Conditions for Tolerating Geohazard Risks

Alex Strouth<sup>1</sup>, Philip LeSueur<sup>2</sup> & Scott McDougall<sup>3</sup>

<sup>1</sup>The University of British Columbia & BGC Engineering Inc., Colorado, USA

<sup>2</sup>Geological Survey of Canada, Vancouver, British Columbia

<sup>3</sup>The University of British Columbia, Vancouver, Canada



## ABSTRACT

Geohazard areas are commonly in the transitional 'grey-zone' between clearly safe enough and clearly unacceptable. Here, tolerance of geohazard risk tends to be conditional, meaning that the risk can be lived with if certain conditions are met. A commonly cited condition is that risk must be reduced until it is As Low As Reasonably Practicable (ALARP). However, inconsistent definitions of ALARP are in use, which has led to miscommunication and poor decisions. Rather than referencing ALARP as the default condition for tolerating risk, specific, clear, and achievable conditions should be applied. Conditions for tolerating geohazard risks could include keeping the risk under review, following good practice to manage risks, using available resources to reduce risk, applying cost-effective measures to reduce risk, or reducing risk until the cost of further risk reduction is grossly disproportionate to the benefit gained. Risk management decisions must also consider the costs of risk reduction, which extend beyond the price of mitigation structures.

## RÉSUMÉ

Les endroits affectés par les géorisques se situent généralement dans une "zone grise" de transition entre une sécurité clairement suffisante et inacceptable. Dans ces cas, la tolérance au risque peut être conditionnelle, suggérant que le risque soit supporté dans certaines conditions. Une de ces conditions est que le risque soit réduit jusqu'à un niveau aussi bas que raisonnablement possible (ALARP). Plusieurs définitions différentes du concept ALARP existent, causant des erreurs de communication et des mauvaises décisions. Plutôt que d'utiliser ALARP comme une condition par défaut pour tolérer le risque, des conditions spécifiques, claires et réalisables devraient être appliquées. Les conditions de tolérance des risques pourraient inclure le maintien du risque sous surveillance, le respect des bonnes pratiques de gestion des risques, l'utilisation des ressources disponibles pour réduire le risque, l'application de mesures rentables pour réduire le risque, ou la réduction du risque jusqu'à ce que le coût d'une réduction supplémentaire soit disproportionné par rapport au bénéfice obtenu. Les décisions en matière de gestion des risques doivent également tenir compte des coûts de la réduction des risques qui impliquent bien plus que le coût des mesures de mitigation.

## 1 INTRODUCTION

Geohazard professionals commonly work in risk settings that are in the transitional 'grey-zone' between clearly safe enough and clearly unacceptable. Here, tolerance of the risk tends to be conditional, meaning that the risk can be lived with *if* certain conditions are met.

A commonly cited condition is that risk must be reduced until it is As Low As Reasonably Practicable (ALARP) (e.g., HSE 2001, Leroi et al. 2005, AGS 2007, Porter and Morgenstern 2013, Macciotta and Lefsrud 2018, ISO 2019). However, the *meaning* of ALARP is inconsistent in these various references. As illustrated below and in Strouth and McDougall (2021), this inconsistency has led to confusion among practitioners and decision makers, inhibited development of tolerable risk guidance, and in the worst cases, contributed to poor decisions.

The purposes of this paper are to draw attention to this inconsistency and to clarify the various conditions that can be adopted for tolerating a geohazard risk. The goal of the paper is to improve risk management communications, and specifically to facilitate discussions between risk analysts, engineers, and decision makers about '*how much ought to be invested*' or '*how much risk reduction is needed*' to manage a specific geohazard risk. To be clear, we are not

advocating for one universal condition or definition over another. Rather, we are arguing that different sets of conditions apply to different situations.

But first, some important context. The discussion presented here comes from a perspective that appears elementary, but took more than a decade of practice for the authors to internalize. And that is that *more risk reduction is sometimes, but not always, the better choice*. The costs that come with risk reduction measures are immediate, tangible, and easily overlooked.

We have all experienced examples of these costs during the recent COVID-19 pandemic. The prices we paid for 'flattening the curve' included lost jobs, lost school years, lost relationships, long periods of isolation, and increased rates of divorce, suicide, and depression (Brenner and Bhugra 2020). In the realm of geohazards, the obvious cost of risk reduction is the price of mitigation construction. But, the less obvious costs can be more impactful, and include things like a family being forced from their home, lost businesses and livelihoods, and diversion of energy and resources away from more critical hazards.

Therefore, as we set conditions for tolerating a risk, we should not focus blindly on the benefits of risk reduction, but also recognize and weigh the costs. The balance of benefit and cost of risk reduction needs to be debated for

each new risk scenario that we encounter. And the debates will be more fruitful if we all use consistent terms.

## 2 THE TOLERABILITY OF RISK FRAMEWORK

The tolerability of risk framework developed by the UK Health and Safety Executive (HSE) (2001) is a model for conceptualizing risk levels that has been widely adopted for geohazard risk in Canada (Porter and Morgenstern 2013, Macciotta and Lefsrud 2018). It categorizes risks as broadly acceptable, unacceptable, or tolerable (Figure 1).

Broadly Acceptable risks are low enough that additional risk reduction is not necessary. Risks in this region are regarded as insignificant or trivial and similar to risks taken in daily life.

Unacceptable risks are the opposite extreme, and are so high that they are not taken regardless of the associated benefits. Taking the risk is ruled out unless the risk can be modified to reduce it to a tolerable level.

Tolerable risks fall between these two extremes and are worth pursuing to secure certain benefits.

HSE developed the tolerability of risk framework as a basis for flexible and adaptable risk-informed decision making, recognizing that the factors that govern risk decisions vary by time, place, and circumstance. The tolerability of risk framework is a structure for dialogue about challenging risk, cost, and benefit trade-offs in each decision (Bandle 2007, Le Guan 2007).

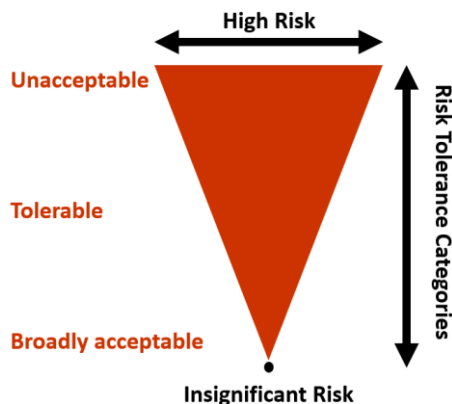


Figure 1. Tolerability of Risk Framework, modified from HSE (2001).

## 3 ALARP'S MULTIPLE MEANINGS

In the geohazards community, risks that fall within the tolerable region of the framework are commonly said to be tolerable if the risk is reduced to ALARP. However, the meaning of ALARP is inconsistent and unclear. The authors have identified three meanings (implied and explicit) of ALARP in geohazard literature and engineering consulting reports, which we have titled as:

1. Gross disproportion
2. Cost effective
3. Synonym for tolerable

## 3.1 Gross Disproportion

The gross disproportion variation is the original definition of As Low As Reasonably Practicable (ALARP). The ALARP acronym comes from British common law, following a 1949 case (Edwards v. National Coal Board) that tested an employer's obligation to ensure worker safety. The Edwards ruling held that industrial risk must be lowered to the point of "gross disproportion" between the costs and benefits of further risk reduction. In effect, a risk is ALARP if the risk is insignificant in relation to the cost in money, time, or trouble required to reduce it further (HSE 2001, Baecher et al. 2015).

To be clear, in this framework, ALARP *does not* mean *doing the best you can with available resources, finding cost-effective measures nor implementing pragmatic measures*. ALARP means going far beyond what is cost-effective to a place of **gross** disproportion.

A great resource for learning about the ALARP principle, including the original definition from 1949, is the UK Health and Safety Executive (HSE) website ([www.hse.gov.uk/managing/theory/alarpplance.htm](http://www.hse.gov.uk/managing/theory/alarpplance.htm)). HSE describes the process of reducing risk to ALARP as '*not one of balancing the costs and benefits of measures but, rather, of adopting measures except where they are ruled out because they involve grossly disproportionate sacrifices*'.

This definition of ALARP has been applied to worker safety (e.g., HSE 2001, 2022a), industrial public safety (e.g., Baecher et al. 2015, Malone 2005), and dam safety regulations (e.g., ANCOLD 2003, FERC 2016). In the early 1990's, this definition of ALARP was introduced to the landslide risk management world in Hong Kong following a series of fatal landslides from engineered slopes that were constructed to allow building development (ERM 1998, Malone 2005). Recently, the District of Squamish, British Columbia, applied this definition of ALARP to allow new residential development to be constructed in a large, well-recognized debris-flow hazard zone at Cheekeye Fan (DoS 2018).

A common theme of these applications is that those who benefit most from taking the risk are different from those who bear the potential for injury, death or loss. And those who bear the potential for loss often have little influence on the risk reduction measures that are implemented.

For example, the industrial plant owner and product consumers benefit from the safety risks taken by residents living adjacent to, and workers working at, the hazardous facilities. Meanwhile, residents living adjacent to the hazardous industrial plant have no control over how resources are spent to manage the plant's risks. Similarly, land developers benefit financially from the safety risks taken by those who buy homes in landslide hazard zones, and homebuyers typically lack the resources to build landslide protection structures.

This imbalance in ownership of risk costs, risk benefits, and decision-making power, makes *gross disproportion* a reasonable condition for risk tolerability in these situations. Effectively, those who reap the benefits of the risk must pay for risk reduction that is far more than cost-effective. They must go above and beyond to a place where the costs of

risk reduction are grossly higher than the benefits. An inadequate budget is no excuse; budget and resources must be acquired and allocated to risk reduction.

In these situations, it is also common to require that intolerable risks be reduced to a tolerable level without regard for the cost of risk reduction. Or stated differently, *intolerable risks cannot be lived with under any condition, and must be reduced, no matter the cost*. This logic is embedded within the societal landslide risk evaluation tool that was developed in Hong Kong (ERM 1998) and is widely referenced in landslide risk management literature (Figure 2).

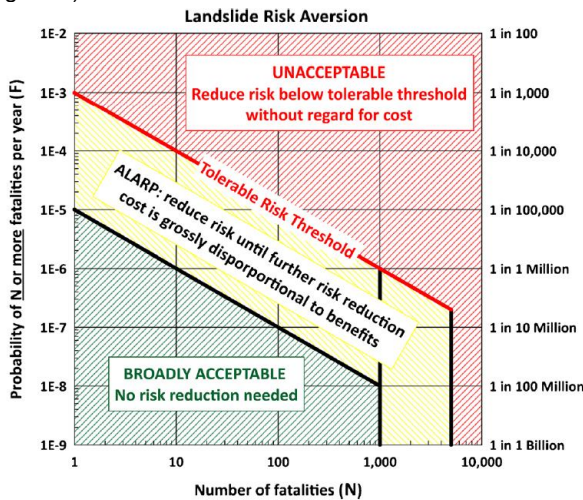


Figure 2. Hong Kong societal landslide risk evaluation tool (ERM 1998), with annotations added by Strouth and McDougall (2021).

### 3.2 Cost Effective

The second definition of ALARP we identified is *risk is ALARP if reasonable and cost-effective measures are implemented* (e.g., FERC 2016, Campbell et al. 2016, Macciotta and Lesfrud 2018). Or stated differently, a risk that is ALARP is, *the pragmatic result of following good practice to implement relatively cheap and cost-effective measures* (e.g., AGS 2007).

Pause reading for a moment and recognize that this meaning is almost opposite to the original definition of ALARP.

Nevertheless, this definition has very broad application for geohazard risk management. The focus on pragmatism and cost-effectiveness is often applicable where the resources needed for the desired risk reduction are not available and where a policy of grossly disproportional investment in risk reduction is illogical.

For example, on a highway that is affected by geohazards, risk managers tend to apply pragmatic and cost-effective measures to manage safety risks. They tend not to require gross disproportion for managing geohazards because it is irrational to take budget from other highway safety programs (e.g., paving, signage, bridges, guardrails) and apply it preferentially to manage geohazards. If gross disproportion was applied, geohazard risks could be further reduced, but while also unintentionally increasing the overall safety risk that comes

with travelling on the highway. Also, risk managers will tend to avoid closing a highway to reduce geohazard risks. Instead they inform road users of the hazards with 'watch for falling rock' signs, and the like. In this case, the road user is thought to be aware of the hazard (due to the sign), tolerating the risk (e.g., potential for vehicle damage, injury, or death), benefiting from taking the risk (e.g., using the road), and unwilling to bear the cost of greater risk reduction (e.g., not using the road).

A second common example is where a potential landslide from a natural slope is first recognized above an existing home. Here, risk managers tend to apply pragmatic and cost-effective measures to manage safety risk, or if there is no funding, no risk reduction is implemented at all (e.g., Strouth and McDougall, 2021). In these cases, the residents are thought to be aware of the hazard, tolerating the risk (e.g., potential for injury, death), benefiting from taking the risk (e.g., have a home to live in), unable to bear the cost of protection (e.g., cannot afford to pay for mitigation themselves), and unwilling to bear the cost of greater risk reduction (e.g., permanently evacuating their home).

In these situations, there tends to be no rigid threshold for risk tolerance. Instead, the same condition is applied to tolerate any level of risk, which is to implement all pragmatic, cost-effective, and common measures to reduce risk (often ending with the phrase, 'according to the ALARP principle'). This logic is embedded in the societal risk evaluation tool shown in Figure 3.

However, it is easy to imagine how this definition of ALARP could be misapplied or abused. For example, if a new chemical factory, nuclear power plant, or tailings dam was to be constructed in your back yard, would you want the disaster risk reduction to be only those measures that are cost-effective for the operator? Of course not.

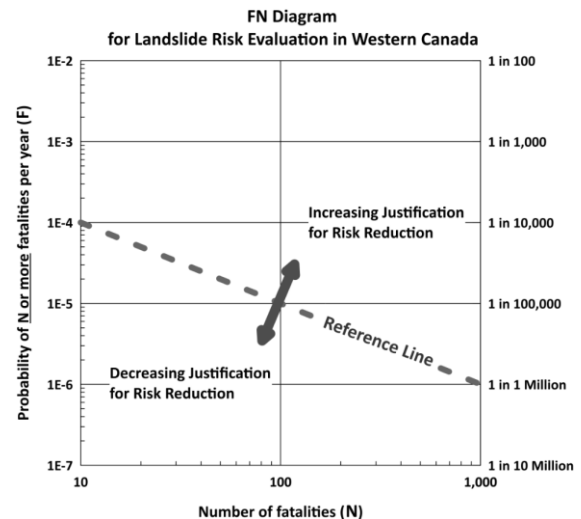


Figure 3. Societal risk evaluation tool for which all risks are intended to be tolerated if pragmatic, cost-effective, and common risk management measures are applied (Strouth and McDougall, 2021).

### 3.3 Synonym for Tolerable

A third use of the ALARP acronym is as an implied synonym for 'tolerable'. This appears occasionally in academic literature (e.g., Lee and Jones 2014), and we see it commonly in consulting reports, including our own from earlier days. The phrasing tends to be something like, 'risk is currently unacceptable, but could be ALARP if an early warning system is implemented'. This is a symptom of the confusion that surrounds the ALARP principle, and it contributes to further confusion and miscommunication.

So, we state plainly here that 'ALARP' should not be used as a synonym for 'tolerable'. A tolerable risk is one that can be lived with to secure certain benefits, if certain conditions are met. Reducing the risk to As Low As Reasonably Practicable (ALARP) is one of many conditions that could be adopted to tolerate the risk.

## 4 CONDITIONS FOR TOLERATING GEOHAZARD RISKS

The previous examples demonstrate that the tolerated level of geohazard risk and the conditions for tolerating risk vary based on circumstance. And the geohazards community uses ALARP as a 'catch-all' condition for risk tolerance that also varies based on circumstance.

Therefore, rather than debate the 'true' meaning of ALARP, we suggest starting the discussion over. As a community, let's observe the specific conditions under which geohazard risks are currently being tolerated, and then debate the application and grouping of the different conditions for tolerating specific geohazard risks.

This section is an initial list, with examples, of the various conditions for tolerating a geohazard risk that the authors have observed. The list demonstrates that no one condition is universally applied (e.g., Winter and Bromhead 2012, Strouth and McDougall 2022) and that often, multiple conditions are applied. We hope that practitioners will add to this list, debate the application of each condition, and use stakeholder input and judgement to select an appropriate combination of conditions at each new risk setting.

Conditions we have observed and that are referenced in literature for tolerating a geohazard risk include (read each example like, 'the risk can be tolerated if...'):

1. Risk is kept **under review**.
2. **Good practice** is followed in managing risk.
3. Cost of **risk reduction is unaffordable**.
4. Risk is reduced as far as possible with **available resources**.
5. **Cost-effective measures** are implemented to manage risk.
6. Cost of risk reduction is **grossly disproportionate** to the improvement gained.

#### 4.1 Under Review

Nearly all references that describe conditions for tolerating a risk (e.g., Fell et al. 2005, FERC 2016, HSE 2022a) mention the importance of keeping the risk under review. It is a condition that could be applicable for nearly all risks, although in practice it appears to be rarely done in a

deliberate and comprehensive way. A comprehensive risk review could include the following items:

1. Identify the **benefits of tolerating the risk**, along with any changes to the benefits.
2. Review the **cost of risk control** and mitigation measures, including changes in the costs, and perceptions of whether the cost of risk reduction is worth the benefit.
3. Identify opportunities for implementing **new risk control** measures.
4. Identify **changes in resources** for managing risks, such as increased or decreased budget.
5. Identify **changes in good practice** for risk management that have evolved in similar settings.
6. Identify the relative importance of the risk compared to **other hazards** and available resources.
7. Identify **uncertainty in the risk estimate** along with factors that increase or decrease uncertainty.
8. Identify changes in the **hazard character**, like increases or decreases to the frequency, size, impact intensity, or impact area.
9. Identify changes in the **elements at risk**, like population size, layout of infrastructure, and vulnerability and resilience of people, buildings, and infrastructure.
10. Identify changes in **perceptions of risk**, risk communication strategies, and risk tolerance by the people who are at risk and society at large.
11. Identify changes in the performance, expected performance, or **effectiveness of risk control measures**.

#### 4.2 Good Practice

Risks that are commonly encountered and managed through regulations tend to be tolerated if 'good practice' is followed in reducing the risk. 'Good practice' is specific to the context, and varies by region, industry, and hazard. Where good practice is well defined, this can be the simplest and most effective condition for tolerating a risk, and the only condition that is needed. For example, related to worker safety in an industrial setting, HSE (2022a) says that "*once good practice has been determined, much of the discussion with duty-holders about whether a risk is [tolerable] is likely to be concerned with the relevance of the good practice and how appropriately it has been implemented*".

Defining good practice is the purpose of standards and guidelines. In some regions and industries, good practice for geohazard risk management is at least partially defined by guidelines. For example, professional associations in Canada provide guidelines for managing landslide and flood hazards (e.g., APEGBC 2011, EGBC 2018). Similarly, the Federal Energy Regulatory Commission (FERC 2016) provides examples of good practice for managing dam safety risks. However, good practice can be subjective and uncertain, and good practice in one industry is not necessarily transferable to others. For example, the good practice described by HSE (2022a) are measures for managing industrial hazards that have already been shown

to reduce risks to the point of gross disproportion between costs and benefits of further risk reduction. These measures are not generally applicable to geohazards.

Even within the realm of landslide risks in Western Canada, good practice may vary with context. For example, good practice for new developments may be to avoid landslide hazard zones or to mitigate the landslide risks to the point of gross disproportion between costs and benefits of further risk reduction. While at existing development, good practice may include landslide hazard mapping, education of residents, development of emergency response and evacuation plans, landslide early warning systems, keeping the risk under review, and using available resources to mitigate the hazard.

#### 4.3 Risk Reduction is Unaffordable

Many risks are tolerated simply because the resources needed to reduce risk are not available, the intangible costs related to risk reduction are unacceptable, and the benefits of taking the risk outweigh the costs of avoiding the risk. This may be the most common condition for tolerating a risk. While practitioners often find this frustrating, it is a perfectly valid reason for tolerating a risk. The person at risk may wish for the risk to be reduced and not want to tolerate the risk, but circumstances demand that they do.

For this condition, the risk that is being evaluated is considered in relation to other risks that are faced. In the tradeoff comparison between risks, costs, and benefits, it is decided that taking the risk is 'worth it'. Or when the evaluated risk is viewed in context with other risks, it is decided that resources should be spent to manage other higher risks. Consider the following examples.

Guatemala City is located on a plateau dissected by several large ravines. The flat lands have been fully developed for many years, and the only remaining lands are on the steep, unstable ravine slopes. Now there are 400,000 people living in 300 urban settlements that were illegally developed on these steep slopes (LaPorte 2018). Because of the recognized high landslide risk, the government actively discourages development, for example, by restricting services and forcing families to vacate homes. However, within days after being vacated by the government, the settlement is repopulated, and residents work together to distribute water and electricity and manage wastewater.

Residents are keenly aware of the landslide risks and are frequently reminded that the landslide risks are unacceptable to the Guatemalan government. However, the residents choose, voluntarily, to tolerate the landslide risk. Many of them have fled to Guatemala City, away from zones of war, drought, and famine towards economic opportunity. For these residents, the benefits of taking the landslide risk, which include safety from violence, education for children, economic opportunity, and food security, clearly justify tolerating the landslide risk. The government's method for reducing risk, which is to prohibit development on the steep slopes, is unacceptable to residents because they have no better place to go. Many other options for reducing landslide risks, like engineered slope stabilization measures are unaffordable.

A second example is in British Columbia, where quantitative landslide risk tolerance thresholds have been adopted by several local governments and referenced by dozens of consulting reports. Estimated landslide risk at many of these communities exceeds the tolerable risk thresholds, suggesting that risk reduction is imperative. However, after many years, funding for the landslide mitigation measures has not been provided by provincial and federal funding agencies, and the communities continue living with the landslide risk (Strouth and McDougall 2021).

Although risk reduction is desired in these cases, the landslide risk is tolerated by local governments in Western Canada because it is unaffordable to reduce the risk. Similarly, residents could choose to reduce risk themselves by moving away from the hazard zone. Instead, they tolerate the landslide risk because they cannot accept nor afford the loss of their home.

#### 4.4 Available Resources

Reducing risk as far as possible using whatever resources are at hand is a pragmatic approach to tolerating a risk. It is a condition that applies when the desired risk reduction is unacceptable, unaffordable, or takes a long period of time to be implemented.

For example, the authors and others have advocated for such an approach in Guatemala City as a compromise between the government's rigid policy of prohibiting development and the resident's reality of living with high landslide risk (Faber 2016, Strouth et al. 2017). In that context, risk reduction options that were feasible to implement with the communities' limited resources included landslide hazard education programs, rainfall monitoring and evacuation protocols, moving shelters away from the highest hazard slopes, rearranging the layout of shelters so that beds were in the safest portions of the shelter, removing weak topsoil layers from slopes, managing wastewater and stormwater, and planting vegetation.

Similarly in British Columbia, landslide early warning systems are recommended by consultants to communities that are waiting for landslide mitigation funding. This occurs despite examples like Montecito, California where 23 people were killed by a debris flow even after an early warning alarm was sounded (Kean et al. 2019; Goto et al. 2020), and even though we know of no methods for quantifying the benefits of such systems. Early warning systems seem to be recommended because they are perceived to be 'better than nothing' and perhaps the only way to reduce safety risk with a very limited budget.

Also, Moase (2017) provides guidance for debris-flow mitigation design in Canada and identifies a 'budget-limited' design process as an alternative to designing to a tolerable risk threshold or a return period standard. For budget-limited designs, the magnitude of debris flow that is mitigated is governed by the available capital, rather than risk. And the practitioner is asked to optimize the design with allocated funds.

#### 4.5 Cost-Effective

Requiring that cost-effective mitigation measures are implemented is a common condition for tolerating geohazard risks by governments and by large businesses, like mining or hydropower, particularly when the focus is on economic risks. These entities tend to bear both the benefits of taking the risk and the potential for loss, and they use a policy of balancing risk and reward to manage risks.

Cost-effectiveness is also a tool for prioritizing mitigation measures and the order in which hazard sites are mitigated (e.g., Macciotta and Lesfrud 2018). It is therefore particularly important within organizations (such as governments) that have more hazards and hazard sites than can be managed with available resources.

For example, the EconoMe tool is used in Switzerland to compare and prioritize geohazard projects and to allocate mitigation funding based on economic efficiency (Bründl et al. 2009).

Cost-effectiveness is often assessed by engineers and economists using cost-benefit analysis. Other types of consequences like life-loss, injury, illness and environmental impacts can also be monetized and included in the cost-benefit analysis (HSE 2022b).

Costs refer to the capital investment, opportunity costs, and operations and maintenance costs related to the geohazard mitigation measure. For example, the cost of a debris-flow barrier would include the construction costs and the costs for sediment removal from the basin and repair of the barrier. Also, costs distributed across a population, such as those caused by closing a highway, like business interruption and longer travel times, are consolidated in the cost-benefit analysis.

Benefits refer to the risk reduction that is achieved by the mitigation measures, or stated differently, by the risk that was eliminated by the mitigation. For cost-benefit analysis, risk is typically estimated quantitatively as the loss times the probability of the loss occurring. Benefits of a debris-flow barrier are related to reduced safety risk, and reduced risk of destroyed buildings and damaged infrastructure. Benefits of closing a highway during periods of high landslide risk are usually limited to reduced safety risk.

Cost-effectiveness analysis is a common method for prioritizing risk reduction measures, with the goal being to identify the most cost-effective measures for reducing risk. For life loss risks, cost-effectiveness can be represented by the cost-to-save-a-statistical-life (CSSL), which is the ratio of the mitigation cost to the lives saved by the mitigation measure (Leroi et al. 2005, Macciotta and Lefsrud 2018, Strouth and McDougall 2021).

#### 4.6 Grossly Disproportionate

It is relatively uncommon to tolerate a risk only when the risk is lowered to the point where the costs of further risk reduction are grossly disproportionate to the benefits of risk reduction. This condition is applied most often in relation to life loss and safety risks and could also be applicable to environmental risks. The applications also tend to be where those who benefit from taking the risk are different from

those who bear the potential for loss (see Section 3). It is generally not applicable to economic risks and would usually be an illogical condition for economic risks faced by businesses.

Although this condition is referenced commonly in geohazard literature (e.g., Leroi et al. 2005), it appears to be a useful tool for decision making only in settings that have two important characteristics:

1. **Financial resources** exist to pay for the grossly disproportionate risk mitigation costs; and
2. **Regulatory frameworks** are in place to force grossly disproportionate investments in risk reduction.

For example, the gross disproportion condition appears to be useful for managing geohazards in Hong Kong because the hazards are managed by a well-funded government agency with the resources, mandate, and authority to enforce the condition (Cheung 2021). Also, this condition appears to be practicable in Western Canada for new development in geohazard zones because developers have financial resources and local governments have authority to govern land use. However, despite being referenced for existing development in Western Canada, the grossly disproportionate condition is practically ignored (Strouth and McDougall 2021). This seems to be because the homeowners and local governments lack the financial resources even for cost-effective measures (not to mention grossly disproportionate measures) and local governments have little authority to enforce measures at existing development.

Other settings where gross disproportion has been, or may be, applied include industrial worker safety (HSE 2001, 2022a), introduction of potentially hazardous facilities in public areas (Malone 2005), introduction of new development to recognized geohazard areas (DoS 2018), and dam safety (FERC 2016).

For common situations, 'good practice' defines measures that fulfill the gross disproportion condition (HSE 2022a) and gross disproportion can be evaluated qualitatively. However, for unique or complicated cases, cost-benefit analysis is needed.

There is no consensus defining what disproportionality factor is 'gross'. Instead, judgement is used (Baecher et al. 2015), and the degree of disproportion grows with severity of the risk. FERC (2016) suggests that the disproportion between costs and benefits of dam safety measures can vary between 1 and 10, depending on factors like the duration of the risk, availability of risk reduction options, variation from good practice, and uncertainty. HSE (2022a) uses an example:

- Spending \$1M to prevent 5 staff from bruised knees is obviously grossly disproportionate; but
- Spending \$1M to prevent an explosion that could kill 150 people is obviously proportionate.

Cost-benefit analysis that monetizes the value of life-loss risk reduction (using value of a statistical life) has been used by the authors to demonstrate that debris-flow risk reduction measures meet the grossly disproportionate test

(LeSueur et al. 2022). This analysis supported approval by a local government of a new development in a recognized debris-flow hazard area. In this case, the developer was required by the local government to construct debris-flow mitigation to protect the existing and new development to the point where additional protection would be grossly disproportionate to the benefit gained (DoS 2018).

## 5 CONCLUSIONS

Geohazard risks are everywhere, and there are many conditions under which people tolerate these risks. The job of risk managers and practitioners is to help people understand the risks and understand the options for managing the risks. The concept of tolerable risk is essential for these risk management discussions.

The ALARP condition for tolerating risk is regularly mentioned as a guiding principle for risk management. But the meaning of ALARP has evolved with time to the point that it has become inconsistent and unclear. Furthermore, the concept of gross disproportion between mitigation costs and benefits, which was central to the original definition of ALARP, is commonly unachievable and can be counter-productive for entities who are managing multiple hazards with limited resources.

Therefore, reducing risk to ALARP should *not* be the default condition for tolerating geohazard risks that is referenced by practitioners. Instead, specific, clear, and achievable conditions for tolerating a risk should be identified, debated, and applied for each new risk scenario. Individuals and society already tacitly apply a wide range of conditions for tolerating risk, and now it is time to recognize those conditions and speak openly about them.

## 6 REFERENCES

- Association of Professional Engineers and Geoscientists British Columbia (APEGBC). 2010. Guidelines for legislated landslide assessments for proposed residential developments in BC.
- Australian Geomechanics Society (AGS). 2007. Practice Note Guidelines for Landslide Risk Management. ISSN 0818-9110.
- Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD). 2003. Guidelines on Risk Assessment. Melbourne, ISBN 0731027 620.
- Baecher, G., Abedinsohi, F., Patev, R. 2015. Societal risk criteria for loss of life concepts, history, and mathematics. University of Maryland, College Park.
- Bandle, T. 2007. Tolerability of Risk: The Regulator's Story. In: *The Tolerability of Risk, A New Framework for Risk Management*. Earthscan, London, VA.
- Brenner, M.H., Bhugra, D. 2020. Acceleration of Anxiety, Depression, and Suicide: Secondary Effects of Economic Disruption Related to COVID-19. *Front. Psychiatry* 11:592467. doi: 10.3389/fpsy.2020.592467
- Bründl, M., Romang, H.E., Bischof, N., Rheinberger, C.M. 2009. The risk concept and its application in natural hazard risk management in Switzerland. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 9:801.
- Campbell, C., Conger, S., Gould, B., Haegeli, P., Jamieson, J.B. and Statham, G. 2016. *Technical Aspects of Snow Avalanche Risk Management—Resources and Guidelines for Avalanche Practitioners in Canada*. Revelstoke, BC, Canada, 15.
- Cheung, R. W. (2021). Landslide risk management in Hong Kong. *Landslides*. doi:10.1007/s10346-020-01587-0
- District of Squamish (DoS). 2018. RTC Cheekeye Fan Development – Public Hearing and Third Reading Report, July 24, 2018.
- Engineers and Geoscientists British Columbia (EGBC). 2018. Legislated flood risk assessments in a changing climate in BC. Version 2.1.
- ERM-Hong Kong Ltd. (ERM). 1998. Landslides and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines. *GEO Report No. 75*. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- Faber, E. 2016. Development of a landslide risk rating system for small-scale landslides affecting settlements in Guatemala City. Colorado School of Mines Thesis. <https://mountainscholar.org/handle/11124/170041>.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S., Leroi, E. 2005. A framework for landslide risk assessment and management. In: *Landslide risk management*, CRC Press, pp 3-25.
- Federal Energy Regulatory Commission (FERC). 2016. Risk-informed decision making (RIDM) – risk guidelines for dam safety (Interim Guidance), Version 4.1, USA.
- Goto, E. A., Gray, S., Keller, E., & Clarke, K. C. 2020. Using Mixed-Methods to Under-stand Community Vulnerability to Debris Flows in Montecito, CA. In *Workshop on World Landslide Forum* (pp. 435-440). Springer, Cham.
- Health and Safety Executive (HSE). 2001. *Reducing Risks, Protecting People - HSE decision-making process*. United Kingdom.
- HSE. 2022a. ALARP “at a glance”. Retrieved from <https://www.hse.gov.uk/managing/theory/alarpglance.htm>. Accessed January 5, 2022.
- HSE. 2022b. HSE principles for Cost Benefit Analysis (CBA) in support of ALARP decisions. Retrieved from <https://www.hse.gov.uk/managing/theory/alarpcba.htm>. Accessed January 5, 2022.
- International Organization for Standardization (ISO). 2019. *Risk management – Risk assessment techniques*. ISO.IEC 31010 Edition 2.0 2019-06.
- Kean, J.W., Staley, D.M., Lancaster, J.T., Rengers, F.K., Swanson, B.J., Coe, J.A., Hernandez, J.L., Sigman, A.J., Allstadt, K.E., Lindsay, D.N. 2019. Inundation, flow dynamics, and damage in the 9 January 2018 Montecito debris-flow event, California, USA: opportunities and challenges for post-wildfire risk assessment. *Geosphere* 15(4):1140-1163. doi:10.1130/GES02048.1
- LaPorte, D. 2018. Evaluating landslide risk management in Guatemala City through a study of risk perception and behavior changes. Colorado School of Mines thesis. <https://mountainscholar.org/handle/11124/172366>
- Leroi, E., Bonnard, C., Fell, R., McInnes, R. 2005. Risk assessment and management. In: *Landslide risk management*, CRC Press, pp 159-198.



- Le Guan, 2007. Applying the HSE's Risk Decision Model: Reducing Risks, Protecting People. In: *The Tolerability of Risk, A New Framework for Risk Management*. Earthscan, London, VA.
- Lee, E.M., Jones, D.K.C., 2014. *Landslide Risk Assessment*, Second Edition. ICE Publishing, London.
- LeSueur, P., Strouth, A. 2022 (in preparation). Debris-flow risk assessment and risk management at Cheekeye Fan.
- Macciotta, R., Lefsrud L. 2018. Framework for developing risk to life evaluation criteria associated with landslides in Canada. *Geoenviron Disasters* 5:10.
- Malone, A.W. 2005. The story of quantified risk and its place in slope safety policy in Hong Kong. In: *Landslide Hazard and Risk*: 643-674.
- Moase, E. 2017. Guidance for debris-flow and debris-flood mitigation design in Canada. Simon Fraser University Thesis.
- Porter, M., Morgenstern N. 2013. *Landslide Risk Evaluation. Canadian Technical Guidelines and Best Practices related to Landslides: a national initiative for loss reduction*. Geological Survey of Canada Open File 7312.
- Strouth, A., Faber, E., and McDougall, S. 2017. Small-scale landslide risk management in Guatemala City. *3rd North American Symposium on Landslides*. June 4-8, 2017, Roanoke, Virginia, USA.
- Strouth, A., McDougall, S. 2021. Societal risk evaluation for landslides: historical synthesis and proposed tools. *Landslides* 18:1071-1085. doi:10.1007/s10346-020-01547-8
- Strouth, A., McDougall, S. 2022. Individual risk evaluation for landslides: key details. *Landslides*. doi:10.1007/s10346-021-01838-8
- Winter, M.G., Bromhead, E.N. 2012. Landslide risk: some issues that determine societal acceptance. *Nat Hazards* 62, 169–187. <https://doi.org/10.1007/s11069-011-9987-1>

# Beyond the classical socioeconomic impact of landslides



Michel Jaboyedoff<sup>1</sup>, Marc-Henri Derron<sup>1</sup>, Clément Michoud<sup>1</sup> & Jacques Locat<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Risk-group, Institut des Sciences de la Terre, Université de Lausanne, CH-1015 Lausanne, Suisse. ([michel.jaboyedoff@unil.ch](mailto:michel.jaboyedoff@unil.ch))

Terranum, Busigny, Suisse.

<sup>2</sup>Laboratoire d'études des risques naturels (LERN), Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, Qc, Canada, G1A 0V6.

*Keywords : landslides, socioeconomic, risk, cascading effect, statistics, landscape*

## ABSTRACT

The impact of landslides on society is often described in terms of risks, damages, deaths per year, etc., but the data quality is very different from one region to another. The non-earthquake triggered landslides induce 4600 casualties per year. But earthquakes, hurricanes and or heavy rainfall disasters are including often more than 20% casualties caused by landslides. The small landslides are often not considered in the statistics, because managed by local authorities, but, summing up, their costs are not negligible. They are often linked with human activities and their cost increase in many cases. Especially in fast developing countries and in rich counties because of aging infrastructure. Landslides can have negative and positive effects. Unfortunately, it appears that compared to flooding, risk communication for landslides is more difficult to convey, and authorities may be less inclined to do so.

## RÉSUMÉ

L'impact des glissements de terrain sur la société est souvent décrit en termes de risques, de dommages, de décès par an, etc., mais la qualité des données est très différente d'une région à l'autre. Les glissements de terrain non déclenchés par un tremblement de terre font 4600 victimes par an. En revanche, souvent plus de 20% des victimes les tremblements de terre, les ouragans ou les pluies diluviennes le sont par des mouvements de terrain. Les petits glissements de terrain ne sont souvent pas pris en compte dans les statistiques, car ils sont gérés par les autorités locales, mais, en résumé, leurs coûts ne sont pas négligeables. Ils sont souvent liés aux activités humaines et leur coût augmente dans de nombreux cas. Surtout dans les pays en développement rapide et dans les pays riches en raison du vieillissement des infrastructures. Les glissements de terrain peuvent avoir des effets négatifs et positifs. Malheureusement, il semble que, par rapport aux inondations, la communication des risques liés aux glissements de terrain soit plus difficile et que les autorités soient moins enclines à le faire.

## 1 INTRODUCTION

Landslides represent a threat to human activities. Their impacts are well known by the populations, since these disasters are mediatized when events affect infrastructures and/or lead to the death of many people. But in the global statistics, these phenomena are very under-represented for simple reasons. Landslides often occur in conjunction with the events that trigger them: earthquakes, heavy rainfall and cyclones; and are therefore mostly counted as part of these disasters. If they are the only source of the disaster, they cause, in most cases, few victims and induce localized damage. Yet, the number of non-earthquake deadly landslides is underestimated; as Petley (2012) has shown, global statistics over 7 years (2004 to 2010) indicate 2620 land movements that caused 32,322 deaths, or more than 4600 victims per year.

The interaction of earth movements with human activity is increasing for three main reasons:

- When hazard studies are not carried out in territories that are anthropized, urbanized or where new infrastructures are developed, the rapid increase of

this occupation of the territory can lead to destruction or even disasters.

- Climate change induces more intense, more frequent, and longer precipitations, which leads to slopes that have never been subjected - for tens, hundreds or even thousands of years - to such destabilizing stresses. This implies a significant decrease in return periods.
- Development of a poor region is often accompanied by poor construction practices, such as roads, which cut or create slopes and generate landslides; or simply land use induces change and concentration of surface water (especially in Asia; Sidle and Ziegler, 2012). In rich country usually codes in place permit to avoid such large problems. But everywhere the infrastructures age and are not always well maintained, such as retaining walls that can lead to landslides.

It is therefore fundamental, first of all, to have a zoning of the slope movement hazards, i.e. to evaluate the intensities of the phenomena and their frequency in a quantitative way or a relative one using landslide

susceptibility zoning. This must allow, through the risk analysis, to qualify and compare the situations, to take adequate measures and to prioritize them according to the degree of risk. Humans must therefore live with these hazards by trying to reduce the landslides impact on society as much as possible. Either by measures that mitigate the potential impact of ground movements on people and objects, or by inducing adequate behavior of the populations in order to preserve human lives.

In his book "Bergsturz und Mensch leben" Heim (1932) describes certain interactions between man and nature. In particular, he reports on the management of the Kilchenstock rockslide, which had moved a few meters in the direction of the village of Linthal. In 1932, two accelerations caused Heim (1932) to evacuate the village twice, which could be destroyed by the rock avalanche caused by a catastrophic failure (Figure 1). It turns out that this instability is still in place today, demonstrating the uncertainties in the prediction of ground movements.

In addition, recent LiDAR surveys show us how much our landscapes are shaped by land movements (Figure 2): many mountain faces are the result of numerous landslides. The alluvial fans made of debris flows are also privileged village locations, because they are away from the flooding plain and often groundwater is available.

In this article we aim to provide an overview of the landslide impacts beyond the traditional ones, highlighting their impacts on society is underestimated.

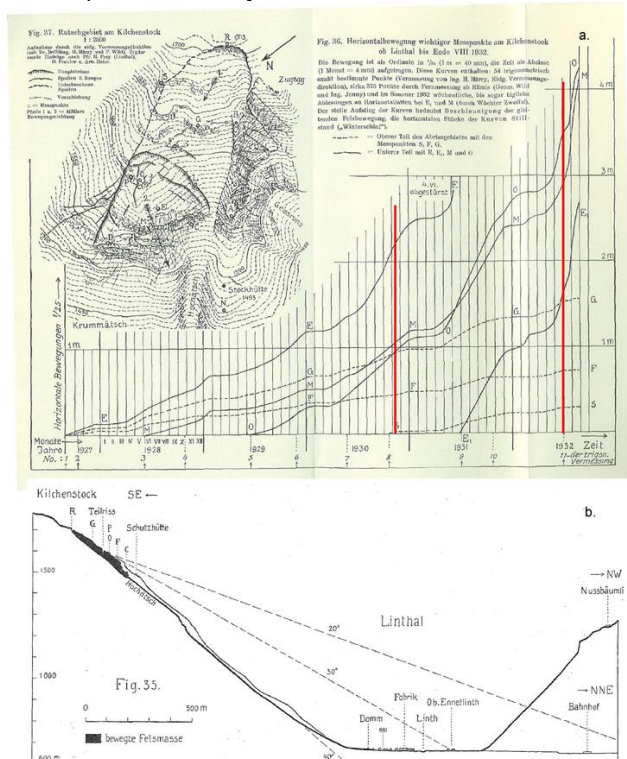


Figure 72. Movement of the Kilschenstock instability and probable area of damage using the Farböschung concept (from Heim, 1932).

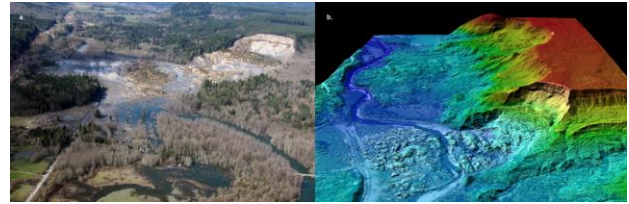


Figure 73. a. Photo of the Oso Slide (USA), b. 3D image of the Laser DTM (Credit: Jason Stoker, USGS. Public domain).

## 2 THE IMPACT OF GRAVITY MOVEMENTS: AN UNDERESTIMATED RISK

At the world level it is very difficult to give figures for damage and casualties in relation to land movements, given that they are small events or are integrated into other larger events.

### 2.1 Disasters and destructive events

Worldwide, 3.7 million km<sup>2</sup> are subject to significant ground motion hazard, or 2.5% of the world's surface, including 0.82 million km<sup>2</sup> (0.6%) with high hazard (Dilley et al. 2005). In 2000, approximately 300 million people lived in areas that are subject to significant landslide hazard, or 5% of the world's population; and 66 million (~1%) were subject to high hazard (Dilley et al. 2005). Note that the World Bank spatialized gross domestic product is higher in affected areas than in non-affected areas, but there is no difference between agricultural areas. The percentage of roads and paths potentially affected is roughly proportional to the area affected (Dilley et al. 2005).

It is certain that the number of casualties on average exceeds 5000 per year if earthquake-induced land movement is included in Petley's (2012) data. In countries such as Japan, the number of annual deaths caused by landslides is 42 per year from 2007 to 2018 (Table 1), for 1324 events per year. For example, on July 3, 2021, about 20 people were killed by a torrential lava in the city of Atami (<https://www.asahi.com/ajw/articles/14392675>). Japan is used to such disasters: in July 2003, on the island of Kuyushu, following intense rainfall, landslides and debris-flows caused 21 victims and 240 buildings were partially or fully destroyed. On the same island, in 1993, similar events caused 121 deaths (Sidle and Chigira, 2004). The Hiroshima area is particularly affected by deadly landslides from weathered granites (Chigira, 2001), which caused 159, then 32 and 77 deaths respectively in 1967, 1999, and 2014

(<https://mainichi.jp/english/articles/20180709/p2a/00m/0na/019000c>) and 94 deaths in 2018 (Chigira pers. com.). Japan is one of the most affected countries per capita by earth movements. In the same year the Iburi-Tobu (Hokkaido) earthquake induced more than 6,000 landslides that resulted in 36 deaths, a majority of the 41 earthquake victims (Yamagishi and Yamazaki, 2018; USGS, 2018).

China, between 1950 and 2016, recorded 28,139 deaths from non-earthquake related land movement events, averaging 66 per year. It is interesting to note that

while the number of deaths is increasing by an average of 3 per year (Lin and Wang, 2018), and the number of recorded events is increasing by 5.6% per year. However, the number of deaths per event has decreased from 30 to 8 in 45 years, indicating that mitigation measures are very effective, given China's growth (Lin and Wang, 2018). Italy averaged 26 deaths per year between 1990 and 1999 (Guzzetti, 2000), and in the United States there were 25 to 50 deaths during the same period. However, it should be remembered that in Italy the Campania (Sarno) event caused 160 deaths in 1998, and a direct cost of 36 million Euros (Brondi and Salvatori, 2003), demonstrating the presence of critical situations in this country. On average, in Switzerland, from 1972 to 2007, there were 1.6 deaths per year. In Canada, the number of deaths per year has decreased significantly over the course of the 20<sup>th</sup> century, nevertheless in Quebec (Figure 3) and British Columbia deadly landslides are not rare (Blais-Stevens, 2019; Locat and Leroueil, 2019; Strouth and McDougall, 2021). Relative to the population of these countries, these numbers are relatively small.

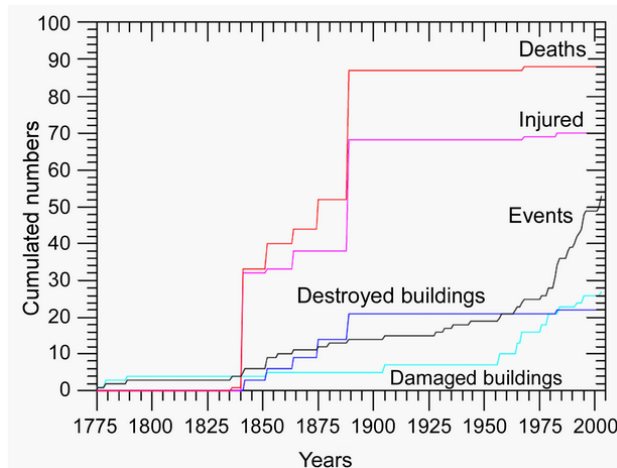


Figure 3. Cumulative historical distributions since 1775 of people affected, events number and damage to buildings which are illustrating the risk reduction with time of slope mass movements affecting Bd. Champlain Quebec (after Baillifard, 2004, see Locat and Turmel 2020, Locat et al. 2022).

It is very difficult to get a clear picture of the annual damage costs. Nevertheless, several figures can be quoted. Land movements would cause 7 billion US\$ in Europe per year and 1.5 US\$ for India (Ispra, 2011), 3.5 billion US\$ in 2001 (Highland, 2004). In Italy, the annual costs could range from 2.6 to 5 billion US\$, in Japan from 4 billion US\$ and in Canada from 1.4 billion US\$ according to Sidle and Ochiai (2006). It is very difficult to know the economic impact in countries like Nepal, or more generally in Asia, Africa and South America.

Nevertheless, in many countries land-use planning, mitigation or surveillance measures are taken to avoid disasters. Hong Kong, through its risk reduction strategy, has drastically reduced the number of victims (Kjekstad and Highland, 2009). The case of the Åknes rockslide in Norway is an example of very advanced risk reduction

measures. It is intensively monitored since it could trigger a tsunami by spreading in the underlying fjord, which could not only flood some nearby villages, but also affect the cruise ships visiting Geiranger a few kilometers away (Blikra, 2008; Lacasse et al., 2008). Another example is the boulder protection nets that are installed quite systematically in the Alps along the roads, which decrease the number of accidents quite effectively. Classically, when a risk reduction strategy is put in place, a decrease in the number of victims is observed over time (Figure 3). However, at the same time, there may be an increase in the number of events, the magnitude of whose consequences may decrease. This is the result, respectively, of the increase in the occupation of the territory and the protective measures that are put in place.

Table 21. Statistics of landslides, debris flows and slope failures in Japan (Data from Cabinet Office, Government of Japan, 2018).

Year	Numbers	Deaths
2007	966	0
2008	695	20
2009	1058	22
2010	1128	11
2011	1422	85
2012	837	24
2013	941	53
2014	1184	81
2015	788	2
2016	1792	18
2017	1514	24
2018	3559	161
<b>Average</b>	<b>1'324</b>	<b>42</b>

From the point of view of victims according to the type of land movement, catastrophic and rapid failures (boulder falls, rockslides, rock avalanches, debris flows and complex failures) were, in Italy between 1279 and 2002, the cause of 75% of deaths and 55% of injuries (Guzzetti et al., 2005) (Figure 4).

## 2.2 Small events

One of the problems with disaster statistics is that they have threshold values in terms of loss of property or life, so that landslides movements are often limited in size, not all of them appear in national or international inventories. This problem has been highlighted for other hazards by R. Glasser head of the United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR) (Rowling, 2016). The increase in current precipitation intensities, which generate many small landslides, shows the growing importance of small events.

## 2.3 Land movements because of earthquakes

For example, of the nearly 70,000 victims of the Wenchuan earthquake in 2008, more than 20,000 were killed by landslides, according to Yin et al. (2009), i.e. more than 20%. The El Salvador earthquake of 13.01.2001 killed 844 people, 585 of them by landslides, mainly by the Las Colinas landslide (Jibson et al., 2004). These examples show that the impact of landslides is far more important

than usually shown by world statistics of natural disasters, since they generate a significant percentage of deaths counted in the impacts of the two most devastating phenomena: earthquakes and cyclones, except in flat lands. Of 9920 earthquakes that caused damage worldwide during the period 1900-2017, 11.8% of deaths were caused by landslides, and they account for 13.4% of direct costs and 13.1% of total costs (Daniell et al., 2017). Nowicki Jessee et al. (2020) compiled a 207-year inventory of worldwide earthquakes that caused landslides, including 196 earthquakes of which 76 caused at least one casualty. Of 1,210,213 casualties, 213,913 were caused by landslides, or 17.7% of landslide related deaths attributed to earthquakes. This difference between 17.7% and 11.8% is attributable, on the one hand, that not all earthquakes generate landslides, because the terrain affected can be only slightly rough, and therefore not very prone to slope movements, and on the other hand, to the fact that the water saturation of the terrain is low, limiting the destabilizing effect. During the Tohoku earthquake, one of the most powerful earthquakes in history, it triggered only a few slope movements because the land was only slightly saturated with water (Chigira, pers. com.).

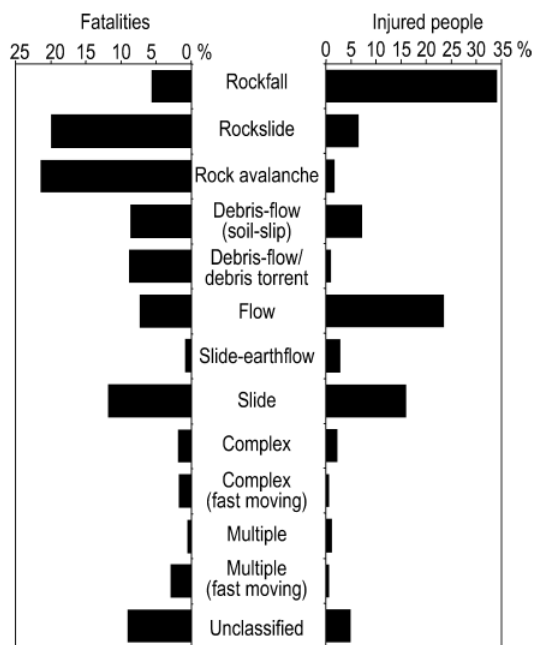


Figure 4. Percentage of fatalities and injuries by type of ground movement in Italy between 1279 and 2002 (from Guzzetti et al., 2005).

Some earth movements have caused 30% or more of the deaths attributed to earthquakes (Table 2), including the Khait earthquake (Tajikistan) in 1949 (Evans et al., 2009), 98% of which was caused by slope movement from saturated loess. In addition, the Huascarán rock and ice avalanche that turned into a gigantic torrential lava (Evans et al., 2009), which would have caused 25% of the 70,000 deaths of the 1970 Peruvian earthquake (Ericksen et al., 1970), and which Evans et al. (2009) estimate at slightly less than 10%.

Table 2. Coseismic ground motions since 1900 that have had a highly significant impact on earthquake fatalities (modified from Daniell et al., 2017).

Year	Location	Mw	Total deaths	% of deaths by landslides
1920	Haiyuan	8.3-8.6	136'700	50%
1970	Ancash	7.9	26'700	40%
2005	Kashmir	7.6	26'500	31%
2008	Sichuan	7.9	26'500	30%
1949	Khait	7.6	11'760	98%
1976	Irian Jaya	7.1	5'520	92%
1907	Karatag	7.2	4'900	35%
1917	Daguan	7.3	1'800	96%
1950	Assam Chayu	8.6	1'450	30%
1998	Badakhshan and Takhar Provinces	6.5	1'350	30%

It appears that 37% of the disruptions of communication routes after earthquakes are caused by landslides; and the destruction of buildings by landslides would account for only 6% of cases (Bird and Bommer, 2004). The degree of building destruction is three times lower than the percentage of deaths by earthquakes (17.7%), indicating that landslide most probably have a greater destructive power of buildings than that of the earthquakes.

#### 2.4 Land movement because of cyclones and bad weather

Examples of intense precipitation-induced landslides are important because they are dependent on climate change, and thus their frequency and magnitude may increase. However, it is difficult to have a precise picture of the impact on slope movements, because the distinction between torrential floods and debris flows is not trivial. But the examples are quite demonstrative.

One of the most significant events was Hurricane Mitch, which devastated Central America from October 26 to November 3, 1998, with rainfall totalling 1270 to 1905 mm (NOAA, 1998). Approximately 18,000 people died or were missing, mainly in Honduras (Grunewald et al., 2000), which was the most affected. According to NOAA (1998) 70-80% of the transportation infrastructure was destroyed, and 70% of the crops were destroyed, including 80% of the banana plantations, which corresponds to a loss of 0.9 billion USD (NOAA, 1998). The growth of Honduras' gross domestic product dropped by about 7% as a result of this event, demonstrating that small countries are more affected than others during disasters (IPCC, 2007) (Figure 5). Although it is difficult to assess the impact of many debris-flows, Cannon et al. (2001) and Harp et al. (2002) conclude that these have been a major source of destruction and death during Mitch Hurricane in central

Americia. It is worth noting that in Nicaragua, the Casita volcano lahar caused more than 2000 deaths for a total of 3500 deaths (NOAA, 1998). In an analogous way the hurricane María on September 20 triggered 40'000 slope movements in Puerto Rico (September 20, 2017) that had a significant impact on the amount of destruction and the number of victims which were over 4000 direct and indirect (Petley, 2019). From a fatality perspective, not only did the event itself result in fatalities, but the excess mortality caused by the disruption and impairment of services, as well as the long-term impacts increased the mortality rate through December 2017 by 62% (Kishore et al., 2018). Of course, land movement is only one part of the cause of death, particularly due to cut-off communication routes.

From December 14 to 16, 1999, on the Venezuelan coast, bad weather that poured 911mm of rain in 52 hours, at the Maiquetía International Airport station, caused hundreds of debris flows and floods. 8000 individual houses and 700 buildings were destroyed or damaged at a cost of 1.8 billion USD. 30,000 deaths were reported (Wieczorek et al., 2002). This figure was revised by Altez (2007) to 700. This quoted was included in the GAR report (2009), which shows that figures are always to be put in the context in which they are disseminated, it is now difficult to know the truth in this case...

Typhoon Morakot, which hit Taiwan on August 9, 2009, with a maximum measured rainfall of 2749 mm, resulted in 619 fatalities and 76 missing persons (Tsou et al., 2011). Most of the fatalities were caused by the Shiaolin landslide (25 Mm<sup>3</sup>) after three days and 1749 mm of precipitations, that buried more than 400 people. Another example is Typhoon Talas that affected the Kii Peninsula in Japan, with up to 2000 mm of precipitated water in places, from August 2 to 5, 2011. It triggered thousands of landslides, 70 of which were landslides of several hundred thousand cubic meters, even millions of cubic meters, which resulted in the death of 56 people while flooding caused only 32 casualties (Chigira et al., 2013). Usually, heavy rainfall triggers mainly shallow landslides and debris flows, but in the latter two cases it is found that when rainfall is so high, it can trigger large volume slope movements.

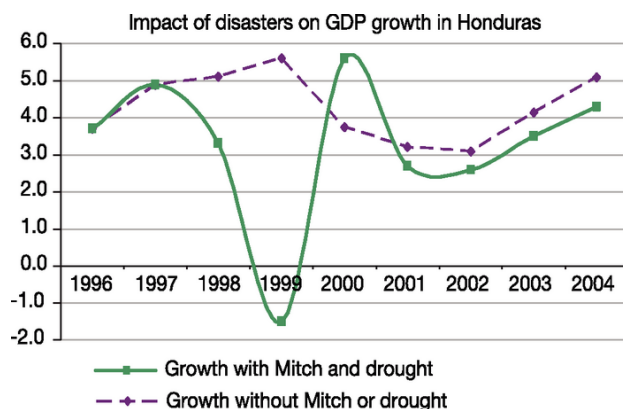


Figure 5. Economic impact illustrated by the Honduras domestic growth product rate compared to the rate without the effects of Mitch and drought (from IPCC, 2007).

An interesting and very different case occurred in the Campania region (Italy) on May 5 and 6 1998: mudslides

from pyroclastic deposits invaded several villages, including Sarno, causing a total of 16 victims. But the rainfall was only about 250 mm in 48 hours at the top of the reliefs near the source areas of the landslides (Cascini, 2004), which is exceptional in this area. These are of different types, related either to human actions of water concentrations or a break in the relief (Cascini et al., 2008). These problems were known for 200 years, and the Bourbons family had built channels to contain these flows (Brondi and Slavatori, 2003), but these were not maintained and would not have been sufficient to contain the 1998 event.

These examples highlight three important points:

1. On the one hand, that precipitation can cause catastrophic land movements
2. That the precipitation thresholds for these events vary greatly depending on the context, but clearly indicate that slopes that have not experienced exceptional precipitation, compared to what they have experienced for decades or centuries, and these are therefore more susceptible to catastrophic movements than in the past.
3. The hazard and risk assessments of landslide prone areas are fundamental since the intensity of hurricanes tend to increase, and then it makes the previous statement (2) very relevant.
4. Unlike coseismic landslides, precipitation-induced movements can be anticipated by weather forecasts and other measurements such as soil saturation, etc. But this also underlines the need to know the susceptible areas, in order not to generate false alarms.

## 2.5 Cascading effects

Cascading disasters are important, so they should not be omitted from risk assessment scenarios, as they can cause great damage while being relatively predictable. We do not consider here cascades that generate ground movements such as earthquakes or precipitation (which are triggers), but those that following a ground movement generate additional damage.

Landslide-induced dam lakes can cause disasters, this was notably the case after the Wenchuan earthquake where 828 landslides blocked rivers, including 501 total river obstructions and 327 partial obstructions, accounting for about 1.4% of the more than 60,000 co-seismic landslides (Fan et al., 2012). 25% of the dams released in less than a week, 60% in less than a month, and more than > 90% in a year (Figure 6). In order to reduce the risk of breakup caused by dam failure, the Chinese military has constructed artificial spillways in an effort to lower lake levels.

One of the most notable disasters of dam failure following an earthquake was the Dadu River landslide (Sichuan, China) in 1786, which is believed to have caused the disappearance of about people 100'000 (Lee and Dai, 2011). On April 9, 2000 a landslide blocked the Yigong Zangbo River. The dam failed after 62 days and the resulting wave spread from Tibet to the Brahmaputra in India, 500 km away. Several bridges were destroyed, along

with 130 dead and missing, and 2.5 million homeless, this type of event has occurred several times in the past (Delaney and Evans, 2015; Guo et al., 2020; Liu et al., 2019).

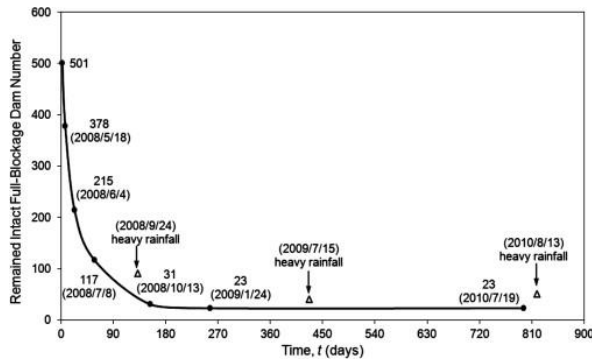


Figure 6. Decrease over time in the number of dams created by land movement following the Wenchuan earthquake (modified from Fan et al., 2012).

Following an earthquake, the deposits left behind and destabilized land are often stressed by heavy rainfall, which can generate movement mainly in the form of debris flows. The aftermath of the Wenchuan earthquake resulted in more than 2000 deaths from debris flows in the 3 years following the earthquake. The Wenjian debris flow caused 12 deaths (dam failure), 500 houses destroyed, 6000 people evacuated (Tang et al., 2012).

Slope movements, whether underwater or on land, can cause tsunamis, as in the case of Lituya Bay, Alaska, in 1958, where a 30Mm<sup>3</sup> rock avalanche triggered by a magnitude 8 earthquake induced a wave that stripped rock to an elevation of 500 m above ocean level and flooded 10 km<sup>2</sup>. The wave at the outlet of the fjord was 30 m high (Clague et al., 2006). On July 17, 1998, an earthquake triggered a landslide and a subsequent tsunami that killed over 2100 people in Papua New Guinea (Synolakis et al., 2002). Such an event was repeated in Palu (Indonesia) following the Mw 7.5 earthquake (Sulawesi Island) that occurred in September 2018. One or more landslides were triggered and generated numerous damages and fatalities (Takagi et al., 2019). This event also highlighted the shortcomings in the implementation/functioning of tsunami alarms, which are designed for earthquake-related tsunami warnings (Takagi et al., 2019). Finally, there is the case of the 1929 Grand Banks earthquake that caused an underwater landslide of more than 100 km<sup>3</sup> causing a tsunami that killed 28 people on the southern island of Newfoundland (Locat and Lee 2002, Gov-Canada, 2022).

In recent years, events such as rockslides followed by a rock avalanche, consisting of rock and ice or snow (or not), which turns into a debris-flow, incorporating (or not) materials along its path. This type of event is of concern in the context of rapid climate change, which can destabilize slopes in permafrost zones of high mountains. They can propagate over very large distances and have caused many victims and damage far from their sources, for example from a landslide to a torrential lava (Table 3).

### 3 EXAMPLE OF THE STATISTICS AND FACTS IN A REACH POPULATED MOUNTAINOUS COUNTRY: SWITZERLAND

In Switzerland 6% to 8% of the territory is affected by landslides (OFEV, 2016). The number of deaths caused by landslides (landslides and debris flows) is 2 per year for the period 1972 to 2007 (Hilker et al., 2009). The costs over this period are 25 million CHF per year for landslides which is rather small (Figure 7). This cost does not account for the costs from “small events” which are certainly important in total (Figure 7). However, it is estimated that each year 0.6% of GDP (i.e. 2.5 billion Swiss francs) is invested in prevention and protection measures (OFEV, 2007).

Table 3. Example of recent or significant events in a cascade (V&M : vicitimes and missing; Ref.: reference).

Name	Date	Distance	V&M	Ref.
Bondo (Pizzo Cengalo)	23.8.17	7 km	8	Walter et al (2020)
Utrhakhan	7.2.21	~30 km	204	Martha et al (2021)
Kolka/Kar madon	20.9.02	35 km	140	Huggel et al (2005)
Huascaran	31.5.70	14 and 180 km for the wave	7'000 up to 19000	Evans et al. (2009)

In Switzerland, the boulder falls that killed two people on the Gotthard freeway in 2006 (Liniger and Bieri, 2006), for example, highlighted the limitations of traditional natural hazard mapping, which is mainly dedicated to protecting built areas and not transportation corridors. This prompted the Swiss Confederation to develop a new risk approach for national roads, because exposure and potential indirect impacts are very different from the normal method used which was developed for land planning.

In Switzerland, it is interesting to note that after the great historical rock avalanches in the Alps, such as those of Elm in 1881 (115 victims) and Goldau in 1806 (457 victims), there were outpourings of solidarity in Switzerland and abroad, for example in the case of Elm, which resulted in the payment of more than one million Swiss francs at the time (Zweifel, 1883).

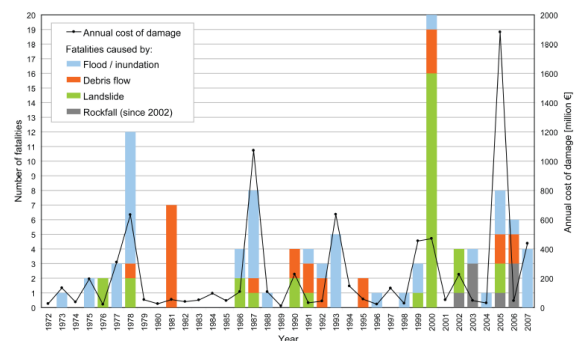


Figure 7. Annual costs of damage and death caused by different events for the period 1972-2007 (From Hilker et al., 2009).

## 4 ENVIRONMENTAL IMPACT OF GRAVITY MOVEMENTS AND THEIR PROTECTION

### 4.1 Impact on the landscape and the environment

Ground movements are the major morphological element that shapes the reliefs and landscapes of mountainous or hilly regions and at the edges of rivers. Indeed, rivers are lines (1D) and therefore it is necessary to invoke ground motion phenomena that transport materials from the land surface (2D) to the base level constituted by rivers (Finlayson and Statham, 1980) (Figure 8). Thanks to the high-resolution topographies that help illustrate this evidence. In mountainous regions, many lakes are created by dams formed by ground motion deposits, as well as plains, as a result of their filling with sediment (Bonnard, 2011; Hewitt, 1998).

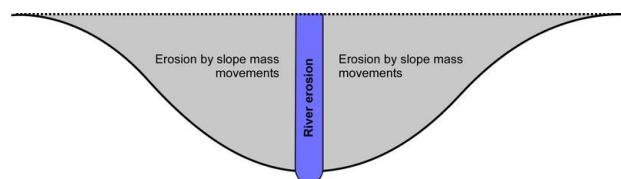


Figure 8. Illustration of how land movement is a major component of landscape construction (modified from Finlayson and Statham, 1980)

The impact on the landscape is not negligible, as it can alter some scenic sites by destroying forests and leaving unsightly scars (Geertsema et al., 2009). The incorporation of sediment from land movement into stream waters can negatively affect wildlife, or even make the water unsafe for human consumption, due to the suspended sediment content and the presence of organic matter (Geertsema et al., 2009).

In British Columbia, Canada, landslides pose a surprising risk to fisheries. In 1914 a rockslide blocked fish passage along one of Canada's most important salmon spawning rivers, and considerably impacted the salmon population. This event is estimated to have cost the Canadian economy \$8 billion (2009 CAD) (Guthrie, 2013). A similar event happened in 2019, which resulted in a federal-level response to mitigate the slide before the salmon population could be significantly impacted. Mitigation fees exceeded \$100 million (Gov-Canada, 2019) (Com. Pers. P. Le Sueur).

It is also obvious that the construction of important protection measures can lead to opposition from local populations for landscape reasons, or problems of land expropriation.

### 4.2 Positive impacts

It is obvious that slope movements are generally the source of disasters, nevertheless in the long term they can have beneficial effects, if they are relic and do not undergo reactivations easily.

Large landslides, when stabilized, can create less-steep areas in mountainous regions, allowing for easier development of agriculture. The same is true for alluvial fans, on which many villages are located. Landslides that

spread along the shoreline can create new land, as in Saint-Joseph-de-la-Rive (Quilliam and Allard, 1989; Locat, 2011) where a promontory was formed following the triggering of a landslide by the 1663 earthquake (M~7.2) and a spread along the shoreline allowed the village of the same name to be established.

Dams created by large rockslides in narrow valleys, once stabilized, have a great impact on human life for several reasons, for example:

- In the Swiss Alps, they are at the origin of many lakes (Bonnard, 2011) which are often very popular with tourists because of their beauty. In Canada Moraine Lake is an example (Robinson, 1978).
- Many Karakorum villages have settled on or near prehistoric dam sites and use the system of plains and terraces created by the dam to develop agriculture or communication routes (Hewitt, 1998).
- Many man-made dam lakes have been constructed where deep slides or deep slope gravity deformations have brought the slopes closer to the valley (Bonnard, 2011), but not without generating construction problems (Gignoux and Barbier, 1955; Agliardi et al., 2012)

It appears that while landslides are destructive of natural environments initially, they do generate a diversity of habitats and soils, which can generate an increase in local biodiversity in the long term (Geertsema et al., 2009). More surprising is the fact that submarine landslides are sometimes reservoirs for hydrocarbons and are potential future sources for exploration (Welbon et al., 2016), unless solutions are found for CO<sub>2</sub> capture.

## 5 THE IMAGE OF HAZARD AND GRAVITY-DRIVEN HAZARD AND RISK IN SOCIETY: POPULATION AND GRAVITY RISKS

The perception of risks, or rather their representations, are complex and many cases arise. They depend on two essential factors: the responsibility of each of the actors involved in risk management, and the notion of ownership, which induce very variable behaviors depending on the probity of the people and not on their education. Concerning property, an anecdote illustrates the problem well: "two neighbors 50 m apart are under a cliff generating boulder falls, when questioning one of the owners he answers that he has no problem with this type of hazard, but that his neighbor does" (Com. Pers. Leroi).

Ahmed et al. (2019) showed that the risks, especially those caused for slope movements, are fairly well known among people in rural areas living in risky locations in the Hindu Kush Himalaya, which is also noted in Nepal (Sudmeier-Rieux et al., 2012). Awareness of risk in small towns, such as Sarno (see above), is probably lower, however it seems that a willingness to learn more about it exists, but that the authorities are not very effective in passing on knowledge (Calvello et al., 2016). It seems that compared to flooding, risk communication for land movement is more difficult to convey, and authorities may



see it as a too complex challenge (Scolobig and Pelling, 2016).



Figure 9. View of the Gjerdrum landslide (Norway) created by a retrogression in the sensitive clays (from <https://www.uasnorway.no/europes-largest-drone-operation-after-deadly-landslide-in-norway-420-missions-and-200-hours-of-airtime/>).

The advent of hyper communication and social networks has undeniably increased the visibility of slope movement disasters around the world, including spectacular videos. This is underscored by the fact that between 2004 and 2010 the share of events with only one casualty has progressively increased (Petley, 2012). Note that in 2006 (Nadim et al., 2006), reported little on slope movement activity in Africa, yet these problems now exist and occur on a recurring basis, such as the 13 victims in Abidjan in June 2020 (IFRC, 2020). A recent example of a high-profile event is the landslide in Gjerdrum, Norway, on December 30, 2020 (Figure 9), which resulted in the death of a dozen residents and the evacuation of approximately 700 people (Petley, 2020).

## 6 THE SCIENTIFIC COMMUNITY AND SLOPE MOVEMENTS

The research topic "Landslide" is becoming more and more popular, the number of publications since 2000 with the topic "Landslide" has an exponential growth according to the Web of Science page. This confirms the trend observed since the late 1980s (Gokceoglu and Sezer, 2009), which seems to be a little faster than for the term "Geology", for example. What is more significant is the Impact Factor of the journal "Landslides", which has a rapid growth compared to other journals dealing with similar topics such as "JGR -surface" or "ESPL". Similarly, Engineering Geology, which includes many publications in the field of earth movements, has an acceleration comparable to Landslides (Figure 10).

It is quite likely that this increase is related to the fact that land movement is more important to society than disaster statistics indicates, and that Asian scientific community is more active internationally. This topic is therefore of growing interest to the scientific community.

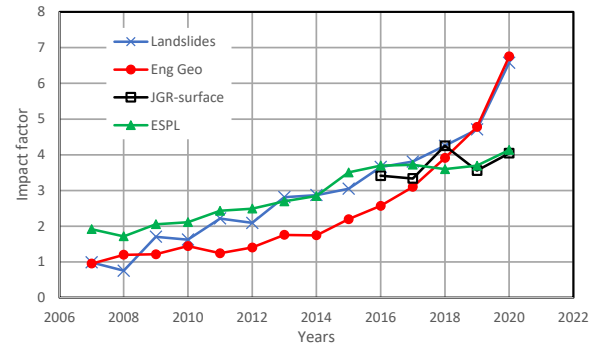


Figure 10. Impact factor of two journals strongly related to earth movements (Landslides and Engineering Geology) compared to the evolution of these for two journals with related topics (data from the Web of Science: "All databases").

## 7 RELATIONSHIP BETWEEN HUMAN ACTIVITIES AND LANDSLIDES

### 7.1 Human activities and landslides

Human-induced landslides (HIL) are those that are directly triggered or partially aggravated by human activities. The few existing statistics on this subject show that HILM represent a significant part of at least one of the causes of ground movement (Table 4).

Karl Terzaghi (1950) already explicitly included anthropogenic causes in his classification of the processes responsible for earth movements. He proposed to classify the phenomena leading to the rupture, as the weight of the material that constitutes the slopes. He associated them with the events or processes that set the phenomena in motion (Terzaghi 1950; p. 105), for example changes in slope profiles, the origin of which is often human action.

Table 4. Percentage of HIL, relative to the total number of landslides, for different studies without distinguishing whether they are triggered or aggravated by human activities (Modified from Jaboyedoff et al., 2016 and Safeland, 2011).

Location	Percentage
Norway (skrednett.no database)	38%
Norway (expert opinion)	18-78%
France	32%.
Quebec	40%
Indian Himalaya	66%
Portugal Lisboa Nord	20%
Seattle	80%
Belgium (Flemish Ardennes)	Most small landslides
New Zealand (Wellington Eastern Bay Plenty)	70-90%
Canton of Berne (Switzerland)	1,2%

Table 22. Seven man-made changes or actions that can affect slope stability. The secondary entries were primarily inspired by Terzaghi's (1950) "modes of action". They should be considered as examples (Modified from Jaboyedoff et al., 2016).

1. Reprofilng of slopes
a. Backfill; c. Excavations; d. Construction work; e. Excavation work; f. Earthworks
2. Disruption of groundwater flow and rapid changes in pore pressure
a. Leaking pipes; b. Dam lake; c. Leaks in old pipeline systems; d. Pipe breaks.
3. Changes in surface water flow
a. Poor drainage system; b. River detour
4. Land use changes and land degradation;
a. Deforestation; b. Forest fires; c. Urbanization
5. Inappropriate artificial structures
a. Inappropriate retaining wall; b. Broken infrastructure
6. Vibrations and explosions
a. Blasting; b. Heavy traffic.
7. Aging and deteriorating infrastructure
a. Weakening of a terraced wall; b. Filling of torrential retention dams.

The classification inspired by Terzaghi (1950) is based on changes that are induced by human actions, in order to be closer to practical aspects; that is, 7 major, rapid or slow actions (Table 5). They are not mutually exclusive, as ITMs can be affected by several categories, such as land use changes and changes in surface water flows. Available statistics show that excavations, fills, and poor flow management are the primary sources of problems (Table 6). It should be noted that even if sometimes the modifications made in the slopes are carried out in the rules of the art, the source of the problem can come from a perimeter wider than the area of interest and not to have been considered in the design of the modification, it is thus a question of taking into account the complete environment during the design of slopes. This is particularly true for the effect of roads (Larsen and Parks, 1997; Collins, 2008; Sidle and Ziegler, 2012).

## 7.2 Some examples

It is important to emphasize that it is not only small earth movements that can be generated by humans, but volumes of several million meters<sup>3</sup> can also be generated. This was the case of a rock avalanche of million m<sup>3</sup> which destroyed part of the village of Elm (Switzerland) killing 115 people (Heim, 1932). The triggering factor is certainly related to the previous precipitation of 250 mm during the two preceding weeks. But the degrading factor was without question the slate quarry in operation until the day before, which undermined the rock face at its base, and which very probably favored the tilting of the layers, leading to an almost instantaneous rupture.

Humans, as soon as they settle in a territory, modify the erosion processes. For example, in New Zealand, following

the arrival of settlers in 1840, there was a significant increase in landslide activity due to grazing practices, which is visible in the rate of sedimentation on the coast (Glade, 2003).

Development activities from homeowners without engineering guidance can be a common cause of HIL. E.g., construction of non-engineered retaining walls on slopes, dumping of yard or other waste on slope crests, and poorly controlled discharge of roof water.

Urbanization on the slopes can also affect surface and groundwater flow, and reactivate dormant landslides, if these are not considered in the layout of neighborhoods. The failure of the Caracas-La Guaria highway viaduct underneath a newly constructed subdivision (Salcedo, 2009) illustrates such a situation.

Roads cause many problems; partly because of poorly designed or aging embankments and excavations (Larsen and Parks, 1997; Collins, 2008; Jaboyedoff et al., 2013), but also because they concentrate surface water and can discharge significant amounts of water into underlying slopes. This is of particular concern in Asia (Seidle and Ziegler, 2012), where roads possess exponential development as in Nepal (Leibundgut et al., 2016).

Table 6. Types of changes that lead to HIL (based on. Laws & Murray, 2011; Safeland, 2011).

Actions	Percentage	
	New Zealand	Wellington Eastern Bay of Plenty
Excavation without equipment	57%	11%
Undesigned retaining structures	15%	11%
Poor flow management	18%	46%
Poor site selection	5%	24%
Backfill on sloping ground	0%	3%
No direct human influence	5%	5%
Canton of Berne (Switzerland)		
Existing embankments and retaining walls	58 %	
Land use	14%.	
Water detour, uncontrolled water discharge, pipe breaks	9%	
Construction work	15%	
Slope surcharge	5%	

The example of Sarno (see above) shows that canals and retention basins were built by the Bourbons between 1830 and 1860 in order to control recurrent mudslides (Cascini and Ferlisi, 2003). The non-maintenance of these infrastructures, as well as later constructions, have hindered their proper functioning (Brondi and Slavatori, 2003); if they had worked, they could have limited the impact of the 1998 event. Furthermore, the situation was aggravated by the deposition of road debris, disturbing the overlying slopes and indirectly concentrating the water flows (Cascini et al., 2008).

Surface water or irrigation is a frequent source of triggering or reactivation of land movements. For example, in Peruvian valleys overlaid by arid plateaus, where agriculture has been developed through irrigation programs since the 1950s. The effect has been to generate large slow slides, 10 to 25 years later, with displacements of up to several tens of meters (Lacroix et al., 2020). Coseismic landslides in the city of Palu, Indonesia, were initiated along an irrigation canal, which likely allowed water to enter the underlying terrain (Watkinson and Hall, 2019).

Let us not forget climate change, which affects intense precipitation, and thus is an additional source of problems. For example, droughts and heat waves encourage forest fires, which are often caused by human action: in the United States, 90% of forest fires are caused by human actions (<http://www.nps.gov/fire/wildland-fire/learning-center/fire-in-depth/wildfire-causes.cfm>). As a result, and indirectly, landslides and debris flows are more common in burned areas that have a human cause (Cannon and DeGraff, 2009).

## 8 CONCLUSION

The inventories of impacts related to land movements are not exhaustive and are difficult to establish, because they are often included in other events. Moreover, small events, which are very numerous, are not exhaustively listed. Consequently, the full interactions between human activities and landslides are still poorly documented and understood by an approach integrating the full environment around landslides. The number of victims or the damage is rarely described in detail, so it is difficult to have a precise picture. Nevertheless, this chapter shows that the impact of ground movements is largely underestimated by statistics, since they are often not included in the primary cause of disasters. As they are often secondary effects, this underlines the importance of hazard zoning and the consideration of cascading effects when assessing the risk of land movement.

Furthermore, the examples of anthropogenic causes demonstrate that human interventions on slopes must consider the overall environment of those interventions in potentially unstable areas. Whenever slope topography or stream margins are altered, attempts should be made to answer the following questions (Jaboyedoff et al., 2016):

1. Have changes in the slope affected its stability?
2. Do the changes affect groundwater circulation?
3. Do the changes affect the amount of surface water and its flow path?
4. Do current or future changes in land use and potential degradation alter any processes affecting slope stability?
5. Do man-made structures take into account the full environment of the slope?
6. Does the work or traffic create explosions or vibrations that can affect the stability of a slope?
7. What impact will aging infrastructure and structures have on future slope stability?

To conclude, it is important to remember that for the human being, his home is often his only refuge, a place he considers safe, which makes it much more difficult to

accept that he can die living in his home than driving a car or flying in a plane!

## 9 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank Philip LeSueur for his review and contributions, and many thanks to another anonymous reviewer who also made pertinent comments.

## 10 REFERENCES

- Agliardi, F., Crosta, G.B., Frattini, P., 2012. Slow rock-slope deformation. In: D. Stead, J.J. Clague (Eds.), *Landslides: Types, Mechanisms and Modeling*. Cambridge University Press, Cambridge, pp. 207-221.
- Ahmed, B., Sammonds, P., Saville, N.M., Le Masson, V., Suri, K., Bhat, G.M., Hakhoo, N., Jolden, T., Hussain, G., Wangmo, K., Thusu, B., 2019. Indigenous mountain people's risk perception to environmental hazards in border conflict areas. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 35, 101063. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2019.01.002>
- Altez, R. 2007. Muertes bajo sospecha: Investigación sobre el número de fallecidos en el desastre del estado Vargas, Venezuela, en 1999.50, 255-268. ISSN 1988-611X.
- Bird, J.F., Bommer, J.J., 2004. Earthquake losses due to ground failure. *Engineering Geology*, 75(2), 147-179.
- Blais-Stevens A., 2019. Historical landslides in Canada resulting in fatalities (1771-2018). GeoSt.John's; Canadian Geotechnical Society annual meeting At: St. John's, Newfoundland, Canada. 7p.
- Blikra, L. H. 2008. The Aknes rockslide; monitoring, threshold values and early-warning, in: *Landslides and Engineered Slopes. From the Past to the Future Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*, 30 June–4 July 2008, Xi'an, China, edited by: Chen, Z., Zhang, J., Li, Z., Wu, F., and Ho, K., Taylor & Francis Group, London, 2, 1089–1094.
- Bonnard, C., 2011. Technical and Human Aspects of Historic Rockslide-Dammed Lakes and Landslide Dam Breaches. In: S.G. Evans, R.L. Hermanns, A. Strom, G. Scarascia-Mugnozza (Eds.), *Natural and Artificial Rockslide Dams*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 101-122.
- Brondi, F. & Salvatori, L. 2003. The 5-6 May 1998 mudflows in Campania, Italy. In *Lessons learned from landslide disasters in Europe* (ed. J. Hervás), pp. 5-16. Brussels, Belgium: *European Commission Joint Research Centre*.
- Cabinet Office, Government of Japan 2018. Trend of landslide disasters. [http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h31/honbun/3b\\_6s\\_20\\_00.html](http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h31/honbun/3b_6s_20_00.html) (accessed August 6, 2021).
- Calvillo, M., Papa, M.N., Pratschke, J., Nacchia Crescenzo, M., 2016. Landslide risk perception: a case study in Southern Italy. *Landslides*, 13(2), 349-360.

- Cannon, S.H., Kirkham, R.M., Parise, M., 2001. Wildfire-related debris-flow initiation processes, Storm King Mountain, Colorado. *Geomorphology*, 39(3), 171-188.
- Cannon, S.H., DeGraff, J., 2009. The Increasing Wildfire and Post-Fire Debris-Flow Threat in Western USA, and Implications for Consequences of Climate Change. In: K. Sassa, P. Canuti (Eds.), *Landslides – Disaster Risk Reduction*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 177-190.
- Cascini, L., Cuomo, S., Guida, D., 2008. Typical source areas of May 1998 flow-like mass movements in the Campania region, Southern Italy. *Engineering Geology*, 96(3), 107-125.
- Cascini L., Ferlisi S., 2003. Occurrence and Consequences of Flowslides: a Case Study, in L. Picarelli (Ed.), *Proceedings of Int. Conf. on Fast Slope Movements-Prediction and Prevention for Risk Mitigation (FSM2003)*, Napoli (Italy), 11–13 May 2003. Patron Ed. Bologna.
- Cascini, L. 2004. The flowslides of may 1998 in the Campania region, Italy: The scientific emergency management. *Italian Geotechnical Journal* 2: 11–44.
- Chigira, M., Tsou, C.-Y., Matsushi, Y., Hiraishi, N., Matsuzawa, M., 2013. Topographic precursors and geological structures of deep-seated catastrophic landslides caused by Typhoon Talas. *Geomorphology*, 201, 479-493.
- Chigira, M., 2001. Micro-sheeting of granite and its relationship with landsliding specifically after the heavy rainstorm in June 1999, Hiroshima Prefecture, Japan. *Engineering Geology*, 59(3), 219-231.
- Clague, J.J.; Yorath, C.; Franklin, R.; Turner, B. 2006. At risk: earthquakes and tsunamis on the west coast of Canada. Tricouni Press (Vancouver, BC, Canada), 200 p.
- Collins, T.K., 2008. Debris flows caused by failure of fill slopes: early detection, warning, and loss prevention. *Landslides*, 5(1), 107-120.
- Delaney, K.B., Evans, S.G., 2015. The 2000 Yigong landslide (Tibetan Plateau), rockslide-dammed lake and outburst flood: Review, remote sensing analysis, and process modelling. *Geomorphology*, 246, 377-393.
- Daniell, J.E., Schaefer, A.M., Wenzel, F., 2017. Losses Associated with Secondary Effects in Earthquakes. *Frontiers in Built Environment*, 3(30).
- Dilley, M., Chen, R.S., Deichmann, U., Lerner-Lam, A.L., Arnold, M., 2005. Natural Disaster Hotspots. Disaster Risk Management. The World Bank.
- Ericksen, G.E., Plafker, G., Concha, J.F., 1970. Preliminary report on the geologic events associated with the May 31, 1970, Peru Earthquake. *United States Geological Survey Circular* 639, 25 p.
- Evans, S.G., Bishop, N.F., Fidel Smoll, L., Valderrama Murillo, P., Delaney, K.B., Oliver-Smith, A., 2009. A re-examination of the mechanism and human impact of catastrophic mass flows originating on Nevado Huascarán, Cordillera Blanca, Peru in 1962 and 1970. *Engineering Geology*, 108(1), 96-118.
- Fan, X., Westen, C. J. Van, Xu, Q., Gorum, T., & Dai, F. (2012). Journal of Asian Earth Sciences Analysis of landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake. *Journal of Asian Earth Sciences*, 57, 25–37. doi:10.1016/j.jseaes.2012.06.002
- Finlayson, B.L., Statham, I., 1980. *Hillslope analysis*. Butterworths, London Boston.
- GAR, 2009. Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction 2009. *United Nations International Strategy for Disaster Reduction Secretariat (UNISDR)*. ISBN/ISSN: 9789211320282, p. 207.
- Geertsema, M., Highland, L., Vaugeouis, L., 2009. Environmental Impact of Landslides. In: K. Sassa, P. Canuti (Eds.), *Landslides – Disaster Risk Reduction*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 589-607.
- Glade, T., 2003. Landslide occurrence as a response to land use change: a review of evidence from New Zealand. *CATENA*, 51(3), 297-314.
- Gokceoglu, C., Sezer, E., 2009. A statistical assessment on international landslide literature (1945–2008). *Landslides*, 6(4), 345.
- Grunewald F., de Geoffroy V., Lister S., 2000. NGO responses to hurricane Mitch: evaluations for accountability and learning. HPN Paper 34. *Overseas Development Institute*, London.
- Gignoux, M. & Barbier, R. 1955. *Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques*. Masson et Cie, Paris, France.
- Gov-Canada, 2022. <https://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/historic-historique/events/19291118-en.php#Research> (06.02.2022).
- Gov-Canada, 2019. <https://www.pac.dfo-mpo.gc.ca/pacific-smon-pacifique/big-bar-landslide-eboulement/response-reponse-eng.html> (18.03.22)
- Guo, C., Montgomery, D.R., Zhang, Y., Zhong, N., Fan, C., Wu, R., Yang, Z., Ding, Y., Jin, J., Yan, Y., 2020. Evidence for repeated failure of the giant Yigong landslide on the edge of the Tibetan Plateau. *Scientific Reports*, 10(1), 14371.
- Guthrie, R., 2013. Socio-economic Significance – Canadian Technical Guidelines and Best Practices related to Landslides: a national initiative for loss reduction; Geological Survey of Canada, Open File 7311, 19 p. doi:10.4095/292241
- Guzzetti, F., 2000. Landslide fatalities and the evaluation of landslide risk in Italy. *Engineering Geology*, 58(2), 89-107.
- Guzzetti, F., Stark, C.P., Salvati, P., 2005. Evaluation of Flood and Landslide Risk to the Population of Italy. *Environmental Management*, 36(1), 15-36.
- Harp, E.L., Castaneda, M., Held, M.D., 2002. Landslides triggered by Hurricane Mitch in Tegucigalpa, Honduras. 2002-33.
- Heim, A., 1932. *Bergsturz und Menschenleben*. Fretz & Was-muth Verlag, Zürich, 218 pp.
- Hewitt, K., 1998. Catastrophic landslides and their effects on the Upper Indus streams, Karakoram Himalaya, northern Pakistan. *Geomorphology*, 26(1), 47-80.

- Highland, L., 2004. Landslide types and processes. Fact Sheet-2004-3072. DOI : 10.3133/fs200430722004-3072.
- Hilker, N., Badoux, A., Hegg, C., 2009. The Swiss flood and landslide damage database 1972–2007. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9(3), 913-925.
- Huggel, C., Zraggen-Oswald, S., Haeberli, W., Kääb, A., Polkvoj, A., Galushkin, I., and Evans, S. G. 2005. The 2002 rock/ice avalanche at Kolka/Karmadon, Russian Caucasus: assessment of extraordinary avalanche formation and mobility, and application of QuickBird satellite imagery, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 5, 173–187.
- IFRC, 2020: Emergency Plan of Action (EPoA) Côte d'Ivoire: Floods. <https://reliefweb.int/report/c-te-divoire/c-te-divoire-floods-emergency-plan-action-epoa-dref-n-mdrcci012>. Consulté le 15.9.21.
- Ispira, 2011. Press release: World Landslides Forum: Each year, landslides cause damage to 6 billion Euros. <https://www.isprambiente.gov.it/it/istituto-informa/comunicati-stampa/anno-2011/world-landslides-forum-each-year-landslides-cause>, Consulté le 15.9.21.
- IPCC (2007) [https://archive.ipcc.ch/publications\\_and\\_data/ar4/wg2/en/ch7s7-5.html](https://archive.ipcc.ch/publications_and_data/ar4/wg2/en/ch7s7-5.html)
- Jaboyedoff M., Charrière M., Derron M.-H., Nicolet P. & Sudmeier-Rieux K. 2013. Postface: La gestion des risques naturels est une dynamique. Comptes rendus de la deuxième Journée de Rencontre sur les Dangers Naturels (Université de Lausanne, 18 février 2011). *Mém. Soc. vaud. Sc. nat.* 25: 393-428.
- Jaboyedoff M., Michoud M., Derron M.-H., Voumard J., Leibundgut G. & Sudmeier-Rieux K., Nadim F. and Leroi E. 2016. Human-induced landslides: toward the analysis of anthropogenic changes of the slope environment. In: Avresa S., Cascini L., Picarelli L. and Scavia C.: *Landslides and Engineering Slopes – Experiences, Theory and practices*. CRC Press: 217-232.
- Jibson, R.W., Crone, A.J., Harp, E., Baum, R., Major, J.J., Pullinger, C., Escobar, C.D., Martinez, M., Smith, M.E., 2004. Landslides triggered by the 13 January and 13 February 2001 earthquakes in El Salvador. *Special Paper of the Geological Society of America*, 375, 69-88
- Kishore, N., Marqués, D., Mahmud, A., Kiang, M.V., Rodriguez, I., Fuller, A., Ebner, P., Sorensen, C., Racy, F., Lemery, J., Maas, L., Leaning, J., Irizarry, R.A., Balsari, S., Buckee, C.O., 2018. Mortality in Puerto Rico after Hurricane Maria. *New England Journal of Medicine*, 379(2), 162-170.
- Kjekstad, O., Highland, L., 2009. Economic and Social Impacts of Landslides. In: K. Sassa, P. Canuti (Eds.), *Landslides – Disaster Risk Reduction*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 573-587.
- Lacasse, S., Eidsvik, U., Nadim, F., Høeg, K. and Blikra, L.H. 2008. "Event Tree analysis of Åknes rockslide hazard". *IV Geohazards Québec, 4<sup>th</sup> Canadian Conf. on Geohazards*. pp. 551–557.
- Lacroix, P., Dehecq, A., Taïpe, E., 2020. Irrigation-triggered landslides in a Peruvian desert caused by modern intensive farming. *Nature Geoscience*, 13(1), 56-60.
- Larsen, M.C., Parks, J.E., 1997. How wide is a road? The association of roads and mass-wasting in a forested montane environment. *Earth Surface Processes and Landforms*, 22(9), 835-848.
- Laws, M.J., Murray, J.G., 2011. Impacts of Poor Urban Land Development on Slope Instability. *GeoHazard conference 2011, Kelowna, British Columbia, Canada*. Kelowna., 8p.
- Leibundgut, G., Sudmeier-Rieux, K., Devkota, S., Jaboyedoff, M., Derron, M.-H., Penna, I., Nguyen, L., 2016. Rural earthen roads impact assessment in Phewa watershed, Western region, Nepal. *Geoenvironmental Disasters*, 3(1), 13.
- Lee, C.F., Dai, F.C., 2011. The 1786 Dadu River Landslide Dam, Sichuan, China. In: S.G. Evans, R.L. Hermanns, A. Strom, G. Scarascia-Mugnozza (Eds.), *Natural and Artificial Rockslide Dams*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 369-388.
- Lin, Q., Wang, Y., 2018. Spatial and temporal analysis of a fatal landslide inventory in China from 1950 to 2016. *Landslides*, 15(12), 2357-2372.
- Liniger, M., Bieri, D., A2 Goththardautobahn, Felssturz Gurtellen vom 31 mai 2006, Buerteilung und Massnahmen. *Pub. Soc. Suisse Mécanique Solss Roches*, 153, 81-86.
- Liu, W., Carling, P.A., Hu, K., Wang, H., Zhou, Z., Zhou, L., Liu, D., Lai, Z., Zhang, X., 2019. Outburst floods in China: A review. *Earth-Science Reviews*, 197, 102895.
- Locat J., 2011. La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l'aide des mouvements de terrain, 2011. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8), 1266-1286.
- Locat, J., and Lee, H., 2002. Submarine landslides: advances and challenges. *Canadian Geotechnical Journal*, 39: 193-212.
- Locat, J., Cloutier, C., Leblanc, J.-F., and David, E., 2022. Analyse du glissement rocheux du 17 mai 1841 le long de la rue Champlain, Québec, Canada. Proceedings of the 8<sup>th</sup> Canadian Conference on Geohazard. Locat A. et al. Eds, (this volume).
- Locat, J., and Turmel, D., 2020. Le glissement rocheux du 19 septembre 1889 le long du Cap Diamant, Québec : une catastrophe appréhendée par Baillaigé. *Canadian Geotechnical Journal*, 57 : 1915-1935.
- Martha, T. R., Roy, P., Jain, N., Kumar, K. V., Reddy, P. S., Nalini, J., et al. 2021. Rock avalanche induced flash flood on 07 February 2021 in Uttarakhand, India—A photogeological reconstruction of the event. *Landslides*.
- Nadim, F., Kjekstad, O., Peduzzi, P., Herold, C., Jaedicke, C., 2006. Global landslide and avalanche hotspots. *Landslides*, 3(2), 159-173.
- NOAA, 1998. Mitch: The Deadliest Atlantic Hurricane Since 1780  
In: <https://web.archive.org/web/20120717103126/http://www.f.ncdc.noaa.gov/oa/reports/mitch/mitch.html>. Consulté le 22.8.2021 .

- Nowicki Jesse, M.A., Hamburger, M.W., Allstadt, K., Wald, D.J., Robeson, S.M., Tanyas, H., Hearne, M., Thompson, E.M., 2018. A Global Empirical Model for Near-Real-Time Assessment of Seismically Induced Landslides. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 123(8), 1835-1859.
- OFEV, 2007. Environnement Suisse 2007. Office fédéral de l'environnement : DIV-1024-F, 146 p.
- OFEV 2016. Protection contre les dangers dus aux mouvements de terrain. Aide à l'exécution concernant la gestion des dangers dus aux glissements de terrain, aux chutes de pierres et aux coulées de boue. Office fédéral de l'environnement, Berne. L'environnement pratique n° 1608: 98 p.
- Petley, D., 2012. Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, 40(10), 927-930.
- Petley, 2019. Hurricane Maria: a first analysis of landsliding in Puerto Rico. <https://blogs.agu.org/landslideblog/2019/02/11/hurricane-maria/>, accédé le 23.08.2021.
- Petley, 2020. Gjerdrum: a quick clay landslide disaster in Norway this morning. <https://blogs.agu.org/landslideblog/2020/12/30/gjerdrum-1/>. accédé le 23.08.2021.
- Quilliam, L. & Allard, M. 1989. Évolution géomorphologique du glissement de terrain et du marais littoral de Saint-Joseph-de-la-Rive, Charlevoix, Québec. *Géographie physique et Quaternaire*, 43(3), 367-376. <https://doi.org/10.7202/032789ar>
- Robinson S., 1978. A report on the natural and human history of Banff national park (the book of banff), Banff National Park, 67 p.
- Rowling M., 2016. Interview – Stop ignoring costs of smaller disasters – UN risk chief, Thomson reuters foundation news, available at: <http://news.trust.org/item/20160121081340-ha0a1/?source=hpDontmiss> (last access: 25 January 2018), accédé le 23.08.2021.
- SafeLand 2011. Deliverable 1.6: Analysis of Landslides triggered by anthropogenic factors in Europe, SafeLand Euro-pean Project Living with Landslide Risk in Europe: Assessment, Effects of Global Changes, and Risk Management Strategies. Edited by Nadim, F., Høydal, Ø, Haugland, H. and McLean, A.: 81p.
- Scolobig, A., Pelling, M., 2016. The co-production of risk from a natural hazards perspective: science and policy interaction for landslide risk management in Italy. *Natural Hazards*, 81(1), 7-25.
- Sidele RC et Ochiai H., 2006. *Landslides: processes, prediction, and land use*. Water Resource Monograph 18, American Geophysical Union, Washington, DC. 312 p.
- Sidele, R.C., Ziegler, A.D., 2012. The dilemma of mountain roads. *Nature Geoscience*, 5(7), 437-438.
- Sidele, R., Chigira, M., 2004. Landslides and Debris Flows Strike Kyushu, Japan. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 85, 145-151.
- Salcedo, D., 2009. Behavior of a landslide prior to inducing a viaduct failure, Caracas La Guaira highway, Venezuela. *Engineering Geology*, 109, 16-30.
- Strouth, A. & McDougall, S. 2021. Historical Landslide Fatalities in British Columbia, Canada: Trends and Implications for Risk Management. *Frontiers in Earth Science*, 9, doi: 10.3389/feart.2021.606854.
- Sudmeier-Rieux K., Jaquet S., Derron M.-H., Jaboyedoff M., Devkota S. (2012): A Case Study of Landslides and Coping Strategies in Two Villages of Central-Eastern Nepal. *Applied Geography*. 32, 680-690.
- Synolakis, C.E., Bardet, J.-P., Borrero, J.C., Davies, H.L., A.Okal, E., Silver, E.A., Suzanne, S., Tappin, D.R., 2002. The slump origin of the 1998 Papua New Guinea Tsunami. *Proc. R. Soc. Lond. A.*, 458 763-789.
- Takagi, H., Pratama, M.B., Kurobe, S., Esteban, M., Aránguiz, R., Ke, B., 2019. Analysis of generation and arrival time of landslide tsunami to Palu City due to the 2018 Sulawesi earthquake. *Landslides*, 16(5), 983-991.
- Tang, C., van Asch, T.W.J., Chang, M., Chen, G.Q., Zhao, X.H., Huang, X.C., 2012. Catastrophic debris flows on 13 August 2010 in the Qingping area, southwestern China: The combined effects of a strong earthquake and subsequent rainstorms. *Geomorphology*, 139-140, 559-576.
- Terzaghi, K., 1950. Mechanism of Landslides. *The Geological Society of America. Engineering Geology*. (Berkeley), 83-123..
- Tsou, C.-Y., Feng, Z.-Y., Chigira, M., 2011. Catastrophic landslide induced by Typhoon Morakot, Shiaolin, Taiwan. *Geomorphology*, 127(3), 166-178.
- USGS, 2018. M 6.6 - 27 km ESE of Chitose, Japan <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us2000h8ty/executive#executive>, accessed on 23.08.2021.
- Walter, F., et al. 2020. "Direct observations of a three million cubic meter rock-slope collapse with almost immediate initiation of ensuing debris flows." *Geomorphology* 351: 106933.
- Watkinson, I.M., Hall, R., 2019. Impact of communal irrigation on the 2018 Palu earthquake-triggered landslides. *Nature Geoscience*, 12(11), 940-945.
- Welbon, A.I.F., Brockbank, P.J., Brunnsden, D., Olsen, T.S., Jolley, S.J., Barr, D., Walsh, J.J., Knipe, R.J., 2007. Characterizing and producing from reservoirs in landslides: challenges and opportunities, Structurally Complex Reservoirs. *Geological Society of London*, pp. 292, 49-74.
- Wieczorek, G.F., Larsen, M.C., Eaton, L.S., Morgan, B.A. and Blair, J. L.. 2002. Debris-flow and flooding hazards associated with the December 1999 storm in coastal Venezuela and strategies for mitigation. *U.S. Geological Survey*. Open File Report 01-0144.
- Yamagishi, H., Yamazaki, F., 2018. Landslides by the 2018 Hokkaido Iburi-Tobu Earthquake on September 6. *Landslides*, 15(12), 2521-2524.
- Yin, Y., Wang, F., Sun, P., 2009. Landslide hazards triggered by the 2008 Wenchuan earthquake, Sichuan, China. *Landslides*, 6(2), 139-152.
- Zweifel, E., 1883. Der Bergsturz von Elm am 11. September 1881. Bericht des Centralhülfscomite über die zu Gunsten der Geschädigten eingegangenen Liebesgaben und deren Vertheilung, Glarus.



# Communicating likelihood and probability of snow avalanches

Scott Thumlert<sup>1</sup>, Grant Statham<sup>2</sup>, Bruce Jamieson<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Alpine Solutions Avalanche Services ([sthumlert@avalancheservices.ca](mailto:sthumlert@avalancheservices.ca)), Canmore, AB, Canada

<sup>2</sup> Parks Canada and Alpine Specialists, Canmore, AB, Canada

<sup>3</sup> Snowline Associates Ltd., Calgary, AB, Canada



## ABSTRACT

Risk communication is essential for snow avalanche practitioners involving the effective and accurate exchange of probability information about avalanche hazards for field decision-making. Practitioners express their judgment of how likely they expect avalanche events using qualitative expressions of probability (e.g. unlikely, likely). However, it is well-established that these types of descriptors of probability are interpreted in different ways by different people and differ widely for the same people in different contexts. We asked 75 avalanche practitioners to put a percentage probability beside each of the likelihood words, and their interpretations varied greatly. We propose ideas for improving communication of the likelihood judgements for avalanche release: 1) a definition for Likelihood of Avalanches that includes a relevant reference class that is independent of spatial scale and that allows translation of probabilities into frequency descriptions; 2) explicitly defining numerical probability values useful for operational decision-making; and 3) matching likelihood terms with those numerical probabilities that are intuitive and consistent with well-established ranges.

## RÉSUMÉ

La communication des risques est une tâche essentielle pour les praticiens des avalanches de neige qui doivent échanger de manière efficace et précise, afin d'améliorer la prise de décision sur le terrain. Les praticiens expriment leur jugement sur la probabilité d'avalanche en utilisant des expressions verbales (e.g. peu probable, probable). Cependant, il est bien établi que ces descripteurs qualitatifs sont interprétés de différentes manières par différentes personnes et que les interprétations diffèrent également pour les mêmes personnes dans différents contextes. Nous avons demandé à 75 praticiens de mettre un pourcentage de probabilité à côté de chacun des descripteurs de probabilité et leur interprétation variaient considérablement. Nous proposons quelques idées pour améliorer la communication des estimations de la probabilité d'avalanche: 1) une définition de la probabilité d'avalanches comprenant des classes de référence qui sont indépendantes spatialement et qui permettent de convertir les probabilités en une description de la fréquence; 2) définir explicitement des valeurs numériques de probabilité pour la prise de décision sur le terrain; et 3) faire correspondre les descripteurs qualitatifs avec des plages de probabilités numériques qui sont intuitives et cohérentes.

## 1 INTRODUCTION

*“Even if avalanche forecasting is probabilistic and includes uncertainty, it should be grounded in clear definitions, and uncertainty should not stem from nebulous terms but the nature of the problem.”* – Jürg Schweizer (Schweizer et al. 2019).

The Conceptual Model of Avalanche Hazard (CMAH) (Statham et al., 2018) has been widely adopted in North America as a systematic, risk-based workflow for avalanche forecasting, and is a huge achievement for the industry. The model defines the Likelihood of Avalanche(s) as *“the chance of an avalanche releasing within a specific location and time period, regardless of avalanche size.”* The model is based on common practices in the industry and uses five terms on an ordinal scale for practitioners (i.e. workers often engaged in field operations) to estimate the likelihood of avalanche(s): UNLIKELY, POSSIBLE, LIKELY, VERY LIKELY and ALMOST CERTAIN. These terms represent the subjective probability assessment of the avalanche forecaster for avalanche release. However, there is a depth of research showing large differences in the ways individuals understand, communicate and use these types of qualitative expressions of probability (e.g.

Nakao and Axelrod 1983; Brun and Teigen, 1988; Theil 2002; Morgan 2017).

Discrepancy between interpretations of likelihood expressions has been shown to create communication problems (Fischer and Jungermann 1996), reduce forecasting accuracy (e.g. Rapoport et al. 1990) and ultimately compromise decision making (Friedman et al. 2018). In a classic example, in 1961 during the cold war John F. Kennedy asked his Joint Chiefs of Staff to evaluate the planned Bay of Pigs invasion. They assessed the probability of success to be about 30% and communicated that as, “The plan has a FAIR CHANCE of success.” Kennedy interpreted FAIR CHANCE as favourable odds and approved the operation, which ended in stunning defeat. The Joint Chiefs later reported, “we thought that other people would think FAIR CHANCE would mean ‘not too good’”. The varying interpretations of FAIR CHANCE were identified as the key misunderstanding of the entire project (Wyden 1979).

Communicating uncertainty and probability of risk is critical for sound decision making in practical avalanche operations. More widely, communication and interpretation of risk probability is fundamental to the management of all natural hazards. For reference, a significant difference



between operational snow avalanche hazard management and other natural hazards (e.g. landslides, flood) are return periods for events. Where landslide and flood events often occur over longer return periods of 100 to 1000 years, managing avalanche events for operations regularly involves multiple events annually.

The good news is that other industries have been working on this communication problem and have developed strategies to learn from and potentially adopt. For example, the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) has been actively trying to figure out how to communicate the risks of climate change to the public and policy makers (e.g. Budescu et al. 2009; Budescu et al. 2014); meteorologists have been promoting the use and communication of probabilistic weather forecasts (e.g. Fundel et al. 2019); and the intelligence industry has developed standards for expressing uncertainty and confidence in judgments (e.g. IDC 203 2015).

The objectives of this paper are to: 1) show what the words used to describe likelihood of avalanches actually mean to avalanche practitioners as numerical probabilities, and 2) to propose ideas based on strategies developed by other industries to improve communication and interpretation of the probability of avalanches. The concepts presented should be interpreted only as ideas for future development and we present them with the intention of developing clear and well-grounded definitions.

## 2 PRACTITIONER SURVEY

We asked avalanche practitioners from avalanche operations around the world (75 responses) to put a percentage number beside each of the likelihood words from the CMAH (UNLIKELY, POSSIBLE, LIKELY, VERY LIKELY, and ALMOST CERTAIN) for what they interpreted the words to mean about the probability of avalanches, i.e. what percentage probability comes to mind when you say LIKELY? Figure 1 shows the results.

We observe distinct median values that are similar to forecasting experts in other industries (e.g. Beyth-Marom. 1982; Clarke et al. 1992; Reagan et al. 1989). Tart and

Thompson (2020) also found similar results when surveying avalanche practitioners. We also observe a very large range in probabilities associated with the likelihood terms, and perhaps most importantly, we observe large overlap between categories with average practitioner estimates for POSSIBLE ranging from 2-55% and UNLIKELY from 0-35%. This result is alarming and it's not hard to imagine a communication problem developing if one practitioner thinks 5% for POSSIBLE and another uses 35% for UNLIKELY!

While this large range and overlap is startling and potentially challenging to work with, it is not altogether surprising given the extensive research on this topic. Are there reasons specific to the avalanche industry for the large range and overlap from avalanche practitioners? We hypothesize the following reasons:

1. Likelihood of Avalanche(s), as defined in the CMAH, results from a combination of sensitivity to triggers and spatial distribution and has not yet been explicitly defined in terms of numerical probability ranges, i.e. avalanche practitioners do not yet have training or guidance on what probabilities should be used for forecasting avalanches.

2. Natural and human-triggered avalanches are relatively rare (e.g. Schweizer et al. 2019), so the experienced-based probabilities from practitioners are likely lower than what many people commonly associate with the likelihood words. That is, some practitioners provided probabilities for actual human triggered and natural releases (lower values), whereas some provided the more common numbers associated with likelihood words (higher values).

3. The reference definition for Likelihood of Avalanche(s) in the CMAH is highly dependent on the forecast's spatial scale. It states, "*Likelihood of Avalanche(s) is the chance of an avalanche releasing within a specific location and time period, regardless of avalanche size.*" The likelihood of a single wind slab releasing within the entire North Columbia region will be much higher than the likelihood of a single wind slab releasing on Mt. Sir Sandford. Practitioner probability estimates are likely influenced by the size of the area they commonly forecast for.

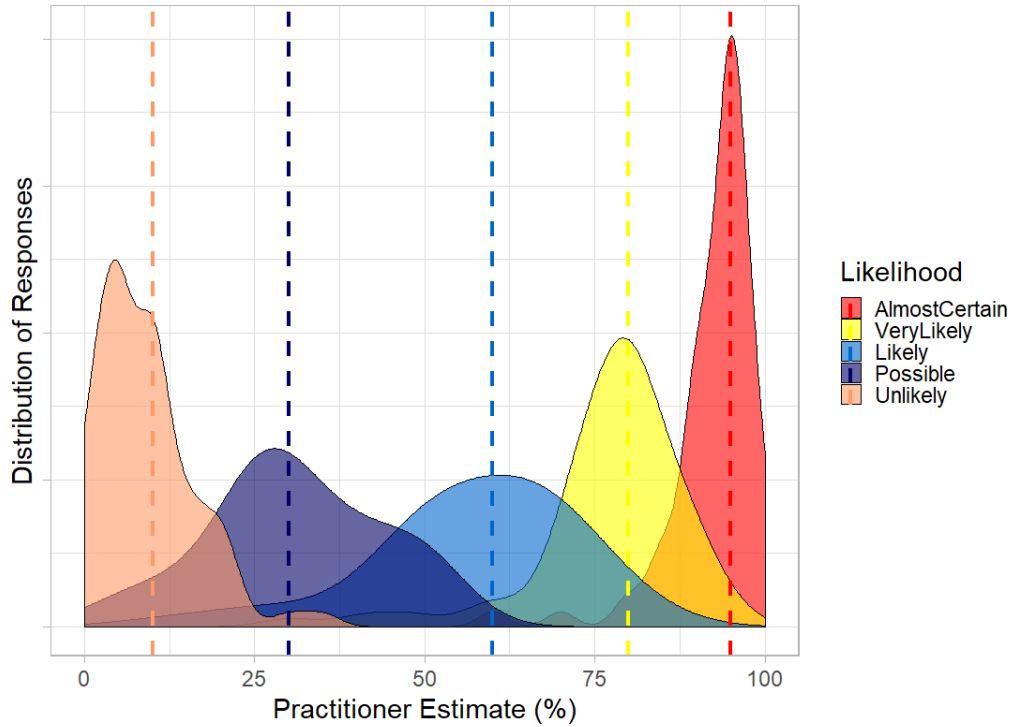


Figure 1: Probability interpretations from professional avalanche workers associated with words used to forecast the Likelihood of Avalanche(s) (CMAH), with median values shown as dashed lines.

Table 1: Interpretations of probability associated with likelihood terms from avalanche practitioners compared with published guidelines from other sources. Note, not all terms published in other sources are included in table. Ranges in probabilities are provided with medians in parentheses.

Term	Avalanche Practitioners	IPCC*	Intelligence**	Evidence-based***
VERY UNLIKELY	NA	0-10%	5-20%	9-18%
UNLIKELY	0 - 55% (10%)	0-33%	20-45%	18-42%
POSSIBLE	0 - 66% (30%)	NA	NA	NA
EVEN CHANCE	NA	33-66%	45-55%	42-58%
LIKELY	5 - 100% (60%)	66-100%	55-80%	58-78%
VERY LIKELY	20 - 100% (80%)	90-100%	80-95%	78-91%
ALMOST CERTAIN	50 - 100% (95%)	99-100%	95-99%	91-100%

\* from IPCC guidance note, 2010. \*\* from Intelligence Community Directive 203, 2015. \*\*\* from Wintle et al., 2019.

### 3 STRATEGIES

Can strategies developed by other industries be incorporated for the avalanche industry specifically to help with risk communication and forecasting?

Table 1 shows comparisons of this study to the guidelines developed by other industries. These other industries also discovered similar wide range and overlap of probability interpretations for likelihood words and subsequently developed the guidelines shown in Table 1 with the intention of improving communication in their respective communities.

#### 3.1 Assumptions

In order to propose some strategies, we first make some underlying assumptions based on the characteristics of snow avalanches:

1. Natural or human-triggered avalanches are relatively rare. Jamieson et al. (2009) estimated the odds of a human triggering a potentially fatal avalanche at CONSIDERABLE danger, skiing one start zone, and “without skilled route selection” between 1:100 and 1:1000. Note, the current five-level avalanche danger ratings are LOW, MODERATE, CONSIDERABLE, HIGH, and EXTREME.

These odds change by orders of magnitude with varying levels of avalanche hazard. Further, accident data show the risk from natural avalanches is about 10% of the risk from human triggering avalanches (Tremper, 2008). Translating these rough odds of encountering a dangerous avalanche into probabilities equates to 0.1-1% for human triggering and 0.01-0.1% for natural releases at CONSIDERABLE danger. For rough comparison, let's compare the results from this survey to the CONSIDERABLE danger rating in the North American Public Avalanche Danger Scale (Statham et al. 2010): Natural avalanches POSSIBLE (practitioner estimate = 30%); human-triggered avalanches LIKELY (practitioner estimate = 60%).

When considering the spatial extent of an avalanche problem across the mountain terrain, avalanches are low probability events.

2. Explicitly combining numerical probabilities with verbal likelihood terms improves risk communication (e.g. Budescu et al. 2012; Wintle et al. 2019). For example, combining the FAIR CHANCE term with the numerical probability range 10-30% to write "FAIR CHANCE (10–30%) of avalanche release" improves communication and understanding. The numerical probabilities used for each word should fall within the published and commonly associated ranges, however they could be further refined as the uncertainty, audience, and context dictates (Budescu et al. 2009). The main question left to address is what underlying probabilities for avalanche release are most useful for field decision-making?

3. Using frequency statements greatly improves understanding of probabilities (Gigerenzer and Edwards, 2003). Frequency statements ensure the reference scales are clearly defined. A frequency statement is how many X out of how many Y. For example, 20 avalanches release out of every 100 avalanche paths."

### 3.2 Likelihood of Avalanches

Using these assumptions, we propose ideas for development of the Likelihood of Avalanche(s) scale used to forecast avalanches. It is critical to understand these ideas are provided with the intention of improving risk communication for field decisions (e.g. opening and closing parts of a ski area), and not to transition avalanche forecasting to numerical calculations.

Here are three ideas that have potential to improve risk communication for avalanche work:

1. Consider this definition for Likelihood of Avalanches.

**Consider the avalanche paths or start zones in the forecast region where the specified avalanche problem type is expected to exist. Likelihood of Avalanches is the chance of those avalanche paths or start zones releasing within the forecast time period, regardless of avalanche size.**

For example, consider this avalanche problem: Persistent Slabs – below tree line (e.g. below 1900 m, on all aspects), what is the chance of that terrain avalanching naturally or from human triggering?

This definition includes the relevant reference class: the avalanche terrain where the problem is expected to exist. This reference class merges the amount of terrain with the avalanche problem with the probability of that terrain releasing, and ultimately offers an estimation of how many avalanches are expected (see Gigerenzer and Edwards 2003 for a good discussion of reference class and framing for decision-making). This approach yields two main advantages: 1) it automatically adjusts to the spatial scale of the forecast, and 2) it allows the translation of probability into frequency descriptions or rates of release which improves comprehension of probabilities. For example, "Persistent Slabs - LIKELY (30-100%)" can translate to "On average more than 30 out every 100 potential paths will release slab avalanches."

**2. Associating numerical probability ranges for each word in the scale that are more closely aligned with the underlying rates of avalanche release.**

This point highlights a critical question that is currently unanswered: what are the rates of avalanche release across terrain given hazard conditions?

The probability ranges are likely lower than the results of the practitioner survey and what is presented in Table 1, and more similar to other natural hazards (e.g. Porter and Morgenstern 2013). As better data emerge for natural and human-triggered avalanche release rates, these probabilities should evolve. It is worth noting that avalanche hazard forecasts are typically produced for a 24-hour time period, which reflects the potential for rapidly changing snow stability conditions.

**3. Using terms to communicate the likelihood of avalanches that are useful in the decision-making process of avalanche practitioners.**

What probabilities are most useful for practitioners when expressing their likelihood judgments? This is a key point, whatever underlying probabilities we discover to be most useful for practitioners in the field, the likelihood words must match these probabilities and be consistent with published and intuitively associated values.

As evidenced in the survey results and literature, the current CMAH likelihood words are already commonly interpreted with underlying probabilities that are much higher than actual avalanche release rates. Thus, we need words that can be easily associated with these lower probabilities for use by people working in the field, i.e. it is not intuitive for most people to use the word LIKELY with a probability less than 50% (Mauboussin and Mauboussin 2018). Suggestions are provided in Table 2.

Table 2: Proposed scale describing the Likelihood of Avalanches.

<i>Chance</i>	<i>Probability</i>	<i>Frequency description (or rates of release) *</i>
LIKELY	> 30%	On average, 30 or more out of every 100 paths or start zones in the region release the given avalanche problem type.
FAIR CHANCE	10-30%	On average, 10-30 out of every 100 paths or start zones in the region release the given avalanche problem type.
UNLIKELY	1-10%	On average, 1-10 out of every 100 paths or start zones in the region release the given avalanche problem type.
HIGHLY UNLIKELY	< 1%	On average, <b>at most</b> 1 out of every 100 paths or start zones in the region release the given avalanche problem type.

*\*Frequency description not very useful when forecasting for single path or area with few paths - use probability ranges or chance terms.*

#### 4 CONCLUSIONS

The surveyed data from avalanche practitioners showed wide variation in interpretation and use of likelihood terms when forecasting avalanches. Differing interpretations of likelihood terms has been shown to reduce forecasting accuracy and compromise decision making, thus we present ideas for improving risk communication when forecasting avalanches (Table 2 and new definition for the Likelihood of Avalanches). We suggest that these and any other terms used in the future should reflect underlying data for avalanche release probabilities, and as an example, the important paper by Schweizer et al. (2019) attempts to establish the relationship between reported avalanche occurrences and the avalanche danger level. We strongly encourage future studies like this with robust avalanche occurrence datasets to better define probabilities of avalanche release.

The key take home message from this paper is that explicitly stating intended numerical probabilities with the verbal expressions can greatly improve the understanding and communication of risk. A logical development for the snow avalanche industry would be to refine what numerical probabilities are most useful for practitioners when forecasting avalanches and then use intuitive likelihood terms that match these probabilities.

#### 5 ACKNOWLEDGEMENTS

Many thanks to the co-authors for many deep and fascinating discussions on this topic. The concepts are not simple and the application to the avalanche patch is equally complex, however it is imperative we get this right. We thank the guides at the CMH Adamants lodge for putting up with constant badging and questioning about how they think about avalanches. Pascal Haegeli contributed meaningful discussion and feedback. Eric Ostopovich also provided another very helpful practical perspective.

#### 6 REFERENCES

- Beyth-Marom, R. 1982. How probable is probable? A numerical translation of verbal probability expressions. *J. Forecast.* 1: 257-269.
- Brun, W. and Teigen, K. H. 1988. Verbal probabilities: Ambiguous, context-dependent, or both? *Organizational Behavior and Human Decision Processes*, 41(3): 390-404.
- Budescu, D., Broomell, S., Por, H. 2009. Improving Communication of Uncertainty in the Reports of the Intergovernmental Panel on Climate Change. *Psych. Sci.* 20: 299-308.
- Budescu, D., Por, H., Broomell, S. 2012. Effective Communication of Uncertainty in the IPCC Reports: A Nationally Representative Survey. *Climatic Change* 113: 181-200.
- Budescu, D., Por, H., Broomell, S., Smithson, M. 2014. The interpretation of IPCC probabilistic statements around the world. *Nature Climate Change*. DOI: 10.1038/NCLIMATE2194.
- Clarke, V., Ru n, C., Hill, D., Beamen, A. 1992. Ratings of orally presented verbal expressions of probability by a heterogeneous sample. *J. Appl. Soc. Psychol.* 22: 638-656.
- Fischer, K. and Jungermann, H. 1996. Rarely occurring headaches and rarely occurring blindness: Is rarely = rarely? The meaning of verbal frequentistic labels in specific medical contexts. *J Behav Decis Mak.* 9:153-72.
- Friedman, J., Baker, J., Mellers, B., Tetlock, P., Zeckhauser, R. 2018. The Value of Precision in Probability Assessment: Evidence from a Large-Scale Geopolitical Forecasting Tournament. *International Studies Quarterly*, Volume 62, Issue 2, June 2018: pp. 410-422. <https://doi.org/10.1093/isq/sqx078>

- Fundel, V., Fleischhut, N., Herzog, S., Göber, M., Hagedorn, R. 2019. Promoting the use of probabilistic weather forecasts through a dialogue between scientists, developers and end-users. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*. <https://doi.org/10.1002/qj.3482>
- Gigerenzer, G. and Edwards, A. 2003. Simple tools for understanding risks: from innumeracy to insight. *BMJ* 2003; 327:741. doi: <https://doi.org/10.1136/bmj.327.7417.741>.
- Intelligence Community Directive 203 2015. Analytic Standards. Office of the Director of National Intelligence United States of America.
- IPCC: Mastrandrea, M., Field, C., Stocker, T., Edenhofer, O., Ebi, K., Frame, D., Held, H., Kriegler, E., Mach, K., Matschoss, P., Plattner, G., Yohe, G., and Zwiars, F. 2010. Guidance Note for Lead Authors of the IPCC Fifth Assessment Report on Consistent Treatment of Uncertainties. Proceedings from IPCC meetings at Jasper Ridge, CA, USA.
- Jamieson, B., Schweizer, J. Shea, C. 2009. Simple Calculations of Avalanche Risk for Backcountry Skiing. *Proceedings International Snow Science Workshop, Davos 2009*: pp. 336-340.
- Porter, M. and Morgenstern, N. 2013. Landslide Risk Evaluation: Canadian Technical Guidelines and Best Practices related to Landslides: a national initiative for loss reduction. Geological Survey of Canada, Open File 7312, 21. doi:10.4095/292234.
- Mauboussin, A. and Mauboussin, M. 2018. If you say something is "likely", how likely do people think it is? *Harvard Business Review*. <https://hbr.org/2018/07/if-you-say-something-is-likely-how-likely-do-people-think-it-is>
- Nakao, M. and Axelrod, S. 1983. Numbers are better than words. Verbal specifications of frequency have no place in medicine. *The American Journal of Medicine*. 74(6):1061–5. PMID: 6859055.
- Rapoport, A., Wallsten, T., Erev, I., Cohen, B. 1990. Revision of opinion with verbally and numerically expressed uncertainties. *Acta Psychologica*. 74: pp. 61–79. [https://doi.org/10.1016/0001-6918\(90\)90035-E](https://doi.org/10.1016/0001-6918(90)90035-E) 000169189090035E.
- Reagan, R., Mosteller, F., Youtz, C. 1989. Quantitative meanings of verbal probability expressions. *J. Appl. Psychol.* 74: pp. 433-442.
- Schweizer, J., Mitterer, C., Techel, F., Stoffel, A., Reuter, B. 2019. On the relation between avalanche occurrence and avalanche danger level, *The Cryosphere Discussions*. <https://doi.org/10.5194/tc-2019-218>.
- Statham, G., Haegeli, P., Birkeland, K., Greene, E., Israelson, C., Tremper, B., Stethem, C., McMahon, B., White, B., Kelly, J. 2010. The North American public avalanche danger scale. Proceedings of the 2010 *International Snow Science Workshop*, Squaw Valley, CA: pp. 117–123.
- Statham, G., Haegeli, P., Greene, E., Birkeland, K., Israelson, C., Tremper, B., Stethem, C., McMahon, B., White, B., Kelly, J. 2018. A Conceptual Model of Avalanche Hazard. *Nat Hazards* 90: pp. 663–691.
- Tart, J. and Thompson, K. 2020. Are we all communicating the same? *The Avalanche Review* 38.3: 36-37.
- Theil, M., 2002. The Role of Translations of Verbal into Numerical Probability Expressions in Risk Management: A Meta-Analysis. *Journal of Risk Research* 5 (2): 177–186.
- Tremper, B., 2008. Staying Alive in Avalanche Terrain, 2nd edition. *The Mountaineers Books*, Seattle, Washington, USA: 15p.
- Wintle, B., Fraser, H., Wills, B., Nicholson, A., Fidler, F. 2019. Verbal probabilities: Very likely to be somewhat more confusing than numbers. *PLoS ONE* 14(4): e0213522. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0213522>
- Wyden, P. 1979. Bay of Pigs: The Untold Story. New York: Simon and Schuster.

## Index des auteurs / *Authors index*

- Aaron, Jordan, 179  
Adams, John, 3  
Alene, Gebray Habtu, 247  
Allard, Michel, 101  
Arel, Jonathan, 195  
Arenson, Lukas, 47  
Arghya, Arijit Biswas, 325  
Argue, Chris, 583  
Arnaldi, Matteo, 613  
Azami, Alireza, 285  
Bache, Bjørn Kristian, 591  
Barlow, Pete, 307  
Baumgard, Alex, 429, 434  
Baumman-Trainee, Valérie, 539  
Beaugrand, Hawley, 597  
Bélanger, Karine, 113, 202  
Biagini, Luiz, 123  
Bichler, Ahren, 549, 557  
Birien, Tom, 373, 385, 395  
Bonneau, David, 13, 168  
Bossé, François, 205  
Boulet, Yan, 405  
Boyd, Jimmy, 485  
Brayshaw, Drew, 429, 436  
Briggs, Kevin, 291  
Bruce, Edward, 485  
Brugman, Melinda M., 429  
Buffin-Bélanger, Thomas, 405  
Cami, Brigid, 285  
Camiré, Félix, 573  
Chambers, Jonathan, 485  
Chavali, Rama Vara Prasad, 231, 239  
Chenari, Reza Jamshidi, 299  
Choanji, Tiggi, 539  
Choden, Sonam, 519  
Cloutier, Catherine, 89, 415  
Collier-Pandya, Beatrice, 141  
Côté, Jean, 195  
Dashwood, Ben, 485  
David, Éric, 81, 89  
Day, Jennifer J., 163  
Demers, Denis, 81, 101, 113, 169, 195, 263, 415  
Derron, Marc-Henri, 539, 647  
Desgagné, Josée, 195  
Dey, Rajib, 621  
Diederichs, Kaitlyn, 503  
Donohue, Shane, 485  
Drynoch, Norman, 445  
Eickenberg, Paul, 333  
Elwood, David, 255  
Engelbrecht, Jeanine, 503  
Far, Mahdi Shadabfar, 299  
Fatehi, Mahtab, 299  
Fei, Li, 539  
Fiolleau, Sylvain, 477  
Fortier, Richard, 195  
Fortin, Alexis, 205  
Fortin, Jonathan, 205  
Fournier, Thomas, 113, 169  
Froese, Corey, 467, 503  
Fuggle, Andrew, 187  
Gamperl, Moritz, 565  
Gauthier, Francis, 373, 385, 395, 405, 415, 511, 613  
Gauthier, Marie-Lise, 81  
Giblin, Liam, 429  
Giroux, Bernard, 511  
Gnyawali, Kaushal R., 439  
Gousseau, Zachary, 503  
Gräpel, Chris, 123, 447, 519, 527  
Grimstad, Gustav, 247  
Guthrie, Richard H., 325, 333, 597, 621  
Haché, Raymond, 131  
Hamberger, Maik, 557  
Hawladar, Bipul, 223, 325  
Hendry, Michael T., 255  
Hétu, Bernard, 405  
Hosseinpour, Vahid, 345  
Hoy, Sølve, 591  
Hoyle, William R., 163  
Hübl, Johannes, 179  
Hutchinson, Jean, 13  
Hyslop, Amanda, 163  
Jabbal, Naginder, 583  
Jaboyedoff, Michel, 369, 539, 647  
Jacob, Sarah, 231  
Jacquemart, Mylene, 179  
Jakob, Matthias, 429  
Jamieson, Bruce, 583, 661  
Javankhoshdel, Sina, 285, 299  
Jin, Longde, 187  
Jones, Alan, 583  
Kaitna, Roland, 179  
Karmaker, Ripon, 223  
Kolaj, Michal, 3

Kramka, Benjamin, 333  
     Kuras, Oliver, 485  
 L'Heureux, Jean-Sébastien, 25, 591  
     Lacasse, Suzanne, 25, 591  
     Laliberté, Jacob, 395  
     Lato, Matt, 467  
 Lau, Carie-Ann, 429, 436  
     Lavoie, Alexandre, 205  
 LeBlanc, Jean-François, 81, 89  
 Lemieux, Jean-Michel, 195, 215, 415  
     Leroueil, Serge, 275  
 LeSueur, Philip, 639, 656  
     Liu, Fangzhou, 187  
     Liu, Zhongqiang, 25  
 Locat, Ariane, 195, 275, 415  
 Locat, Jacques, 89, 275, 369, 415, 647  
 Locat, Pascal, 57, 169, 195, 263  
     Ma, Terence, 285  
 Macciotta, Renato, 123, 447, 495, 519, 527  
     McClarty, Damian, 631  
     McCormack, David, 3  
 McDougall, Scott, 141, 179, 475, 639  
     McKillop, Robin, 597  
     Meldrum, Phil, 485  
     Meloche, Francis, 373  
 Michoud, Clément, 369, 647  
     Miller, Kate, 597  
     Mirhadi, Nima, 447  
 Mitchell, Andrew, 141, 179, 467  
     Molson, John, 215  
     Mompin, Rémi, 263  
     Moore, Jeff, 597  
     Moore, Trempe, 631  
     Morin, Alexi, 511  
     Mulligan, Ryan, 141  
     Nastev, Miroslav, 345  
     Natalia, Levenna, 457  
     Nollet, Marie-José, 345  
 Nordal, Steinar, 247, 317  
     Occhietti, Serge, 263  
 Ospina-Llano, Julián, 215  
     Ouellet, Daniel, 205  
     Paradis, Stéphane, 169  
     Patel, Arazooben, 339  
     Pedrazzini, Andrea, 539  
     Piroux, Olivier, 131, 621  
 Porter, Michael, 141, 307, 467  
     Potvin, Janelle, 81  
 Poulin Leboeuf, Laurence, 101, 169  
     Quinn, Pete, 307  
     Quirion, Marco, 353  
     Read, Rodney S., 631  
     Rezvani, Moslem, 299  
     Rios, Andy, 429, 434  
     Rivolta, Carlo, 539  
     Robitaille, Denis, 263  
     Rogstad, Agnete, 247  
     Roh, Gwangha, 131  
     Rosenbrand, Esther, 149  
     Sadrekarimi, Abouzar, 231  
 Saeidi, Ali, 231, 239, 345, 353  
     Saha, Piash, 223  
     Samadi, Parisa, 285  
     Sattler, Kelvin, 255  
 Schaefer, Vernon R., 291  
     Serey, Alejandra, 155  
     Seywerd, Henry, 3  
     Sharifi, Sohrab, 495  
     Simms, Paul, 339  
     Singer, John, 565  
 Skirrow, Roger, 123, 447, 527  
     Smith, Philip, 149  
     Snair, Kevin, 163  
     Statham, Grant, 661  
     Stelzer, Gernot, 549, 557  
     Strouth, Alex, 573, 639  
     Swift, Russell, 485  
     Tannant, Dwayne D., 439  
 Tappenden, Kristen, 123, 447, 519, 527  
     Thackray, Glenn D., 361  
     Thakur, Vikas, 317  
 Therrien, Julie, 113, 169, 275  
     Thibault, Catherine, 113  
     Thumlert, Scott, 661  
     Thuro, Kurosch, 565  
     Tourment, Rémy, 149  
     Tran, Quoc-Anh, 247, 317  
 Trinidad González, Yuderka, 291  
     Turmel, Dominique, 195, 275  
 Uhlemann, Sebastian, 477, 485  
     Van Gassen, Wim, 141  
     van Veen, Megan, 141, 467  
     Van Veen, Megan, 467  
     Van, Meindert, 149  
     Veillette, Sandra, 205  
     Verpaelst, Manuel, 131  
     Vicari, Hervé, 317  
     Wacquier, Loris, 485  
 Wasklewicz, Thad, 333, 605  
     Watlet, Arnaud, 485  
     Whiteley, Jim, 485  
     Wilkinson, Paul, 485

Wisse, Marie-Hélène, 353  
Wolff, Charlotte, 539  
Wollenberg-Barron, Taylor, 527  
Wopereis, Ligaya, 149  
Xia, Xuexin, 339  
Yacoub, Thamer, 285  
Yang, Jun, 457  
Yerro, Alba, 239  
Young, Nathan Lee, 215  
Zheng, Liming, 187  
Zubrycky, Sophia, 179  
Zwanenburg, Cor, 149



Ce recueil regroupe les articles présentés à la 8e Conférence canadienne sur la géotechnique et les risques naturels qui a eu lieu à Québec du 12 au 15 juin 2022. Le recueil inclut 5 articles rédigés par des conférenciers invités ainsi que 67 articles techniques. Ces articles traitent des problèmes et enjeux associés à différents risques naturels de nature géotechnique (avalanche de neige, glissement de terrain, coulée, etc.) et ils couvrent un large spectre allant de la caractérisation des processus à l'analyse de leurs conséquences et concernent à la fois les aspects scientifiques et sociétaux de la gestion du risque.

This book presents papers of the 8th Canadian Conference on Geotechnic and Natural Hazards, held in Québec City from June 12 to 15, 2022. The proceedings include 5 keynote papers as well as 67 technical papers. The papers deal with the problems and issues associated with various natural hazards of geotechnical nature (snow avalanches, landslides, flows, etc.). They cover a wide spectrum of topics ranging from the characterization of the processes to the analysis of their consequences and relate to both the scientific and societal aspects of risk management.