Modélisation des ruptures initiant la coulée argileuse de Saint-Luc-de-Vincennes

Mémoire

Rihab Omri

Maîtrise en génie civil - avec mémoire
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

© Rihab Omri, 2021

Modélisation des ruptures initiant la coulée argileuse de Saint-Luc-de-Vincennes

Mémoire

Rihab OMRI

Sous la direction de :
Ariane Locat : directrice de recherche

Résumé

Le glissement de terrain de Saint-Luc-de-Vincennes est survenu en plusieurs évènements entre le 22 octobre et le 9 novembre 2016. La description de ces évènements repose essentiellement sur le témoignage du propriétaire du terrain. Selon ses observations, le 22 octobre, un premier glissement rotationnel, impliquant le pied du talus, est survenu. Quelques jours plus tard, un plus grand glissement aurait impliqué toute la pente en atteignant la crête du talus. Ce glissement aurait initié la première coulée argileuse survenu le 7 novembre et aurait donné la forme du goulot de bouteille caractéristique des coulées argileuses. Le 9 novembre, une deuxième coulée est survenue, suivie très rapidement d'un étalement.

L'objectif de cette étude est de présenter une méthodologie permettant la modélisation temporelle des conditions ayant menées à l'initiation des coulées argileuses. Dans cette perspective, des essais œdométriques avec des calculs de perméabilité et de coefficient de consolidation (c_v) ont été réalisés afin de caractériser le comportement mécanique et les propriétés de l'argiles sensibles de Saint-Luc-de-Vincennes. L'ensemble de ces paramètres ont servi à effectuer la modélisation numérique par le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W de la suite GeoStudio du déchargement des débris du glissement du 22 octobre et du deuxième glissement survenu quelques jours plus tard et qui aurait initié la première coulée du 7 novembre.

Enfin, une étude paramétrique s'attardant sur l'effet des propriétés du sol et de la géométrie de la pente a permis d'analyser l'évolution du coefficient de sécurité de l'escarpement arrière en fonction du temps suite au déchargement des débris causés par les deux premiers glissements. L'ensemble des résultats donne un bon aperçu de la complexité d'inclure le temps dans les analyses de stabilité permettant de reproduire les conditions ayant menées à la première coulée du 7 novembre 2016.

Abstract

The Saint-Luc-de-Vincennes landslide occurred in several events between October 22 and November 9, 2016. The description of these events is based primarily on the testimony of the property owner. According to his observations, on October 22, a first rotational slide, involving the toe of the slope, occurred. A few days later, a larger slide would have involved the entire slope by reaching the crest of the slope. It seem that this slide could have initiated the first sensitive clay flowslide that occurred on November 7 and would have given the shape of the bottleneck characteristic of clay flows. On November 9, a second flow occurred, followed very quickly by a spread.

The objective of this study is to present a methodology allowing the temporal modeling of the conditions that led to the initiation of clay flows. In this perspective, odometer tests with permeability and consolidation coefficient (c_v) calculations were performed in order to characterize the mechanical behavior and the properties of sensitive clays at Saint-Luc-de-Vincennes. All of these parameters were used to carry out numerical modelling, by coupling SLOPE/W and SIGMA/W from the GeoStudio suite, of the discharge of debris from the October 22 landslide and the second landslide that occurred a few days later and which would have initiated the first flow on November 7.

Finally, a parametric study focusing on the effect of soil properties and slope geometry was used to analyze the evolution of the safety factor of the back scarp as a function of time following the unloading of debris caused by the first two slides. The overall results provide a good overview of the complexity of including time in stability analyses to reproduce the conditions that led to the first landslide on November 7, 2016.

Table des matières

Résumé iii
Abstract iv
Liste des figures vii
Liste des tableaux x
Remerciements xi
Introduction 1
Contexte de l'étude 1
Objectif de l'étude 2
Structure du mémoire 2
Chapitre 1. Revue de littérature 4
1.1. Rupture rétrogressive 4
1.2. Les coulées argileuses 5
1.3. Excavation dans l'argile 9
1.3.1. Évolution de la stabilité des excavations 9
1.3.2. Excavation dans les argiles : cas des études antérieures 11
Chapitre 2. Cas d'étude: Glissement de Saint-Luc-de-Vincennes 15
2.1. Localisation du glissement 15
2.2. Description des événements 16
2.3. Travaux antérieurs 17
Chapitre 3. Essais de laboratoire : La méthodologie et les résultats 23
3.1. Méthodologie des essais de laboratoire 23
3.1.1. Essais de consolidation 23
3.1.2. Calculs du coefficient de consolidation (c_v) 26
3.1.3. Essais de perméabilité à charge variable 27
3.2. Résultats des essais de laboratoire 30
3.2.1. Résultats des essais de consolidation 30
3.2.2. Résultats des calculs de c_v 32

3.2.3. Résultats des essais de perméabilité 33
3.2.4. Résultats des essais de laboratoire réalisés par le MTQ 36
Chapitre 4. Étude numérique 39
4.1. L'arbre d'analyse 39
4.2. Présentation du modèle 41
4.3. Les conditions aux limites 43
4.4. Propriétés géotechniques 43
4.4.1. Propriétés géotechniques de la couche d'argile 43
4.4.2. Propriétés géotechniques de la croûte 46
4.4.3. Valeurs de K_0 46
Chapitre 5. Présentation et interprétation des résultats 48
5.1. Validation des conditions initiales 48
5.1.1. Profils des K_0 48
5.1.2. Profils des pressions interstitielles 51
5.2. Modélisation du glissement 1 53
5.3. Modélisation du glissement 2 56
5.3.1. Méthode de grille et rayon 58
5.3.2. Méthode d'entrée et sortie 59
5.4. Modélisation du glissement 3 69
5.4.1. Analyse de stabilité du glissement 3 69
5.4.2. Analyses paramétriques sur le glissement 3 75
Chapitre 6. Discussions des résultats 82
Conclusion 85
Références 87

Liste des figures

Figure 1. Coulées dans les argiles sensibles (Thakur et Degago, 2014).....6
Figure 2. Diminution du coefficient de sécurité en fonction du temps (Lafleur et al., 1988)..10
Figure 3. Évolution du coefficient de sécurité en fonction du temps pour différentes géométries d'excavation (H_{tot} / H_{exc}) (L'Heureux et al., 2009). 14
Figure 4. Localisation générale du site (tiré de Tremblay-Auger et al., 2019). 15
Figure 5. Vue de la cicatrice du premier épisode de coulée, prise le 9 novembre 2016, quelques heures avant l'événement majeur (Source : Gouvernement du Québec). 16
Figure 6. Localisation des études géotechniques (Tremblay-Auger et al., 2019). 18
Figure 7. Profil géotechnique à l'emplacement 48042 (Tremblay-Auger et al., 2019). 20
Figure 8. Coupe transversale montrant l'élévation de la surface de rupture le long de l'est, de l'ouest et du centre (Tremblay-Auger et al., 2019).....21
Figure 9. Délimitation des épisodes du glissement (Tremblay-Auger et al., 2019).....22
Figure 10. Photographie des montages œdométriques et du système d'acquisition de données (source : Kevin Hébert). 24
Figure 11. Schématisation du montage expérimental (Duhaime, 2012). 24
Figure 12. Courbe de compressibilité oedométrique.....26
Figure 13. Principe de l'interprétation des courbes de consolidation (Magnan et al., 1985)...27
Figure 14. Courbe de consolidation (a) de l'échantillon d'argile PS-4/48042 et (b) de l'échantillon d'argile PS-9/48042. Les point bleus presentent les contraintes de chargement. Les pointss rouges presentent les contraintes de déchargement. Les points 1, 2, 3 et 4 correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de c_v a été faite. Les points A, B et C correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de perméabilité a été faite. 31
Figure 15. Variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides (a) de l'échantillon d'argile PS-4/48042 et (b) de l'échantillon d'argile PS-9/48042.....35
Figure 16. Variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides des échantillons (a) PS-3/48045(b) PS-9/48045 et (c) PS-13/48045 réalisées par LEQ pour le MTQ. 37
Figure 17. L'arbre d'analyse 41
Figure 18. Présentation du modèle. 42
Figure 19. Présentation du modèle après l'excavation de la vallée de rivière. 42
Figure 20. Fonction de teneur en eau volumétrique de la couche d'argile 45
Figure 21. Fonction de conductivité hydraulique de la couche d'argile.....45
Figure 22. Profil de K_0 pour le forage 48042.....47
Figure 23. Localisation des forages sur le modèle. 48
Figure 24. Profil de K_0 pour (a) le forage 48042 et (b) le forage 48045. 50
Figure 25. Profil des pressions interstitielles pour (a) le forage 48064 et (b) le forage 48045.52
Figure 26. Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 1 par la méthode de grille et rayon. 53

Figure 27. Présentation du modèle après le glissement 1. 54
Figure 28. Emplacement du profil des pressions interstitielles, en arrière du glissement 1, présenté à la figure 29. 55
Figure 29. Profil des pressions interstitielles en arrière du petit glissement (a) profil général (b) sous-section de (a), représentée par le cadre bleu. 56
Figure 30. Photos de la cicatrice du premier épisode de coulée argileuse du 7 novembre 2016, prise par le Ministère de la Sécurité publique (MSP) du Québec le 9 novembre 2016 (source : Gouvernement du Québec). 58
Figure 31. Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode de grille et rayon 10 min après le glissement 1. 59
Figure 32. Analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode d'entrée et sortie, l'encadré en (a) représente ce qui est montré à la figure b. 60
Figure 33. Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode d'entrée et sortie 10 min après le glissement 1 montrant la surface critique numéro 45. 61
Figure 34. Évolution du coefficient de sécurité en fonction du temps de la surface critique numéro 45. 62
Figure 35. Modélisation avec (a) Changement de la forme de la pente (b) en gardant des débris au pieds du talus (c) Changement de la forme de la pente (cercle jaune) en gardant des débris au pieds du talus. 65
Figure 36. La surface critique numéro 48 représentative du glissement 2 trouvée 10 min après le glissement 1. 66
Figure 37. Évolution du FS en fonction du temps de la surface critique numéro 48. 67
Figure 38. Présentation du modèle après le glissement 2. 67
Figure 39. Emplacement du profil des pressions interstitielles, en arrière du glissement 2 présenté à la figure 40. 68
Figure 40. Profil des pressions interstitielles en arrière du glissement 2 (a) profil général (b) sous-section de (a), représentée par le cadre bleu. 69
Figure 41. Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 3 par la méthode de grille et rayon, surface numéro 316 trouvée 5 min après le glissement 2 (b) est l'agrandissement de la surface 316 présentée en (a). 71
Figure 42. Résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps. 72
Figure 43. Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316. 72
Figure 44. Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 3 par la méthode de grille et rayon, surface numéro 316 trouvée (a) 7 jr 3h après le glissement 2 (b) 1 mois 27 jr après le glissement 2 (c) 10 ans après le glissement 2. 74
Figure 45. Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de E76
Figure 46. Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de ψa77
Figure 47. Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de k79
Figure 48. Résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps (a) modèle avec une k de 10^{-10} m/s (b) modèle avec une perméabilité de 10^{-8} m/s 80

Figure 49. Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 avec une ψa de 150 kPa et une k de 10^{-8} m/s 81

Liste des tableaux

Tableau 1. Résultats des calculs de c_v pour l'échantillon PS-4/48042.....32
Tableau 2. Résultats des calculs de c_v pour l'échantillon PS-9/48042.....32
Tableau 3. Résultats des perméabilités pour l'échantillon PS-4/48042. 33
Tableau 4. Résultats des perméabilités pour l'échantillon PS-9/48042. 33
Tableau 5. Résultats des analyses paramétriques faites dans l'analyse de stabilité de pente par la méthode d'entrée et sortie. 65

Remerciements

Les premières personnes que je tiens à remercier très chaleureusement sont ma directrice de recherche **Ariane LOCAT** et **Dominique TURMEL** et **Jacques LOCAT**, sans qui ce mémoire n'aurait pu être accompli. J'ai été extrêmement privilégiée puisqu'ils m'ont supervisé de manière très complémentaire et attentive. Je les remercie aussi pour l'orientation, la confiance et la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'ils trouvent dans ce travail un hommage vivant à leurs hautes personnalités. Ils m'ont poussé à dépasser mes limites. Je suis consciente que si je suis plus forte et plus confiante aujourd'hui, ils sont en grande partie responsables. J'espère sincèrement pouvoir un jour leurs rendre la pareille.

Mes vifs remerciements vont également à **Kevin HÉBERT, Pascal LOCAT, Denis DEMERS** et **Frédérique TREMBLAY-AUGER** d'avoir contribuer de près ou de loin à la progression de mes travaux de recherche et de l'enrichir par leurs propositions.

Je veux aussi remercier nos partenaires du projet, **le Ministère de la Sécurité publique du Québec (MSP)** et le soutien financier **du Plan d'action 2013-2020 sur les changements climatiques (2013-2020) et du Fonds vert**. **Le ministère des Transports du Québec** est aussi remercié pour l'accès à des données du site d'étude. La contribution financière **du conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada** à ce projet est aussi à souligner.

J'adresse mes sincères remerciements **à tous mes professeurs** du cycle d'ingénieurs et du cycle supérieur et tous ceux qui m'ont enseigné pendant toute ma carrière académique et à toute personne qui a contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie **mes très chers parents** qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fière ».

Un remerciement spécial pour **mes chères sœurs**, pour leurs soutiens et leurs encouragements tout au long de ce projet.

Un grand merci à mes chers amis, **Cheick et Nessrine**, pour leurs présences à mes côtés et leurs supports.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à **tous mes proches et mes amis** que j'aime tant pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.

Introduction

Contexte de l'étude

Chaque année au Québec, près d'une centaine de cas d'instabilité du sol ou de glissements de terrain font l'objet d'un signalement auprès des autorités municipales. Ils se produisent souvent au printemps ou à l'automne. Leur fréquence peut augmenter lors d'événements météorologiques extrêmes (Gouvernement de Québec, 2019). Les glissements de terrain se produisent le plus souvent dans les sols argileux, pour la très grande majorité dans les argiles marines sensibles. Ils peuvent être dus à la présence d'érosion à la base des talus, aux pluies fortes et prolongées, à la fonte rapide de la neige, aux travaux de remblayage ou d'excavation. Certains cas de glissements de terrain peuvent causer des sinistres plus ou moins importants. Bien que de tels événements arrivent rarement, des bâtiments peuvent être directement entraînés par des glissements de terrain ou être frappés par des débris de glissements, et entraîner parfois des décès.

Dans ce contexte, l'étude et la compréhension des grands glissements rétrogressifs est primordiale en raison des risques associés. Il est donc crucial de s'appuyer sur des modèles appropriés pour mener à une meilleure compréhension de tels événements. Demers et al., (2014) et Locat et al., (2017) reconnaissent deux grands types de glissements de terrain rétrogressifs**,** « l'étalement » et «la coulée », impliquant deux mécanismes de rupture différents et présentant des morphologies typiques de débris et de cicatrices. La coulée argileuse appartenant à ces glissements rétrogressifs fait l'objet de cette présente étude.

En effet, le mode de rupture pour les coulées est caractérisé par une succession de glissements rotationnels se propageant vers l'arrière (Tavenas et al., 1971; Demers et al., 2014). Le processus de rétrogression pour les glissements de terrain de type coulée peut être initié par un premier glissement de rotation qui peut survenir parfois quelques heures avant la coulée ou parfois quelques jours plus tôt.

Objectif de l'étude

En pensant au temps entre le premier glissement rotationnel initial et la succession de ruptures rotationnelles rapides, l'objectif de cette présente étude est de développer la base d'une méthodologie permettant la modélisation temporelle des conditions menant à l'initiation des coulées argileuses. Pour se faire, le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes, survenu en 2016, a été choisi pour cette étude. Dans cette perspective, des essais œdométriques avec calculs de perméabilité et du coefficient de consolidation (c_v) ainsi que le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W de la suite GeoStudio (GEO-SLOPE, 2012) ont été utilisés afin d'analyser la séquence des premières instabilités survenues sur le site, et atteindre cet objectif.

Structure du mémoire

Ce mémoire est divisé en cinq chapitres :

- Dans le premier chapitre, une revue bibliographique des glissements rétrogressifs d'une façon générale puis en particulier de la coulée argileuse a été réalisée. Elle nous permet de prendre connaissance des travaux et des recherches déjà effectués sur ce type de mouvement de terrain. Les excavations dans l'argile sensible ainsi que l'évolution des pressions interstitielles et du coefficient de sécurité dans le temps suite à une excavation ont aussi été revues.
- Le deuxième chapitre présente la mise en situation du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes avec une description de l'évènement survenu ainsi que les travaux antérieurs qui ont été faits sur ce glissement.
- Le troisième chapitre concerne la méthodologie adoptée au laboratoire pour réaliser les objectifs de ce mémoire ainsi que les resultas de ces essais. Il consiste à détailler les différentes étapes faites dans les essais de laboratoire et dans la modélisation numérique.
- Le quatrième chapitre consiste à detailler la méthodologie et les différentes étapes faites dans la modélisation numérique.

- Le cinquième chapitre montre les résultats obtenus ainsi que l'interprétation de ces derniers.
- Le sixième chapitre discute les différents résultats obtenus.

Le mémoire se termine sur les conclusions de cette étude.

Chapitre 1. Revue de littérature

1.1. Rupture rétrogressive

Les étalements et les coulées sont les deux principaux types de grands glissements de terrain rétrogressifs se produisant dans les argiles sensibles de l'Est du Canada. Cependant, les propriétés géotechniques des sols impliqués dans les grands glissements de terrain rétrogressifs sont assez similaires, et les conditions conduisant au développement d'une coulée ou d'un étalement ne sont pas encore bien identifiées et comprises (Demers et al., 2014). Pour identifier le type de grands glissements de terrain rétrogressifs, des modèles numériques d'élévation Lidar haute résolution (MNE) peuvent être utilisés (Demers et al., 2017). En outre, les données géotechniques et toutes les autres informations disponibles, y compris les rapports techniques, les documents historiques, les articles de journaux, les dessins et les photographies, peuvent être prises en compte pour aider à déterminer ou confirmer le mode de rupture si nécessaire.

Dans les modélisations numériques des grands glissements rétrogressifs, les analyses sont effectuées pour des conditions non drainées pour les ruptures subséquentes puisque les grands glissements de terrain rétrogressifs peuvent survenir très rapidement, parfois en moins de quelques minutes (Tavenas et al., 1971; Demers et al., 2014). De ce fait, les sols peuvent ne pas avoir le temps de se drainer et de dissiper les pressions interstitielles excessives pendant la rupture. Bien que cette approche est justifiée pour la modélisation des dépôts d'argile sensibles à faible perméabilité, elle doit être discutable en présence d'une argile ou d'une croûte sableuse (Perret et al., 2019).

Malgré que les débris de glissement de terrain dans les argiles sensibles puissent affecter des êtres humains, des constructions, des infrastructures, leur distance de parcours reste peu documentée dans la littérature. En effet, Locat et al., (2008) ont essayé de caractériser la mobilité des débris de glissement de terrain dans les argiles sensible de l'Est du Canada et de voir le lien possible avec le remaniement. L'étude a été basée sur vingt-deux glissements qui se

sont, sauf un, produits le long de talus affectés par l'érosion. Elle a montré qu'il existe une relation relativement bonne entre la distance de parcours des débris (*D*) et la distance de recul en sommet de talus (*R*). La valeur de cette dernière peut être estimée par la mesure du recul d'anciennes cicatrices observées par l'analyse de photographies aériennes pour une région donnée (Locat et al., 2008). La relation entre ces deux paramètres (*D* et *R*) peut être justifiée par Tavenas et al., (1983), qui selon eux, les glissements de terrain de forte rétrogression se développent plus facilement quand les débris se remanient suffisamment de façon à s'évacuer de la zone de départ, laissant ainsi l'escarpement arrière sans appui dans des conditions instables. Cette constatation met en lien le recul du glissement, le remaniement de la masse d'argile et conséquemment, l'avancée des débris. Dans la même étude, Locat et al., (2008) ont montré aussi que la distance de parcours (*D*) des glissements dans les argiles sensibles augmente avec le volume mobilisé par unité de largeur (*VUL*).

1.2. Les coulées argileuses

Dans la province de Québec et selon la classification de Varnes (1978), sur les 108 cas historiques recensés, les coulées représentent 57% des grands glissements de terrain survenus, le reste étant des étalements (38%) et de grands glissements de terrain non identifiés (5%) (Demers et al., 2014).

Selon Demers et al., (2014), une succession de glissements rotationnels se propageant vers l'arrière caractérise le mode de rupture pour les coulées (Figure 1). Lors de cette rupture, la masse de sol déplacée doit se liquéfier pour pouvoir être évacuée du pied de la pente ce qui permettra la régression. Par contre, ce mouvement rétrogressif peut être arrêté si les débris restent sur place en arrière de la pente. Pour les coulées, le processus de rétrogression peut être initié par un premier glissement rotationnel le long d'une pente résultant de plusieurs causes, telles qu'une érosion, une excavation au pied de la pente, une surcharge au niveau ou près de la crête de la pente, une augmentation des pressions interstitielles suite à la pluie ou à la fonte des neiges, ou par des secousses sismiques.

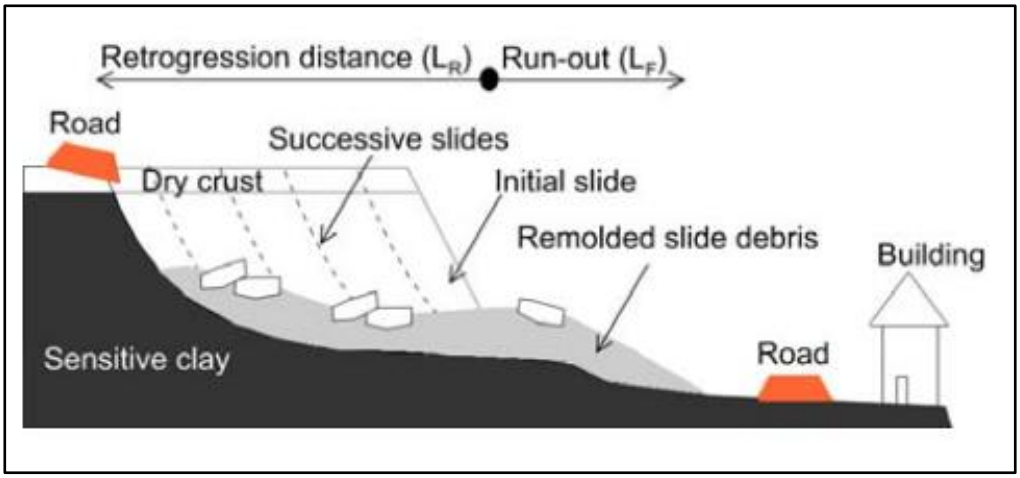


Figure 1. *Coulées dans les argiles sensibles (Thakur et Degago, 2014).*

La rétrogression des glissements de terrain peut être contrôlée par des facteurs importants telle que la géométrie du terrain, les propriétés des matériaux et d'autres facteurs externes (Tavenas et al., 1983). Ces grands glissements ne se produisent que si :

- Un premier glissement rotationnel survient.
- La hauteur de l'escarpement arrière laissée par ce premier glissement est assez élevée pour que l'énergie potentielle soit suffisante pour remanier les débris.
- Les débris s'écoulent comme un fluide. En général, un indice de liquidité supérieur à 1,2 ou une résistance remaniée inférieure à 1 kPa est requis (Tavenas et al., 1983). À noter que l'argile du Québec peut être dans certains cas qualifiée de sensible et s'écouler presque comme de l'eau lorsqu'elle est remaniée.

Une fois la coulée initiée, la mobilité des débris est fonction de l'énergie potentielle disponible, de l'énergie nécessaire pour remanier la masse d'argile après la rupture, de son indice de liquidité et de l'environnement dans lequel le glissement de terrain se produit (Locat et al., 2008). La plupart de ces glissements vont exhiber une distance de rétrogression moindre que deux fois la hauteur du talus. Par contre certains vont développer des distances de rétrogression de plusieurs centaines de mètres.

Une caractérisation des coulées a été réalisée par Demers et al., (2014). En effet, tel que mentionné ci-dessus, la rétrogression se développe vers l'arrière tant qu'une quantité suffisante de matériaux est emportée et tant que la hauteur de l'escarpement arrière reste suffisante. Au cours de ce processus, une partie du dépôt argileux se transforme en un état plus ou moins liquide au moment du glissement. Par conséquent, la rupture de chacune des couches de sol impliquées dans une coulée n'est pas le résultat de la liquéfaction du sol argileux, mais plutôt sa cause (Demers et al., 2014).

Les débris sus-jacents, qui ne se liquéfient pas, sont emportés par les sols argileux liquéfiés sous-jacents. Cela implique que la couche d'argile sensible doit être suffisamment épaisse et située de manière appropriée dans la pente pour que le phénomène de rétrogression se développe et se poursuive. Lorsqu'ils sont très liquides, les débris peuvent s'écouler le long des cours d'eau sur plusieurs kilomètres à partir de leur point de départ (Demers et al., 2014).

Dans ce même inventaire des grands glissements de terrain dans les argiles sensibles au Québec réalisé par Demers et al., (2014), une étude faite sur 19 cicatrices historique de coulée argileuse a révélé que le rapport entre la profondeur du plancher et la hauteur de la pente pour 12 des cicatrices était compris entre 0,28 et 0,85, ce qui signifie que la base des surfaces de rupture était plus élevée que le niveau du cours d'eau dans la plupart des cas.

À l'exception de quelques cas avec plusieurs niveaux de rupture, l'épaisseur des débris au-dessus du plancher des cicatrices des cas historiques est généralement faible, avec une valeur moyenne de 0,18 fois la hauteur de la pente d'origine. Lorsqu'une cicatrice a une surface de rupture plus élevée que le niveau du cours d'eau, ou plusieurs niveaux, l'épaisseur des débris au niveau supérieur est encore plus faible, et parfois même pratiquement nulle, permettant une vision directe de la surface du glissement de terrain (Lefebvre et al., 1991), souvent avec des stries causées par l'écoulement des matériaux de débris (Perret et al., 2011).

Les cicatrices des coulées peuvent prendre une grande variété de formes. Il n'est pas rare que les cicatrices s'étendent dans différentes directions par rapport à leur axe d'origine (Demers et al., 2014). Cette caractéristique signifie que les glissements de terrain peuvent se développer à partir d'un point de départ relativement étroit en général le long d'un cours d'eau, puis s'étendre derrière la crête du talus (Demers et al., 2014). Donc, pour certains glissements de types coulées, la dépression « en forme de poire », avec un petit « goulot de bouteille » près de la pente initiale, a longtemps été considérée comme une cicatrice typique d'une coulée (Chagnon 1968; Karrow 1972), puisque le matériau devait être beaucoup remanié pour passer par la petite ouverture laissée par un premier glissement (goulot de bouteille).

Les glissements de terrain de type coulée sont caractérisés par une rupture initiale de type glissement de terrain rotationnel qui se produit le plus souvent sur la rive escarpée d'un cours d'eau (Demers et al., 2014). Cette rupture initiale est souvent suivie d'une succession de ruptures rotationnelles rapides dans des conditions non drainées (Lefebvre, 1996 ; Tavenas, 1984) ; elle précède le glissement de type coulé de quelques heures ou moins ou même quelques jours. Citons comme exemple le glissement de Saint-Alban 1894, le glissement de Saint-Thuribe 1898, le glissement de Notre-Dame-de-la Salette 2010, le glissement de Kenogami 1924, le glissement de Saint-Joachimi-de-Tourelle 1963, le glissement de Saint-Jean-Vianney 1971 et le glissement de Longue-Rive 2005 (Demers et al., 2014).

Selon une communication personnelle avec Demers, (2020), pour le cas du glissement de Saint-Alban (1894), la coulée était gigantesque de telle sorte qu'il est difficile d'identifier la zone d'amorce du glissement. Cette coulée est décrite comme complexe vu qu'elle a comporté plus d'un mode de rupture (Demers, 2020). Dans le cas du glissement de Notre-Dame-de-la-Salette de 2010, la coulée était amorcée 24 heures plus tôt par un premier glissement juste en bordure de la rivière. Ce premier glissement était induit par un séisme de magnitude 5,0 (Demers, 2020). Quant au glissement de Kenogami (1924), le déclenchement des premiers glissements était en partie d'origine anthropique (érosion accélérée). Cette coulée était produite dans un ruisseau où venaient se déverser des eaux de rejet d'une usine de papier (Demers, 2020). Pour les glissements de St-Joachim-de-Tourelle (1963) et de Longue-Rive (2005), les événements liés aux coulées n'ont pas

été suffisamment documentés dû au manque de données géotechniques pertinentes (Demers, 2020). Enfin, la célèbre coulée argileuse de Saint-Jean-Vianney (1971) a couvert 30 hectares et a entrainé la mort de 31 personnes en moins de cinq minutes. La coulée du 4 mai 1971 a été contrôlée par une de ces anciennes surfaces de rupture et avait été précédée par le premier glissement du 28 avril 1971. À noter que le glissement de Saint-Jean-Vianney (1971) a été bien documenté de point de vue temps par Potvin et al. (2001) et Tavenas et al., (1971).

Donc, en regardant ces différentes coulées qui ont été initiées par une première rupture, il est intéressant de présenter une méthodologie pour mieux comprendre ce processus de rétrogression dans les coulées et pour permettre la modélisation, dans le temps, des conditions ayant menées à l'initiation des coulées argileuses.

Pour se faire, une étude de la réponse des pressions interstitielles, des contraintes et des déformations suite à l'excavation dans les argiles sensibles peuvent nous donner une idée sur l'évolution de ces paramètres dans le temps lors d'un glissement du terrain.

1.3. Excavation dans l'argile

1.3.1. Évolution de la stabilité des excavations

L'évolution de la stabilité lors d'une excavation a été modélisée par Bishop et Bjerrum (1960). La figure 2, modifiée et tirée de Lafleur (1988), presente le modèle de Bishop et Bjerrum (1960). La figure 2(a) montre la séquence de déchargement, la figure 2(b) montre la variation des pressions interstitielles en fonction du temps et la figure 2(c) montre également la variation du coefficient de sécurité (FS) en fonction du temps.

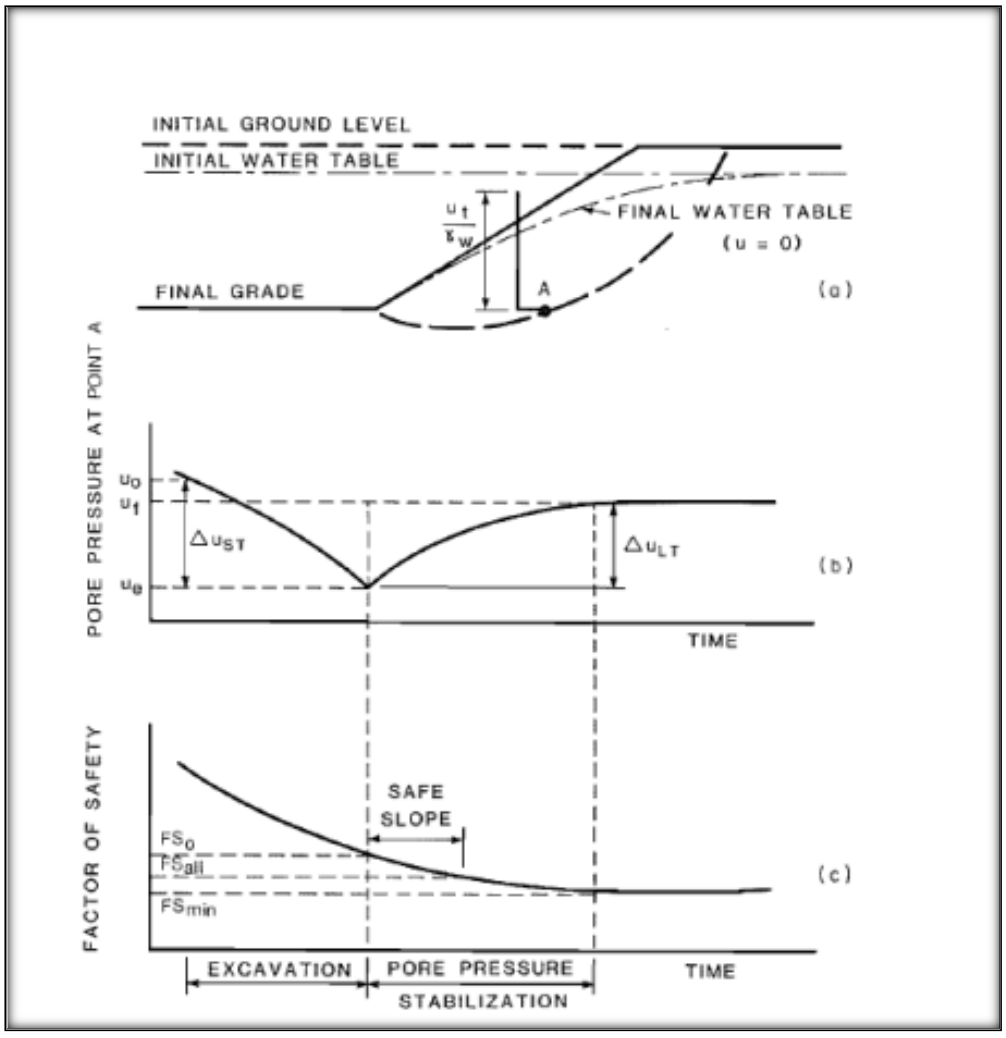


Figure 2. *Diminution du coefficient de sécurité en fonction du temps (Lafleur et al., 1988).*

La figure 2(b) montre deux phases distinctes dans l'évolution des pressions interstitielles. La première est pendant l'excavation. En effet, les pressions diminuent de u_0 à u_e avec une variation de $\Delta u_{ST} = u_0 - u_e$. La deuxième phase est suite à l'excavation, nommée selon la figure, phase de stabilisation des pressions interstitielles, au cours de laquelle il y'a une augmentation graduelle des pressions interstitielles en allant de u_e à u_f avec $\Delta u_{LT} = u_f - u_e$. Cette augmentation de la pression interstitielle est expliquée par le gonflement graduel de l'argile.

Instantanément, la diminution de contrainte verticale totale suite à l'excavation est reprise par la pression interstitielle qui diminue. La contrainte verticale effective reste donc constante. Le coefficient de sécurité est alors élevé. Avec le temps, la contrainte totale reste toujours la même, mais la pression interstitielle augmente, ce qui fait diminuer la contrainte effective, de même que le coefficient de sécurité.

La figure 2(c) qui présente la variation du coefficient de sécurité en fonction du temps, montre qu'après la fin de l'excavation, il existe une période entre FS_0 et FS_{all} où la pente est dans un état stable. Après, le coefficient de sécurité diminue en fonction du temps jusqu'à atteindre, à long terme, une valeur FS_{min}. Cette dernière est atteinte lorsque les pressions interstitielles auront retrouvé l'équilibre (Figure 2(b)). Ce « laps » de temps, pendant lequel la stabilité de l'escarpement arrière est stable et diminue, est similaire à ce qui se passe juste avant le processus de rétrogression d'une coulée, suivant le premier glissement rotationnel.

1.3.2. Excavation dans les argiles : cas des études antérieures

Lafleur et al., (1988) ont étudié la stabilité des pentes au cours d'une excavation talutée de 8 m de profondeur et de 60 m de côté déroulée à Saint-Hilaire dans un dépôt d'argile typique de la mer Champlain. Cette étude concernait 4 pentes de 45°, 34°, 27° et 18° instrumentées de piézomètres à corde vibrante afin d'enregistrer en continu les pressions interstitielles et les contraintes latérales au cours des travaux. Des mouvements ont été observés dans les trois pentes les plus raides pendant et après l'excavation, alors que la pente de 18° n'a jamais montré de signe de mouvement dans l'année après la fin des travaux.

La pente à 45°, la plus abrupte, s'est affaissée une journée après la fin des travaux à une profondeur de 6 m. Les analyses en contrainte totale avec cette géométrie indiquaient un coefficient de sécurité minimal de 1.15.

Quant à la pente de 34°, deux glissements mineurs, d'environ 0.8 m de profondeur, sont apparus 7 jours après que l'excavation ait atteint une profondeur de 4 m. Une semaine plus tard, deux ruptures plus importantes se sont produites lorsque la pente a été abaissée à 5 m et à 8 m. Pour cette dernière profondeur, l'analyse de stabilité en contraintes totales donne un coefficient de sécurité de 1.23.

Dans la pente de 27°, une petite cicatrice en forme de cuillère de 3 m de largeur complètement débarrassée des débris, est apparue 1 mois après la fin de l'excavation.

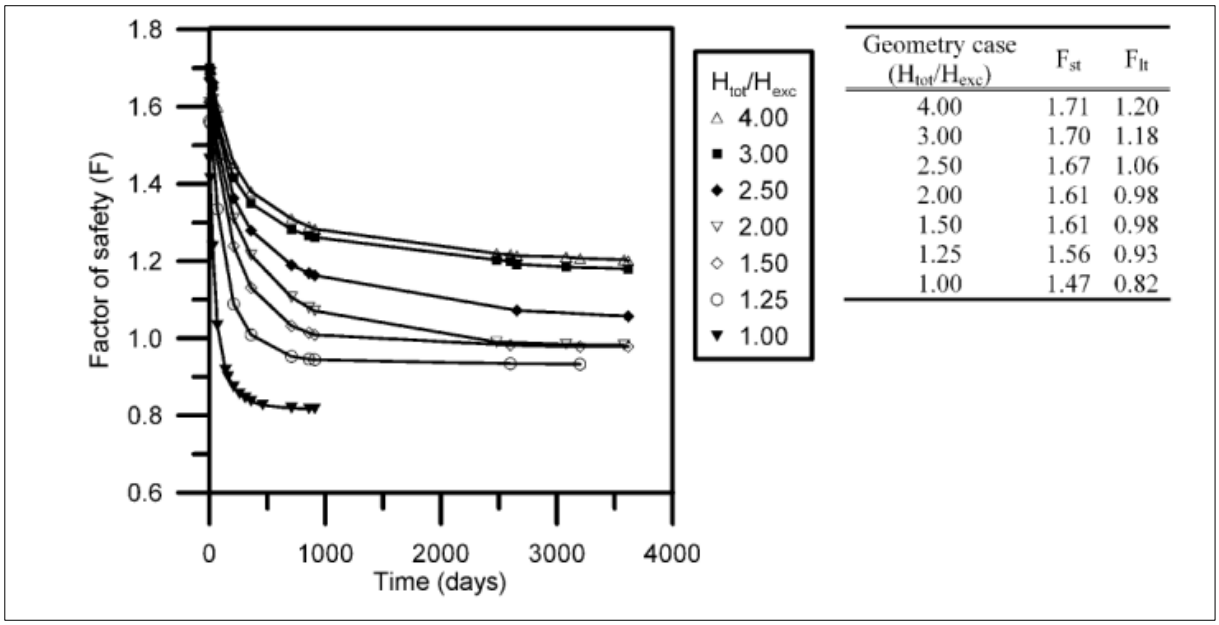
Dans cette observation des excavations dans l'argile sensible, Lafleur et al., (1988) ont indiqué que les ruptures survenues pour les différentes pentes se sont produites assez rapidement et avant que les conditions d'équilibre ne soient atteintes. Les conditions à long terme des pressions interstitielles se sont développées en une période d'environ 5 mois. Enfin, ils ont remarqué que l'analyse de stabilité des pentes en contrainte totale sous-estime les risques de rupture. Par ailleurs, les analyses réalisées en contraintes effectives (Tavenas et Leroueil, 1981) qui tiennent compte des changements de contraintes et de la variation des pressions interstitielles apparaissent beaucoup plus réalistes et estime mieux la stabilité de pente.

Dans ce même contexte, une étude expérimentale de deux excavations dans l'argile marine de l'est du Canada a été faite par Dourlet, (2020). Ce projet a porté sur l'étude du comportement de deux excavations réalisées sur le site expérimental du Ministère des Transports du Québec situé à Louiseville, soit une tranchée à paroi verticale et une tranchée avec une pente de 32˚ par rapport à la verticale. La tranchée verticale a atteint une profondeur de 5 mètres avant la rupture, soit 5 heures 30 minutes après le début de l'excavation. La tranchée talutée a atteint une profondeur de 4,2 mètres et a été laissée ouverte 90 jours sans que des mouvements de sol soient observés. Un essai de chargement a été réalisé sur 3 jours afin de faire réagir le sol derrière la pente, mais la rupture n'a pas été atteinte.

L'Heureux et al., (2009) ont développé une méthode d'analyse numérique qui a été utilisée pour étudier l'évolution du coefficient de sécurité suite à l'excavation d'un talus. Les analyses font varier l'épaisseur de la couche argileuse sous l'excavation. Elles ont été réalisées pour une excavation de

10 m pendant une période de trois heures. Ainsi, ces analyses ont montré la relation entre l'épaisseur d'argile sous l'excavation, la hauteur de l'excavation et le temps de dissipation des pressions interstitielles suite au déchargement du talus. Les résultats (Figure 3) montrent qu'il existe une relation entre la géométrie du talus (H_{tot} / H_{exc}) (tel que H_{tot} represente l'épaisseur total de la couche d'argile et H_{exc} represnte la hauteur de l'excavation) et le temps de dissipation des pressions interstitielles suite au déchargement du talus. Autre que la hauteur de l'excavation, d'autres paramètres, dont le coefficient de consolidation (c_v), la perméabilité (k), le module de Young (E) et la distance de drainage, contrôlent la dissipation des pressions interstitielles ainsi que l'évolution du coefficient de sécurité (FS) en fonction du temps suite à l'excavation.

Les résultats analytiques de L'Heureux et al., (2009) concordent bien avec des mesures de pressions interstitielles obtenues pour des excavations dans les argiles molles de l'est du Canada. Ceci suggère que le temps pour atteindre un équilibre des pressions interstitielles à la suite d'une excavation dans un dépôt homogène d'argile peut être prédit avec la connaissance du coefficient de gonflement – consolidation pour un dépôt donné. Enfin, dans cette étude, les analyses de stabilité faites montrent que 50% de la différence entre les coefficients de sécurité à court-terme et long-terme peut se perdre pour une valeur aussi faible que 8% du temps pour atteindre l'équilibre des pressions interstitielles.



Geometry case (H_{tot}/H_{exc})	F_{st}	F_{lt}
4.00	1.71	1.20
3.00	1.70	1.18
2.50	1.67	1.06
2.00	1.61	0.98
1.50	1.61	0.98
1.25	1.56	0.93
1.00	1.47	0.82

Figure 3. *Évolution du coefficient de sécurité en fonction du temps pour différentes géométries d'excavation (H_{tot} / H_{exc}) (L'Heureux et al., 2009).*

Dans la présente étude, une méthodologie similaire à celle de L'Heureux et al., (2009) a été adoptée pour modéliser l'évolution de la stabilité du talus dans le temps entre un premier glissement rotationnel et les glissements successifs formant la coulée argileuse à Saint-Luc-de-Vincennes. L'hypothèse de travail est que les paramètres contrôlant la dissipation des pressions interstitielles et l'évolution du coefficient de sécurité suite à une excavation s'appliquent aussi à l'escarpement arrière laissé par un premier glissement lors d'une coulée argileuse. Les différentes analyses vont être faites en contraintes effectives permettant ainsi d'étudier la variation des pressions interstitielles ainsi que le coefficient de sécurité suite aux différents glissements.

Chapitre 2. Cas d'étude: Glissement de Saint-Luc-de-Vincennes

Dans le cadre de la mise en œuvre de notre objectif général consistant à développer une méthode pour modéliser, dans le temps, les conditions ayant mené à l'initiation des coulées argileuses, le cas du glissement de terrain de Saint-Luc-de-Vincennes a été étudié. Ce glissement résultant successivement en deux coulées argileuses et un étalement a eu lieu entre le 22 octobre et le 9 novembre 2016. Ce chapitre présente cette étude de cas qui a été réalisée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ) et l'Université Laval dans le cadre de la maîtrise de Frédérique Tremblay-Auger (Tremblay-Auger et al., 2019).

2.1. Localisation du glissement

Le glissement de terrain a eu lieu près de la municipalité de Saint-Luc-de-Vincennes , située dans la municipalité régionale de comté (MRC) des Chenaux, dans la région administrative de la Mauricie, à environ 161 km au nord-est de Montréal et 100 km à l'ouest de la ville de Québec, au Canada. Il s'est produit dans une terrasse d'argile marine sensible. La figure 4 montre la localisation du glissement en question.

Figure 4. *Localisation générale du site (tiré de Tremblay-Auger et al., 2019).*

2.2. Description des événements

Le glissement est survenu en plusieurs évènements entre le 22 octobre et le 9 novembre 2016. La description de ces évènements repose essentiellement sur le témoignage du propriétaire du terrain. Selon ses observations, le 22 octobre, un premier glissement rotationnel, impliquant le pied du talus, est survenu. Quelques jours plus tard, un plus grand glissement impliquant toute la pente et atteignant la crête du talus est survenu. Ce glissement a initié la première coulée argileuse survenue le 7 novembre qui a reculé jusqu'à une distance de 56 m derrière la crête initiale du talus. La figure 5 présente une photo de la cicatrice du premier épisode de glissement, prise le 9 novembre 2016. Quelques heures suivant la prise de cette photo, une deuxième coulée est survenue, suivie très rapidement d'un étalement (voir la figure 6).

Figure 5. *Vue de la cicatrice du premier épisode de coulée, prise le 9 novembre 2016, quelques heures avant l'événement majeur (Source : Gouvernement du Québec).*

2.3. Travaux antérieurs

Ce glissement de terrain de Saint-Luc-de-Vincennes a été étudié par Tremblay-Auger et al., (2019) dans le cadre de sa maîtrise portant sur l'analyse géotechnique et morphologique de ce glissement, qui a la particularité d'avoir débuté par une coulée argileuse et de s'être terminé par un étalement. Pour se faire, la caractérisation de la morphologie du site a été basée sur une étude des données du LiDAR aéroporté déjà disponible (2011) et une nouvelle réalisée trois jours après l'événement pour obtenir la morphologie finale des débris. Des photographies aériennes verticales et obliques du glissement de terrain ont également été prises en même temps. Pour la caractérisation des matériaux impliqués dans le glissement, une étude géotechnique du site a été réalisée par le MTQ en collaboration avec l'Université Laval (Figure 6).

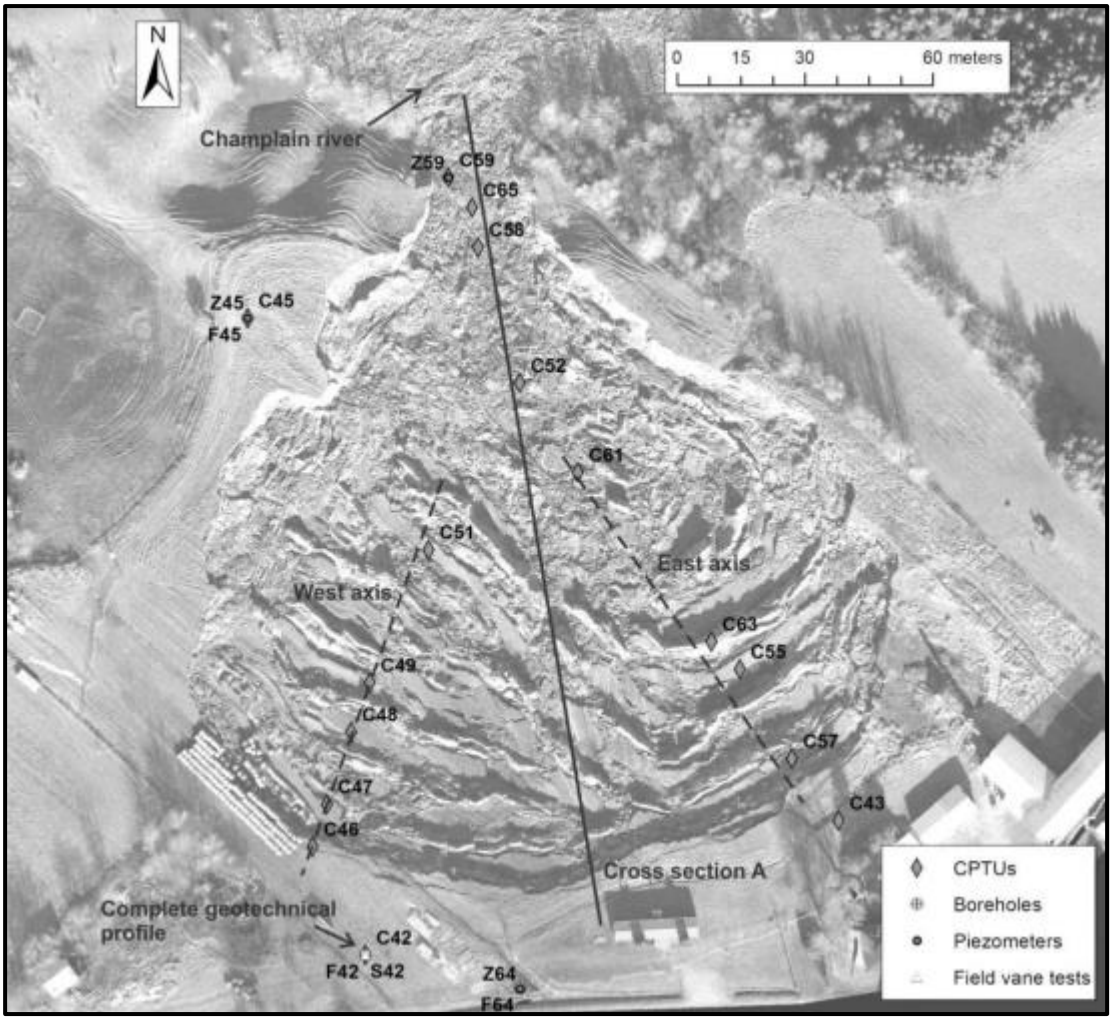


Figure 6. *Localisation des études géotechniques (Tremblay-Auger et al., 2019).*

En effet, un total de 15 essais de piézocônes a été réalisé dans le but de caractériser la stratigraphie et les propriétés géotechniques du site. De plus, trois nids de piézomètres ont été implantés par le MTQ afin d'étudier l'écoulement de l'eau souterraine dans le talus où s'est produit le glissement ainsi qu'en arrière du talus. Afin d'avoir un profil de résistance au cisaillement in situ et de vérifier les résultats des piézocônes, des essais au scissomètre de chantier ont été réalisés sur le site de référence (48042). Ces essais sont localisés à la figure 6.

En plus de ces essais in situ, des tests de laboratoire ont été effectués sur des échantillons correspondant de l'emplacement 48042 y compris des essais œdométriques, la distribution

granulométrique, la teneur en eau, les limites de consistance, la sensibilité calculée à partir de la résistance au cisaillement à l'état intact et à l'état remanié à partir du cône de suédois.

Avec les informations acquises lors de l'investigation géotechnique, il a été possible de générer un profil géotechnique complet à l'emplacement 48042 (Figure 7) et une coupe montrant les élévations de la surface du sol avant et après l'événement ainsi que l'élévation de la surface de rupture (Figure 8). Le profil 48042 présenté dans la figure 7 montre un dépôt d'argile silteuse avec des traces de sables. La résistance de pointe corrigée (qt) du CPTU augmente avec la profondeur de 300 à 1900 kPa entre 2 et 50 m de profondeur. Il est à noter que les essais CPTU réalisés sur le site ont été arrêtés volontairement à une profondeur de 50 m, de sorte que l'épaisseur réelle du dépôt d'argile reste inconnue.

La teneur en eau diminue de 95% à 53% entre 2 et 24 m. L'indice de plasticité (I_P) varie entre 40 et 27 et tend à diminuer avec la profondeur. L'indice de liquidité (I_L) montre des valeurs supérieures à l'unité, confirmant que l'argile est sensible et a également une tendance à diminuer dans toute la couche de 1.8 à 1.0. La résistance au cisaillement non drainée obtenue à partir du scissomètre de chantier (Su) indique un dépôt d'argile molle à raide avec des valeurs augmentant de 20 kPa à une profondeur de 2 m à 60 kPa à une profondeur de 24 m.

Les valeurs du rapport de surconsolidation (OCR) ont été calculées avec les valeurs de σ'_p obtenues à partir des tests de l'odomètre. Quatre essais d'oedomètre ont également été réalisés à des profondeurs de 6.4 m, 14.28 m, 20.36 m et 24.30 m et ont donné des valeurs de σ'_p de 108 kPa, 135 kPa, 180 kPa et 295 kPa. Les valeurs de l'OCR diminuent de 2.4 à faible profondeur à 1.9 à une profondeur de 24 m.

Les données des autres forages des sites 48045 et 48064 montrent des propriétés géotechniques similaires, indiquant que l'argile en place est homogène.

Pour la figure 8, il était intéressant de savoir l'élévation de la surface de rupture, ce qui va aider dans la modélisation numérique à bien identifier les surfaces de ruptures correspondantes aux différents glissements. Cette figure montre la topographie initiale de la pente avant l'événement (ligne en pointillés) et la topographie finale (ligne complète). À partir de la comparaison entre les CPTU effectuées à l'intérieur de la zone de glissement de terrain dans les débris et celles dans le matériau intact, la surface de rupture peut être identifiée avec les changements de la résistance nette à la pointe (q_t - σ_{vo}) et des profils de pression interstitielle (u) (Tremblay-Auger et al., 2019). L'élévation de la surface de rupture est presque identique le long des deux axes et s'incline de moins de 2° vers la rivière entre une distance de 45 et 110 m de l'escarpement principal. Plus près de la rivière, au-delà d'une distance de 110 m, la surface de rupture apparaît légèrement plus raide, avec une inclinaison d'environ 7°. L'élévation minimale de cette surface de rupture pour tout le profil arrive à 20 m. La montée brutale de l'élévation observée pour le sondage C48065, autour d'une distance de 168 m, est surprenante et peut-être due à une erreur lors du levé d'altitude (Tremblay-Auger et al., 2019).

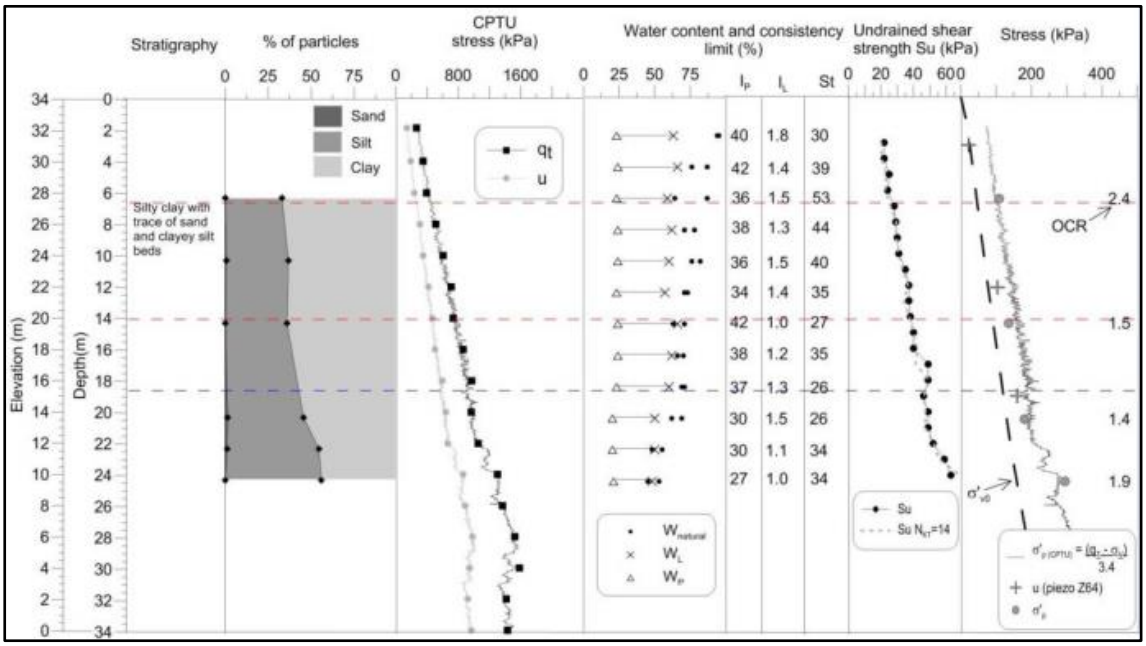


Figure 7. *Profil géotechnique à l'emplacement 48042 (Tremblay-Auger et al., 2019).*

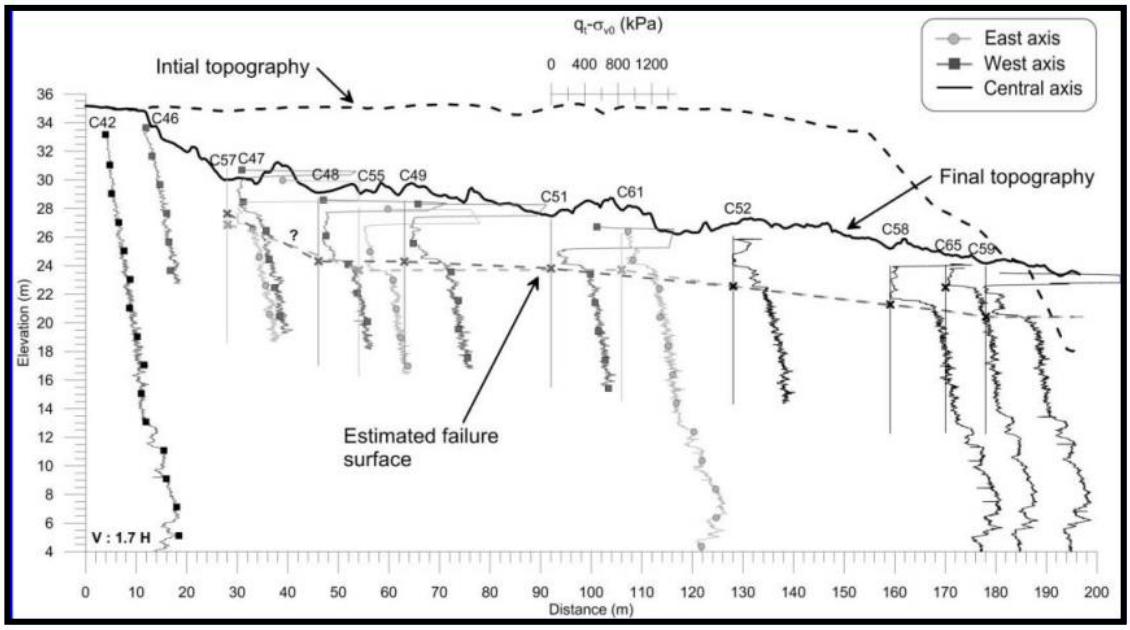


Figure 8. *Coupe transversale montrant l'élévation de la surface de rupture le long de l'est, de l'ouest et du centre (Tremblay-Auger et al., 2019).*

Enfin, une analyse morphologique des débris du glissement de terrain a ensuite été réalisée pour reconstituer la pente initiale avant le glissement. Cette analyse a servi à faire des calculs pour estimer la masse de sol impliquée dans le glissement et dans la propagation des débris et pour établir la limite entre ces différents glissements (Figure 9). La petite coulée du 7 novembre indiquée dans la figure 9 est celle présentée dans la figure 5 et la limite entre la deuxième coulée et l'étalement a été déterminée par l'analyse morphologique des débris de Tremblay-Auger et al., (2019).

Figure 9. *Délimitation des épisodes du glissement (Tremblay-Auger et al., 2019).*

Suite à cette étude sur le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes, la séquence des événements survenus a pu être décrite avec plus de certitudes et a été confirmée par les caractéristiques connues de ces deux types de glissements de terrain.

Dans la suite de nos travaux, le glissement du 22 octobre sera appelé glissement 1. Le glissement qui est survenu quelques jours après le 22 octobre et qui aurait initié la première coulée sera appelé glissement 2. Ce dernier a laissé la forme du goulot de bouteille caractéristique de la coulée argileuse (Figure 9). Le glissement du 7 novembre qui présente le début de la rétrogression de la première coulée sera appelé glissement 3. Dès lors, cette étude portera sur la modélisation du déchargement des débris du glissement 1 et du glissement 2 qui aurait initié le glissement 3. Nous allons donc nous attarder sur le temps entre le goulot de bouteille (glissement 2) et le début de la rétrogression (glissement 3).

Chapitre 3. Essais de laboratoire : La méthodologie et les résultats

Cette section du chapitre porte sur la méthodologie et les résultats des essais œdométriques, des essais de perméabilité à charge variable et de l'estimation du coefficient de consolidation. Les présentes méthodes d'essai renvoient aux éditions les plus récentes des documents suivant : MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, LABORATOIRE DES CHAUSSÉES LC 22–301 « Essai de consolidation à l'œdomètre » et LC 22–320 « Détermination du coefficient de perméabilité des sols à l'œdomètre ».

3.1. Méthodologie des essais de laboratoire

3.1.1. Essais de consolidation

L'essai à l'œdomètre a été réalisé pour étudier la consolidation d'échantillons de sols intacts provenant du site d'étude à Saint-Luc-de-Vincennes. Il permet d'établir la courbe de compressibilité de ce matériau donné et d'en déduire ses paramètres de compressibilité tel que la pression de préconsolidation (σ'_p), l'indice de compression (C_c) et l'indice de recompression (C_s). Les figures 10 et 11 présentent respectivement les installations en laboratoire et une schématisation du système œdométrique utilisé au Laboratoire de géotechnique de l'Université Laval.

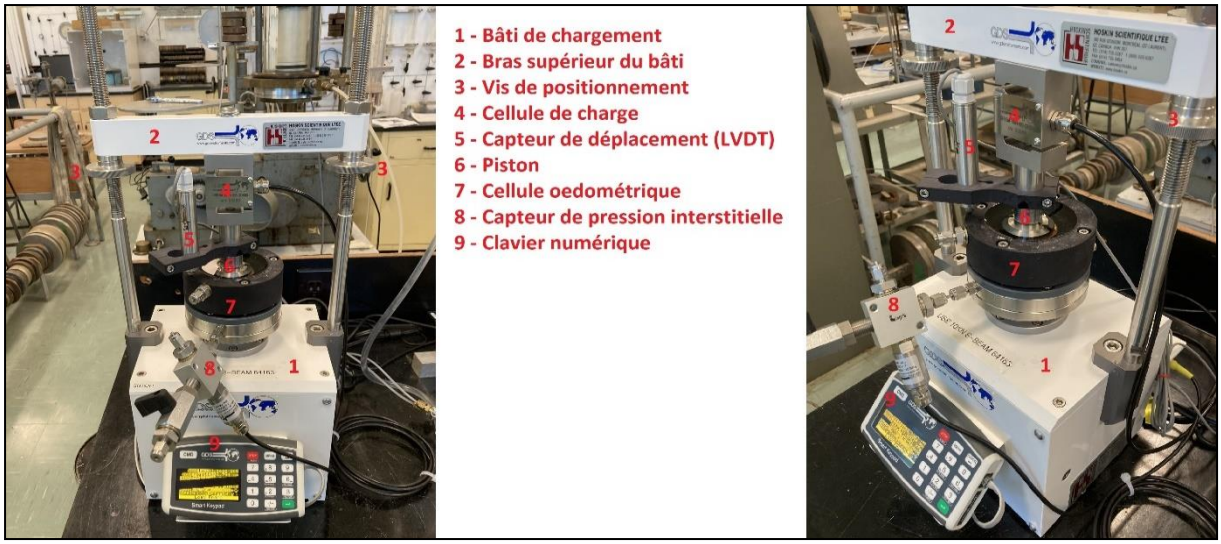


Figure 10. *Photographie des montages œdométriques et du système d'acquisition de données (source : Kevin Hébert).*

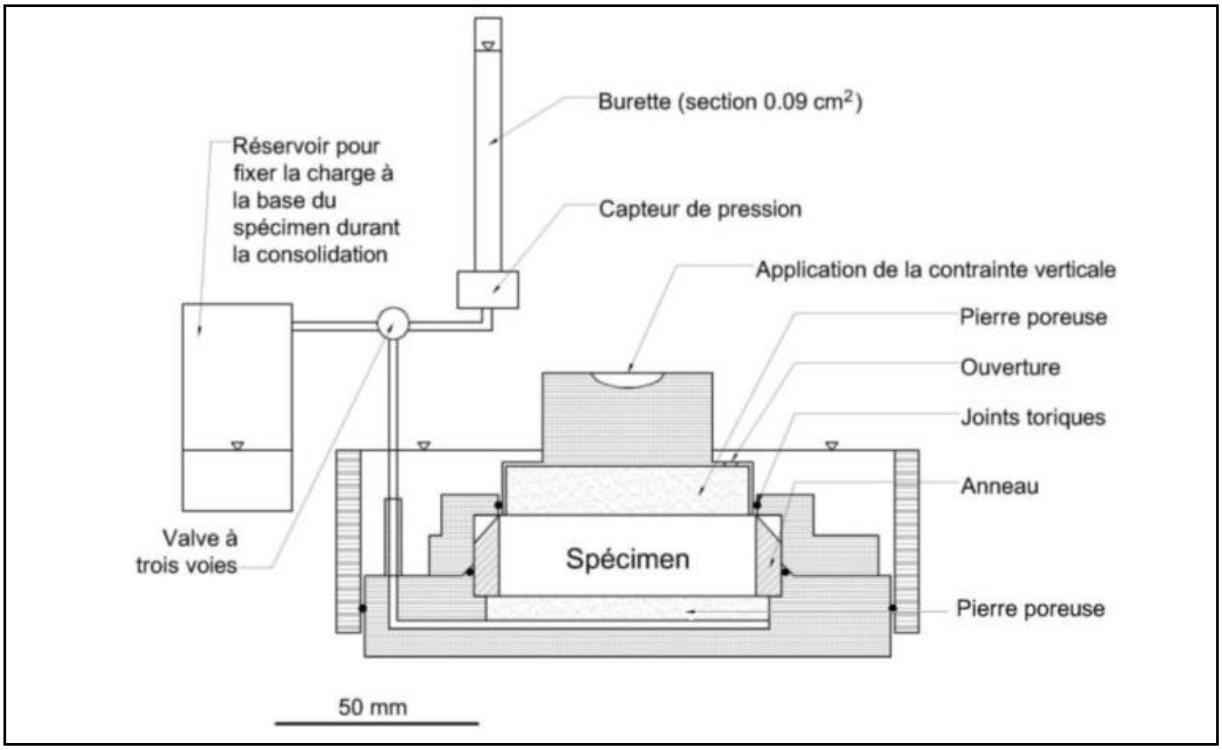


Figure 11. *Schématisation du montage expérimental (Duhaime, 2012).*

Préparation de l'échantillon

Les essais de consolidation ont été effectués sur deux échantillons d'argile de Saint-Luc-de-Vincennes extraits du forage 48042. La préparation de l'échantillon a nécessité un appareil de découpe et un anneau, avec lequel l'échantillon a été installé dans la cellule œdométrique. Cette étape a consisté à découper l'échantillon de sol argileux afin d'obtenir un cylindre d'une dimension légèrement supérieure à l'anneau, pour ensuite utiliser celui-ci pour réaliser la découpe finale. Les faces sont arasées avec une spatule d'arasage droite à lame rigide. Les découpures supérieures et inférieures ont été récupérées pour la détermination de la teneur en eau. Le premier échantillon, nommé PS-4/48042, se situe entre 6.15 m et 6.2 m de profondeur. Il mesure environ 49.8 mm de diamètre et 19.9 mm d'hauteur. Le deuxième échantillon, nommé PS-9/48042, se trouve à une profondeur entre 16.34 m à 16.39 m. Il présente un diamètre de l'ordre de 49.9 mm et une hauteur de 20 mm.

Réalisation de l'essai de consolidation

Ces essais œdométriques ont été réalisés par l'application d'une série de paliers de chargement aux 24 heures. Le nombre de paliers peut toutefois varier en fonction du degré de surconsolidation de l'échantillon. Le programme de chargement des deux échantillons a été incrémenté de 12.1 kPa à 1309.0 kPa. Pour bien compléter l'essai, trois paliers de déchargement ont également été effectués ; 872,7 kPa**,** 581.8 kPa et 387.8 kPa.

Calculs et expressions des résultats de l'essai de consolidation

Avant de commencer l'essai, les dimensions initiales ont été prises et donc la hauteur et le volume de l'échantillon sont connus et notés sur la fiche de laboratoire. Comme l'échantillon est confiné dans l'anneau, il ne peut y avoir que des déformations axiales. Il est alors possible de déterminer

la variation de volume à chaque palier, à partir des variations de hauteur. À partir des données disponibles, en considérant que l'échantillon est saturé, il est possible d'obtenir l'indice des vides initial ainsi que les indices des vides associés à chaque palier de chargement. À partir du graphique de e – log σ'_v, on peut déterminer la pression de préconsolidation de l'échantillon (σ'_p), ainsi que les indices de compression (C_c) et de recompression (C_s) (Figure 12).

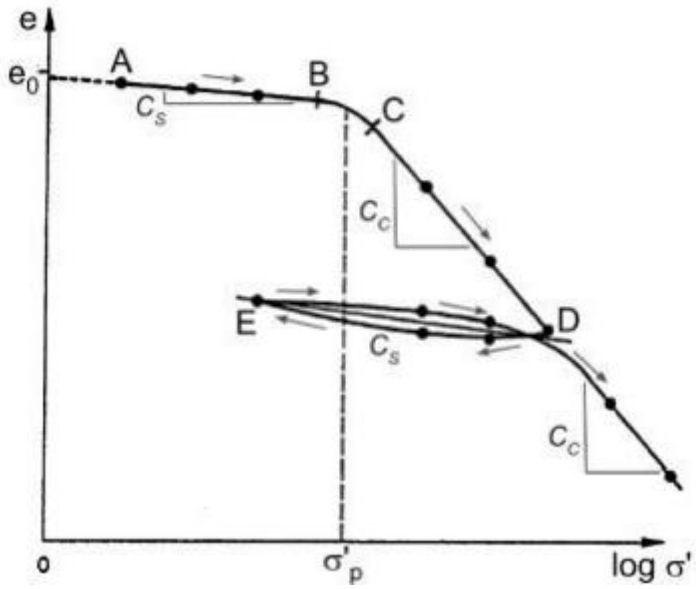


Figure 12. *Courbe de compressibilité oedométrique.*

3.1.2. Calculs du coefficient de consolidation (c_v)

Le coefficient de consolidation permet de calculer le temps de tassement d'une couche de sol en place sous une charge quelconque. Le principe de calcul de c_v est le suivant (Magnan et al., 1985): pour un palier de chargement donné, la courbe du changement de hauteur en fonction de la racine carrée du temps est tracée (Figure 13). La partie droite de la courbe coupe l'axe des ordonnées en un point qui est le zéro corrigé. De ce point, une droite de pente 1.15 fois celle de la partie droite de la courbe est tracée. L'intersection avec la courbe donne le point correspondant à 90 % de consolidation primaire.

Donc, pour calculer le c_v, l'équation suivante est utilisée :

$$c_v = \frac{T*(Hdr^2)}{t}$$

Avec : T= 0.848

Hdr = hauteur de drainage (m)

t= temps correspondant à 90 % de consolidation primaire (s)

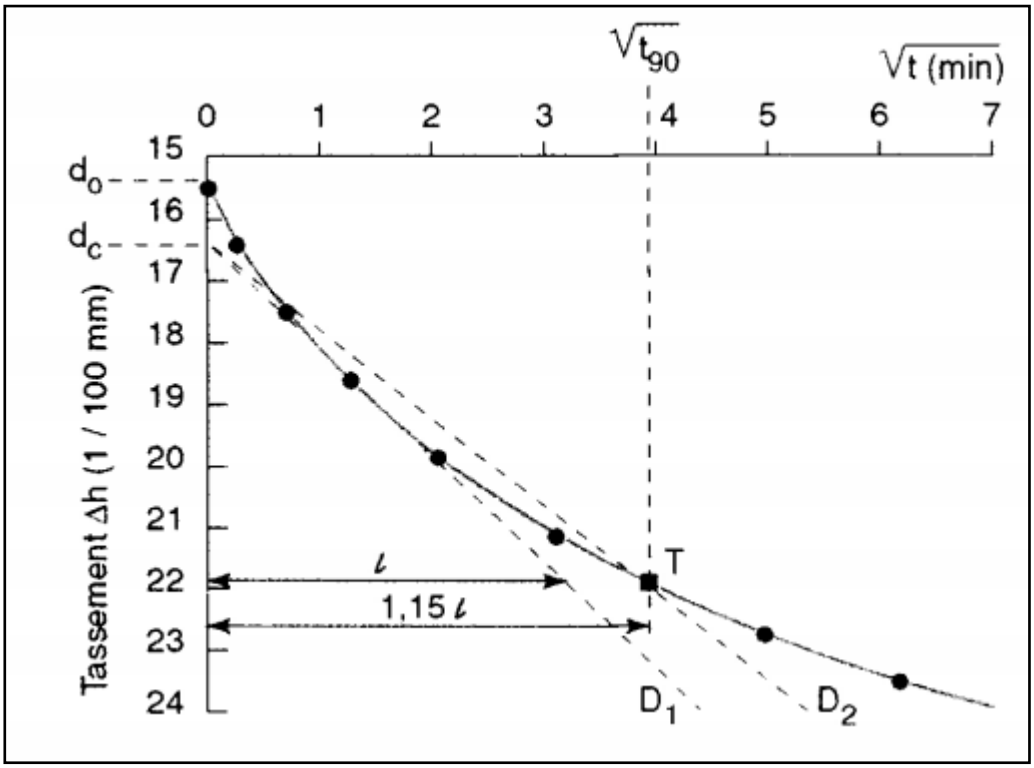


Figure 13. *Principe de l'interprétation des courbes de consolidation (Magnan et al., 1985).*

3.1.3. Essais de perméabilité à charge variable

L'essai de perméabilité a été réalisé pendant l'essai œdométrique et il permet de déterminer la conductivité hydraulique du sol en suivant l'écoulement d'eau à travers l'échantillon pendant une

période de 24 heures. À noter que cette essai se fait à la fin d'une période de chargement d'une durée de 24 heures.

Au cours de l'essai de consolidation à l'oedomètre, trois essais de perméabilité ont été réalisés, soit un essai dans le domaine surconsolidé et deux essais dans le domaine normalement consolidé. Les trois coefficients obtenus permettent de tracer la relation entre le coefficient de perméabilité (k) et l'indice des vides (e). Si cette courbe présente une relation parfaitement linéaire entre les points expérimentaux obtenus, on peut juger que les résultats sont satisfaisants.

Réalisation de l'essai de perméabilité à charge variable

A la fin d'un palier de consolidation d'une durée de 24 heures, l'essai de perméabilité à charge variable est réalisé. Pour réaliser l'essai de perméabilité, la valve de contrôle est ajustée pour relier une burette à la base de la cellule œdométrique. La variation de la charge hydraulique dans la burette (hauteur d'eau) est suivie régulièrement dans le temps pendant 24 heures. Huit lectures de la hauteur d'eau en fonction du temps ont été prises tout au long de l'essai, dont une lecture au début (temps 0) et une à la fin (24 heures) de l'essai. La hauteur d'eau doit être lue au millimètre près. À la fin de l'essai, soit après une période de 24 heures, la valve de contrôle est fermée et l'essai œdométrique est poursuivi.

Calculs du coefficient de perméabilité

- **Détermination du coefficient de perméabilité**

Dans le cas d'un essai à charge variable, le coefficient de perméabilité déterminé est déterminé par l'équation suivante:

$$k = 2.3 * \frac{a * L}{\Delta t * \mathrm{A}} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

où :

a = Aire du tube de mesure

A = Aire normale à l'écoulement de l'échantillon de sol

L = Hauteur de l'échantillon

Δt = Temps entre deux valeurs de charge hydraulique

h_1 et h_2 = Valeurs de charge hydraulique.

- **Détermination de l'indice de changement de perméabilité**

Pour chaque échantillon, les coefficients obtenus pour les trois essais de perméabilité réalisés permettent d'établir la relation entre le logarithme du coefficient de perméabilité (k), en abscisse, et l'indice des vides (e), en ordonnée. Cette relation permet d'intercepter la perméabilité initiale k_0 correspondant à la perméabilité du sol à l'indice des vides naturel e_0. La pente C_k, ou indice de changement de perméabilité, est déterminée selon l'équation suivante:

$$C_k = \frac{e1 - e2}{\log(\frac{k1}{k2})}$$

C_k = l'indice de changement de perméabilité;

k1 = un premier coefficient de perméabilité calculé (m/s);

k2 = un deuxième coefficient de perméabilité calculé (m/s);

e1 = l'indice des vides associé au coefficient de perméabilité, k1;

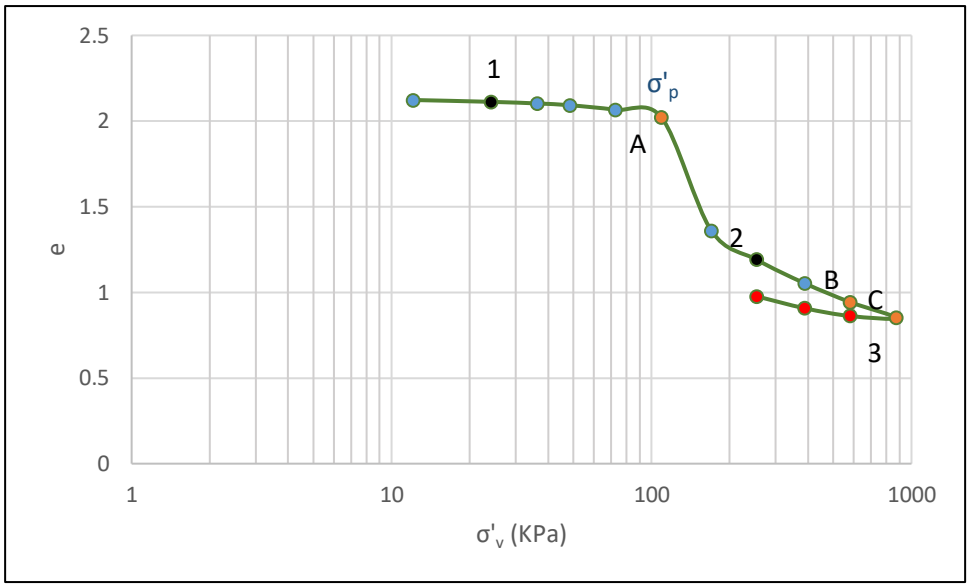
e2 = l'indice des vides associé au coefficient de perméabilité, k2.

3.2. Résultats des essais de laboratoire

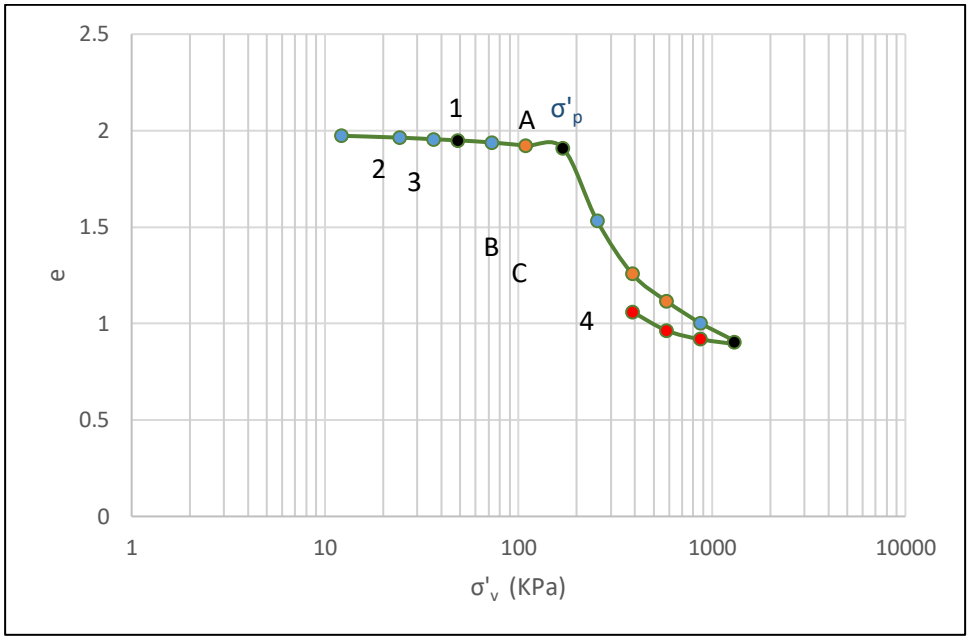
3.2.1. Résultats des essais de consolidation

Dans cette partie, les principaux résultats des essais de consolidation et des essais de perméabilité à charge variable ainsi que leurs interprétations sont présentées.

La figure 14 présente les courbes de consolidation des deux échantillons PS-4/48042 et PS-9/48042 pour les paliers de chargements et de déchargement évoqués dans la première partie du chapitre consacré à la méthodologie. L'essai œdométrique au complet a permis d'estimer la contrainte de préconsolidation à 109 kPa (Figure 14(a)) avec un rapport de surconsolidation (OCR) de 2.4 (σ'_v est égale à 45 kPa) pour le premier échantillon et à 170 kPa (Figure 14(b)) avec un rapport de surconsolidation de 1.7 (σ'_v est égale à 100 kPa) pour le deuxième échantillon. Le sol est donc surconsolidé à ces deux élévations. À noter que les points sur les deux figures 14(a) et 14(b) désignés par les chiffres 1, 2, 3 et 4 correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de c_v a été faite et celle désignés par les lettres A, B et C correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de perméabilité a été faite pour les deux échantillons.



(a)



(b)

Figure 14. *Courbe de consolidation (a) de l'échantillon d'argile PS-4/48042 et (b) de l'échantillon d'argile PS-9/48042. Les point bleus presentent les contraintes de chargement. Les pointss rouges presentent les contraintes de déchargement. Les points 1, 2, 3 et 4 correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de c_v a été faite. Les points A, B et C correspondent aux charges pour lesquelles une mesure de perméabilité a été faite.*

3.2.2. Résultats des calculs de c_v

Pour les calculs de c_v, trois valeurs ont été trouvées pour l'échantillon PS-4/48042 ; une à une contrainte de 24.5 kPa dans le domaine surconsolidé (sc) et deux dans le domaine normalement consolidé (nc) à des contraintes de 254.5 et 872.7 kPa. Pour l'échantillon PS-9/48042, trois calculs de c_v ont été faits dans le domaine surconsolidé à des contraintes respectives de 48.5 kPa, 109.1 kPa et 169.7 kPa et un dans le domaine normalement consolidé à une contrainte de 872.7 kPa. Les tableaux 1 et 2 présentent les différentes valeurs de c_v trouvées respectivement pour l'échantillon PS-4/48042 et PS-9/48042 pour chaque valeur de chargement.

Tableau 1. *Résultats des calculs de c_v pour l'échantillon PS-4/48042.*

Domaine	**σ'c (kPa)**	**c_v (m^2/s)**
sc	24,5	$8{,}39\times10^{-6}$
nc	254,5	$1{,}81\times10^{-8}$
nc	872,7	$2{,}47\times10^{-7}$

Tableau 2. *Résultats des calculs de c_v pour l'échantillon PS-9/48042.*

Domaine	**σ'c (kPa)**	**c_v (m^2/s)**
sc	48,5	$5{,}64\times10^{-6}$
sc	109,1	$3{,}79\times10^{-6}$
sc	169,7	$2{,}20\times10^{-6}$
nc	872,7	$1{,}58\times10^{-7}$

La valeur de c_v choisie pour la modélisation est la valeur correspondante à l'échantillon PS-9/48042, puisque cet échantillon est situé à une profondeur de 16,36 m, représentative de la partie inférieure du talus au-dessus de la rivière. Elle est la plus représentative du sol impliqué dans le glissement, donc à une contrainte effective similaire à celle retrouvée sur le terrain. La valeur de c_v est égale à 2.2×10^{-6} m^2/s, qui est une valeur correspondante à une charge de consolidation σ'_c de 169.7 kPa

3.2.3. Résultats des essais de perméabilité

Les tableaux 3 et 4 présentent les différentes valeurs de perméabilités obtenues respectivement pour l'échantillon PS-4/48042 et PS-9/48042 pour chaque valeur de chargement.

Tableau 3. *Résultats des perméabilités pour l'échantillon PS-4/48042.*

	σ'c (kPa)	**e**	**k (m/s)**
sc	109.1	2.02	1.36×10^{-8}
nc	581.8	0.94	1.26×10^{-10}
nc	872.7	0.85	1.06×10^{-10}

Tableau 4. *Résultats des perméabilités pour l'échantillon PS-9/48042.*

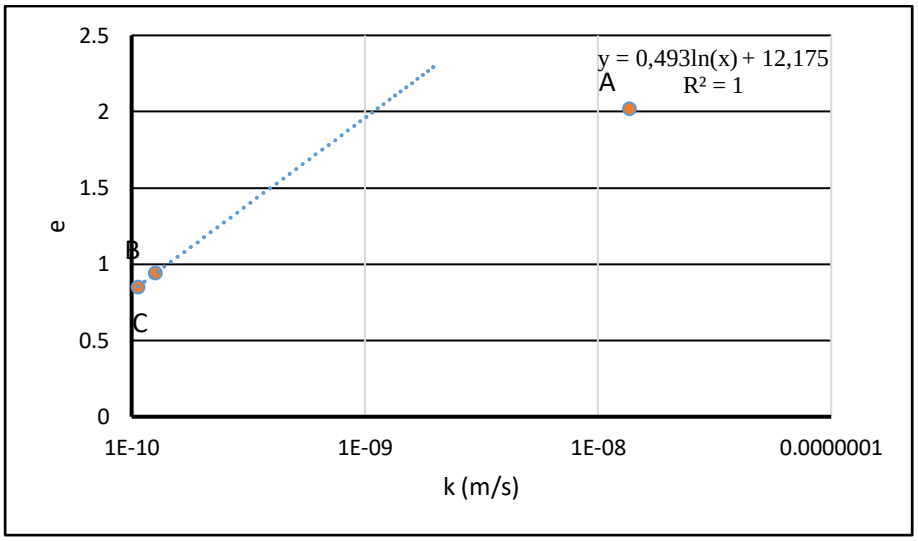
	σ'c (kPa)	**e**	**k (m/s)**
sc	72.7	1.94	9.90×10^{-10}
nc	387.8	1.26	1.72×10^{-10}
nc	581.8	1.12	1.32×10^{-10}

La droite liant l'indice des vides en fonction du logarithme du coefficient de perméabilité (Figure 15) montre qu'il existe une relation linéaire entre ces deux paramètres pour l'échantillon PS-9/48042. Par contre, pour l'échantillon PS-4/48042, la droite est tracé en se basant seulement sur deux points (les deux mesures de perméabilité dans le nc). En se basant sur cette droite, la perméabilité trouvé pour le point A, dans le domaine surconsolidé est trop élevée. Il serait intéressant d'ajouter d'autres mesures de perméabilité en normalement consolidé afin de pouvoir confirmer et valider la relation entre l'indice des vides et le coefficient de perméabilité.

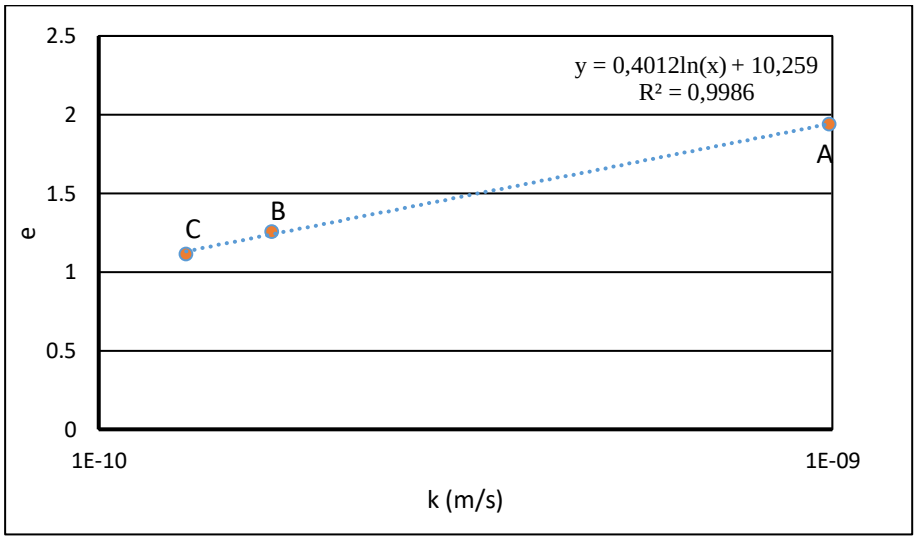
La pente C_k de chaque droite est déterminée selon l'équation mentionné ci-haut dans la méthodologie**.** Une fois que la valeur de C_k est trouvée, la valeur de coefficient qui multiplie 'e_0' dans la formule peut être déterminée. Donc, pour l'échantillon PS-4/48042 (Figure 15(a)) avec une valeur de C_k égale à 1.13, et une valeur de e_0 de 2.24, le coefficient de l'équation est le rapport entre C_k et e_0 qui est égale à 0.5. La formule est donc $C_k = 0.5 \times e_0$.

Pour l'échantillon PS-9/48042, la valeur de C_k (Figure 15(b)) est égale à 0.89. Avec une valeur de e_0 de 1.99, le coefficient de l'équation est égal à 0,4. Ainsi, $C_k = 0.4 \times e_0$.

D'après Tavenas et al., (1983 a), une approximation de $C_k = 0.5 \times e_0$, a été proposée. En comparant cette valeur aux valeurs trouvées pour nos échantillons, on remarque qu'elles sont proches ce qui indique la conformité de nos résultats. La valeur de perméabilité prise pour la modélisation numérique est celle trouvée pour l'échantillon PS-9/48042, puisque cet échantillon est situé à une profondeur de 16.36 m, au niveau du sol impliqué dans le glissement. Aussi, la valeur de perméabilité doit être représentative de ce même niveau du sol, donc à une contrainte effective similaire à celle retrouvée sur le terrain. En plus, elle doit correspondre à l'indice du vide naturel (e_0). Ainsi, la perméabilité de 9.9×10^{-10} m/s est celle qui est retenue pour la suite des travaux.



(a)

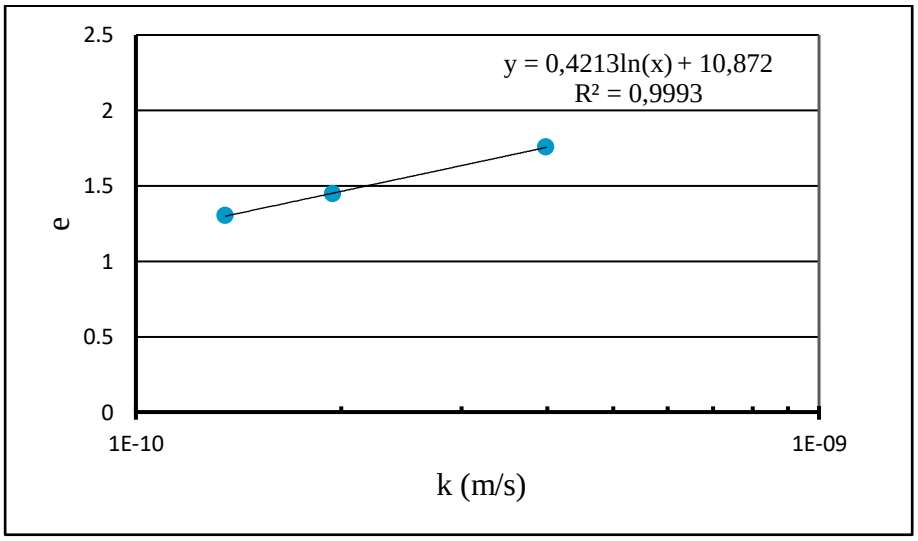


(b)

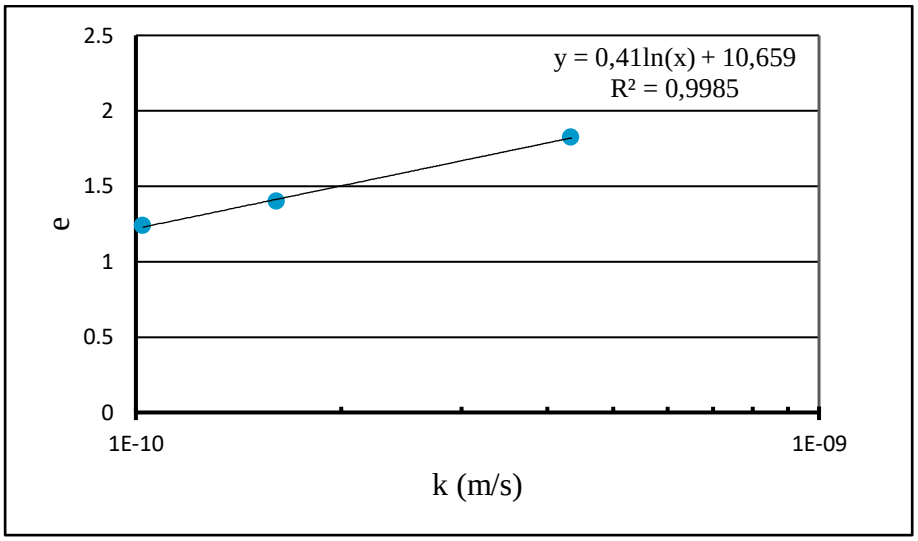
Figure 15. *Variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides (a) de l'échantillon d'argile PS-4/48042 et (b) de l'échantillon d'argile PS-9/48042.*

3.2.4. Résultats des essais de laboratoire réalisés par le MTQ

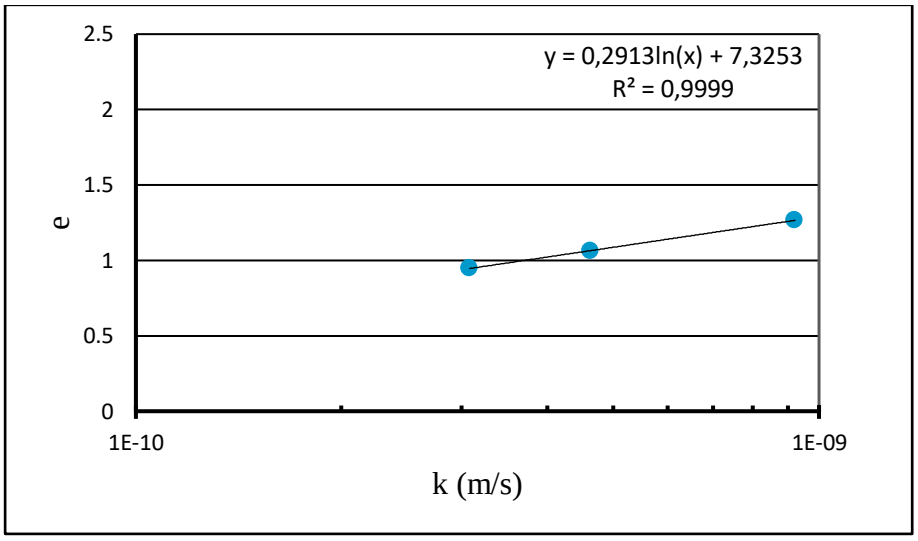
D'autres essais de consolidation et de perméabilité ont été réalisés, par le ministère des Transports du Québec au sein des Laboratoires d'Expertises de Québec ltée (LEQ). En effet, des essais de consolidation ont été faits sur quatre échantillons extraites du forage 48042 situés à différentes profondeurs qui sont présentés sur le profil géotechnique du forage 48042 (Figure 7). À noter que la contrainte de préconsolidation trouvée pour l'échantillon PS-4/48042 est égale à 108 kPa avec un rapport de surconsolidation de 2.37. Ces deux valeurs correspondent aux valeurs trouvées lors de nos essais œdométriques. D'autres essais œdométriques avec calcul du coefficient de perméabilité ont été réalisés sur des échantillons extraits du forage 48045 situé à différentes profondeurs. Pour comparer les perméabilités trouvées par MTQ dans le forage 48045 à celles trouvées dans le forage 48042, la figure 16 ci-dessous présente la variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides des échantillons PS-3/48045 situé à une profondeur 6.31 m et 6.41 m, le PS-9/48045 situé à une profondeur de 18.34 m et 18.44 m et le PS-13/48045 situé à une profondeur 24.26 m et 24.36 m.



(a)



(b)



(c)

Figure 16. *Variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides des échantillons (a) PS-3/48045(b) PS-9/48045 et (c) PS-13/48045 réalisées par LEQ pour le MTQ.*

Toutes ces valeurs de perméabilités présentées ci-dessus sont déterminées en conditions normalement consolidées. Les valeurs qui multiplies les e_0 dans l'équation de C_k sont 0.42, 0.41 et 0.29 respectivement des échantillons PS-3/48045, PS-9/48045 et PS-13/48045. Les deux premiers coefficients correspondants aux échantillons PS-3/48045, PS-9/48045 sont proches des valeurs calculés pour les échantillons PS-4/48042 et PS-9/48042 ainsi que de la valeur de 0.5,

l’approximation proposée par Tavenas et al., (1983a). En se basant sur le deuxième échantillons PS-4/48045 situé à une profondeur de 18.36 m, pour un indice de vide naturelle de 1.99, une perméabilité de 7×10^{-10} m/s peut être représentative du sol implique dans le glissement. Cette perméabilité est proche de celle utilisée plus tard dans nos calculs. Enfin, en regardant l’ensemble des valeurs de perméabilité trouvées dans les différentes échantillons prises des deux forages, on constate qu’elles ont le même ordre de grandeur, ce qui confirme l’homogénéité de l’argile en place (Tremblay-Auger et al., 2019).

Chapitre 4. Étude numérique

Dans cette étude, le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W de la suite GeoStudio (GEO-SLOPE, 2012) a été utilisé afin de reproduire les conditions ayant menées à la rétrogression des glissements survenus. En effet, SIGMA/W permet de calculer et valider les contraintes, les pressions interstitielles et les déformations du sol avant, pendant et après un glissement de terrain. SLOPE/W permet d'évaluer la stabilité de pente en tenant compte des pressions interstitielles provenant du réseau d'écoulement préalablement modélisé par SIGMA/W.

4.1. L'arbre d'analyse

L'hypothèse de travail proposé est que les paramètres contrôlant la dissipation des pressions interstitielles et l'évolution du coefficient de sécurité suite à une excavation s'appliquent aussi à l'escarpement arrière laisser par un premier glissement lors d'une coulée argileuse. L'idée est de simuler la coulée comme une excavation toute en modélisant en contraintes effectives afin de regarder et de contrôler, à chaque pas du temps, la variation des pressions interstitielles ainsi que le coefficient de sécurité.

La figure 16 présente l'arbre d'analyse complet suivi lors de la modélisation numérique. Une première analyse (étape Insitu de la Figure 17) définit les conditions In situ dans le talus avant la formation de la vallée de rivière. Ces contraintes in situ initiales ont été établies avec l'analyse de type in situ de SIGMA/W utilisant la méthode K_0, en supposant un dépôt de sol horizontal, des conditions de pression hydrostatique interstitielle avec la nappe phréatique à 1 m sous la surface du sol et un profil du coefficient des terres au repos K_0 (Section 4.4.3). Par la suite, la vallée de la rivière a été excavée jusqu'à une élévation de 16.8 m en désactivant les éléments formant la vallée de la rivière par le type d'analyse de SIGMA/W couplant les contraintes et les pressions interstitielles afin d'obtenir la géométrie initiale de la pente avant le 22 octobre 2016 (étape excavation de la figure 17). À cette étape, les pressions interstitielles et l'état des contraintes ont pu être comparés à ceux estimés sur le terrain et validés (Section 5.1). De plus, sur cette nouvelle

géométrie, une analyse SLOPE/W, avec la méthode de calcul de Morgenstern-Price, a permis d'analyser la stabilité de la pente avant le glissement de terrain et d'estimer une surface de rupture représentative pour le glissement 1. Les deux premières étapes de l'arbre d'analyse permettent donc de déterminer les conditions ayant menées au glissement 1.

Une fois que les conditions avant le glissement 1 sont bien établies, la surface de rupture attribuée au glissement 1 a été excavée. La phase d'excavation a été simulée en désactivant la région du glissement trouvé par SLOPE/W. Dans l'analyse SIGMA/W, cette phase d'excavation a été simulée en utilisant un pas de temps d'une durée de 5 minutes (étape glissement 1 de la figure 17). La phase de gonflement (étape swelling de la Figure 17) a ensuite été simulée pendant environ 10 ans, une période jugée suffisante pour la dissipation des pressions interstitielles causées par le déchargement du glissement 1. Ces deux phases ont été réalisées avec le types d'analyse SIGMA/W couplant les contraintes et les pressions interstitielles. Pour effectuer une analyse entièrement couplée, il faut sélectionner les éléments suivants:

- Type d'analyse: contrainte couplée/PWP
- Catégorie de matériau: paramètres effectifs avec changement PWP
- Modèle de matériau: Élastique-Plastique

De même, le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W (étape Slope stability glissement 1 de la figure 17) a permis d'étudier la stabilité de l'escarpement laissé par le glissement 1 et d'étudier le glissement 2. Les analyses de stabilité des pentes ont été réalisées en utilisant les pressions interstitielles trouvées à différents pas de temps dans SIMGA/W suite à l'excavation du glissement 1. Chaque analyse a permis de calculer le coefficient de sécurité sur la surface de glissement la plus critique à différents moments. Ces analyses ont permis d'analyser le glissement 2, survenu quelques jours suivant le glissement 1, et qui aurait initié le premier épisode de coulée survenu le 7 novembre. Ce glissement a été analysé d'une manière similaire au glissement 1, par un déchargement des débris dans SIGMA/W avec couplage des contraintes et des pressions interstitielles en une première étape de 5 minutes et une seconde de 10 ans (étapes glissement 2 et swelling 2 de la figure 17). Le couplage de SLOPE/W a aussi permis d'analyser l'escarpement

laissé par le glissement 2 et d'analyser les conditions pour que la rétrogression de la coulée débute (occurrence du glissement 3).

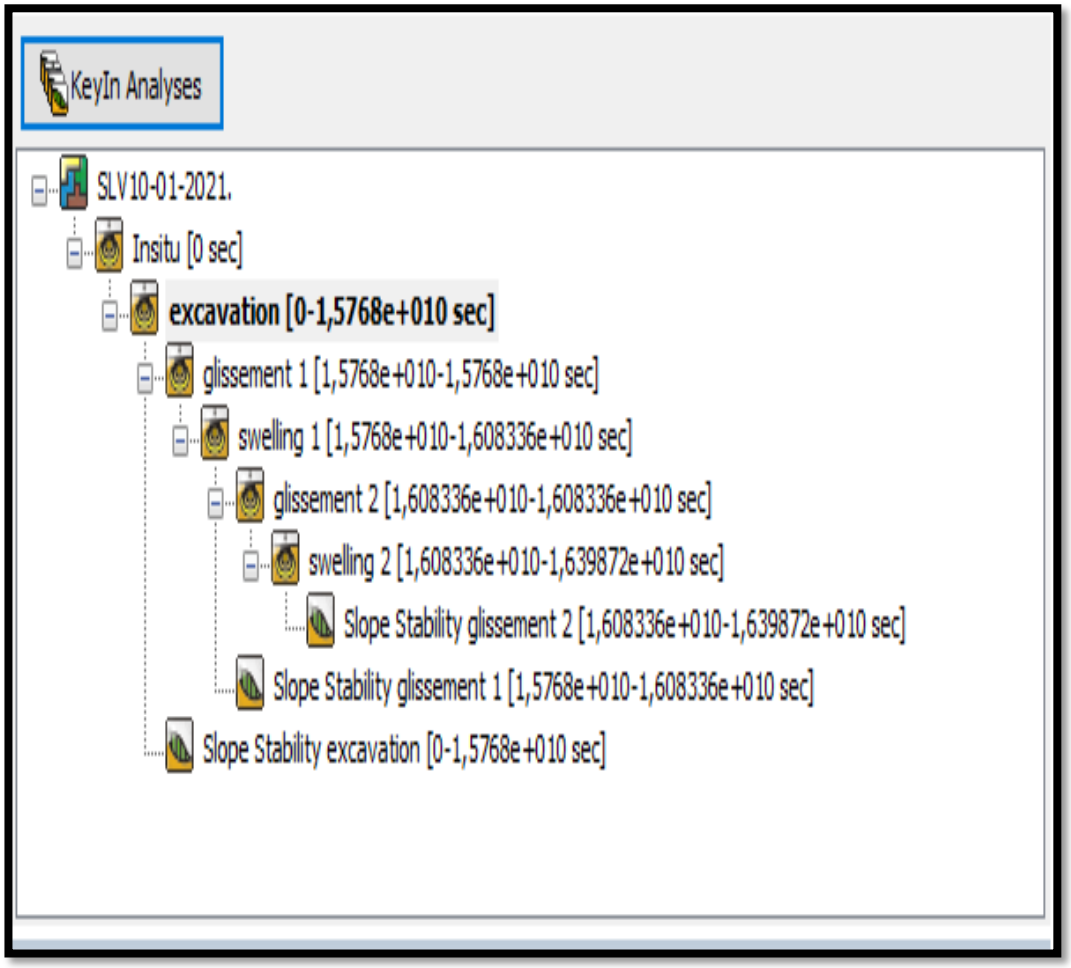


Figure 17. *L'arbre d'analyse*

4.2. Présentation du modèle

La figure 18 montre le modèle utilisé pour l'étape In Situ de cette étude. La nappe phréatique initiale est à 1 m sous la surface du sol. La détermination de ce profondeur de la nappe s'est basée sur les mesures piezométriques. Les CPTU réalisées sur le site ont été arrêtées à une profondeur de 50 m, le roc n'a pas atteint et l'épaisseur réelle du dépôt d'argile est donc inconnue. Ainsi, un

épaisseur du dépôt est de 55 m a été fixé. La largeur du modèle est de 380 m, ce qui est considéré comme suffisamment long pour que la limite gauche ne soit pas affectée par la formation de vallée se produisant près de la limite droite. Le sol du modèle est supposé saturé. Les points noirs placés sur le modèle présentent l'élévation de la surface de rupture tel que défini à la figure 8.

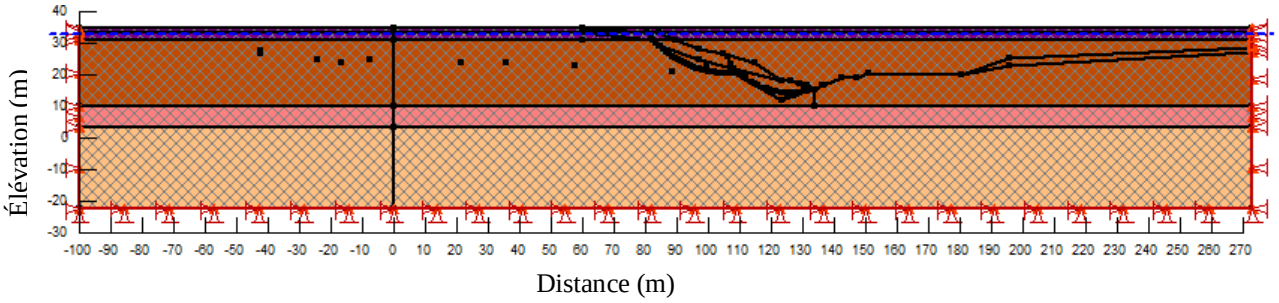


Figure 18. *Présentation du modèle.*

Une fois les conditions in situ établies, une excavation de la vallée de rivière a été faite. Cette excavation se traduit par la désactivation du matériel dans la zone concernée (Figure 19). Une croûte a été ajoutée en surface (designée par la couleur verte) selon l'information donnée par Tremblay-Auger et al., (2019).

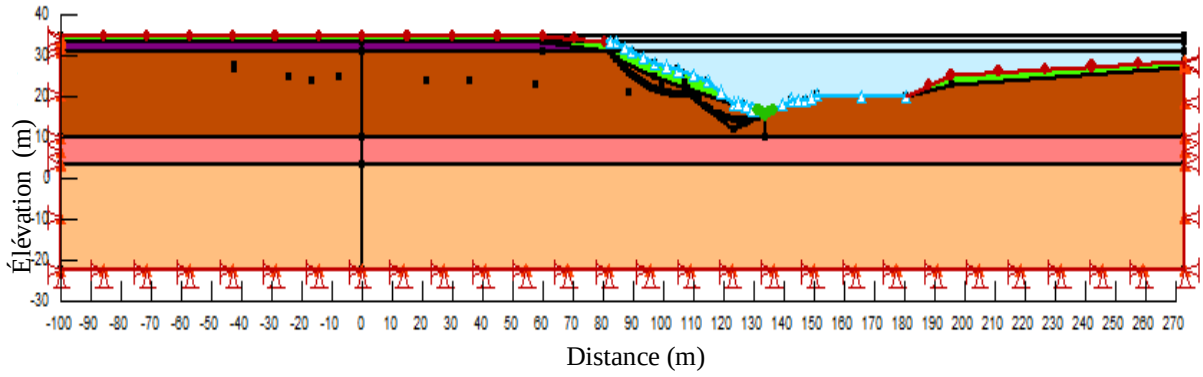


Figure 19. *Présentation du modèle après l'excavation de la vallée de rivière.*

4.3. Les conditions aux limites

L'analyse SIGMA/W utilisée dans cette modélisation est entièrement couplée. Dans cette analyse, il est obligatoire de définir et d'appliquer des conditions aux limites de déplacement et des conditions aux limites hydrauliques (Figure 18 et Figure 19). En outre, pour les conditions aux limites de déplacement, la limite inférieure est spécifiée comme déplacement zéro-x et zéro-y (designée par les deux traingles rouges sur les figures 18 et 19), et les limites verticales gauche et droite sont spécifiés comme déplacement zéro-x (designée par les traingles rouges sur les figures 18 et 19). Tandis que, pour les conditions aux limites hydrauliques, les limites verticales gauche et droite et de la limite inférieure du modèle sont imperméables (ligne orange sur les figures 18 et 19). La limite supérieure est une pression nulle (ligne rouge sur les figures 18 et 19) ce qui mène à une nappe phréatique en surface. Au niveau de la rivière, une charge hydraulique de 16.8 m est appliquée (ligne verte sur les figures 18 et 19). La condition aux limites dans la face d'infiltration de la pente (ligen bleue sur les figures 18 et 19) a été mis comme une condition aux limites sans écoulement (Q = 0) avec une face d'infiltration potentielle. Cette condition a été placée au niveau de la pente, dans la zone où il y aura des ruptures, ainsi que sur la rive opposée. Les conditions en déplacement sont standards pour ce genre d'analyse (GEO-SLOPE, 2012) et que les conditions d'écoulement sont déduites des données piézométriques du site. C'est conditions seront validées à la section 5.1.

4.4. Propriétés géotechniques

4.4.1. Propriétés géotechniques de la couche d'argile

Le poids volumique total du sol a été fixé à 16 kN/m^3. Le sol est traité simplement comme étant linéaire-élastique avec un coefficient de Poisson égal à 0.25. Cette valeur est typique de celui des argiles de la mer de Champlain légèrement surconsolidées (Leroueil et al., 1983). Pour la valeur de module de Young (E), il est égal à $90 \times \sigma'_p$ (Leroueil et al., 1983) avec σ'_p étant la moyenne des pressions de de préconsolidation déterminées aussi par les essais CPTUs de la partie inférieure du talus au-dessus de la rivière. Ainsi σ'_p est égale à 164 kPa et E est donc égal à 14 760 kPa. Les

valeurs de coefficient de pression de terre au repos de cette couche sont décrites dans la section suivante.

Pour les paramètres de résistance, une cohésion effective (c') de 7.5 kPa et un angle de frottement (φ') de 32° ont été utilisés dans cette analyse. Ces valeurs correspondent aux paramètres de résistance mobilisée obtenus par Lefebvre (1981) sur les argiles de l'est du Canada pour une gamme de contraintes de reconsolidation de 5–20 kPa et une valeur σ'_p de 164 kPa.

De plus, il est nécessaire de définir une fonction de teneur en eau volumétrique (Figure 19) ainsi qu'une fonction de conductivité hydraulique (Figure 20). Pour tracer les courbes de ces fonctions, certains paramètres doivent être entrés dans le logiciel. La teneur en eau volumétrique à saturation θ_s est égale à 0.66 m^3/m^3. Elle correspond à une teneur en eau massique de 0.72. Une teneur en eau égale à 5% de θ_s est considérée comme la teneur en eau résiduelle θ_r. Elle est égale à 0.033 m^3/m^3. Dans des conditions saturées, le coefficient de compressibilité volumique m_v est équivalent à la pente de la fonction de teneur en eau volumétrique où la pression interstitielle est positive. Il est calculé à partir de E et égal à 1/E qui vaut 7×10^{-5} kPa. Pour garder le sol saturé pendant toute les analyses, une pression d'entrée d'air (ψa) de 150 kPa a été utilisée dans la fonction de teneur en eau volumétrique (Figure 20). La petite remontée au niveau de cette courbe (Figure 20) pour une succion de 100 kPa est due au effet du 'spline'dans Geostudio. Pour la fonction de conductivité hydraulique (Figure 21), la perméabilité de 9.9×10^{-10} m/s est celle qui est utilisée tel que déterminée à partir de l'essai de perméabilité (Section 3.2). Il est à noter que le c_v que calculé à partir des paramètres donnés ci-dessus est de 1.4 x 10^{-6} m^2/s, donc très proche de la valeur de 2.2 x 10-^{6} m^2/s retenue.

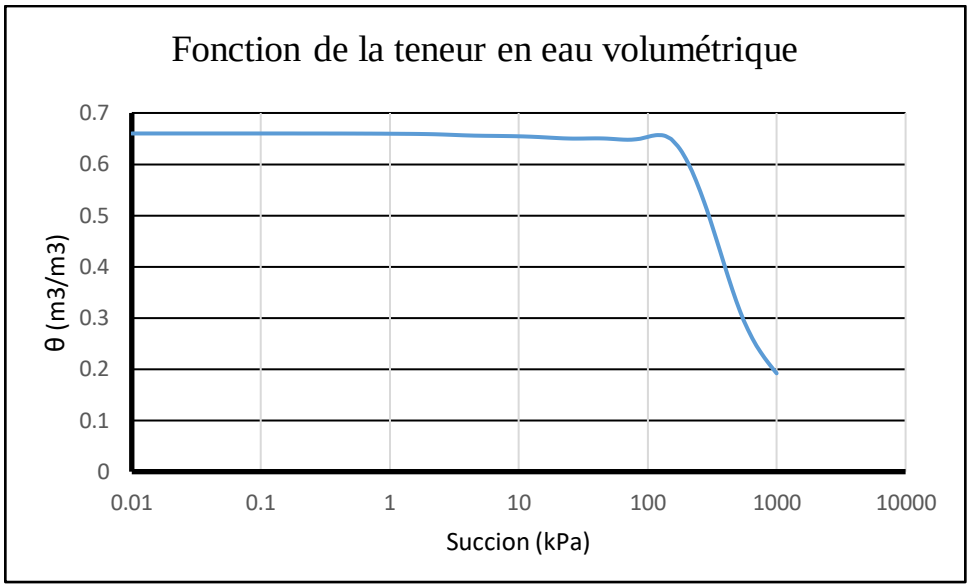


Figure 20. *Fonction de teneur en eau volumétrique de la couche d'argile.*

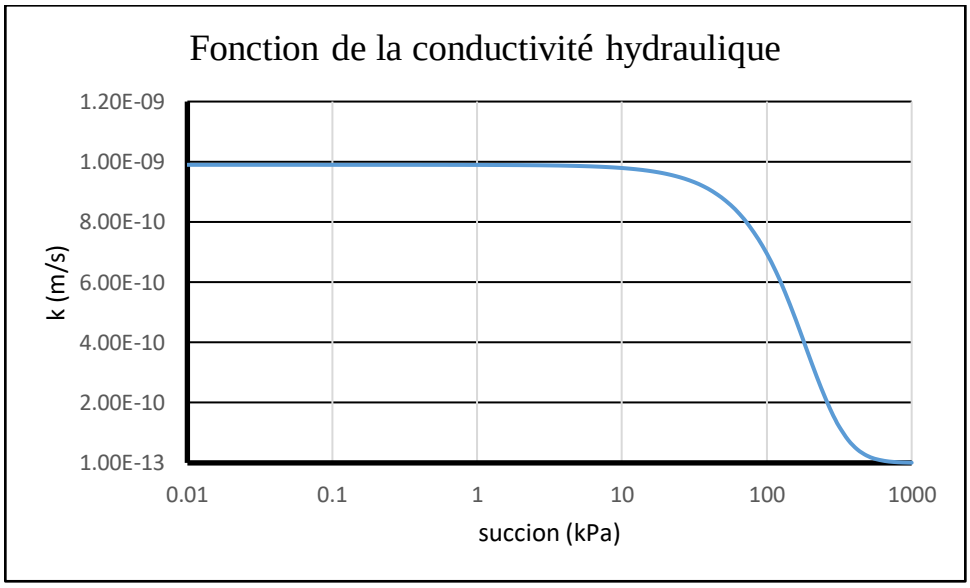


Figure 21. *Fonction de conductivité hydraulique de la couche d'argile.*

4.4.2. Propriétés géotechniques de la croûte

Une cohésion effective (c') de 2 kPa et un angle de frottement (φ') de 30° ont été utilisés pour la croûte (désignée par la couleur verte sur la Figure 19). Son poids volumique total a été fixé à 16 kN/m^3 (conforme à l'analyse de Tremblay-Auger et al., 2019). Son K_0 est égal à 0.5.

Cette couche est aussi considérée comme étant linéaire-élastique avec, pour des raisons de simplification, les mêmes propriétés que l'argile.

4.4.3. Valeurs de K_0

Comme pour toute analyse d'excavation, la première étape du processus d'analyse consiste à établir les conditions in situ dans le talus. Initialement, le dépôt est horizontal. Les contraintes effectives avant la formation de la vallée ont été calculées en utilisant le coefficient de pression terrestre au repos (K_0**)**. Dans le modèle établi, l'ensemble de la couche d'argile étudié a été subdivisé en 4 sous couches (Figure 18) ayant des valeurs différentes de K_0. Ces valeurs varient du haut en bas comme suit : 0.8 (designée par la couleur mauve) , 0.72 (designée par la couleur marron), 0.65 (designée par la couleur rose) et 0.51 (designée par la couleur beige). Pour la valeur de 0.72 de K_0, elle a été calculée en utilisant l'équation $K_0 = K_{0nc} \times OCR^{\alpha}$ avec un OCR de 2, un K_{0nc} de 0.5 où K_{0nc} est le coefficient de pression des terres au repos pour le sol normalement consolidé et une valeur de α = 0.5. Les trois autres valeurs de K_0 ont été utilisés pour ajuster le profil de K_0 entré dans le logiciel (input de la Figure 22) avec celui calculé à partir des pressions de préconsolidation déduites des essais œdométriques (oedo de la Figure 21) et les essais CPTU (piezo de la Figure 21).

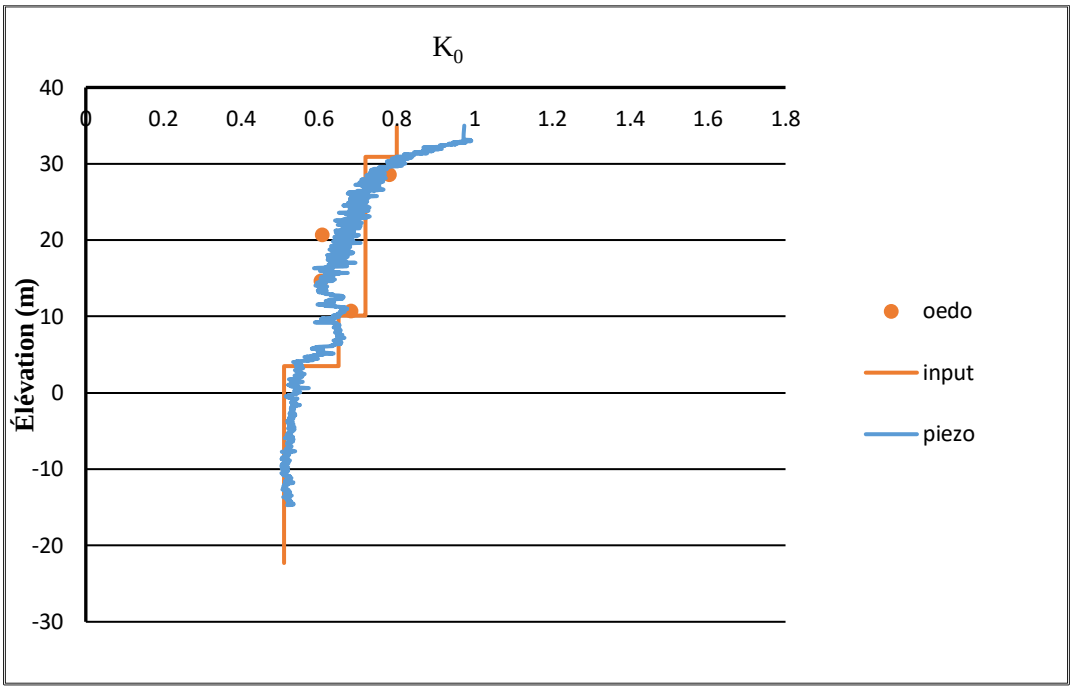


Figure 22. *Profil de K_0 pour le forage 48042.*

Chapitre 5. Présentation et interprétation des résultats

Ce chapitre vise à présenter et à discuter les différents résultats trouvés lors de la modélisation numérique par le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W. La comparaison des conditions initiales, avant que les ruptures surviennent, est présentée en premier afin de s'assurer de la validité du modèle. Après, les résultats des modélisations des glissement 1, glissement 2 et glissement 3 sont présentés et interprétés successivement.

5.1. Validation des conditions initiales

En se basant sur la figure 6 présentant la localisation des études géotechniques (Tremblay-Auger et al., 2019), la figure 23 ci-dessous montre la localisation des différents forages utilisés pour le modèle.

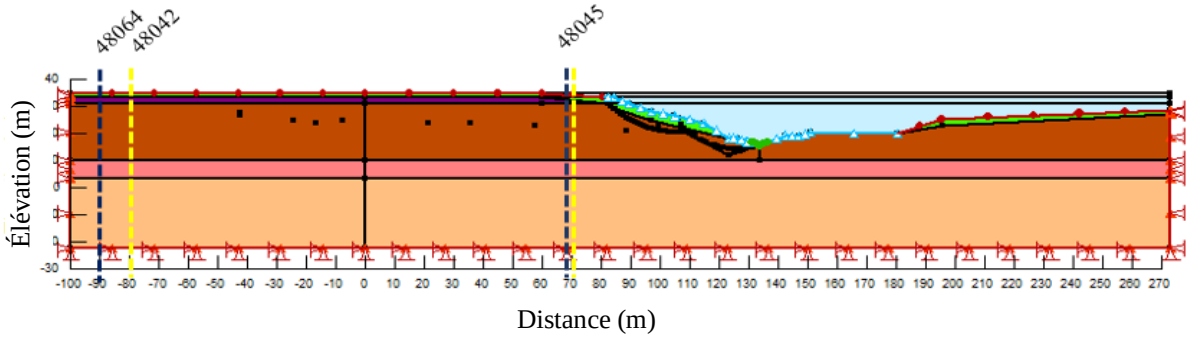


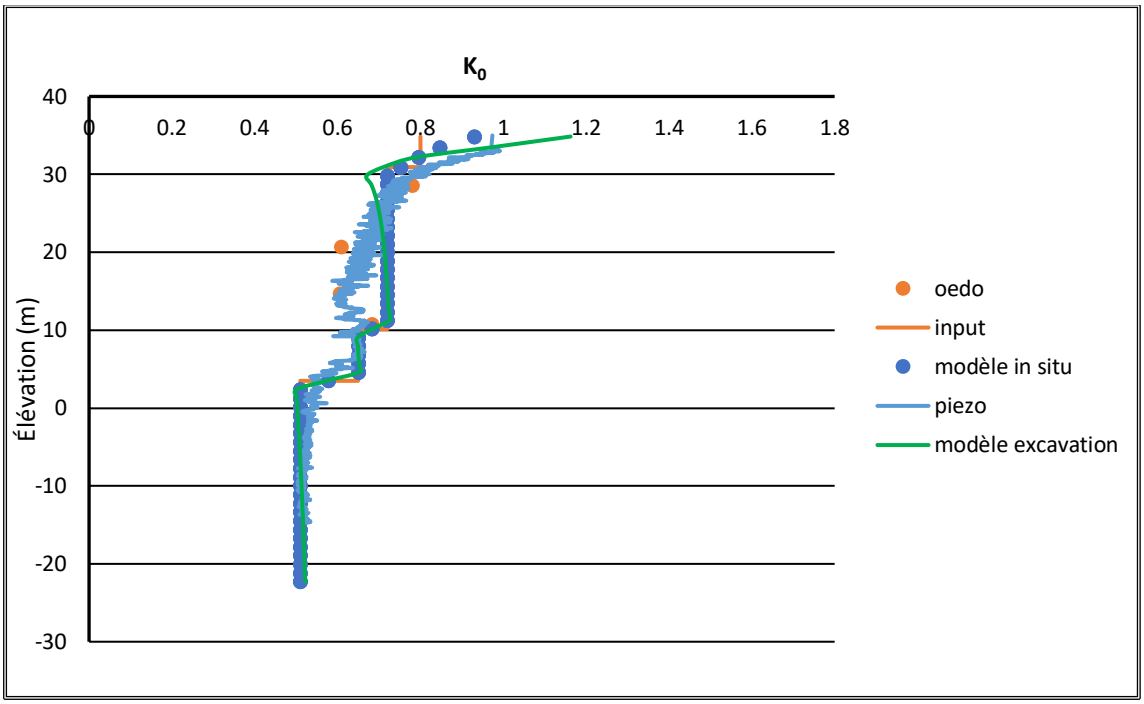
Figure 23. *Localisation des forages sur le modèle.*

5.1.1. Profils des K_0

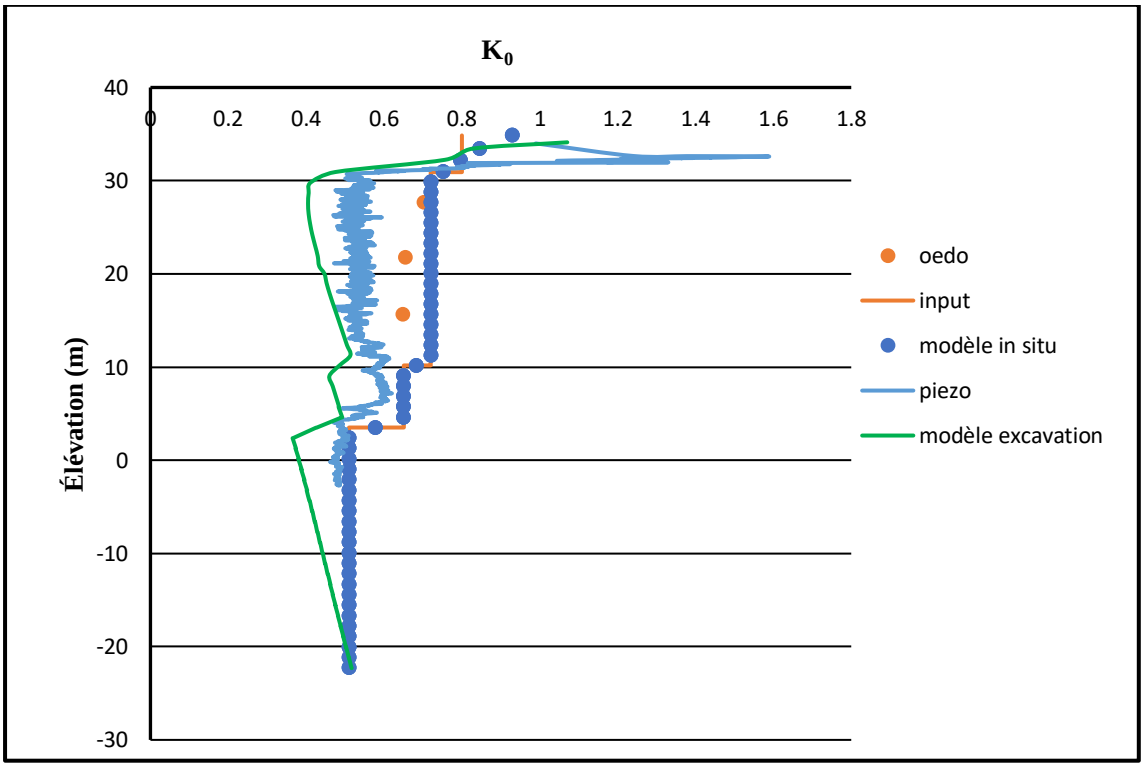
Afin de valider l'état des contraintes obtenu dans le modèle, une comparaison entre les différents profils de K_0 a été réalisée au niveau des sites de chacun des forages 48042 et 48045 (Figure 24). A cet effet, pour chaque forage, 5 profils de K_0 sont présentés à la figure 24 ; les K_0 utilisés comme

données d'entrée dans le logiciel (input), les K_0 résultants de l'analyse In situ, les K_0 obtenus à la fin de l'analyse excavation, les K_0 trouvés en utilisant les σ'_p obtenus avec les piézocônes et les σ'_v calculés pour les profils géotechniques et enfin les K_0 issus des σ'_p obtenus des essais œdométriques en se servant de l'OCR et les σ'_v calculés pour les profils géotechniques.

Il est possible de voir la similitude entre les valeurs mesurées et modélisées au niveau du forage 48042 (Figure 24(a)). Les valeurs des K_0 input qui sont respectivement du haut en bas 0.8, 0.72, 0.65 et 0.51 ont permis de bien ajuster les K_0 résultantes de la modélisation dans l'étape excavation à celle trouvés par les mesures (CPTU) et les essais œdométriques. Par contre, le forage 48045 (Figure 24(b)) présente une différence entre les K_0 input, mesurés et modélisés. En d'autres termes, les K_0 entrés dans le modèle n'ont pas permis d'obtenir, à ce site 48045, des valeurs de K_0 similaire à celle mesurés. Cette différence peut s'expliquer par le fait que ce profil a été obtenu à environ 15 m de la crête initial du talus. Le modèle peut être plus sensible à l'excavation de la vallée de rivière au niveau de ce forage. Il y a aussi une différence entre les K_0 de l'œdomètre et du CPTU dont on ne connait pas la source. Cela justifie davantage qu'il faut se fier plus au site 48042. Il serait donc bien de recourir à des études plus approfondies au niveau de ce site pour bien comprendre la cause de ces différences entre ces profils de K_0 dans une prochaine étape de ces travaux.



(a)



(b)

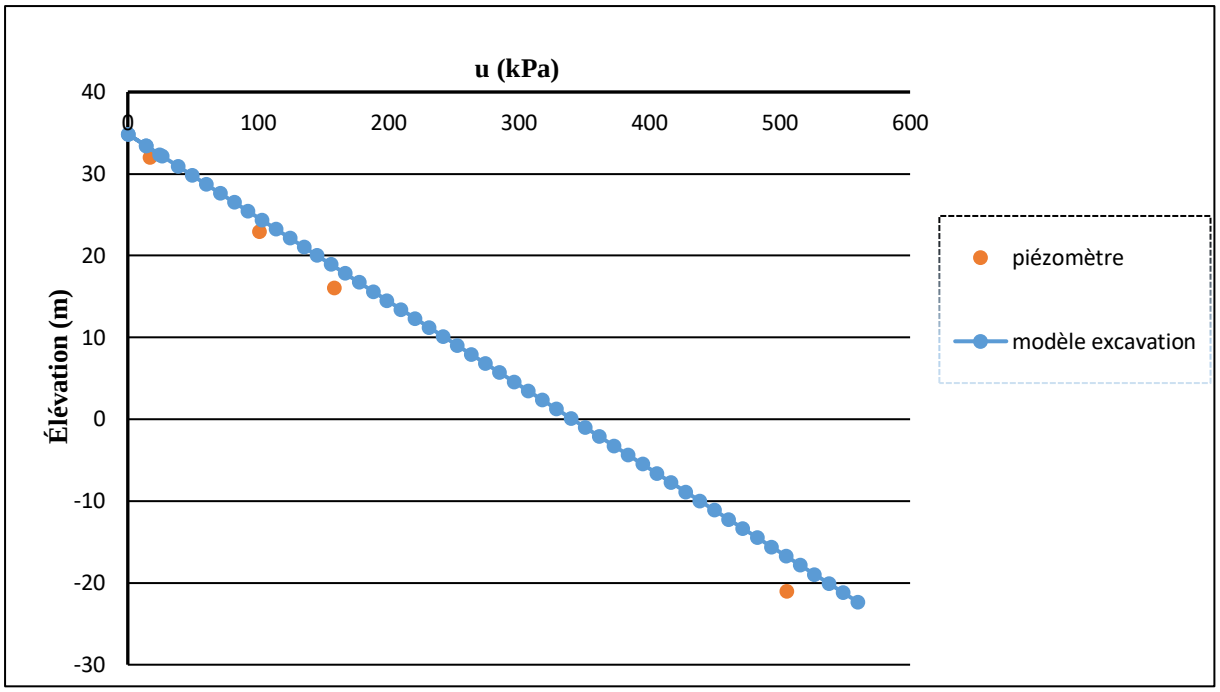
Figure 24. *Profil de K_0 pour (a) le forage 48042 et (b) le forage 48045.*

5.1.2. Profils des pressions interstitielles

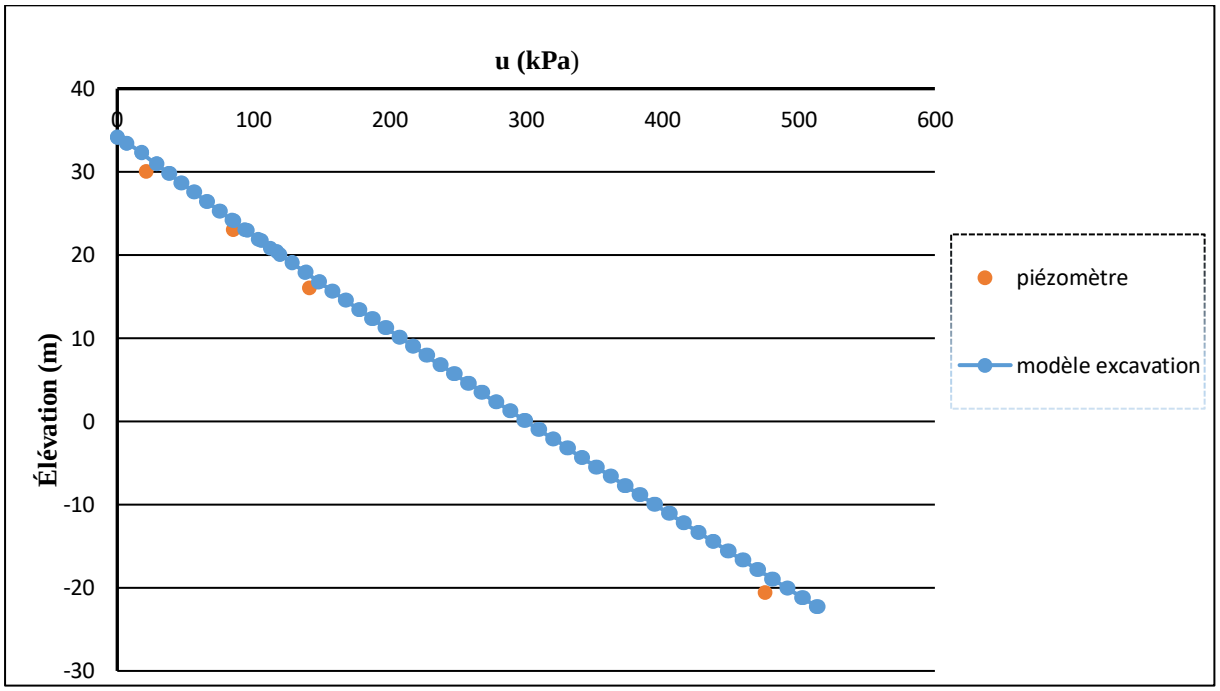
Les figures 25(a) et 25(b) montrent la comparaison entre les pressions interstitielles mesurées sur le terrain (points bleus) et celles obtenues par modélisation de l'étape excavation de la figure 16 (ligne orange) suivant différentes profondeurs, pour chacun des deux forages 48064 et 48045 (Localisation des forages dans les Figure 6 et Figure 23).

Pour le site 48064, les pressions interstitielles varient entre 0 kPa et 560 kPa. Elles augmentent en fonction de profondeur. Pour la pression interstitielle trouvée par le piézomètre à une élévation de - 21 m, elle présente une différenece par rapport aux pressions interstitielles trouvées par le modèle. Pour le site 48045, Les pressions interstitielles trouvées par les piézomètres sont très proches de celles modélisées. Elles varient entre 0 kPa et 520 kPa.

Donc, pour les deux forages, 48064 et 48045, il est possible de constater la grande similitude entre les valeurs des pressions interstitielles obtenues de l'analyse d'écoulement faite par SIGMA/W dans l'étape excavation et les pressions interstitielles trouvées par les piézomètres.



(a)



(b)

Figure 25. *Profil des pressions interstitielles pour (a) le forage 48064 et (b) le forage 48045.*

En regardant les résultats obtenus pour les profils de K_0 et les profils des pressions interstitielles pour les différents forages, il est possible de déduire, que malgré certaines incertitudes sur les contraintes près de la pente (forage 48045), le modèle et les conditions limites utilisées semblent représenter convenablement les conditions du site d'étude.

5.2. Modélisation du glissement 1

La méthode de grille et rayon a été utilisée afin de calculer le coefficient de sécurité correspondant au glissement 1, le premier glissement survenu sur le site d'étude le 22 octobre 2016. La figure 26 montre la surface de rupture critique obtenue suite à l'analyse de stabilité des pentes, par la méthode Morgenstern-Price, avec un coefficient de sécurité de 1.02. Ce coefficient est proche de l'unité. Cela indique donc que le talus était en conditions critiques pour une rupture drainée. La surface de rupture obtenue est localisée dans la moitié inférieure de la pente. Elle semble être représentative de l'emplacement du petit glissement rotationnel du 22 octobre 2016 et est semblable à celle obtenue par Tremblay-Auger et al. (2019).

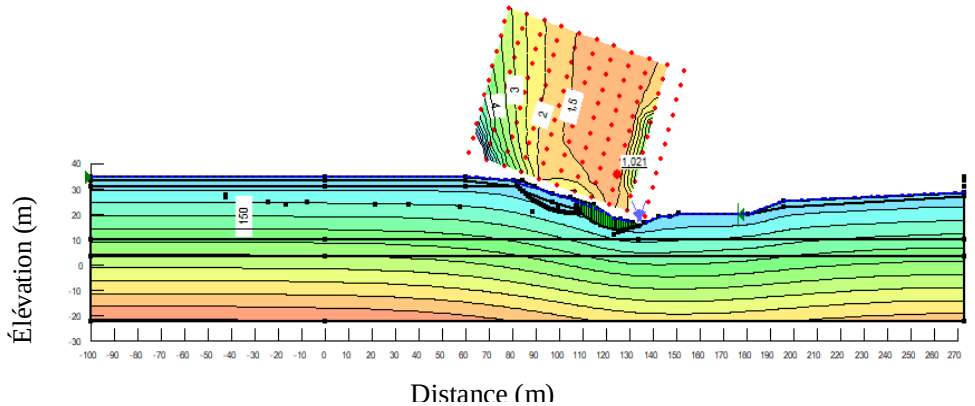


Figure 26. *Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 1 par la méthode de grille et rayon.*

Afin de simuler le glissement 1, la région représentative de ce dernier est désactivée en supprimant le matériau de la région dans SIGMA/W (designé par le cercle jaune dans la figure 27) . Ce masse de sol emportée est constituée d'une partie de la croûte ainsi qu'une partie du sol argileux. Les conditions aux limites hydrauliques doivent ainsi être ajustées après le glissement (Figure 27). En

effet, comme c'est indiqué sur la figure ci-dessous, au niveau du glissement, il faut ajouter une condition aux limites sans écoulement (Q = 0) avec une face d'infiltration potentielle.

Comme cette analyse couple les changements de contraintes totales moyennes avec les changements de pression interstitielles, cette désactivation des éléments entraîne une variation des pressions interstitielles.

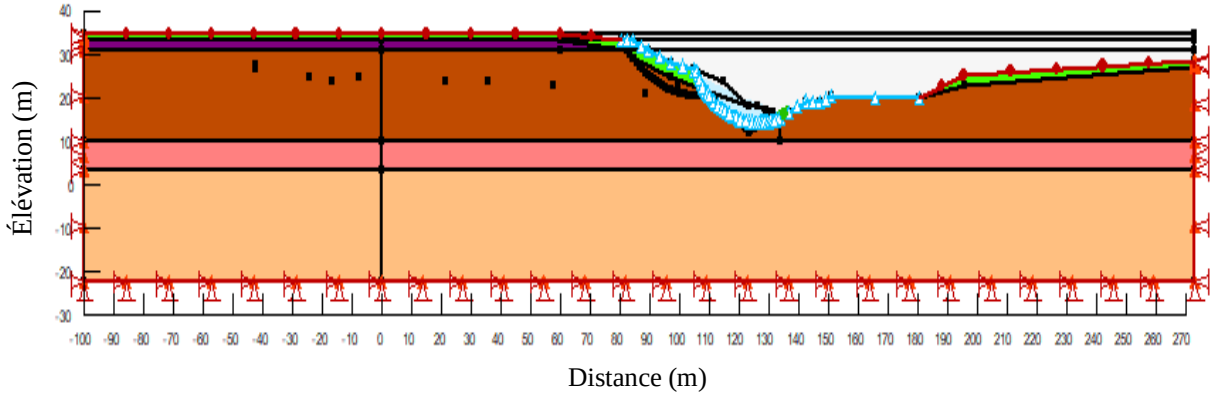


Figure 27. *Présentation du modèle après le glissement 1.*

Un profil des pressions interstitielles (u) en arrière du glissement 1 (Figure 28) a été établis afin de regarder l'effet de cet épisode sur la variation de ces paramètres sur une période de 10 ans. La figure 29 permet ainsi d'illustrer cette variation suivant différentes profondeurs et avec différents pas de temps.

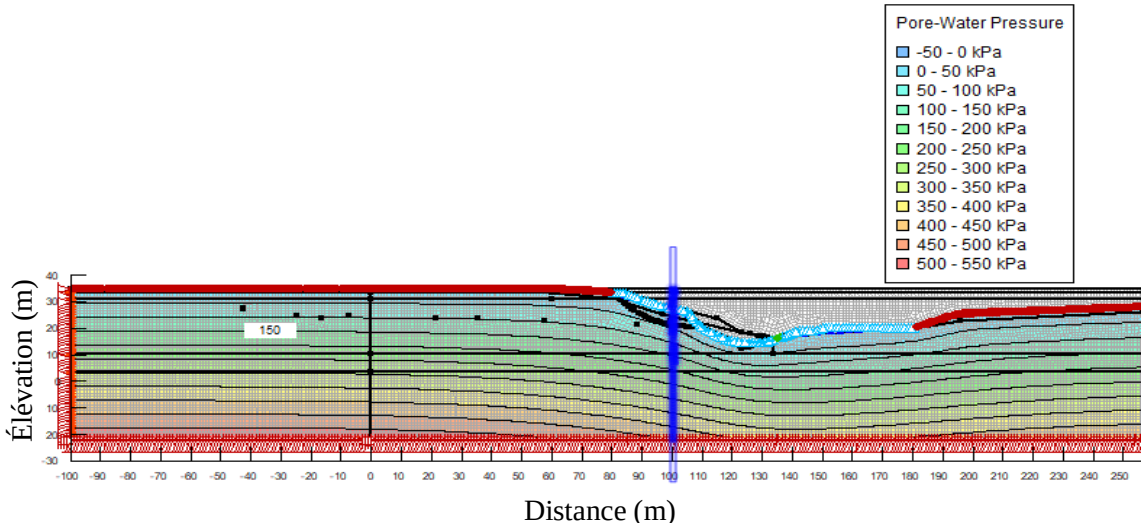
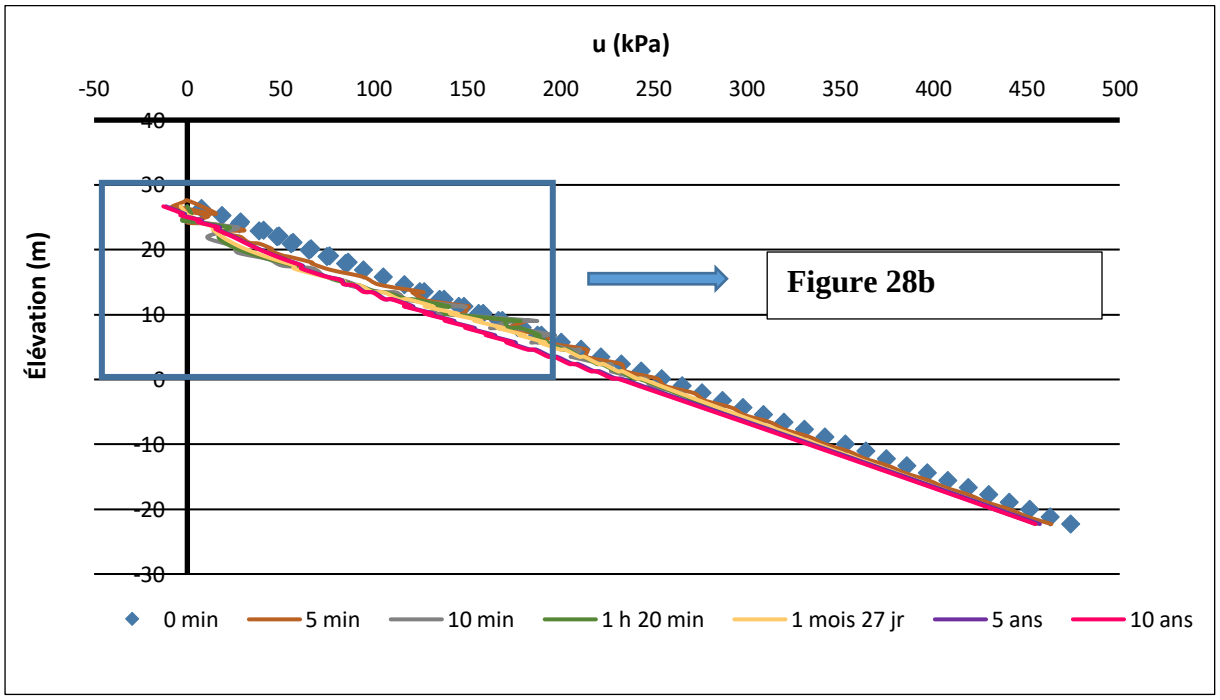
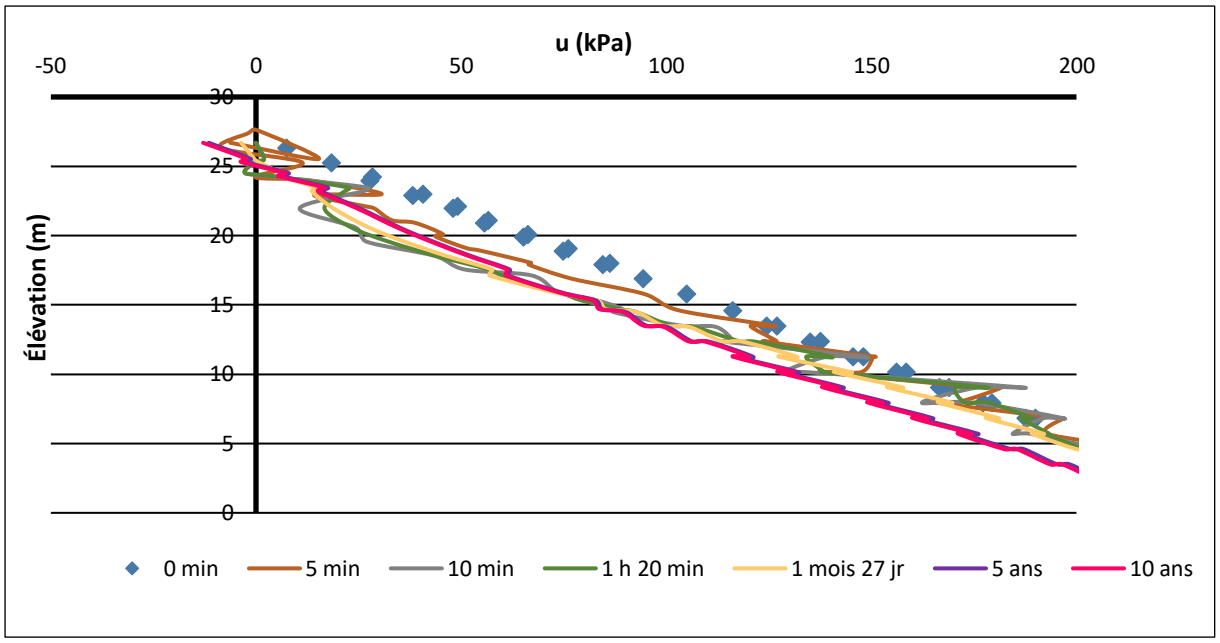


Figure 28. *Emplacement du profil des pressions interstitielles, en arrière du glissement 1, présenté à la figure 29.*



(a)



(b)

Figure 29. *Profil des pressions interstitielles en arrière du petit glissement (a) profil général (b) sous-section de (a), représentée par le cadre bleu.*

Le temps 0 min, presenté par les losanges bleus, correspond à la situation du talus avant le glissement. Entre les élévations de 25 m et 10 m, représentant la portion la plus influencée par le glissement 1, les valeurs des pressions interstitielles diminuent puis augmentent légèrement jusqu'à s'équilibrer après une période de 5 ans. Cet équilibre est caractérisé par la superposition des ligne mauve et ligne rose correspondant respectivement à une période de 5 ans et 10 ans. De façon générale, cette variation est faible considérant le faible volume des débris du glissement 1 et la présence de la croûte en surface aidant au drainage.

5.3. Modélisation du glissement 2

Rappelons que la section 2.2 décrit la succession des glissements, selon le témoignage du propriétaire du terrain. Selon ce témoignage, un deuxième glissement rotationnel (glissement 2) serait survenu quelques jours après le 22 octobre 2016 (glissement 1), et aurait impliqué toute la

pente en atteignant la crête du talus. Ce glissement aurait donné la forme du goulot de bouteille (Figure 30) caractéristique des coulées argileuses. Il s'agirait du glissement qui aurait initié la première coulée argileuse sur le site, survenu le 7 novembre 2016 (Figure 30). Il est possible de voir sur la photo de la figure 30b la clôture délimitant le recul de ce glissement rotationnel et la trace en forme de goulot laissée par ce glissement. Selon les informations de terrain de Tremblay-Auger et al., (2019) présentées à la figure 8 montrant la localisation de la surface de rupture, la position de la surface de rupture la plus basse du glissement 2 peut être estimée à une élévation de 20.5 m selon les piézocônes C59 et C58.

Ces différentes informations sur le glissement 2, de même que le processus des coulées dans les agiles sensibles, indiquent que ce dernier doit respecter principalement trois conditions, soit qu'il : (1) doit atteindre une élévation minimale de 20.5 m, (2) doit toucher la crête du talus et (3) doit avoir un coefficient de sécurité qui est légèrement au-dessus de l'unité à court terme et qui s'approche de l'unité ou est plus bas que l'unité à long terme afin d'expliquer le temps entre ce glissement et la rétrogression du 7 novembre 2016. Les sections suivantes décrivent comment le glissement 2 a été défini dans cette étude.

(a)

(b)

Figure 30. *Photos de la cicatrice du premier épisode de coulée argileuse du 7 novembre 2016, prise par le Ministère de la Sécurité publique (MSP) du Québec le 9 novembre 2016 (source : Gouvernement du Québec).*

5.3.1. Méthode de grille et rayon

Une première analyse de stabilité a été faite en utilisant la méthode de grille et rayon afin de déterminer la stabilité du talus laissé par le glissement 1. La figure 31 montre les résultats de cette analyse. Un coefficient de sécurité de 0.96 pour un cercle de rupture critique englobant l'ensemble du talus indique que la pente est instable. Par contre, cette surface de rupture critique atteint une élévation aussi basse que 12 m, donc une plus grande profondeur que la surface de rupture estimée pour le glissement 2 (condition (1) énoncée plus haut dans la section 5.3). Cette surface n'est donc pas adéquate pour représenter ce qui s'est réellement passé sur le terrain. A noter que cette analyse a été effectuée avec les pressions interstitielles obtenues du modèle immédiatement après le Glissement 1. Il est important, pour cette analyse qui est qu'immédiatement après le Glissement 1, de mentionner que le talus était de stabilité précaire.

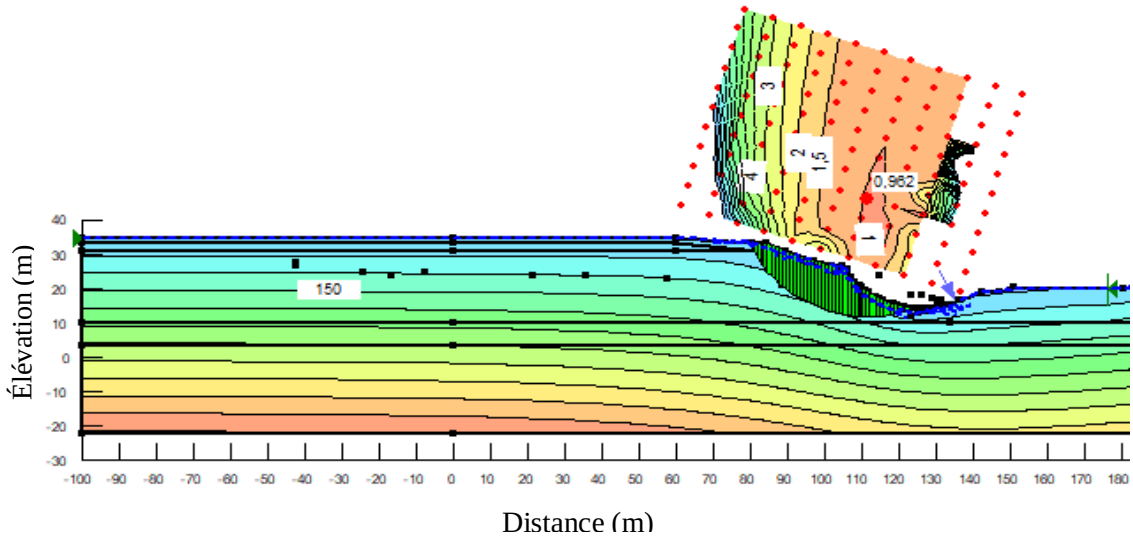
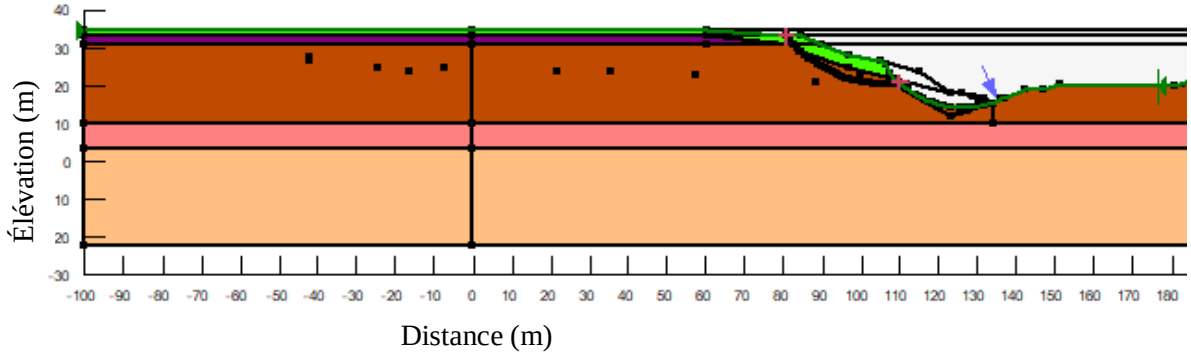


Figure 31. *Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode de grille et rayon 10 min après le glissement 1.*

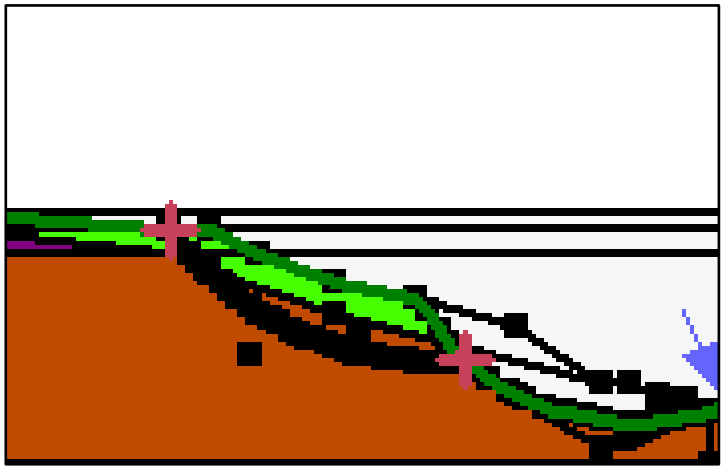
5.3.2. Méthode d'entrée et sortie

L'une des difficultés de la méthode de grille et rayon, rencontrée lors de la modélisation du glissement 2, est qu'il était difficile de trouver une surface de rupture perchée, arrivant à une élévation de 20.5 m en suivant cette méthode. Ceci pourrait être expliquée par la présence des débris (restant du glissement 1) au pied de la pente, le changement de la géométrie du talus en cas d'érosion, les conditions météorologiques. Cette limitation a pu être surmontée, par la méthode d'entrée et sortie dans SLOPE/W, qui permet de spécifier l'entrée et la sortie du glissement analysé.

La figure 32 montre le modèle utilisé pour l'analyse de stabilité avec la méthode d'entrée et sortie. Les surfaces de rupture étudiées pour cette analyse ont été limitées à celle passant par les endroits indiqués par des + rouges sur la figure 32(b), soit la crête et une sortie à élévation de 20.5 m dans la pente, tel que défini plus haut.



(a)



(b)

Figure 32. *Analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode d'entrée et sortie, l'encadré en (a) représente ce qui est montré à la figure b.*

L'analyse de stabilité a été réalisée à tous les pas de temps suite à la désactivation du glissement 1, donc pour les différentes conditions hydrauliques montrées à la figure 29 afin de voir la variation du coefficient de sécurité en fonction du temps suite au glissement 1.

La figure 33 présente les résultats de cette analyse de stabilité suite à l'utilisation de la méthode d'entrée et sortie. La surface de rupture la plus critique obtenue lors de cette analyse 10 minutes

après le glissement 1, avec un coefficient de sécurité de 1.4, semble être trop superficielle et implique seulement la croûte. Cette surface n'est donc pas adéquate.

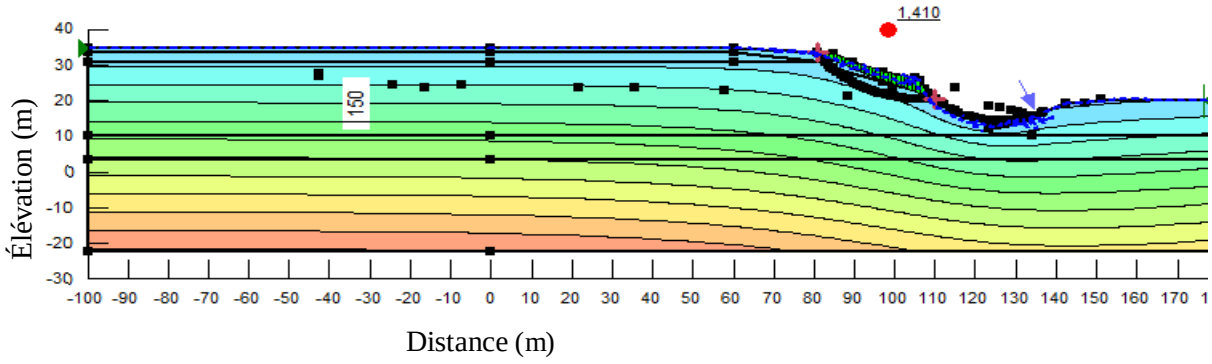


Figure 33. *Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 2 par la méthode d'entrée et sortie 10 min après le glissement 1 montrant la surface critique numéro 45.*

L'évolution du coefficient de sécurité en fonction du temps de cette surface critique (Figure 34), montre que le coefficient de sécurité est resté constamment au-dessus de 1. Ce qui montre que cette surface a été stable en tout temps et qu'elle n'est pas adéquate pour expliquer l'instabilité observée sur le terrain. Cette figure indique que le moment le plus critique est après environ 400 jours. Elle montre aussi que le coefficient de sécurité augmente après environ 400 jours pour une même surface de rupture (le cercle critique n'a pas changé de place). Il serait donc interessant de comprendre davantage le réseau d'écoulement, surtout au niveau de la croûte, pour pouvoir expliquer cette remontée du FS.

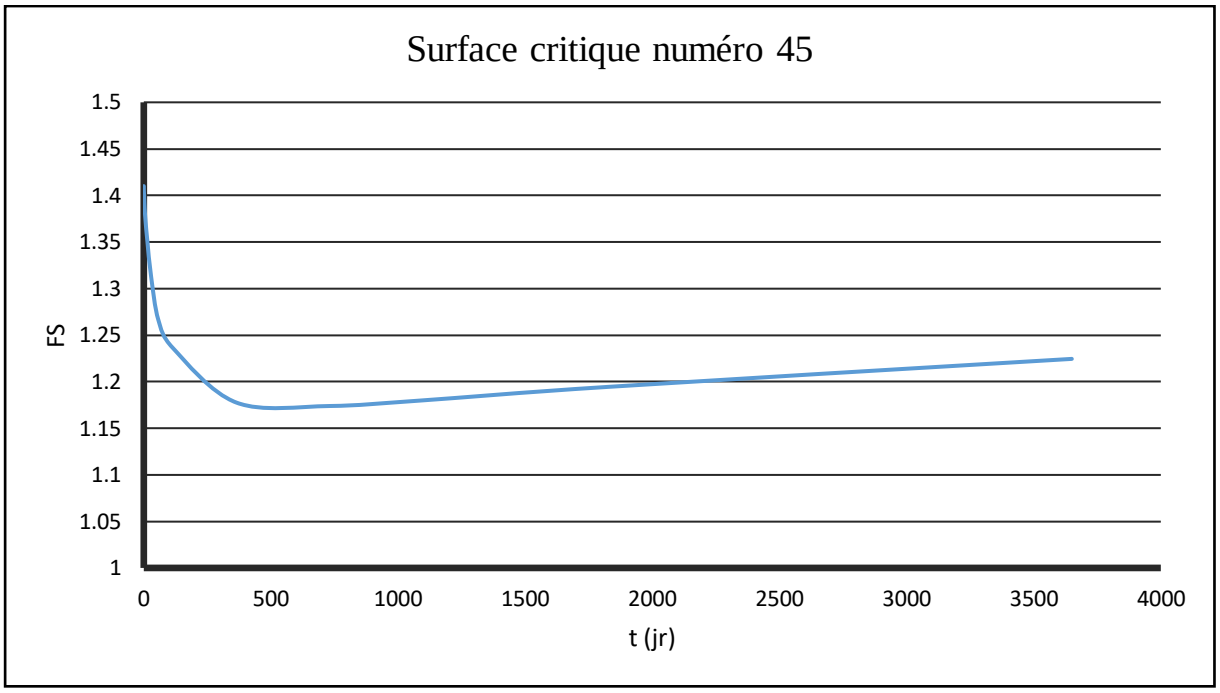


Figure 34. *Évolution du coefficient de sécurité en fonction du temps de la surface critique numéro 45.*

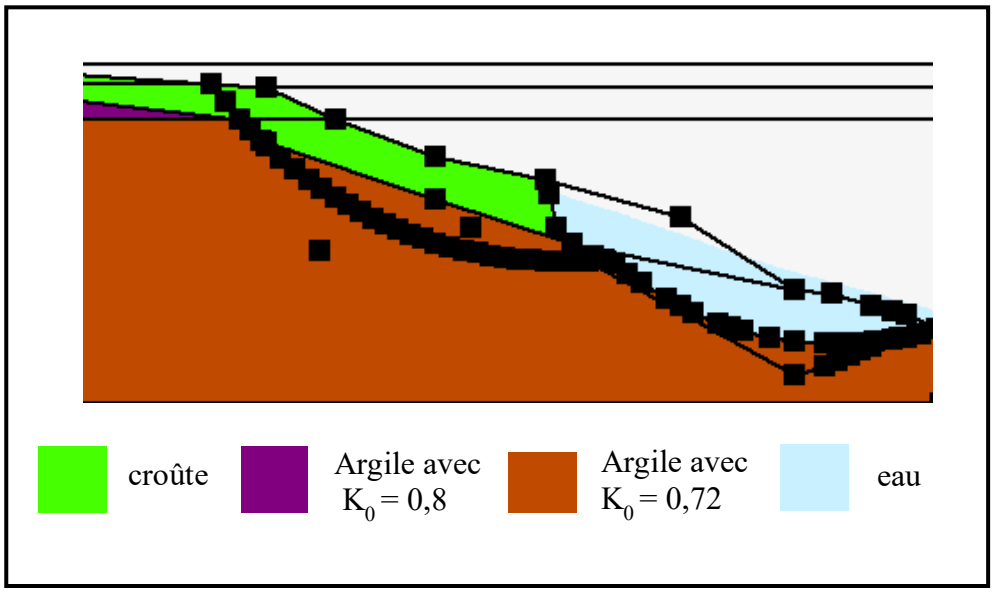
Afin de trouver une surface de rupture représentative du glissement 2, plusieurs analyses paramétriques ont été réalisées en utilisant la méthode d'entrée et sortie. Le tableau 5 résume les coefficients de sécurité trouvés 10 minutes après le glissement 1 ainsi que 10 ans plus tard pour les différentes analyses paramétriques effectuées. Pour chaque analyse présentée dans le tableau, le modèle de départ, nommé dans le tableau modèle initial, a été utilisé comme référence. Ce modèle a les paramètres géotechniques définis dans la section 4.4.

Ainsi, une première analyse avec optimisation a été faite. Le processus d'optimisation consiste à diviser la surface de glissement en un certain nombre de segments de ligne droite. La surface de glissement trouvée devient comme une surface de glissement entièrement spécifiée. Ensuite, les points d'extrémité des segments de ligne sont déplacés vers l'arrière et vers l'avant de manière aléatoire pour sonder la possibilité d'un facteur de sécurité inférieur.

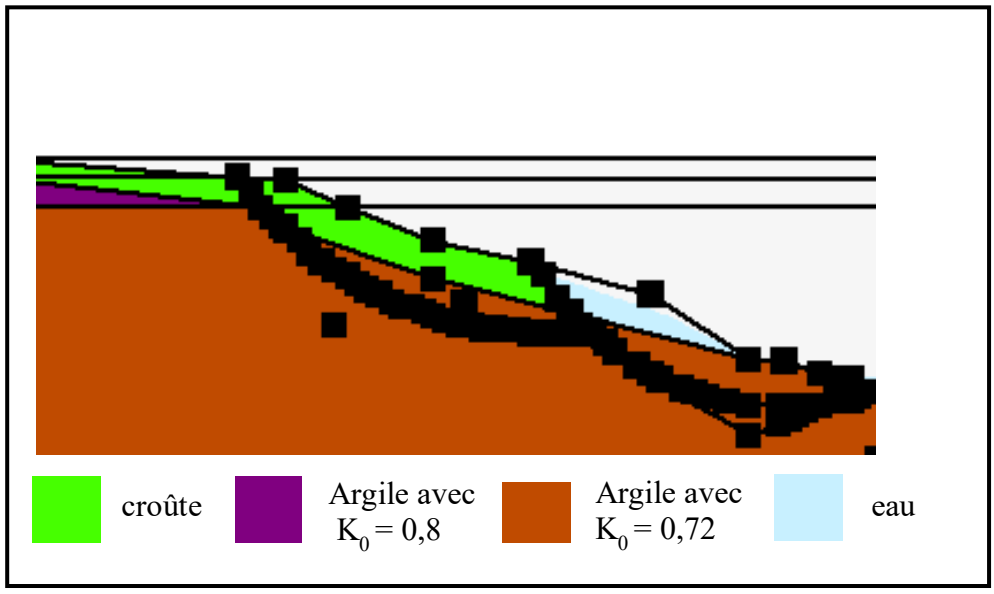
Tel qu'indiqué dans le tableau, la cohésion de la croûte a été diminuée de 2 kPa à une valeur nulle, la perméabilité a aussi été augmentée de 10^{-8} m/s à 10^{-6} m/s et une analyse combinant une cohésion nulle et une perméabilité de 10^{-8} de la croûte a été testée. Au niveau de la croûte, des fissures remplis d'eau et des fissures sans eau ont été introduites pour deux analyses de stabilité. Toutes ces analyses ont donné des coefficients de sécurité plus grands que l'unité et des surfaces de rupture critiques localisées principalement dans la croûte argileuse, ce qui n'est pas adéquat pour cette étude.

Un changement dans les paramètres de résistance a également été testé. Les valeurs de l'angle de frottement de 25.9° et de la cohésion de 9.5 kPa correspondent aux paramètres de résistance mobilisée obtenus par Lefebvre (1981) sur les argiles de l'Est du Canada qui sont minimaux pour une gamme de contraintes de reconsolidation de 5–30 kPa et une valeur σ'_p de 126.5 kPa.

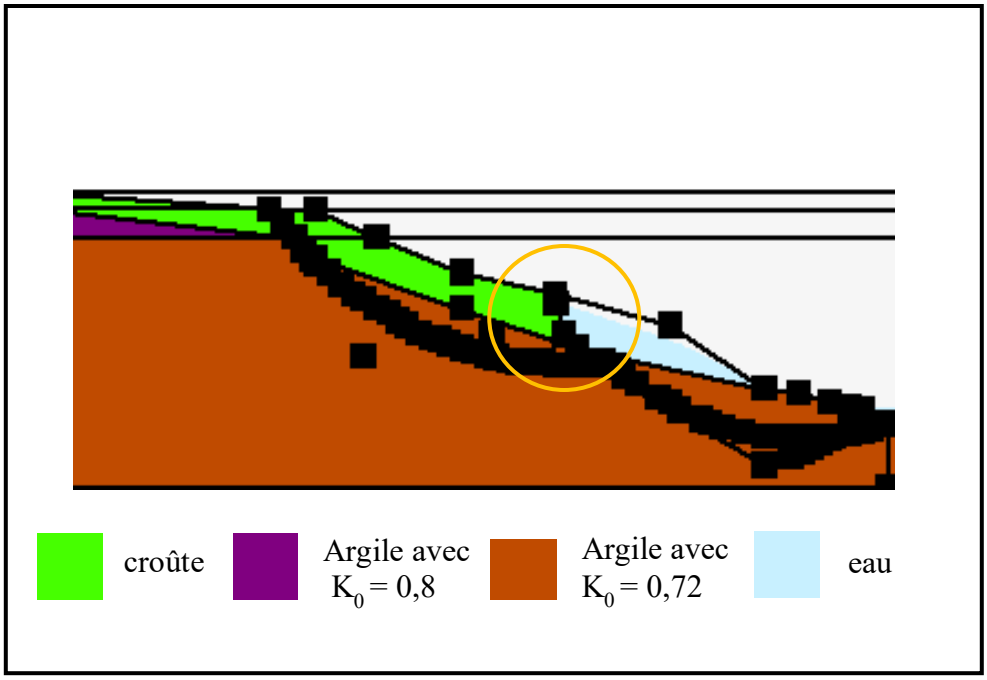
Des analyses paramétriques quant à la géométrie de la pente ont aussi été effectuées. La forme de la pente a été modifiée (Figure 35(a)) afin de simuler la présence d'érosion. Aussi, des débris restants du glissement 1 ont été gardés au pied de talus (Figure 35(b)). La présence de ces débris peut être expliquée par la faible profondeur de la zone de glissement. Un changement au niveau de la forme de la pente en gardant des débris au pied de la pente a été aussi testé (Figure 35(c)).


croûte
Argile avec $K_0 = 0,8$
Argile avec $K_0 = 0,72$
eau

(a)


croûte
Argile avec $K_0 = 0,8$
Argile avec $K_0 = 0,72$
eau

(b)



(c)

Figure 35. *Modélisation avec (a) Changement de la forme de la pente (b) en gardant des débris au pieds du talus (c) Changement de la forme de la pente (cercle jaune) en gardant des débris au pieds du talus.*

Tableau 5. *Résultats des analyses paramétriques faites dans l'analyse de stabilité de pente par la méthode d'entrée et sortie.*

	Valeurs de FS		**Explication**
	10 minutes après le glissement 1	**10 ans après le glissement 1**	
Modèle initial	**1,41**	**1,224**	Surface de rupture touche seulement la croûte. FS > 1 : Surface stable.
Optimisation	**1,298**	**1,105**	
c' croûte = 0 kPa	**1,251**	**1,118**	
k croûte = 10^{-6} m/s	**1,474**	**1,274**	
c' et k croûte	**1,344**	**1,168**	
Fissures avec eau	**1,41**	**1,224**	
Fissures sans eau	**1,41**	**1,224**	
φ' = 25,9°	**1,198**	**1,062**	Donne des FS du glissement 3 trop faible.
φ' = 25,9° et c'= 9,5 kPa	**1,267**	**1,131**	FS > 1 : Surface stable
Forme pente	**1,246**	**1,218**	
Débris	**1,167**	**1,285**	
Débris-pente	**1,105**	**1,285**	

Les coefficients de sécurité (FS) mis en rouge au tableau 5 correspondent aux analyses donnant des surfaces de ruptures critiques trop petites touchant en grande partie la croûte et semblables à la surface présentée dans la figure 33. Pour les autres analyses (FS mis en vert), les surfaces de rupture obtenues semblent être représentatives du glissement 2. Cependant, comme indiqué dans le tableau 5, les coefficients de sécurité sont toujours au-dessus de 1 indiquant que ces surfaces sont stables.

Considérant que les différentes analyses paramétriques n'ont pas abouties à une surface de rupture répondant aux trois conditions requises pour le glissement 2, il a été décidé de reprendre le modèle avec les paramètres initiaux (voir section 4.4) et de chercher la surface de rupture la plus critique proposée par SLOPE/W et qui peut être représentative du glissement 2 avec la méthode entrée et sortie, même si cette surface présentait un coefficient de sécurité élevé. Ainsi, la 10ème surface de rupture trouvée par SLOPE/W, soit la surface 48 montrée à la figure 36, a été retenue pour la suite de la modélisation. Cette surface arrive à une élévation minimale de 20.5 m et elle atteint la crête du talus. La figure 37, montrant la variation du coefficient de sécurité en fonction du temps suivant le glissement 1, montre que ce dernier est toujours supérieur à 1 (Figure 37).

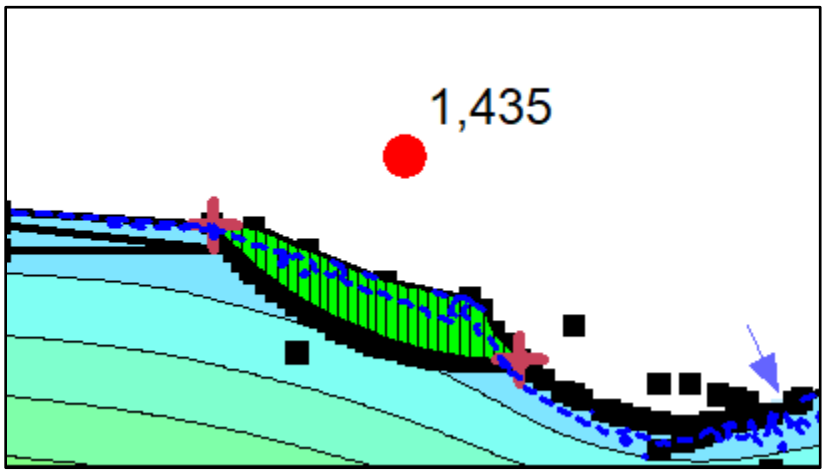


Figure 36. *La surface critique numéro 48 représentative du glissement 2 trouvée 10 min après le glissement 1.*

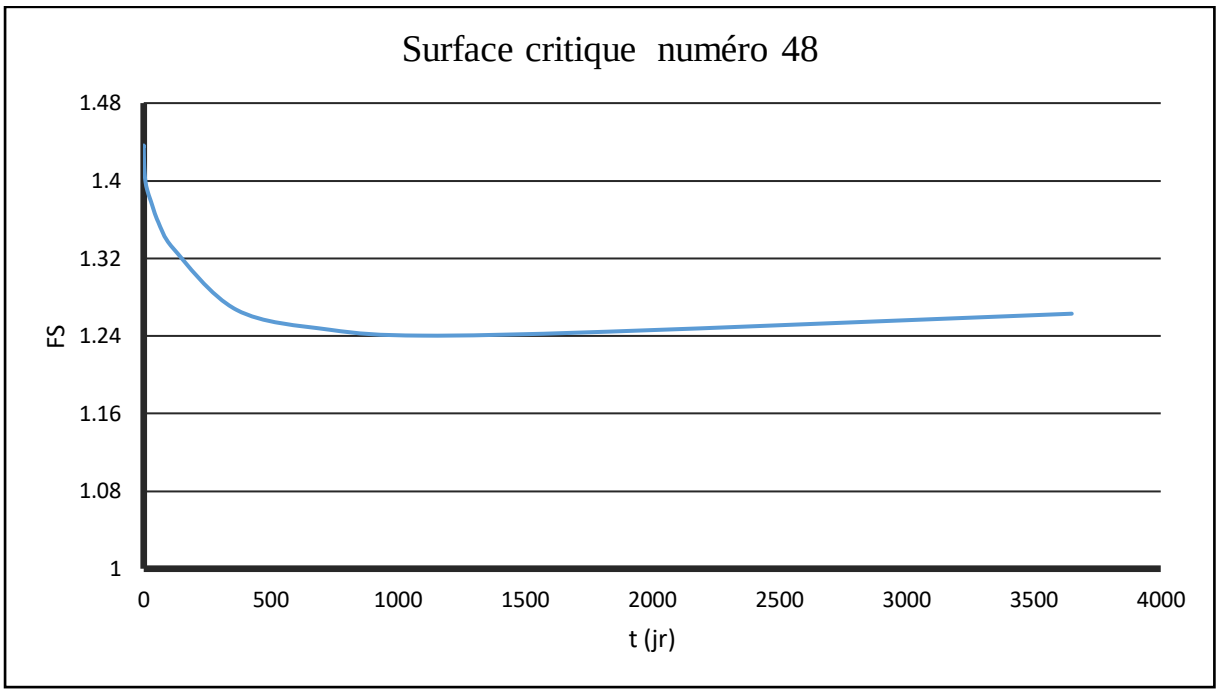


Figure 37. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface critique numéro 48.*

Une fois le glissement 2 modélisé, la région correspondante a été excavée en supprimant le matériau dans SIGMA/W, d'une manière similaire au glissement 1. Une condition aux limites sans écoulement (Q = 0) avec une face d'infiltration potentielle a été aussi ajoutée au niveau de la surface excavée (Figure 38).

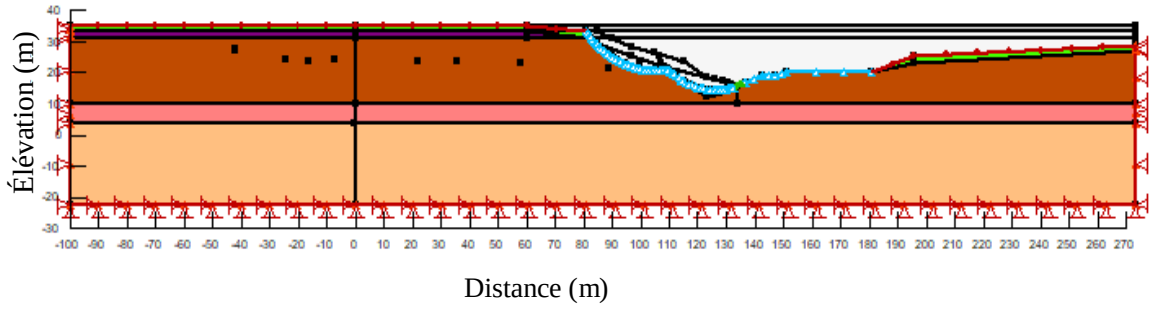


Figure 38. *Présentation du modèle après le glissement 2.*

Le profil des pressions interstitielles (u) en fonction du temps en arrière du glissement 2 (Figure 39) a été établi. Ce profil nous permet de regarder la variation de ces paramètres sur une période de 10 ans suite à ce glissement (Figure 40).

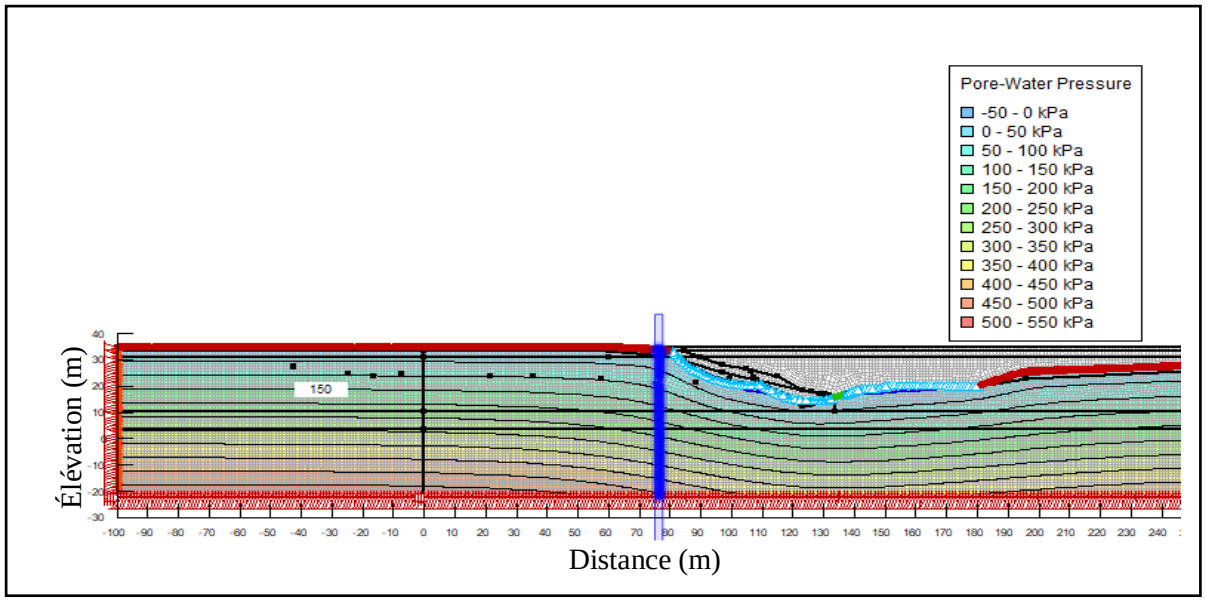
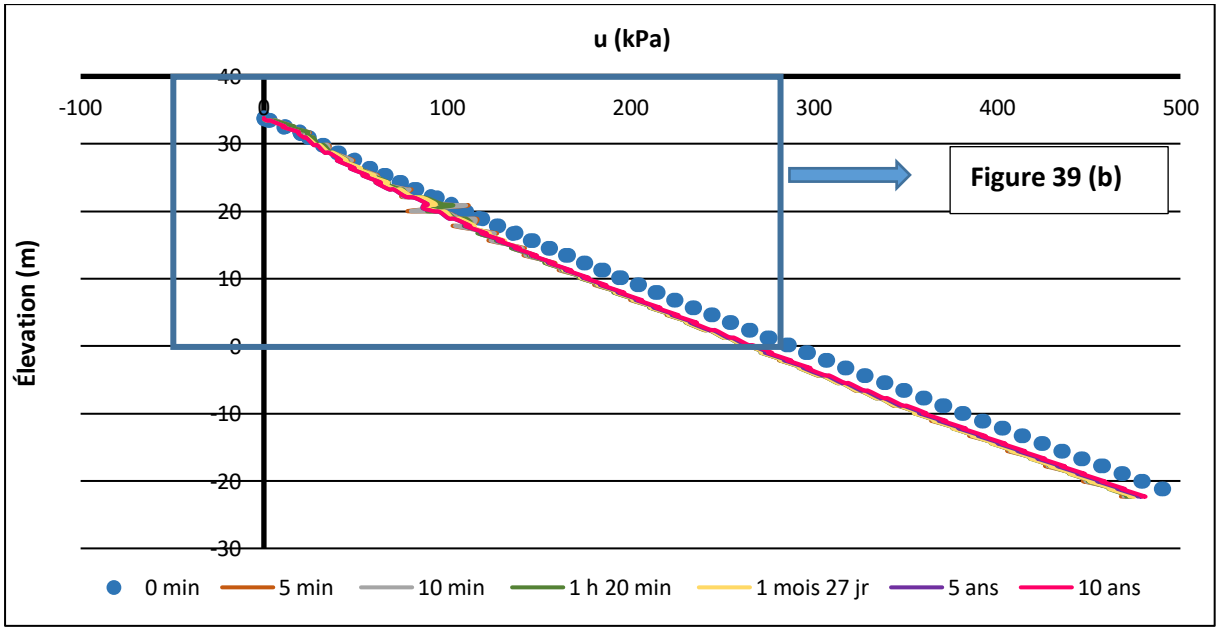
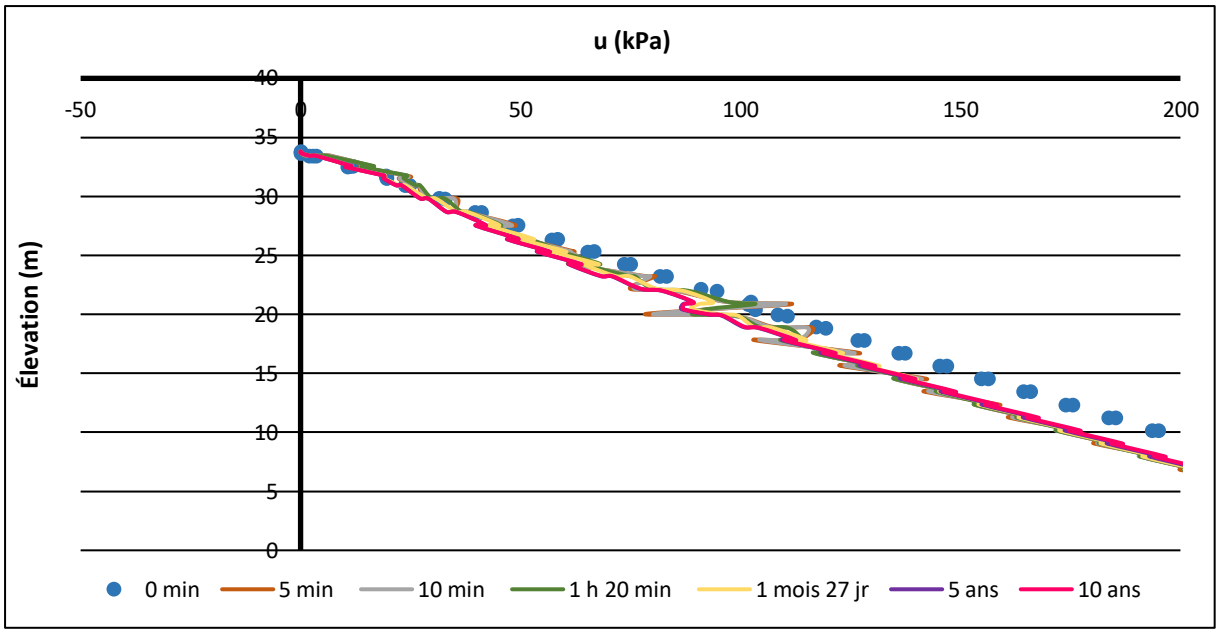


Figure 39. *Emplacement du profil des pressions interstitielles, en arrière du glissement 2 présenté à la figure 40.*



(a)



(b)

Figure 40. *Profil des pressions interstitielles en arrière du glissement 2 (a) profil général (b) sous-section de (a), représentée par le cadre bleu.*

Les valeurs de u présentées dans la figure ci-dessus commencent par diminuer par rapport au temps 0 min (points bleus) suite à l'excavation de glissement 2. Après, la variation de ces pressions est faible. Cela peut être justifié par le faible volume des débris du glissement 2 ainsi que par la présence de la croûte en surface.

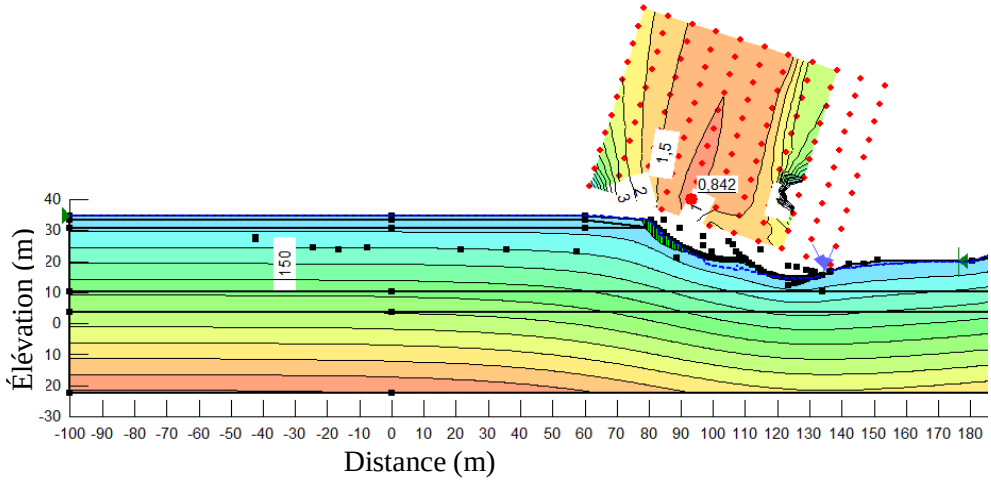
5.4. Modélisation du glissement 3

5.4.1. Analyse de stabilité du glissement 3

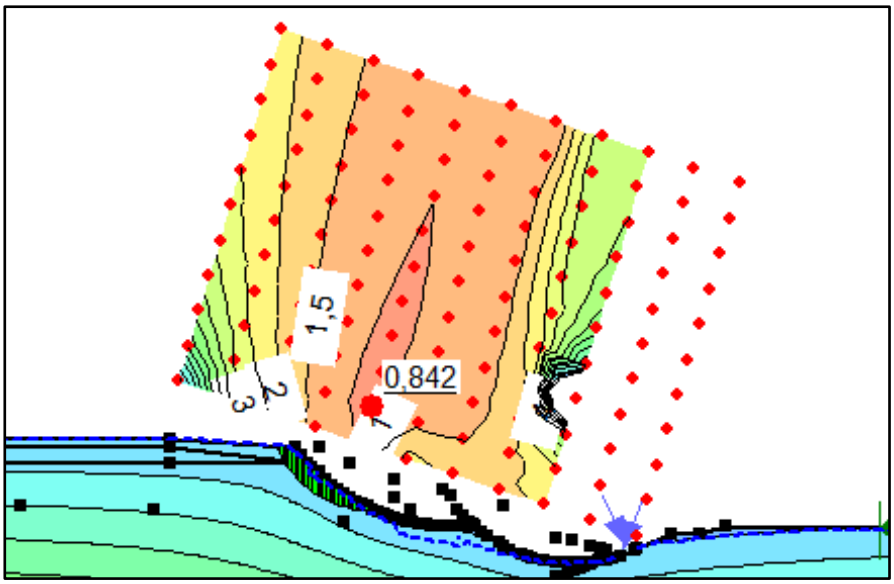
Sur la nouvelle géométrie, obtenue après le glissement 2, la méthode de grille et rayon a été utilisée afin d'étudier la stabilité de la pente et de chercher une surface de rupture représentative du glissement 3 à différents temps suite au déchargement des débris du glissement 2. Il est important de se rappeler que le glissement 3 correspond au premier glissement de la coulée argileuse qui s'est produite quelques jours après le glissement 2, soit le 7 novembre 2016. Par conséquent, une

diminution dans la valeur du coefficient de sécurité, d'une valeur supérieure à 1 à une autre valeur en dessous de 1 au bout de quelques jours, est attendu pour ce glissement afin de simuler le début de la rétrogression.

La figure 41 montre les résultats de l'analyse de stabilité de l'escarpement arrière laissé par le glissement 2 avec la méthode de grille et rayon de SLOPE/W. Une surface de rupture critique, nommée surface 316, avec un coefficient de sécurité de 0.84 a été trouvée. Cette surface de rupture, localisée légèrement plus haut que la surface de rupture observée sur le terrain (points noirs sur le Figure 41), correspond bien à ce qu'on pourrait s'attendre d'un glissement lorsqu'une coulée est initiée. Cette surface de rupture a donc été sélectionnée pour représenter ce glissement et est utilisée pour le reste de l'analyse. Il est à noter que cette surface sélectionnée, 316, est restée la plus critique à tous les pas de temps.



(a)



(b)

Figure 41. *Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 3 par la méthode de grille et rayon, surface numéro 316 trouvée 5 min après le glissement 2 (b) est l'agrandissement de la surface 316 présentée en (a).*

La figure 42 présente l'évolution des pressions interstitielles sur la surface 316 en fonction de la distance le long de cette surface de rupture à différents pas du temps suite à l'occurrence du glissement 2. Une faible variation dans les pressions interstitielles, suite au glissement 2, est montrée sur cette figure. En effet, les pressions augmentent graduellement au cours du temps jusqu'à s'équilibrer après une période de 10 ans. La figure 42 montre l'évolution du coefficient de sécurité (FS) en fonction du temps sur cette même période. Comme la variation des pressions interstitielles de cette surface est faible, le FS présente aussi une faible variation, soit entre des valeurs de 0.8 et 0.85 pour toute la période de 10 ans. De plus, il est possible de remarquer que la valeur de FS a été, en tout temps, en bas de 1 et que ce dernier ne varie pas beaucoup.

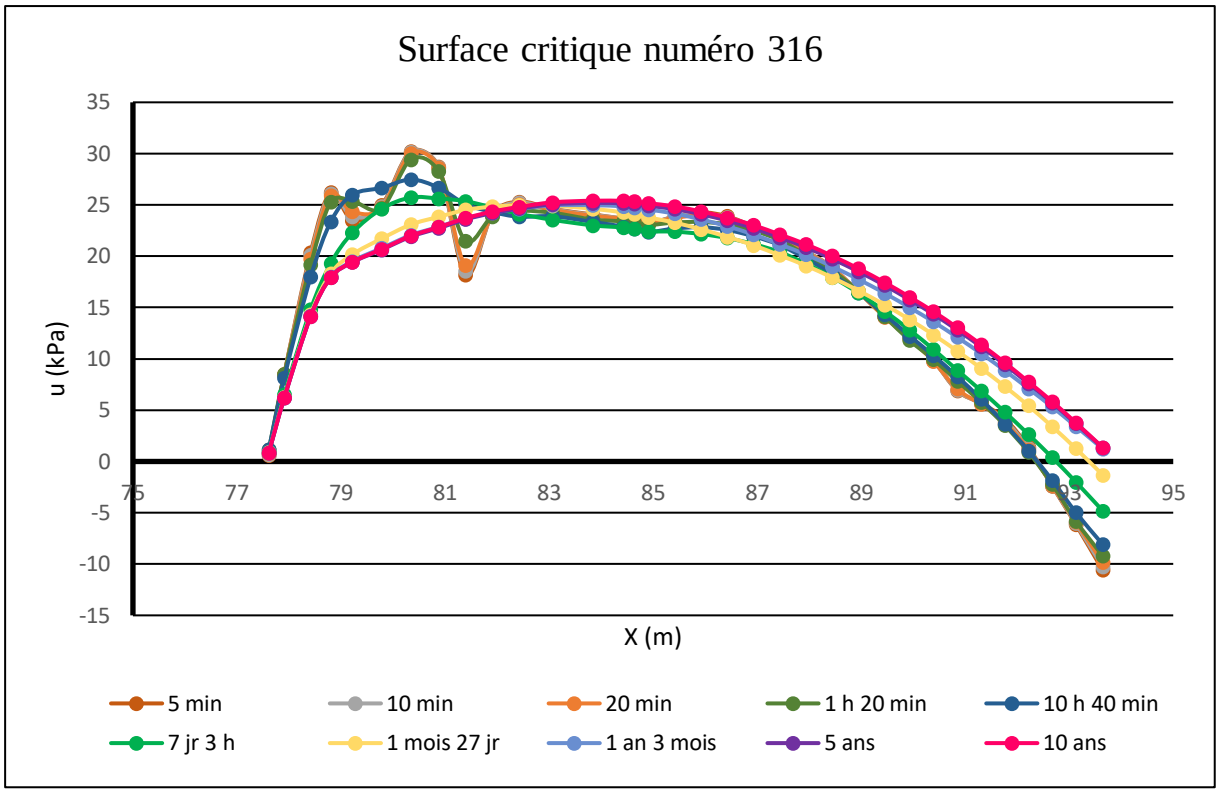


Figure 42. *Résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps.*

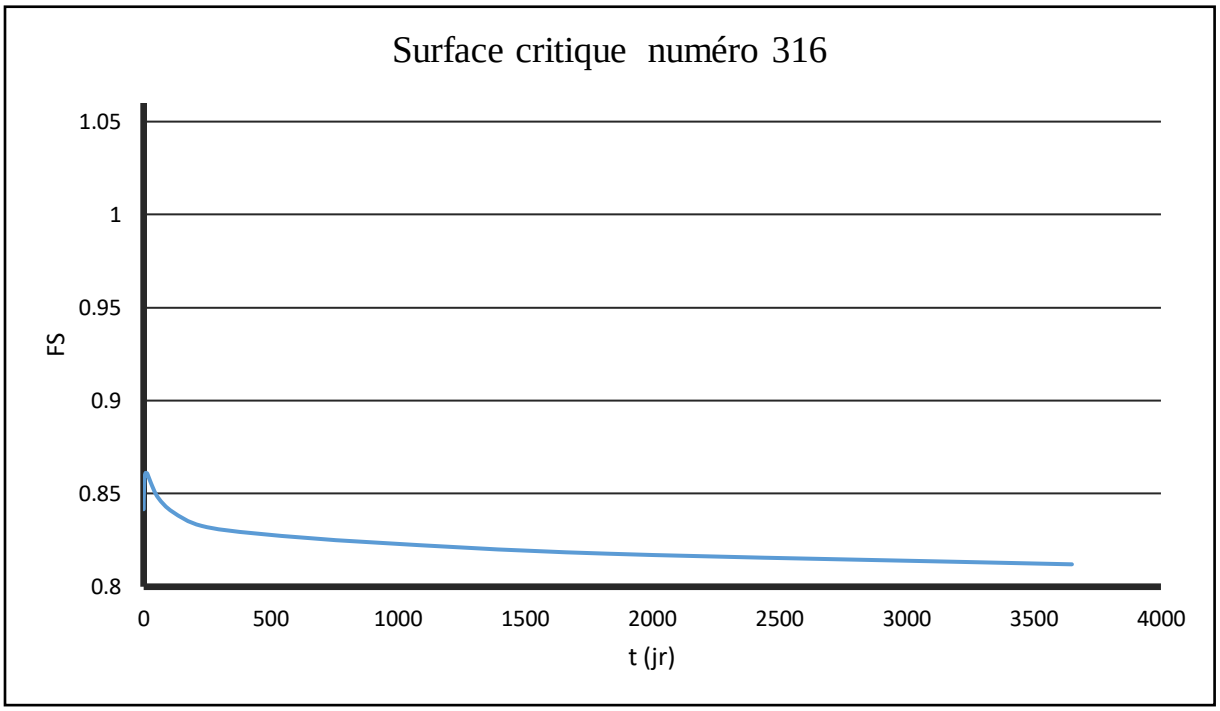
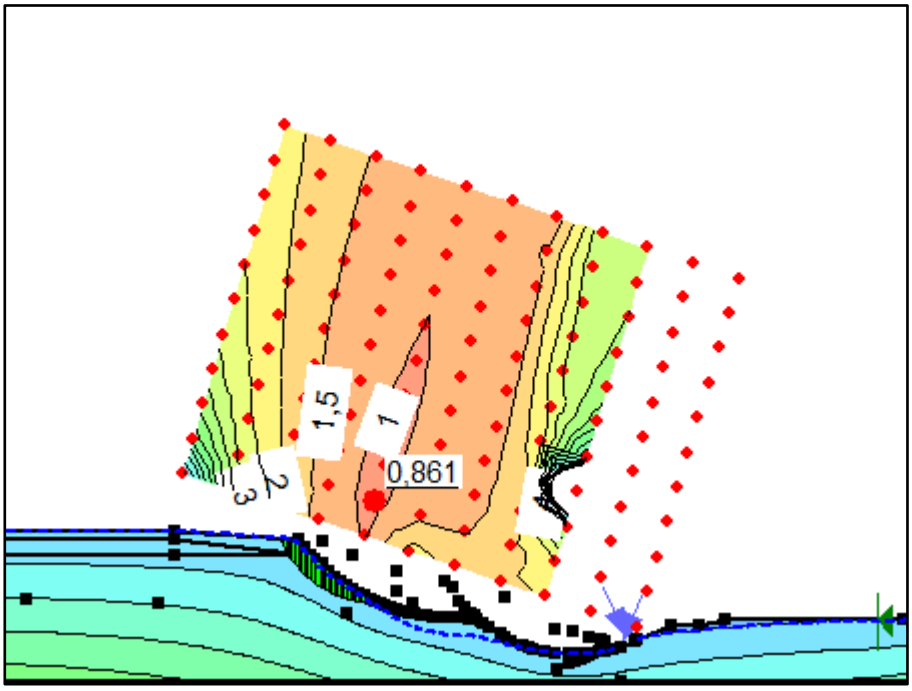


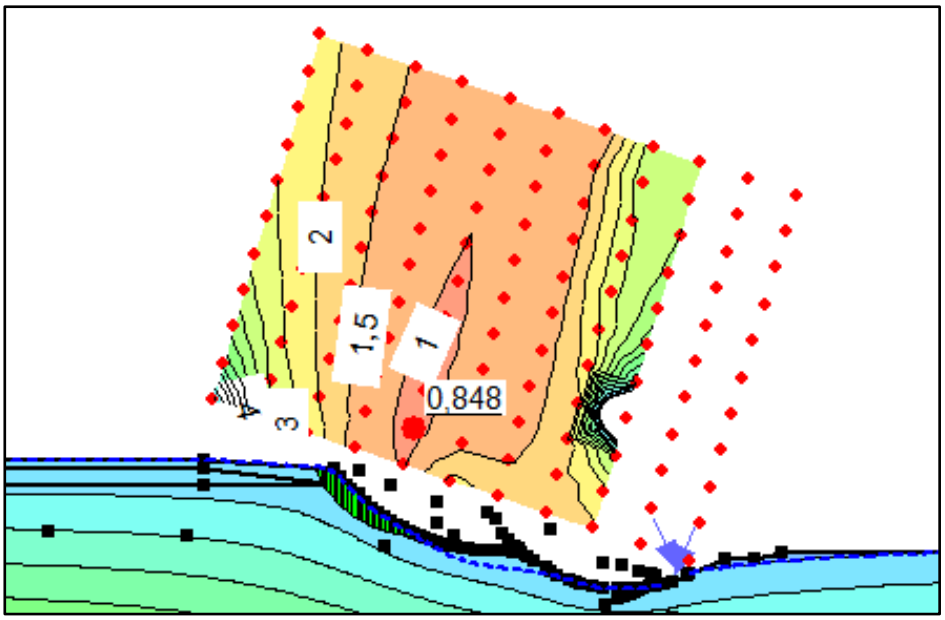
Figure 43. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316.*

Cette analyse de stabilité a été réalisée à tous les pas de temps suite à la désactivation du glissement 2, pour les différentes conditions hydrauliques montrées à la figure 40. Comme la figure 41 montre la surface de glissement critique numéro 316 obtenue 5 min après l'excavation du glissement 2, la figure 43 présente l'évolution de cette même surface mais à différents temps pour voir la variation des pressions interstitielles dans le temps.

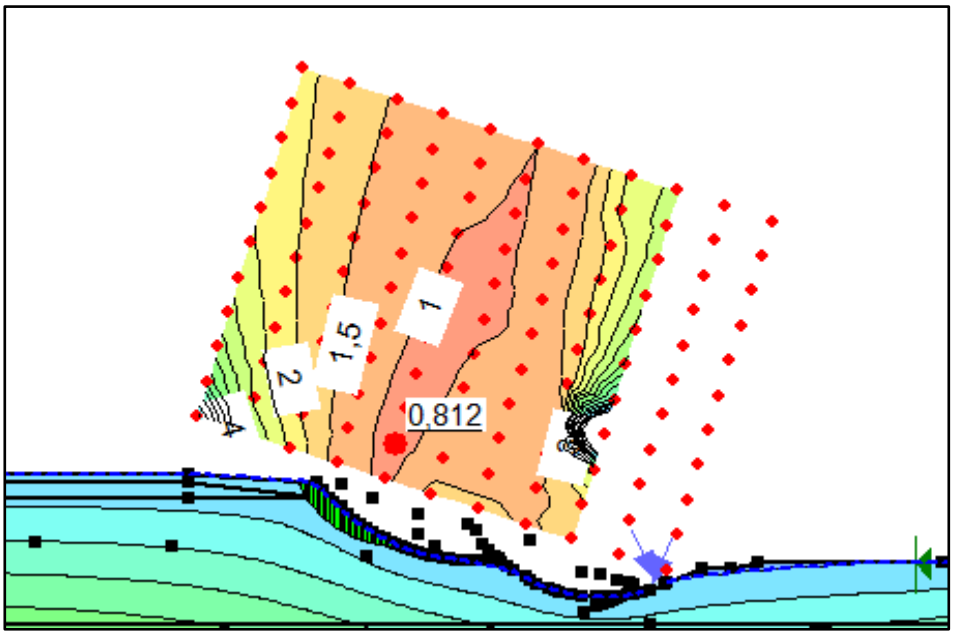
Donc en se basant sur les figures 41, 42, 43 et 44, il est remarquable que suite à l'excavation du glissement 2, les pressions interstitielles commencent à augmenter graduellement. Cela peut être justifié par l'évolution de niveau de la nappe phréatique au cours du temps (Figures 41(b) et 44), ce qui mène à la diminution du facteur de sécurité en fonction du temps.



(a)



(b)



(c)

Figure 44. *Résultats de l'analyse de stabilité des pentes du glissement 3 par la méthode de grille et rayon, surface numéro 316 trouvée (a) 7 jr 3h après le glissement 2 (b) 1 mois 27 jr après le glissement 2 (c) 10 ans après le glissement 2.*

L'analyse de l'escarpement laissé par le glissement 2 permet donc de déterminer une surface de rupture critique correspondant bien au glissement survenant dans une coulée argileuse. Cependant, le coefficient de sécurité obtenu pour cette surface est toujours sous l'unité. Ces analyses sont a priori surprenantes puisque le coefficient de sécurité à court terme est inférieur à 1.0, indiquant que la coulée a pu être initiée immédiatement après le glissement 2. Cette surface de rupture, numéro 316, permet par contre de réaliser une analyse paramétrique afin de déterminer dans quelles conditions il est possible d'obtenir un coefficient de sécurité au-dessus de l'unité, à court terme, qui descend sous l'unité après quelques jours afin d'expliquer comment la coulée a été initiée quelques jours suivant le glissement 2. Cette analyse se concentrera sur l'effet du module de déformation du sol, de la relation de la succion en fonction de la teneur en eau volumétrique et de conductivité hydraulique sur l'évolution temporelle des pressions interstitielles et de coefficient de sécurité du glissement 3.

5.4.2. Analyses paramétriques sur le glissement 3

5.4.2.1. Module de Young (E)

Pour toutes les analyses précédentes, la valeur de module de Young (E) utilisée dans la modélisation est égale à 14760 kPa. Comme mentionné dans la section 4.4, ce module est égal à $90 \times \sigma'_p$ (Leroueil et al., 1983) avec un σ'_p de 164 kPa qui présente la moyenne des pressions de préconsolidation déterminées par les essais CPTUs de la partie inférieure du talus au-dessus de la rivière. Cette analyse a pour but de remonter à une valeur minimale et réaliste de E pour les argiles de ce site. Cette valeur est testée par la suite dans la modélisation afin de voir son effet sur l'évolution du FS du glissement 3 tout en sachant que ce glissement est plus en surface, à une élévation de 22 m. En se basant sur le profil de σ'_p présenté sur le profil géotechnique du forage de référence 48042 à la figure 7 (Section 2.3), une valeur minimale de σ'_p égale à 100 kPa donne un module de Young de 9000 kPa.

La figure 45 montre l'évolution en fonction du temps du FS de la surface de rupture critique numéro 316 pour les deux valeurs du module de Young, 9000 kPa et 14760 kPa. Comme présenté sur cette figure, la diminution de module n'a pas beaucoup d'influence sur l'évolution du FS.

Une autre valeur, de 900 kPa, a été testé. Cette valeur est trop faible comme module de déformation pour les argiles sensibles, mais permet d'apprécier l'effet du module sur les résultats du modèle. Cependant, une modélisation avec un E de 900 kPa (Figure 45) montre que la diminution de ce module entraine une augmentation du FS ainsi que dans le temps de dissipation des pressions interstitielles. Avec un module de déformation plus faible, le sol devient plus compressible et les pressions interstitielles prennent plus de temps pour se dissiper.

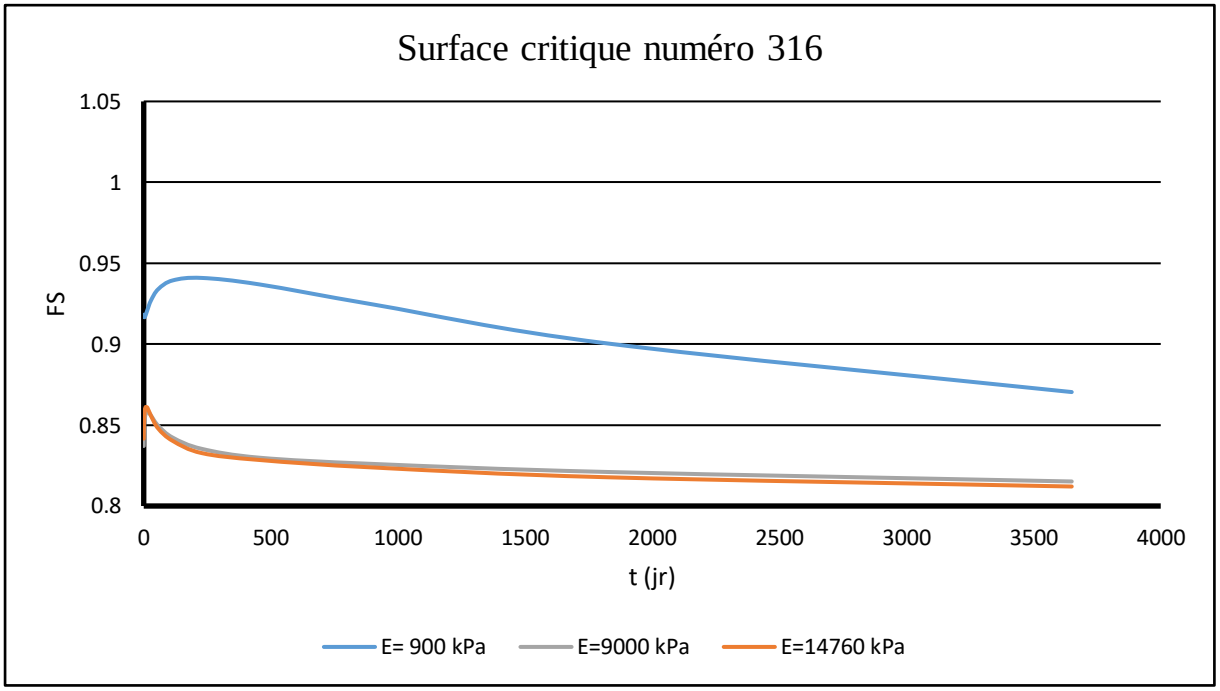


Figure 45. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de E.*

5.4.2.2. Relation succion en fonction de la teneur en eau volumétrique

Dans cette analyse paramétrique, l'effet de la variation de la pression d'entrée d'air (ψa) a été testé. Des valeurs de 10, 150 et 500 kPa ont été utilisées. Cette analyse a été faite afin de tester le modèle

numérique utilisé pour des fins académiques uniquement tout en sachant que dans la réalisté, l'argile reste généralement saturée suite à un déchargement.

La figure 45 montre l'évolution du FS en fonction du temps pour la surface numéro 316 pour les trois pressions d'entrée d'air. Trois principales constatations ont été tirées :

- Comme la courbe de rétention d'eau (succion en fonction de la teneur en eau volumétrique) est reliée à la relation conductivité hydraulique en fonction de la succion, l'augmentation de la pression d'entrée d'air permet de conserver la conductivité hydraulique saturée du sol, plus élevée que celle du sol partiellement saturé, et diminue le temps de dissipation des pressions interstitielles.
- Les courbes correspondant aux valeurs de ψa de 500 kPa et 150 kPa sont superposées, ce qui indique que le sol a été bien saturé et que la succion engendrée par le glissement a été inférieure à la ψa.
- La pression d'entrée d'air n'affecte pas significativement le FS que reste au-dessous de 1.

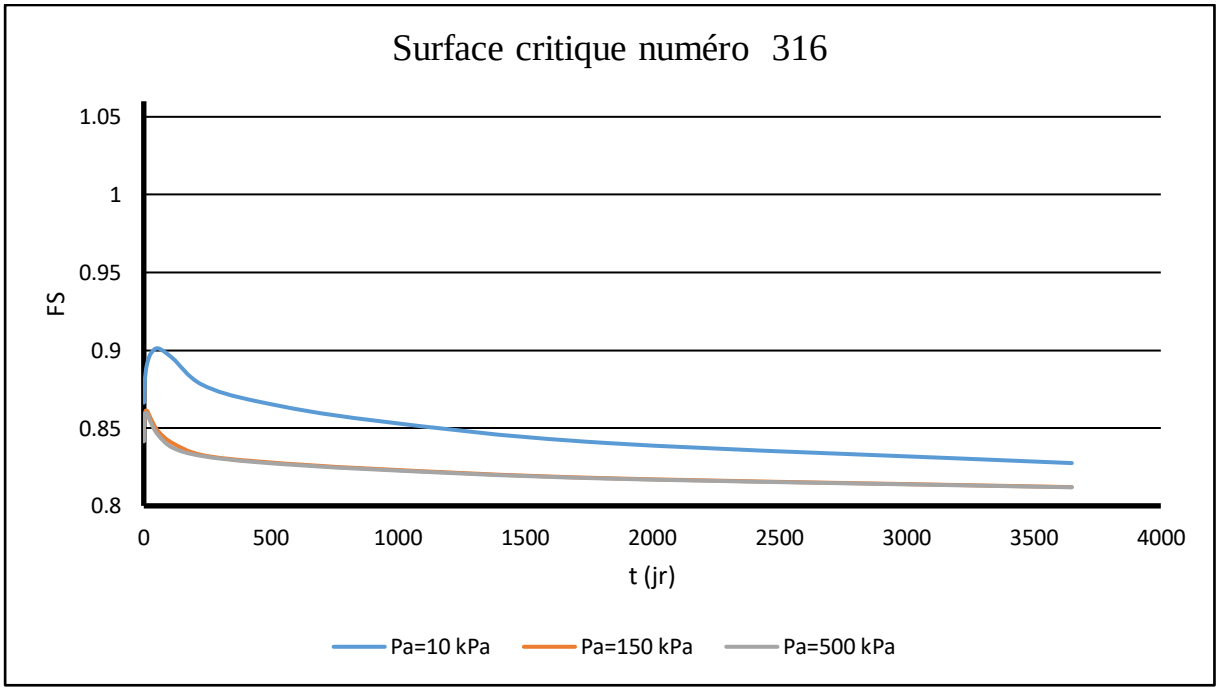


Figure 46. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de ψa.*

5.4.2.3. Fonction de conductivité hydraulique

Dans cette analyse paramétrique, la valeur de la perméabilité a été modifiée. Cette valeur a été augmentée de 10^{-9} m/s à 10^{-8} m/s et ensuite, elle a été diminuée à 10^{-10} m/s.

La figure 47 montre l'évolution en fonction du temps du FS de la surface de rupture critique numéro 316 pour les trois valeurs de la perméabilité. Pour mieux comprendre cette évolution, la figure 42 montre les résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps pour une perméabilité de 10^{-9} m/s (modèle initial) et la figure 48 présente les résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps pour un modèle avec une perméabilité de 10^{-10} m/s (Figure 48(a)) et un autre avec une perméabilité de 10^{-8} m/s (Figure 48(b)). La comparaison des figures 42, 48 (a) et 49 (b) montre que la variation des pressions interstitielles dans le temps est plus remarquable pour une perméabilité de 10^{-8} m/s. Cette dernière a permis d'obtenir des pressions interstitielles plus faibles que celles trouvées avec des modèles avec un k de 10^{-10} m/s et de 10^{-9} m/s. Cela explique l'obtention des coefficients de sécurité plus élevés pour le modèle avec une perméabilité de 10^{-8} m/s (Figure 47). Donc, puisque la perméabilité affecte l'évolution des pressions interstitielle, l'augmentation de la conductivité hydraulique entraine une diminution du temps de dissipation des pressions interstitielles.

Pour une perméabilité de 10^{-10} m/s, le FS varie entre 0.9 et 0.83. Pour une perméabilité de 10^{-9} m/s, le FS varie entre 0.86 et 0.81. Avec une perméabilité de 10^{-8} m/s, un FS qui part d'une valeur de 1.02 et qui descend en bas de 1 au bout de quelques jours jusqu'à se stabiliser est obtenu. La compréhension de l'effet de perméabilité sur les valeurs de FS semble être un peu compliquée. Il faut comprendre davantage le changement de l'écoulement résultant suite au changement de perméabilité de la couche d'argile.

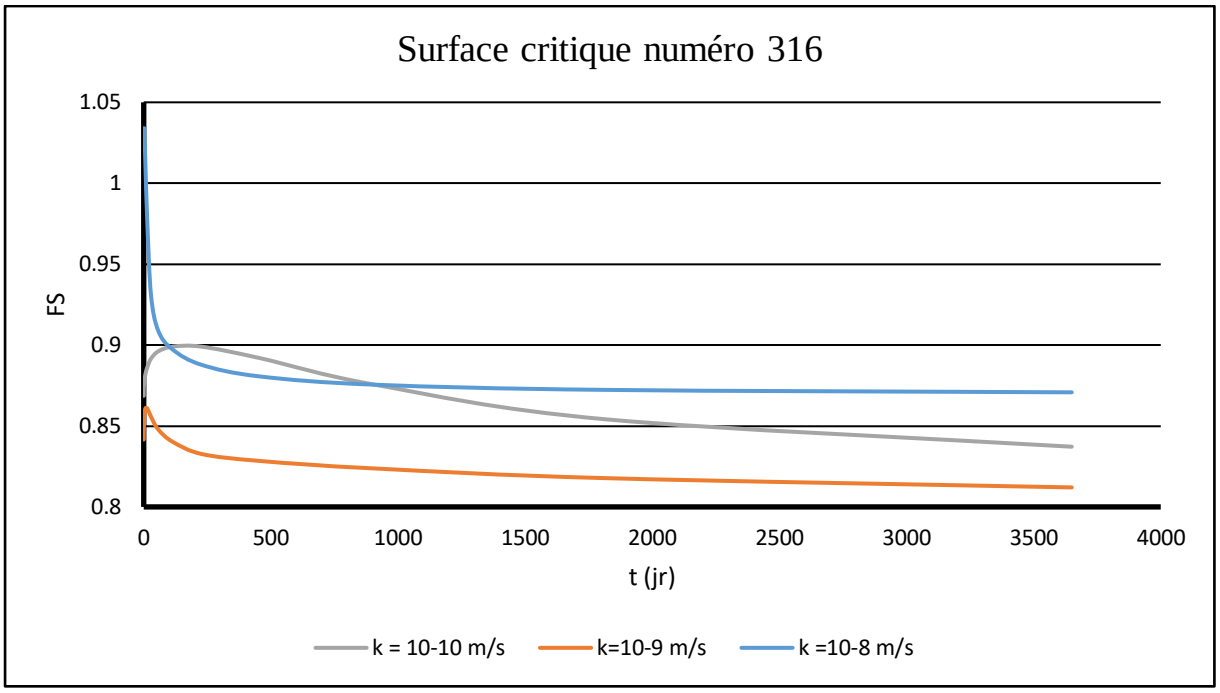
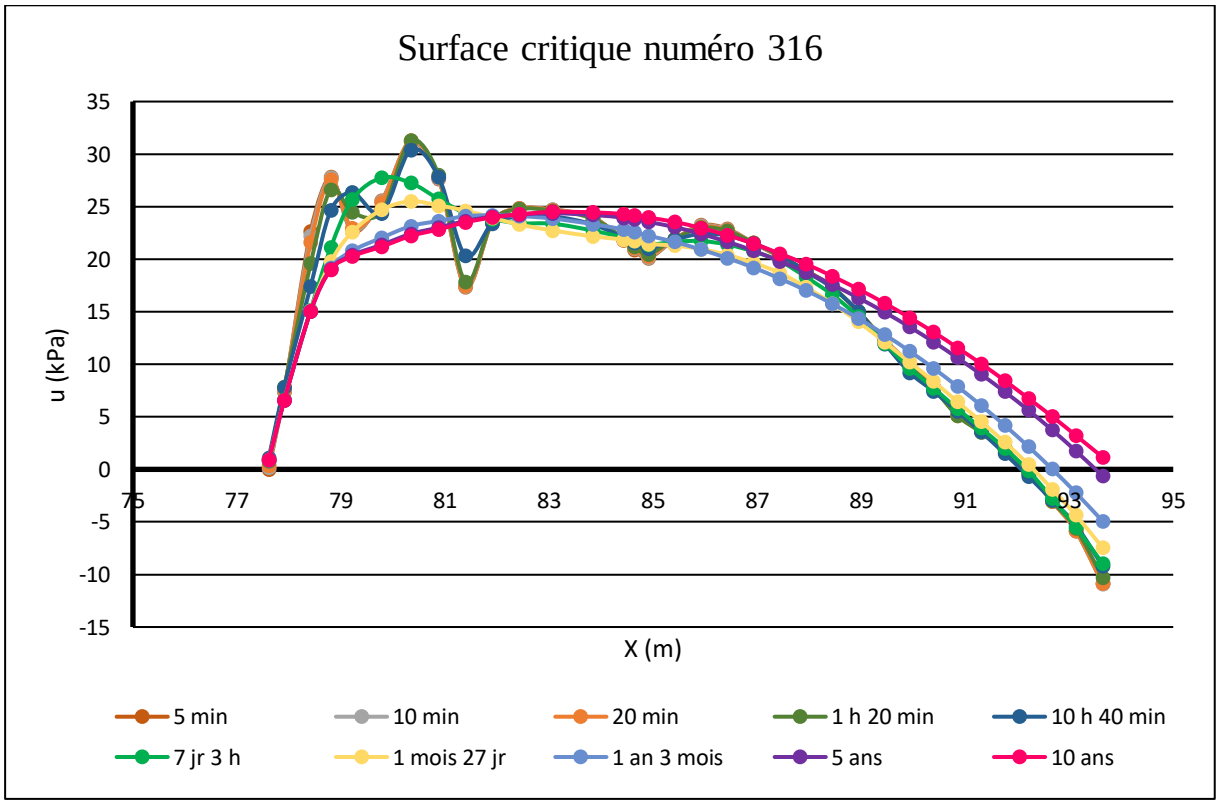
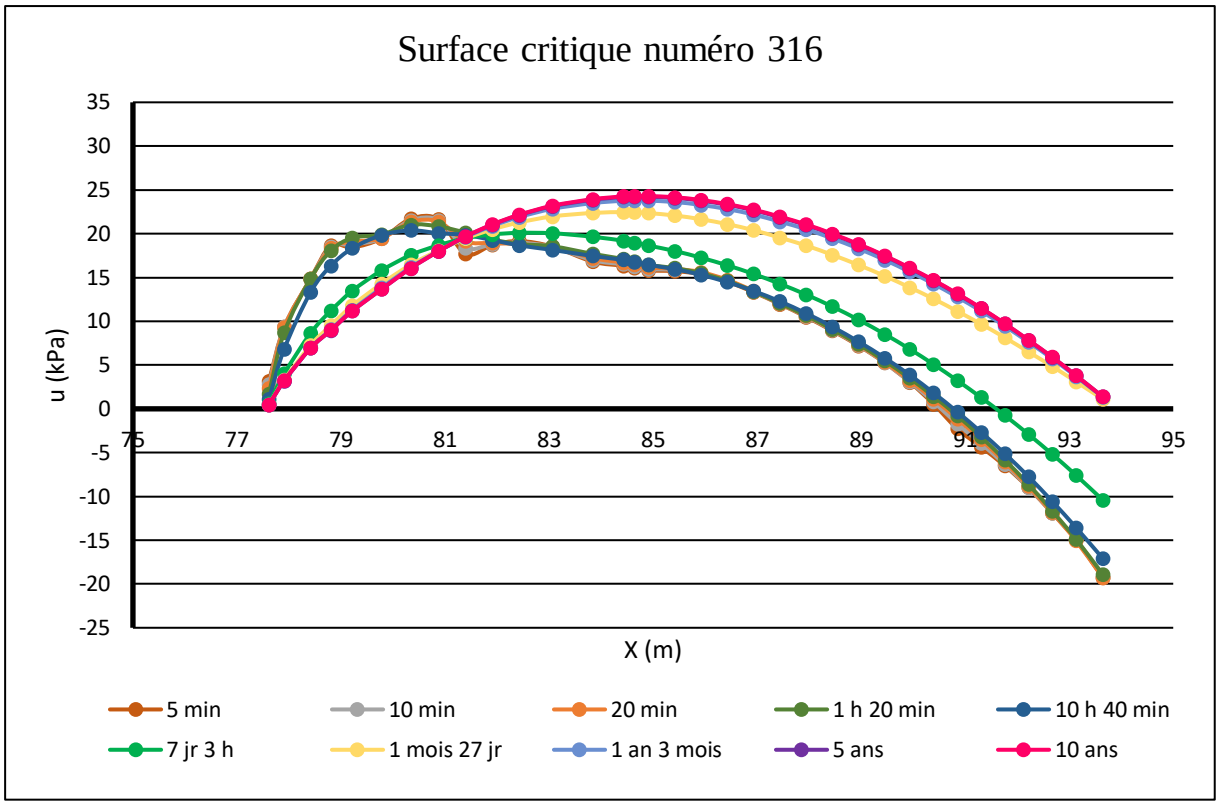


Figure 47. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 à différentes valeurs de k.*



(a)



(b)

Figure 48. *Résultats des pressions interstitielles de la surface 316 à différents pas de temps (a) modèle avec une k de 10^{-10} m/s (b) modèle avec une perméabilité de 10^{-8} m/s.*

Puisque le glissement 3 correspond au premier glissement de la coulée argileuse qui s'est produite quelques jours après le glissement 2, il est nécessaire de se rappeler que le but de cette analyse est de trouver une valeur du coefficient de sécurité supérieure à 1 et qui diminue à une autre valeur en dessous de 1 au bout de quelques jours.

Donc, dans le but de savoir exactement le temps pour lequel le FS a descendu en bas de 1, le profil du FS en fonction du temps de la surface 316 pour un modèle avec ψa = 150 kPa et k = 10^{-8} m/s (Figure 47) a été présenté sur une échelle linéaire (Figure 49). Selon cette figure, au bout de 10 jours, le FS a diminué jusqu'à une valeur inférieure à l'unité.

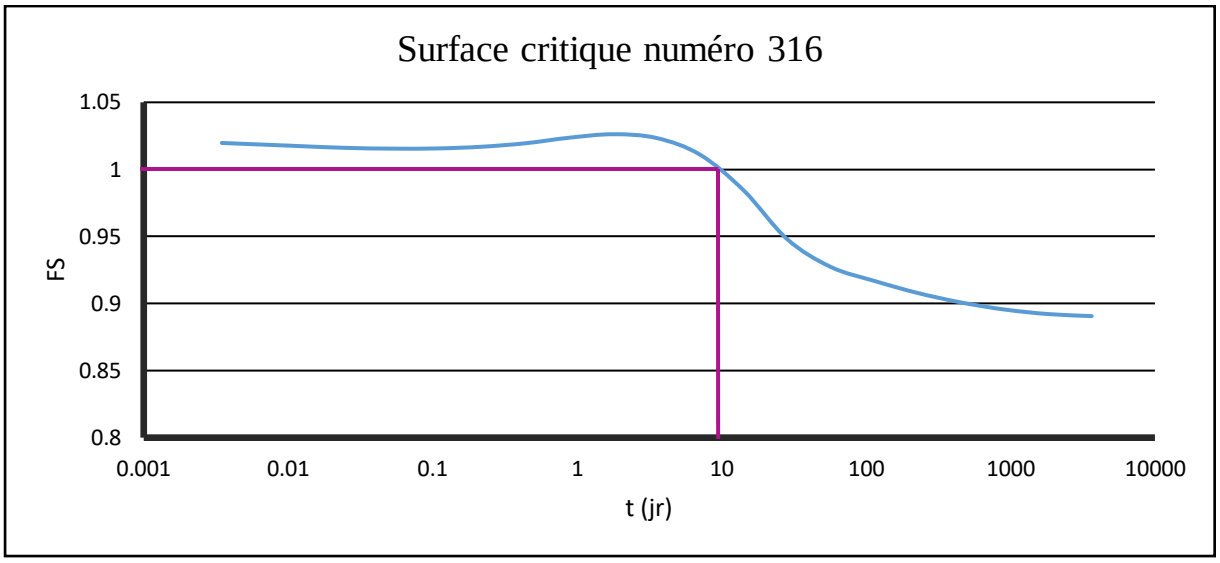


Figure 49. *Évolution du FS en fonction du temps de la surface 316 avec une ψa de 150 kPa et une k de 10^{-8} m/s.*

Chapitre 6. Discussions des résultats

Le glissement de terrain de Saint-Luc-de-Vincennes s'est produit sur plusieurs épisodes entre le 22 octobre et le 9 novembre 2016. Dans cette étude, trois glissements ont été analysés : le glissement du 22 octobre (glissement 1), le glissement qui est survenu quelques jours après le 22 octobre et qui aurait initié la première coulée (glissement 2) et le glissement du 7 novembre qui présente le début de la rétrogression de la première coulée (glissement 3). Le but était de développer une approche pour modéliser, dans le temps, les conditions menant à une coulée argileuse.

Une surface de rupture située dans la moitié inférieure de la pente avec un coefficient de sécurité de 1.02 a été trouvée pour le glissement 1. Cette surface est représentative de l'emplacement du petit glissement rotationnel du 22 octobre 2016 (Tremblay-Auger et al., 2019).

Pour le glissement 2, selon l'analyse morphologique de ce glissement faites par Tremblay-Auger et al., (2019) ainsi que le témoignage du propriétaire du terrain, trois conditions ont été établies, soit qu'il doit : 1) atteindre une élévation minimale de 20.5 m, (2) toucher la crête du talus et (3) avoir un coefficient de sécurité qui est légèrement au-dessus de l'unité à court terme et qui passe sous l'unité à long terme afin d'expliquer le temps entre ce glissement et la rétrogression du 7 novembre 2016. En effet, une surface, appelée dans cette étude surface 48, a été prise pour la suite de modélisation. Comme la géométrique de ce glissement a été bien définie et connue, la surface 48 prise pour la suite de modélisation correspondait aux deux premières conditions. Par contre, le coefficient de sécurité était tout le temps en dessus de 1 ce qui indique la stabilité de cette pente. Certaines incertitudes peuvent être liées à cette modélisation, nommant les conditions climatiques pendant la période du glissement, le manque d'informations sur la géométrie et la forme du talus après le glissement 1 (déplacement des débris, érosion) et l'effet 3D qui, augmenterait le coefficient de sécurité, n'était pas tenu en compte.

Pour le glissement 3, comme il est survenu quelques jours après le glissement 2, une diminution dans la valeur du coefficient de sécurité, d'une valeur supérieure à 1 à une autre valeur en dessous

de 1 au bout de quelques jours, est attendu. Pour faire des analyses paramétriques de module de déformation (E), de la relation succion en fonction de la teneur en eau volumétrique et de la fonction de conductivité hydraulique ont été faites. Ces analyses ont permis de regarder l'effet de ces paramètres sur l'évolution temporelle des pressions interstitielles et du coefficient de sécurité du glissement 3 ainsi que de chercher une surface de rupture représentative de ce glissement.

Selon l'équation de calcul de coefficient de consolidation mentionnée dans la section 3.1.2, le c_v est inversement proportionnel au temps de stabilisation des pressions interstitielles tel que $t = (T \times Hdr^2) / c_v$. En d'autres termes, pour diminuer le temps de dissipation des pressions interstitielles, il faut augmenter le c_v. Il faut se rappeler que dans la modélisation numérique par SIGMA/W, la valeur de c_v n'a pas été entrée directement dans le logiciel. Cette valeur peut être calculée en fonction de la perméabilité et de module de déformation oedométrique en utilisant l'équation, $c_v = k*E/\gamma_w$. Donc, pour faire varier le c_v et voir son influence sur l'évolution du FS dans le temps, il faut plutôt varier le module de déformation et la perméabilité. L'augmentation de c_v est traduite par une augmentation en E et en k. Comme la courbe de rétention d'eau est reliée à la relation conductivité hydraulique en fonction de la succion, la perméabilité a été changé indirectement par la variation de la pression d'entrée d'air dans la fonction de teneur en eau volumétrique ou directement par le changement de la valeur de k entrée dans le modèle.

Ainsi, à partir des analyses faites dans cette étude, l'augmentation de la pression d'entrée d'air permet de conserver la conductivité hydraulique saturée du sol et diminue le temps de dissipation des pressions interstitielles. Cela a été aussi constaté dans l'analyse paramétrique de la fonction de conductivité hydraulique et de l'analyse reposant sur la diminution du module de Young. L'augmentation de la conductivité hydraulique ou du module de Young entraine une diminution du temps de dissipation des pressions interstitielles.

Enfin, un modèle avec, un E de 14760 kPa, une ψa de 150 kPa et une k de 10^{-8} m/s donne un coefficient de sécurité qui partait de 1.02 et descend au-dessous de 1 au bout de 10 jours. Par contre, il faut se rappeler que la perméabilité trouvée au laboratoire (k_{labo}) est égale à 10^{-9} m/s.

Donc, le rapport entre $k_{in\ situ}$ et k_{Labo} est égale à 10. Selon Leroueil, (1987), dans les dépôts homogènes, k_{Labo} doit être représentative de $k_{in\ situ}$ avec un $k_{in\ situ} / k_{Labo} = 1,2$. Dans notre cas, l'argile est considérée homogène et isotrope, ce qui peut ne pas être représentatif du site.De plus, des incertitudes persistes sur les conditions du talus entre le glissement 1 et le glissement 2 en relation avec les conditions météorologiques, l'érosion et la géométrie du talus. Bien que le glissement 2 a été bien défini par l'investigation et a été imposée selon les observations de terrain, les incertitudes des conditions avant ce glissement de même que l'effet 3D peuvent expliquer les variabilités entre le modèle et la réalité et expliquer les difficulté de l'analyse présentée ici.

Toutes les analyses paramétriques faites dans cette modélisation donnent une bonne idée sur la méthodologie qu'il faut adopter afin de faire une modélisation temporelle des coulées argileuses. Ce travail présente une première application à cette problématique et permet d'avoir une bonne base pour pousser les prochains recherches et études.

Conclusion

Le glissement de Saint Luc de Vincennes est survenu sur plusieurs évènements entre le 22 octobre et le 9 novembre 2016. Ce glissement présente la particularité d'avoir débuté par une coulée argileuse et de s'être terminé par un étalement. Cette présente étude concerne la modélisation des trois premiers glissements ; soit le glissement 1 qui est survenu le 22 octobre, le glissement 2 qui est survenu quelques jours après le 22 octobre et le glissement 3 qui est survenu le 7 novembre et qui présente le début de la rétrogression de la première coulée. Elle s'intéresse aux instabilités ayant précédé le premier épisode de coulée. L'objectif est de présenter les bases d'une méthodologie permettant la modélisation temporelle des conditions ayant mené à l'initiation de la première coulée. L'hypothèse de travail proposée est que les paramètres contrôlant la dissipation des pressions interstitielles et l'évolution du coefficient de sécurité suite à une excavation s'appliquent aussi à l'escarpement arrière laissé par un premier glissement lors d'une coulée argileuse.

Dans cette perspective, des essais œdométriques avec calcul du coefficient de consolidation et du coefficient de perméabilité ont été réalisés. En plus une modélisation numérique par le couplage de SLOPE/W et SIGMA/W de la suite GeoStudio a été utilisée pour mener à cet objectif.

Par conséquent, ce couplage de SLOPE/W et SIGMA/W a permis de modéliser le déchargement des débris du glissement du 22 octobre et de simuler la réponse des pressions interstitielles et des contraintes suite au glissement. De plus, l'étude paramétrique a permis d'analyser l'évolution du coefficient de sécurité de l'escarpement arrière en fonction du temps suite au déchargement des débris causés par les deux premiers glissements. Comme le module de Young et la perméabilité sont liés au coefficient de consolidation, leurs augmentations entrainent une diminution du temps de dissipation des pressions interstitielles et par conséquent une augmentation dans les valeurs de coefficients de sécurité.

Les analyses présentées dans cette étude introduisent une méthodologie afin d'analyser la séquence spatio-temporelle d'une coulée argileuse. Ce travail présente une première application à cette problématique et permet de développer une base pour pousser les prochaines recherches sur ce sujet. Cette étude, bien que préliminaire, a permis d'appliquer efficacement une méthode d'excavation permettant de simuler le déchargement des débris d'un glissement de terrain. Elle a permis de reproduire les surfaces de rupture permettant de simuler la morphologie et la stabilité initiales lors du déclenchement de la première coulée. Aussi, elle offre une première simulation réaliste du temps requis pour initier la coulée, i.e. ici environ 10 jours et démontre qu'à des fins de sécurité lors d'un premier glissement en zone de risque de coulée argileuse que des mesures spéciales doivent être prises suivant le premier glissement (ici le glissement 2).

Enfin, cette approche méthodologique devrait être améliorer par une meilleure connaissance du rôle de la conductivité hydraulique sur l'évolution du facteur de sécurité avant le déclenchement de la coulée.

Références

BISHOP, A. W., and BJERRUM, L. (1960). The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. *ASCE Research Conference on Shear Strength Cohesive Soils, Boulder,* 437-501.

Chagnon J.Y. (1968). Les coulées d'argile dans la Province de Québec. *Nat. Can., 95,* 1327 -1343.

Demers, D. (2020). Communication personnelle, Oct.

Demers, D., Robitaille, D., Lavoie, A., Paradis, S., Fortin, A. and Ouellet, D. (2017). The use of Lidar airborne data for retrogressive landslides inventory in sensitive clays, Québec, Canada. *In Landslides in Sensitive Clays, Advances in Natural and Technological Hazards Research, Springer, 46,* 279-295.

Demers, D., Robitaille, D., Locat, P., and Potvin, J. (2014). Inventory of Large Landslide in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis. *In Landslides in Sensitive Clay: From Geosciences to Risk Management,Springer,* 77-89.

Dourlet, S. (2020). Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville. Université Laval, p. 260.

Duhaime, F. (2012). Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain de Lachenaie, Québec : théorie et applications. *Ph.D., École Polytechnique de Montréal, consulté le 2019,* p. 527

GEO-SLOPE International. (2012). Manuel SLOPE/W, version 8. GEO-SLOPE International, Calgary.

GEO-SLOPE International. (2012). Manuel SIGMA/W, version 8. GEO-SLOPE International, Calgary.

Gouvernement de Québec. (2019). « Glissement de terrain ». https://www.quebec.ca/securite-situations-urgence/urgences-sinistres-risques-naturels/glissement-terrain [consulté le 15 juin 2020].

Karrow, P.F. (1972). Earthflows in the Grondines and the Trois-Rivières Areas, Québec. *Can. Journ. Of Earth Sciences, 9,* 561-573.

Kévin, H. (2017). Essai œdométrique et essai de perméabilité sur des sols cohérents, Rapport de laboratoire, p.17.

Lafleur, J., Silvestri, V., Asselin, R., Soulié, M., (1988). Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay 25, 11.

Lefebvre, G. (1996). Soft sensitive clays. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides: investigation and mitigation, Special report 247, Transportation Research Board. *National Academy Press, Washington, DC,* 607–619.

Lefebvre, G. (1981). Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. *Canadian Geotechnical Journal, 18,* 420–442.doi:10.1139/t81-047.

Leroueil S. (1987). Tenth Canadian Geotechnical Colloquium:' Recent developments in consolidation of natural clays. *Canadian Geotechnical Journal, 25,* 85-107.

Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J.P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Revue Canadienne de Géotechnique, 20,* 681-705.

L'Heureux, J.S., Leroueil, S., Laflamme, J.F., (2009). Evolution of the factor of safety following excavation in clay. Can. Geotech. J. 46, 487–493. https://doi.org/10.1139/T08-135.

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, J., Perret, D., Turmel, D., Demers, D. et Leroueil, S. (2008). Comptes rendus de la 4e Conférence canadienne sur les géorisques: des causes à la gestion. *Proceedings of the fourth Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management. Presse de l'Université Laval, Québec,* p. 594.

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 10.

Magnan, J.P., Mieussens, C., Soyez, B. et Vautrain, J. (1985). Essais œdométriques. Laboratoire central des Ponts et Chaussées. *Paris. Méthode d'essai LCPC, 13,* p. 83.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, 2018. LABORATOIRE DES CHAUSSÉES LC 22–301 « Essai de consolidation à l'œdomètre »

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, 2019. LABORATOIRE DES CHAUSSÉES LC 22–320 « Détermination du coefficient de perméabilité des sols à l'œdomètre ».

Perret, D., Mompin, R., Bossé, F. et Demers, D. (2011). Stop 2-5 B: the Binette road earth flow induced by the June 23rd, 2010 Val-des-Bois earthquake. In: Russell HAJ, Brooks GR, Cummins DI (eds) Deglacial history of the Champlain Sea basin and implications for urbanization. Joint annual meeting GAC-MAC-SEG-SGA, Ottawa, Ontario, May 25–27, 2011, Field Guide Book, 72–74. Geological Survey of Canada, Open File 6947.

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 Saint-Jean-Vianney. *Comptes-rendus de la 54e conférence canadienne de géotechnique, an earth odyssey (Calgary, 2001),* 792-800.

Tavenas, F., Chagnon, J.Y. et La Rochelle, P., (1971). The Saint-JeanVianney landslide: observations and eyewitnesses accounts. *Revue canadienne de géotechnique,* 8, 463-478.

Tavenas, F., Flon, P., Leroueil, S. et Lebuis, J. (1983). Remolding energy and risk of retrogression in sensitive clays. *Proceedings of the symposium on slopes on soft clays, Linköping, Sweden,. SGI report no 17*,423-454.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., et Leroueil, S. (1983a). The permeability of natural clays. Part 11: permeability characteristics. Canadian Geotechnical Journal, ce numCro.

Tavenas, F., et Leroueil, S. (1981). Creep and failure of slopes in clays. Canadian Geotechnical Journal, 18: 106- 120.

Tavenas, F. (1984). Landslides in Canadian sensitive clays – a state-of-the-art. *In: Proceedings of the fourth international symposium on landslides, Toronto, 1,* 141–153.

Thakur, V et Degago S. A. (2014). Quickness test approach for assessment of flow slide potentials. *International Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA,* 45(1), 85-94.

Tremblay-Auger, F., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P., Therrien, J., Demers, D. et Mompin, R. (2019). The 2016 landslide at Saint-Luc de Vincennes: geotechnical and morphological analysis of a combined flowslide and spread. *Proceedings of the 71st Canadian Geotechnical Conference and the 13th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Edmonton, Canada,* p. 8.

Varnes, D.J. (1978). Slope movement types and processes. In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) Landslides: analysis and control, special report 176, TRB. *National Research Council,Washington, DC,* 11–33.