

## **Classification des sols et sélection des systèmes d'étançonnement pour l'excavation des tranchées**

Bertrand Galy  
Denis LeBœuf  
Omar Chaallal  
André Lan

RAPPORTS  
SCIENTIFIQUES

R-1144-fr



## NOS RECHERCHES travaillent pour vous !

**Solidement implanté au Québec depuis 1980, l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) est un organisme de recherche scientifique reconnu internationalement pour la qualité de ses travaux.**

### **Mission**

Contribuer, par la recherche, à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles ainsi qu'à la réadaptation des travailleurs qui en sont victimes;

Assurer la diffusion des connaissances et jouer un rôle de référence scientifique et d'expertise;

Offrir les services de laboratoires et l'expertise nécessaires à l'action du réseau public de prévention en santé et en sécurité du travail.

Doté d'un conseil d'administration paritaire où siègent en nombre égal des représentants des employeurs et des travailleurs, l'IRSST est financé par la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail.

### **Pour en savoir plus**

Visitez notre site Web ! Vous y trouverez une information complète et à jour. De plus, toutes les publications éditées par l'IRSST peuvent être téléchargées gratuitement. [www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)

Pour connaître l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement :

- au magazine *Prévention au travail*, publié conjointement par l'Institut et la CNESST ([preventionautravail.com](http://preventionautravail.com))
- au bulletin électronique [InfoIRSST](#)

### **Dépôt légal**

Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2021  
ISBN 978-2-89797-186-1 (PDF)

© Institut de recherche Robert-Sauvé  
en santé et en sécurité du travail, 2021

IRSST - Direction des communications, de la veille  
et de la mobilisation des connaissances  
505, boul. De Maisonneuve Ouest  
Montréal (Québec)  
H3A 3C2  
Téléphone : 514 288-1551  
[publications@irsst.qc.ca](mailto:publications@irsst.qc.ca)  
[www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)

# Classification des sols et sélection des systèmes d'étalement pour l'excavation des tranchées

Bertrand Galy<sup>1</sup>, Denis LeBœuf<sup>2</sup>,  
Omar Chaallal<sup>3</sup>, André Lan<sup>1</sup>

<sup>1</sup> IRSST

<sup>2</sup> Université Laval

<sup>3</sup> École de technologie supérieure (ÉTS)

RAPPORTS  
SCIENTIFIQUES

R-1144-fr



## Avis de non-responsabilité

L'IRSST ne donne aucune garantie relative à l'exactitude, la fiabilité ou le caractère exhaustif de l'information contenue dans ce document. En aucun cas l'IRSST ne saurait être tenu responsable pour tout dommage corporel, moral ou matériel résultant de l'utilisation de cette information.

Notez que les contenus des documents sont protégés par les législations canadiennes applicables en matière de propriété intellectuelle.

Cette publication est disponible en version PDF sur le site Web de l'IRSST.



#### ÉVALUATION PAR DES PAIRS

Conformément aux politiques de l'IRSST, les résultats des travaux de recherche publiés dans ce document ont fait l'objet d'une évaluation par des pairs.

## REMERCIEMENTS

La réalisation de cette étude a été rendue possible grâce à la collaboration et à l'appui de plusieurs organismes, collaborateurs, et spécialistes œuvrant dans le domaine de la construction et de la santé et la sécurité du travail. Nous tenons particulièrement à remercier les organisations et les personnes suivantes :

- Sébastien Dourlet, Miah Alam et José Fidélis Zanavelo, étudiants à la maîtrise et au doctorat qui ont contribué à la réalisation de ce projet de recherche;
- Christian Juneau et Denis Jobin, techniciens à l'Université Laval qui nous ont aidés pour les essais de terrain;
- Richard Prowt, John Lescelleur et Jonathan Auger, ingénieur de recherche et techniciens à l'École de technologie supérieure (ÉTS), qui nous ont assistés pour l'instrumentation des boîtes de tranchée;
- Marc Spino et les équipes de NCN Équipements pour l'appui offert lors de l'installation des boîtes de tranchée et des étais hydrauliques;
- Maxime Bolduc, Anthony Gagné, Olivier Hamelin et Sophie Rainville du ministère des Transports du Québec;
- Louis Genest, Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST);
- Bertrand Gauthier, Confédération des syndicats nationaux (CSN-Construction);
- Martin Lemieux, Syndicat québécois de la construction (SQC);
- Sylvie L'Heureux, Association paritaire pour la santé et la sécurité du travail du secteur de la construction (ASP Construction);
- Denis Archambault, Fédération des travailleurs et des travailleuses du Québec, secteur de la construction (FTQ-Construction);
- François Doran-Plante, Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec (ACRGTQ);
- Éric Nantel, Conseil provincial du Québec des métiers de la construction (CPQMC).



## SOMMAIRE

Les travaux de fouilles en tranchée exposent les travailleurs à de nombreux risques. L'éboulement est le risque le plus grave et le plus fréquent présent pendant ces travaux, mais hélas, il est très souvent sous-estimé, alors qu'un éboulement mineur de moins d'un mètre cube de terre peut blesser mortellement un travailleur. Une analyse de 50 rapports d'accidents graves et mortels de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST), survenus entre mai 1974 et juin 2017 lors de travaux d'excavation et de fouilles en tranchées, montre qu'il y a eu 48 décès et 14 accidents graves, soit 1 à 2 décès par an, représentant environ 1 % des décès au travail au Québec. Les principales causes d'accident sont l'absence d'étaçonnement et de méthodes sécuritaires de travail reliées aux excavations. Au Québec, le travail en tranchée est réglementé principalement par l'article 3.15.3 du *Code de sécurité pour les travaux de construction* (CSTC).

D'autres règlements nationaux, provinciaux (Ontario, Alberta, Colombie-Britannique) et internationaux (États-Unis, Royaume-Uni) font intervenir une classification des sols en fonction de laquelle une stratégie de prévention des risques peut être mise en place dans le but d'éliminer les risques d'éboulement à la source. Or, au Québec, cette classification des sols n'existe pas dans le CSTC. Dès lors, il apparaît donc opportun d'envisager pour le CSTC une démarche similaire à celle mise en place dans les autres provinces.

Les dépôts marins et glaciolacustres présents au Québec sont compressibles et très sensibles, et n'ont pas d'équivalent aux États-Unis. Dès lors, puisque ces géomatériaux sont significativement différents de ceux décrits dans les documents internationaux, les classifications de sols proposés dans ces documents ne peuvent pas être appliquées directement et sans discernement au Québec.

Le but de ce projet de recherche est de revoir et de mettre à jour les méthodes de calcul des fouilles en tranchée, afin de tenir compte de la nature géotechnique des sols du Québec, notamment de la présence des sols à grains fins d'origine marine ou glaciolacustre qui recouvrent une bonne proportion des zones habitées du Québec. Ce projet poursuit trois objectifs spécifiques :

1. En s'inspirant de la classification des sols de Cal/OSHA (*Department of Industrial Relations*, 2015), classer les sols des zones urbaines du Québec en fonction de leurs caractéristiques géotechniques selon le roc et trois types de sols en ordre décroissant de stabilité, et élaborer une méthode simple pour déterminer *in situ* le type de sol d'un site de travail en vue de réaliser des travaux d'excavation et d'étaçonnement.
2. Évaluer et valider la résistance et le comportement des systèmes d'étaçonnement pour les travaux en tranchée pour différentes classes de sols et différentes conditions de chargement.
3. Proposer des enveloppes de poussée des terres qui aident pour le choix d'un système d'étaçonnement et qui tiennent compte des caractéristiques des sols, des conditions géologiques et géotechniques, ainsi que des paramètres structuraux du système d'étaçonnement.

L'étude se limite aux tranchées et aux excavations d'une profondeur maximale de 6 m, ainsi qu'aux systèmes de soutènement de type « boîte de tranchée » (système dit passif) et de type « étayage » (système dit actif).

La méthodologie de recherche inclut :

- Une revue de la littérature faisant un bilan des réglementations en vigueur dans différentes juridictions concernant les tranchées et excavations, ainsi que les pressions de terre apparentes sur les soutènements;
- Des essais de terrain instrumentés (par piézométrie et inclinométrie) sur des tranchées et excavations de pleine grandeur, dans une argile sensible typique du Québec :
  - Une excavation non soutenue de 5 m de profondeur à paroi verticale,
  - Une excavation non soutenue de 4,2 m de profondeur, à paroi talutée (pente de 1,6:1),
  - Une tranchée de 6 m de profondeur soutenue avec une boîte de tranchée en métal instrumentée (cellules de pression et jauges de déformation),
  - Une tranchée de 2,4 m de profondeur soutenue avec des étais hydrauliques et des feuilles de contreplaqué instrumentés (cellules de pression et jauges de déformation);
- Des essais de caractérisation géotechnique réalisés en partie sur le terrain et en partie en laboratoire pour l'argile du terrain d'essai. Les prélèvements d'argile ont été effectués à l'aide d'échantillonneurs de grand diamètre pour éviter de remanier l'argile;
- Des simulations numériques réalisées avec des méthodes par éléments finis et par différences finies pour reproduire les résultats obtenus lors des essais de terrain (rétrocalcul) et pour réaliser une étude paramétrique pour les boîtes de tranchée.

Les résultats des simulations numériques pour les excavations non soutenues montrent que les hypothèses de départ (valeurs choisies pour les paramètres géotechniques, méthode de calcul considérée, niveau piézométrique) influencent grandement la valeur du coefficient de sécurité (ou *Factor of Safety*, FS) calculée. Pour le cas de l'excavation à paroi verticale, le FS est presque toujours inférieur à 1, ce qui correspond à l'effondrement de la paroi verticale observé lors des essais de terrain. Dans le cas de l'excavation non soutenue à paroi talutée, le FS varie de 2,3 à 0,98 suivant les hypothèses de départ. Lors des essais de terrain, la tranchée talutée ne s'est pas effondrée et donc le FS était supérieur à 1, mais sa valeur précise reste inconnue. Les variations observées suivant les hypothèses de départ incitent à la prudence lorsque l'on fait le calcul du FS.

Les essais de terrain pour la tranchée soutenue avec une boîte de tranchée montrent que les valeurs de pression de terre mesurées sur les parois de la boîte sont très supérieures aux courbes de pression classiques qui sont notamment suggérées dans le *Code national du bâtiment du Canada* ou dans le Manuel canadien d'ingénierie des fondations. Les simulations numériques vont également dans ce sens.

Sur la base des résultats obtenus lors de cette étude, et des informations recueillies dans la revue de la littérature, une classification des sols adaptée aux conditions géotechniques du Québec est proposée (roc et trois classes de sols : A, B et C). Une méthode de reconnaissance rapide des sols est proposée, permettant de classer un site dans la classification proposée. Finalement, des pentes sécuritaires pour les excavations non soutenues et des enveloppes de poussée des terres pour les excavations soutenues sont proposées, en lien avec la classification des sols suggérée.



## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>i</b>
<b>SOMMAIRE</b> .....	<b>iii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>ix</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>xi</b>
<b>LISTE DES ACRONYMES, SIGLES ET ABRÉVIATIONS</b> .....	<b>xv</b>
<b>1. INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>2. ÉTAT DES CONNAISSANCES</b> .....	<b>3</b>
2.1 Problématique de santé et sécurité du travail .....	3
2.1.1 Accidents mortels dans les tranchées .....	3
2.1.2 Réglementation en vigueur .....	3
2.2 Dépôts meubles au Québec.....	5
2.3 Classifications des sols existantes .....	8
2.3.1 Classification de Yokel, Tucker et Reese (1980).....	8
2.3.2 Cal/OSHA .....	9
2.3.3 <i>Code national du bâtiment du Canada</i> .....	13
2.3.4 Ontario .....	13
2.3.5 Alberta .....	14
2.3.6 Colombie-Britannique .....	15
2.3.7 Angle de repos recommandé au Québec .....	17
2.3.8 Comparaison des classifications disponibles dans les réglementations en Amérique du Nord.....	17
2.4 Stabilité des parois d'excavation sans soutènement.....	19
2.4.1 Fouilles sans soutènement .....	19
2.4.2 Facteurs affectant la stabilité des fouilles sans soutènement.....	20
2.4.3 Conclusion .....	23
2.5 Poussée des terres sur les ouvrages de soutènement .....	23
2.5.1 Poussée des terres sur les parois rigides : méthodes classiques .....	24
2.5.2 Poussée des terres sur les parois flexibles : méthodes classiques .....	24
2.5.3 Travaux de recherche récents sur les fouilles avec soutènement .....	25
2.5.4 Conclusion .....	26
<b>3. OBJECTIFS DE RECHERCHE</b> .....	<b>29</b>
3.1 Objectifs .....	29

<b>4.</b>	<b>MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET DE SIMULATION.....</b>	<b>31</b>
4.1	Introduction.....	31
4.2	Reconnaissance géotechnique du site d'essais de Louiseville .....	31
4.2.1	Puits d'exploration .....	32
4.2.2	Prélèvement d'échantillons .....	33
4.2.3	Programme d'essais in situ.....	34
4.2.4	Programme d'essais de laboratoire .....	35
4.3	Essais de terrain.....	37
4.3.1	Plan d'expérience .....	37
4.3.2	Instrumentation .....	37
4.3.3	Excavation et chargement des tranchées.....	41
4.4	Programme de modélisation et de simulation numérique .....	50
4.4.1	Rétrocalcul de la tranchée A-1 (S1) et de l'excavation A-2 (S2).....	53
4.4.2	Rétrocalcul de la tranchée B (S3).....	57
4.4.3	Étude paramétrique avec le modèle Plaxis (S4).....	60
<b>5.</b>	<b>RÉSULTATS .....</b>	<b>63</b>
5.1	Caractéristiques géotechniques du site d'essais.....	63
5.1.1	Introduction .....	63
5.1.2	Essais de terrain .....	63
5.1.3	Essais de laboratoire .....	66
5.2	Paramètres géotechniques .....	76
5.3	Résultats des essais de terrain .....	77
5.3.1	Niveau de la nappe phréatique et conditions météorologiques .....	77
5.3.2	Tranchée A-1 .....	78
5.3.3	Tranchée A-2 .....	84
5.3.4	Tranchée B .....	90
5.3.5	Tranchée C .....	94
5.4	Résultats des simulations numériques .....	96
5.4.1	Rétrocalcul de la tranchée A-1 : comparaison des résultats expérimentaux et numériques (S1).....	96
5.4.2	Rétrocalcul de la tranchée A-2 : comparaison des résultats expérimentaux et numériques (S2).....	101
5.4.3	Rétrocalcul de la tranchée B (S3).....	104
5.4.4	Analyses paramétriques pour les tranchées soutenues (S4) .....	108
5.5	Synthèse, limites des résultats et perspectives de recherche.....	111
5.5.1	Synthèse des résultats.....	111
5.5.2	Limites des essais de terrain et perspectives .....	114
5.5.3	Limites des simulations numériques et perspectives.....	115

<b>6.</b>	<b>CLASSIFICATION ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>117</b>
6.1	Considérations générales.....	117
6.2	Système de classification des sols adapté aux conditions géotechniques québécoises .....	117
6.2.1	Domaine d'application .....	118
6.2.2	Bases de la classification.....	118
6.2.3	Classification des sols proposée pour le Québec.....	118
6.3	Méthode rapide de reconnaissance géotechnique des sols.....	120
6.3.1	Cadre des recommandations.....	121
6.3.2	Reconnaissance géotechnique pour les travaux de creusement et d'excavation de faible profondeur (< 6 m).....	121
6.3.3	Tests visuels et manuels acceptables .....	123
6.4	Choix de pentes ou de soutènement pour une fouille .....	127
6.5	Pentes sécuritaires pour les fouilles sans soutènement.....	128
6.5.1	Terminologie .....	128
6.5.2	Cadre des recommandations.....	129
6.6	Diagramme de pression apparente des terres pour les fouilles avec soutènement.....	131
	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>133</b>



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.	Type de dépôts meubles retrouvés au Québec.....	7
Tableau 2.	Classification A, B, C .....	8
Tableau 3.	Classification 1, 2, 3, 4 .....	8
Tableau 4.	Poids et pentes pour les sols de type 1, 2, 3, 4.....	8
Tableau 5.	Conditions de site qui affectent la stabilité du sol ou du roc.....	9
Tableau 6.	Classification des sols et pentes recommandées par le CNBC 2015 .....	13
Tableau 7.	Classification des sols et pentes recommandées en Ontario.....	14
Tableau 8.	Classification des sols et pentes recommandées en Alberta .....	15
Tableau 9.	Classification des sols et pentes recommandées en Colombie-Britannique .....	15
Tableau 10.	Comparaison du niveau de détails donnés dans les différentes réglementations nord-américaines .....	18
Tableau 11.	Valeurs typiques de paramètres de résistance au cisaillement.....	21
Tableau 12	Essais et investigations de terrain réalisés sur le site expérimental de Louiseville.....	32
Tableau 13	Programme d'essais mécaniques (triaxiaux et en cisaillement simple) .....	36
Tableau 14.	Plan d'expérience pour les essais de terrain.....	37
Tableau 15.	Plan d'expérience – Simulations numériques.....	52
Tableau 16.	Logiciels utilisés pour les simulations numériques .....	53
Tableau 17.	Excavations A-1 et A-2 : Programme d'analyse de stabilité.....	56
Tableau 18.	Lois de comportement et modules d'élasticité utilisés pour le sol .....	58
Tableau 19.	Critères de rupture en contraintes effectives et en contraintes totales.....	59
Tableau 20.	Matrice des simulations pour l'étude paramétrique de la boîte de tranchée .....	60
Tableau 21.	Propriétés géotechniques des sols considérés pour l'étude paramétrique .....	60
Tableau 22.	Résultats des essais triaxiaux non drainés en compression consolidés isotropiquement (CIUC).....	70
Tableau 23.	Résultats des essais triaxiaux non drainés en compression consolidés anisotropiquement (CAUC, $K_0 = 0,55$ ).....	70
Tableau 24.	Essais triaxiaux non drainés en extension consolidés anisotropiquement (CAUC, $K_0 = 0,55$ ) .....	71
Tableau 25.	Essais triaxiaux non drainés en déchargement latéral consolidés anisotropiquement (CAUDL) .....	71
Tableau 26.	Paramètres effectifs de Mohr-Coulomb pour l'argile de Louiseville .....	73
Tableau 27.	Essais DSS statiques – à volume constant (appareil Géonor).....	75

---

Tableau 28.	Programme d'essais œdométriques réalisés sur les échantillons d'argile de Louiseville.....	75
Tableau 29.	Tranchée A-1 : Mouvements de sol observés lors de l'excavation, réalisée le 8 mai 2018.....	78
Tableau 30.	Tranchée A-1 : Calcul de la hauteur critique ( $H_c$ ) par les méthodes analytiques simples .....	97
Tableau 31.	Tranchée A-1 : Résultats des analyses de stabilité par les méthodes par équilibre limite et par différences finies .....	99
Tableau 32.	Excavation A-2 : Résultats des analyses de stabilité par les méthodes par équilibre limite et par différences finies .....	103
Tableau 33.	Pressions calculées à la hauteur des cellules de pression en fonction du $K_0$ , calcul en contraintes totales (non drainé).....	104
Tableau 34.	Classification des sols pour le contexte québécois .....	119
Tableau 35.	Classification granulométrique des sols .....	123
Tableau 36.	Classification granulométrique des sols – Terminologie descriptive .....	123
Tableau 37.	Critères pour décrire la plasticité des sols à grains fins .....	124
Tableau 38.	Critères pour décrire la résistance à sec des sols à grains fins .....	125
Tableau 39.	Consistance approximative des sols à grains fins.....	125
Tableau 40.	Consistance des sols à grains fins et résistance au cisaillement non drainé ....	126
Tableau 41.	Compacité des sols granulaires .....	126
Tableau 42.	Sensibilité ( $S_t$ ) des sols cohérents.....	127
Tableau 43.	Pentes maximales admissibles <sup>(1)</sup> .....	129
Tableau 44.	Configurations géométriques des pentes ( <i>hauteur maximale = 6 m</i> ).....	130
Tableau 45.	Pression apparente par type de sol <sup>(1)</sup> .....	131

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.	Limites de l'invasion marine postglaciaire : a) mers de Champlain et de Laflamme et b) mer de Goldthwait. ....	6
Figure 2.	Logigramme pour identifier un sol selon la classification Cal/OSHA. ....	10
Figure 3.	Pentes maximales pour les sols de Type A selon Cal/OSHA. ....	11
Figure 4.	Pentes maximales pour les sols de Type B selon Cal/OSHA. ....	11
Figure 5.	Pentes maximales pour les sols de Type C selon Cal/OSHA. ....	11
Figure 6.	Décisions préliminaires et stratégie de protection. ....	12
Figure 7.	Pentes recommandées pour la Colombie-Britannique, excavations sans soutènement. ....	16
Figure 8.	Pentes recommandées pour la Colombie-Britannique, excavations en gradins et utilisation d'un système d'étaionnement. ....	16
Figure 9.	Pentes recommandées pour le Québec, pour une excavation sans soutènement. ....	17
Figure 10.	Modes de rupture géotechnique dans les tranchées sans soutènement. ....	20
Figure 11.	Diagrammes de pressions apparentes sur les écrans proposés pour différents sols. ....	25
Figure 12.	Systèmes de soutènement étudiés : (a) boîte de tranchée, (b) étais hydrauliques. ....	29
Figure 13.	Schématisation des principales étapes de la méthodologie. ....	31
Figure 14.	Puits d'exploration et stratigraphie observée. ....	33
Figure 15.	Prélèvement d'échantillons : position des échantillons dans la stratigraphie du site de Louiseville et photos de l'échantillonneur Laval. ....	34
Figure 16.	Scissomètre M-1000 Roctest. ....	34
Figure 17.	Installation des piézomètres et des inclinomètres dans le sol. ....	38
Figure 18.	Implantation d'un inclinomètre horizontal. ....	38
Figure 19.	Cellules de pression préparées au laboratoire (gauche) et installées sur la boîte de tranchée (droite). ....	39
Figure 20.	Jauges de déformation installées sur les membrures des boîtes de tranchée. ....	39
Figure 21.	Emplacement des cellules de charge et des jauges de déformation sur les boîtes de tranchée (Tranchée B). ....	40
Figure 22.	Emplacement des cellules de charge et des jauges de déformation sur les étais hydrauliques et feuilles de contreplaqué (Tranchée C). ....	41
Figure 23.	Vues en plan et en coupe de la tranchée A-1 avec la répartition de l'instrumentation. ....	42

Figure 24.	Vue de face de la tranchée A-1 et de la disposition des instruments.....	42
Figure 25.	Étapes chronologiques de l'excavation de la tranchée A-1 : vue en coupe. ....	43
Figure 26.	Vues en plan et en coupe de la tranchée A-2 avec la répartition de l'instrumentation. ....	44
Figure 27.	Vue de face de la tranchée A-2 et de la disposition des instruments.....	44
Figure 28.	Étapes chronologiques de l'excavation de la tranchée A-2 : vues en coupe. ....	45
Figure 29.	Disposition des blocs de béton lors du premier chargement de la tranchée A-2. ....	46
Figure 30.	Disposition des blocs de béton et du sable lors du deuxième chargement.....	47
Figure 31.	Arrangement du sable et des blocs de béton sur le bord de la tranchée A-2.....	47
Figure 32.	Pression exercée sur le sommet de l'excavation par la surcharge. ....	48
Figure 33.	Mise en place des boîtes de tranchée dans la tranchée B.....	48
Figure 34.	Boîtes de tranchée installées et ajout de sable pour assurer un contact entre les parois de l'excavation et la boîte. ....	49
Figure 35.	Installation des feuilles de contreplaqué et des étais hydrauliques dans la tranchée C.....	49
Figure 36.	Emplacement des feuilles de contreplaqué dans la tranchée C.....	50
Figure 37.	Pression exercée sur le sommet de l'excavation par la surcharge, tranchée B (gauche) et tranchée C (droite). ....	50
Figure 38.	Tranchée verticale A-1 : Conditions de pressions interstitielles à la suite de l'excavation.....	56
Figure 39.	Modèle d'éléments finis tridimensionnel : éléments « plaque » et « poutre » (haut) et stratigraphie de sol (bas).....	57
Figure 40.	Profil géotechnique de synthèse réalisé à partir des essais de terrain et de laboratoire menés en 2017-2018 à l'Université Laval. ....	64
Figure 41.	Comparaison du profil géotechnique avec les profils réalisés par les études antérieures (en rouge : Leroueil <i>et al.</i> , 2003, et en bleu : MTQ).....	65
Figure 42.	Profil scissométrique du site - Essais de l'Université Laval.....	66
Figure 43.	Résultat de l'essai triaxial CIUC-01 avec consolidation isotrope et compression triaxiale non drainée.....	68
Figure 44.	Argile de Louiseville : Résultats des essais triaxiaux - cheminement de contraintes et enveloppes de rupture. ....	69
Figure 45.	Argile de Louiseville : Résultats des essais DSS en cisaillement simple à volume constant. ....	72
Figure 46.	Cheminement de contrainte des essais triaxiaux dans le repère de Lambe. ....	74
Figure 47.	Profil de résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ ) utilisé dans les analyses de stabilité de la tranchée A-1 à Louiseville. ....	76



Figure 48.	Conditions météorologiques au site de Louiseville.....	77
Figure 49.	Rupture par écaillage R9 de la tranchée A-1. ....	79
Figure 50.	Évolution des pressions interstitielles au cours de l'excavation de la tranchée A-1.....	80
Figure 51.	Différence de pressions interstitielles enregistrée au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale avant excavation pour la tranchée A-1.....	81
Figure 52.	Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA101 : a) en fonction de la profondeur (haut), b) en fonction du temps (bas). ....	82
Figure 53.	Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA102 : a) en fonction de la profondeur (haut), b) en fonction du temps (bas). ....	83
Figure 54.	Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA103 en fonction du temps. ....	84
Figure 55.	Suivi de l'évolution des pressions interstitielles entre le 5 mai et le 11 août 2018 pour les nids de piézomètres ZA201, ZA202 et ZA203.....	84
Figure 56.	Évolution des pressions interstitielles au cours de l'excavation de la tranchée A-2.....	85
Figure 57.	Différence de pression interstitielle enregistrée au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale avant excavation pour la tranchée A-2.....	86
Figure 58.	Évolution des pressions interstitielles au cours du chargement de la tranchée A-2 pour le nid de piézomètres ZA201.....	87
Figure 59.	Évolution des pressions interstitielles au cours du chargement de la tranchée A-2 pour les nids de piézomètres ZA202 et ZA203.....	88
Figure 60.	Différence de pressions interstitielles enregistrée au cours du chargement par rapport à la pression interstitielle initiale avant chargement pour la tranchée A-2.....	89
Figure 61.	Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre à 0,54 m de profondeur de la chaîne IA2V.....	89
Figure 62.	Évolution des pressions dans les cellules de pression pendant la première semaine d'essai.....	90
Figure 63.	Évolution des pressions dans les cellules de pression durant les 90 jours d'essais. ....	91
Figure 64.	Sable lavé par les pluies en surface et cellule de charge apparente. ....	91
Figure 65.	Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la dernière semaine d'essai.....	92
Figure 66.	Comparaison des pressions maximales mesurées aux courbes enveloppes théoriques du MCIF et de Yokel <i>et al.</i> ....	93

---

Figure 67.	Évolution des déformations dans les membrures du caisson au cours des 90 jours d'essai. ....	94
Figure 68.	Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la première semaine d'essai. ....	95
Figure 69.	Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la dernière semaine d'essais. ....	95
Figure 70.	Schéma d'une tranchée verticale pour la méthode de Terzaghi. ....	96
Figure 71.	Résultats des analyses de stabilité de la tranchée A-1, obtenus avec FLAC/Slope : a) méthode $\phi = 0$ (contraintes totales), b) méthode $c', \phi'$ (contraintes effectives). ....	100
Figure 72.	Évolution du FS en fonction du temps pour une excavation. ....	101
Figure 73.	Influence du facteur $K_0$ sur la pression horizontale calculée sur la boîte de tranchée (calcul en contraintes totales et en contraintes effectives). ....	105
Figure 74.	Comparaison des résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux (contraintes totales, sans surcharge). ....	106
Figure 75.	Comparaison des résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux (contraintes totales, avec ou sans surcharge, dernière semaine). ....	107
Figure 76.	Pression des terres en fonction de l'épaisseur des parois de la boîte de tranchée et du diamètre des entretoises (argile de Louiseville) pour une boîte de tranchée en acier (gauche) ou en aluminium (droite). ....	108
Figure 77.	Comparaison des résultats du modèle numérique aux courbes enveloppes de Peck et de Yokel <i>et al.</i> (nappe phréatique sous le niveau de l'excavation). ....	110
Figure 78.	Comparaison des résultats du modèle numérique aux courbes enveloppes de Peck et de Yokel <i>et al.</i> (nappe phréatique à 2,5 m). ....	111
Figure 79	Logigramme décisionnel initial pour les excavations de moins de 6 m de profondeur. ....	128

## LISTE DES ACRONYMES, SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AEG - SCG :	<i>Association of Environmental and Engineering Geologists</i> – Société canadienne de géotechnique
ASTM :	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BNQ :	Bureau de normalisation du Québec
CAUC :	Essai triaxial consolidé anisotropiquement, non drainé, et cisailé en compression
CAUDL :	Essai triaxial consolidé anisotropiquement, non drainé, et cisailé en déchargement latéral
CAUE :	Essai triaxial consolidé anisotropiquement, non drainé, et cisailé en extension
CEL :	Courbe d'état limite
CIUC :	Essai triaxial consolidé isotropiquement, non drainé, et cisailé en compression
CNESST :	Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail
CSTC :	<i>Code de sécurité pour les travaux de construction</i>
DSS :	Essai en cisaillement simple ( <i>Direct Simple Shear Tests</i> )
FS :	Coefficient de sécurité ( <i>Factor of Safety</i> )
ISS :	Interaction sol-structure
JNIOOSH :	<i>National Institute of Occupational Safety and Health, Japan</i>
MC :	Mohr-Coulomb
MCIF :	Manuel canadien d'ingénierie des fondations
MDF :	Méthode par différences finies
MEF :	Méthode par éléments finis
MEL :	Méthode par équilibre limite
MTQ :	Ministère des Transports du Québec
OCR :	Ratio de surconsolidation
TRX :	Essai triaxial



## 1. INTRODUCTION

Chaque année, en moyenne, au moins un travailleur décède lors de l'éboulement des parois d'excavation au Québec (Lan, 2013). Les principales causes d'accident incluent l'absence d'étaçonnement et de méthodes sécuritaires de travail. Beaucoup d'accidents d'éboulement peuvent être évités par l'adoption de méthodes sécuritaires de travail, par l'utilisation de systèmes d'étaçonnement et par une meilleure connaissance du comportement des sols lors des travaux d'excavation. Lors du colloque conjoint de l'*Association of Environmental and Engineering Geologists (AEG)* et de la Société canadienne de géotechnique (SCG), en février 2007 à Montréal, l'ensemble des participants était unanime à reconnaître qu'il était nécessaire de proposer une classification des sols du Québec afin de mieux cerner les risques inhérents aux travaux de fouille. Le Comité de révision du *Code de sécurité pour les travaux de construction (CSTC)* a d'ailleurs inscrit l'article « 3.15 Creusements, excavations et tranchées » comme priorité à étudier en sous-comité.

En effet, aux États-Unis, outre les lois de chaque état, les travaux d'excavation et de fouille en tranchées sont effectués suivant les prescriptions des réglementations de *Part 1926 Subpart P* de l'*Occupational Safety and Health Administration (OSHA)*. Ces réglementations entrent beaucoup plus dans le détail que le CSTC, en identifiant les sols et les modes de protection en fonction du type de sol présent. La description des sols et des conditions hydrauliques conduit à une classification des sols et à l'adoption de pentes sécuritaires en fonction des types de sols. Cette classification des sols permet aussi d'établir une stratégie de protection des travailleurs. D'autres règlements provinciaux (Ontario, Alberta, Colombie-Britannique) et internationaux (Royaume-Uni) font aussi intervenir une classification des sols en fonction de laquelle une stratégie de prévention des risques peut être mise en place dans le but d'éliminer les risques d'éboulement à la source.

Au Québec, les dépôts meubles sont reliés à la glaciation du Wisconsin et aux événements qui suivirent le retrait glaciaire. Les dépôts marins et glaciolacustres sont compressibles et très sensibles et n'ont pas d'équivalent aux États-Unis. Dès lors, puisque ces géomatériaux sont significativement différents de ceux décrits dans les documents internationaux, les classifications de sols proposés dans ces derniers ne peuvent être appliquées directement et sans discernement au Québec. Conséquemment, les travaux effectués lors de cette étude visent notamment à proposer une classification géotechnique des sols propres au Québec. Cette classification permettra de caractériser les roches et les sols où est effectuée la majeure partie des excavations et aidera à déterminer les systèmes d'étaçonnement à utiliser en fonction de la classe de sol présent.

Le rapport de recherche comporte :

- un état des connaissances (chapitre 2) couvrant notamment les réglementations nationales et internationales pour les travaux d'excavations et de tranchées, les critères de stabilité des pentes d'excavation sans soutènement et les diagrammes de pression apparente des terres sur les ouvrages de soutènement;
- un énoncé des objectifs (chapitre 3);
- une description détaillée de la méthodologie de recherche pour les travaux de terrain, les essais de laboratoire et les simulations numériques (chapitre 4);

- les résultats de recherche pour les travaux de terrain, les essais de laboratoire et les simulations numériques (chapitre 5);
- les conclusions et retombées des travaux, incluant le système de classification des sols, la méthode de reconnaissance géotechnique, les pentes sécuritaires et les diagrammes de pression apparente (chapitre 6).

Par ailleurs, une annexe à ce rapport, [RA-1144-fr](#), présente de manière exhaustive les résultats d'essais réalisés à l'Université Laval pour la caractérisation géotechnique de l'argile de Louiseville.

## 2. ÉTAT DES CONNAISSANCES

### 2.1 Problématique de santé et sécurité du travail

#### 2.1.1 Accidents mortels dans les tranchées

Les travaux de fouilles en tranchée exposent les travailleurs à de nombreux risques. L'éboulement est le risque le plus grave et le plus fréquent pendant ces travaux, mais hélas, il est très souvent sous-estimé, alors qu'un éboulement mineur de moins d'un mètre cube de terre peut blesser mortellement un travailleur. Une analyse de 50 rapports d'accidents graves et mortels de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) survenus entre mai 1974 et juin 2017 dans les travaux d'excavation et de fouilles en tranchées montre qu'il y a eu 48 décès et 14 accidents graves (Lan, 2013). Ceci représente 1 à 2 décès par an, soit environ 1 % des décès au travail au Québec. Les principales causes d'accident sont l'absence d'étañonnement et de méthodes sécuritaires de travail.

#### 2.1.2 Réglementation en vigueur

Au Québec, le travail en tranchée est réglementé principalement par l'article 3.15.3 du *Code de sécurité pour les travaux de construction* (CSTC) (RLRQ, c. S-2.1, r. 4) et la norme BNQ 1809-300 (Bureau de normalisation du Québec, 2012). Le CSTC définit une tranchée comme suit : « tranchée » partie de terrain creusée à une profondeur d'au moins 1,2 m et dont la largeur de la base est égale ou inférieure à la profondeur. La largeur de la base se mesure entre les parois excavées ou entre une paroi excavée et une structure. Au Québec, il n'existe pas de classification des sols pour les travaux d'excavation de fouille en tranchées dans le CSTC (RLRQ, c. S-2.1, r. 4).

La sécurité des parois d'une excavation ou d'une tranchée est actuellement régie par le paragraphe 1 de l'article 3.15.3. du CSTC, qui exige ce qui suit :

« L'employeur doit s'assurer que les parois d'une excavation ou d'une tranchée sont étañonnées solidement, avec des matériaux de qualité et conformément aux plans et devis d'un ingénieur. Aucun étañonnement n'est exigé dans les cas suivants :

- 1° lorsque la tranchée ou l'excavation est faite à même du roc sain ou lorsqu'aucun travailleur n'est tenu d'y descendre;
- 2° lorsque les parois de la tranchée ou de l'excavation ne présentent pas de danger de glissement de terrain et que leur pente est inférieure à 45° à partir de moins de 1,2 mètre du fond;
- 3° lorsque les parois de la tranchée ou de l'excavation ne présentent pas de danger de glissement de terrain et qu'un ingénieur atteste qu'il n'est pas nécessaire d'étañonner, compte tenu de la pente, de la nature du sol et de sa stabilité. Une copie de l'attestation de l'ingénieur doit être disponible en tout temps sur le chantier de construction. »

La notion de « danger de glissement de terrain » est précisée dans le document *Aide-mémoire pour l'employeur : Pour mieux exécuter les travaux de creusement, d'excavation et de tranchée* de la CNESST (Boissonneault, Gagnon, et Paquette, 2013) :

- « - les pentes des parois du creusement sont supérieures à l'angle de repos du sol;
- le travail se fait sous la nappe d'eau;
- le sol a déjà été remanié ou remblayé;
- le sol est fissuré.

Dans l'un ou l'autre de ces cas, il faut obtenir l'avis d'un ingénieur » (p. 14)

Une des définitions couramment utilisées pour l'angle de repos est la pente la plus forte à laquelle un matériau peut être entassé sans s'effondrer sur lui-même (Mehta et Barker, 1994). Terzaghi (1943) le définit comme un angle de frottement interne spécifique qui correspond à l'état le plus lâche d'un sol. L'angle de repos est souvent pris égal à l'angle de frottement interne, mais cette hypothèse n'est pas toujours correcte, car le comportement d'un sol granulaire diffère lorsque le sol est soumis à une pression de confinement faible ou nulle (Metcalf, 1966). Pour cette raison, OSHA a d'ailleurs aboli l'utilisation de l'angle de repos dans ses normes « Angle of Repose. Conflicting and inconsistent definitions have led to confusion as to the meaning of this phrase. This term has been replaced by Maximum Allowable Slope. » (OSHA, 2015). Dans le contexte des argiles sensibles, la notion d'angle de repos égal à l'angle de frottement interne du sol ne s'applique pas, ce qui rend ces recommandations difficiles à appliquer dans le contexte québécois.

Un des critères pour savoir si un étaçonnement est requis ou pas est la présence ou non d'un travailleur au fond de l'excavation; or, en cas d'effondrement, les travailleurs sur le haut du talus peuvent être entraînés au fond de la tranchée et subir des lésions. Un deuxième critère est la présence d'un roc sain; la définition de roc sain (excavable à l'explosif ou non) est une définition d'entrepreneur en excavation et non pas une définition géomécanique plus appropriée au problème de stabilité de talus. Un troisième critère fait mention d'une pente dite sécuritaire de 45° sans faire mention du type de sol, de la présence d'une nappe phréatique ou de la présence de discontinuités dans le roc. Ces critères sont très généraux, ambigus et s'appliquent indistinctement aux creusements, excavations et tranchées et ne sont plus cohérents avec les connaissances acquises en génie civil et l'évolution de la pratique pour ce type de travaux au Québec. Il serait souhaitable que le CSTC évolue vers des spécifications plus précises sur les pentes à respecter en fonction des types de sols et des conditions hydrauliques.

Aux États-Unis, outre les lois de chaque état, les travaux d'excavation et de fouille en tranchées sont effectués suivant les prescriptions des réglementations de *Part 1926 Subpart P – Authority* d'OSHA (1989a, 1989b, 1989c, 1989d). Ces réglementations assurent la sécurité des travailleurs impliqués dans les travaux d'excavations et de fouilles en tranchées. Elles entrent beaucoup plus dans le détail que le CSTC en identifiant les sols et les modes de protection en fonction du type de sol présent. La description des sols et des conditions hydrauliques conduit à une classification des sols et à l'adoption de pentes sécuritaires en fonction des types de sols. Cette classification des sols permet aussi d'établir une stratégie de protection des travailleurs. Si le sol n'admet pas l'adoption d'une pente sécuritaire, un étaçonnement sera utilisé pour la tranchée en fonction du type de sol présent. L'appendice F de ces réglementations donne un exemple de logigramme



décisionnel présenté par OSHA et permettant à l'exécutant de choisir adéquatement le type de protection à adopter pour ces travaux.

D'autres règlements provinciaux tels que le règlement ontarien *Construction projects* (O Reg 213/91), l'*Occupational Health and Safety Code* de l'Alberta (Government of Alberta, 2009), et l'*Occupational Health and Safety Regulation* de la Colombie-Britannique (BC Reg. 296/97), font aussi intervenir une classification des sols en fonction de laquelle une stratégie de prévention des risques peut être mise en place dans le but d'éliminer les risques d'éboulement à la source. Au Québec, cette classification des sols n'existe pas dans le *Code de sécurité pour les travaux de construction* (RLRQ, c. S-2.1, r. 4). Dès lors, il apparaît opportun d'envisager une démarche similaire pour le CSTC. La présente étude vise notamment, en s'inspirant de la classification des sols de Cal/OSHA (Department of Industrial Relations, 2015), de proposer une classification propre aux sols du Québec.

## 2.2 Dépôts meubles au Québec

La majorité des dépôts de sols présents au Québec proviennent de formations sédimentaires d'âge quaternaire (< 2,58 Ma). Le Quaternaire se subdivise en deux époques géologiques distinctes, soit le Pléistocène (< 2,58 Ma et > 11 700 AP) et l'Holocène (< 11 700 avant le présent). Le Pléistocène est caractérisé par quatre cycles glaciaires entrecoupés de périodes interglaciaires et la majorité des dépôts glaciaires trouvés au Québec proviennent de la dernière glaciation dite du Wisconsin. Celle-ci commence il y a environ 110 000 ans et se termine il y a environ 10 000 ans quand commence l'Holocène (Lamarche, 2011). Selon Occhietti, Parent, Lajeunesse, Robert et Govare (2011), le continent nord-américain a été recouvert par une immense calotte glaciaire, l'inlandsis laurentien, qui s'est progressivement retirée de façon complexe, avec des avancées et des retraits, lors de la phase de réchauffement de Bolling-Allerod (entre 13 500 et 13 100 AP). La hausse du niveau de l'eau et l'enfoncement isostatique de la croûte terrestre faisant suite à cette déglaciation ont rendu possibles de nombreuses invasions marines, notamment l'épisode de la mer de Champlain dans la vallée centrale du Saint-Laurent (à partir de 11 100 ± 100 ans AP selon Occhietti et Richard, 2003). La durée totale de la mer de Champlain est de l'ordre de 1 500 à 1 700 ans (Occhietti et Richard, 2003). La limite Est de la mer de Champlain se situait aux environs de la Ville de Québec.

La déglaciation continentale a entraîné de nombreux épisodes marins et lacustres importants (mer de Champlain, mer de Laflamme, mer de Goldthwait, mer de Tyrrell, mer d'Iberville ainsi que les lacs Ojibway et Barlow en Abitibi-Témiscamingue; figure 1) et ces environnements sédimentaires dynamiques et instables ont laissé un cortège de dépôts glaciaires, fluvioglaciaires, marins et lacustres, incluant des argiles varvées, extrêmement variables et hétérogènes. Les invasions marines ont notamment laissé d'importantes formations argileuses et silteuses caractéristiques des faciès d'eau profonde, d'eau peu profonde et de transition. Les dépôts glaciolacustres ont, quant à eux, une composition siltoargileuse et recouvrent de grandes superficies dans les basses-terres de l'Abitibi et du Témiscamingue. Ces dépôts incluent notamment les argiles varvées, constituées de sédiments stratifiés à grains fins déposés en eau douce dans des lacs pro- ou postglaciaires. Ces argiles varvées sont formées de couches estivales, plus grossières (surtout silteuses) et hivernales, plus fines (argileuses). Les dépôts glaciaires, essentiellement du till de composition variable, mais surtout pulvérulente dans les zones précambriennes, sont omniprésents sur le territoire, et ils prennent différentes formes, selon leur mode de mise en place.



(a)



(b)

**Figure 1. Limites de l'invasion marine postglaciaire : a) mers de Champlain et de Laflamme et b) mer de Goldthwait.**

Adaptée de *Mer de Champlain*, 2012, [https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer\\_de\\_Champlain](https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer_de_Champlain)  
et de *Mer de Goldwait*, [https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer\\_de\\_Goldthwait](https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer_de_Goldthwait)

Une synthèse des différents types de dépôts meubles trouvés au Québec est présentée au tableau 1. Elle est en partie basée sur les travaux de Robitaille (1988) et Dufour, Robitaille et Leboeuf (2016). Les dépôts marins et glaciolacustres (surtout les argiles varvées) trouvés au Québec sont compressibles et très sensibles et ne sont pas très répandus aux États-Unis. Dès lors, puisque ces géomatériaux sont significativement différents de ceux décrits dans les documents internationaux, les classifications de sols proposés dans ces documents ne peuvent pas être appliquées directement et sans discernement au Québec. Conséquemment, les travaux effectués lors de cette étude viseront à proposer une classification géotechnique des sols propres au Québec qui permettra de caractériser les roches et les sols où est effectuée la majeure partie des excavations et de déterminer les systèmes d'étaionnement à utiliser en fonction de la classe de sol présent.

**Tableau 1. Type de dépôts meubles retrouvés au Québec**

Adapté de *Norme de cartographie des dépôts de surface du Nord québécois : projet du Plan Nord*, par E. Dufour, A. Robitaille et A. Leboeuf, 2016. ©Ministère des Forêts, de la faune et des Parcs du Québec, 2016 et de *Norme de cartographie des dépôts de surface districts écologiques : normes et techniques*, par A. Robitaille, 1988. ©Ministère de l'Énergie et des Ressources, 1988.

CLASSE DE DÉPÔTS	DESCRIPTION ET ORIGINE	EXEMPLE
<b>DÉPÔTS GLACIAIRES</b>	Dépôts mis en place par les glaciers; de granulométrie très étalée (taille diverse, de l'argile au bloc et plus); compacité variable, mais souvent dense; éléments anguleux à subanguleux)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Till indifférencié (ou till de base; très dense)</li> <li>- Till d'ablation (mis en place dans l'eau stagnante d'un glacier, plus lâche)</li> <li>- Moraine frontale (déposée lors de la fonte du glacier sur le till de fond)</li> <li>- Drumlins (crête composée de till)</li> </ul>
<b>DÉPÔTS FLUVIOGLACIAIRES</b>	Dépôts mis en place par l'eau de fonte des glaciers; le dépôt peut être stratifié et les particules sont de forme arrondie à subarrondie; la granulométrie est variable; compacité lâche à moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sable fluvioglaciaire</li> <li>- Eskers (cordons de sable et gravier déposés dans des tunnels sous-glaciaires)</li> <li>- Delta fluvioglaciaire</li> </ul>
<b>DÉPÔTS FLUVIATILES</b>	Dépôts charriés et mis en place par un cours d'eau; les dépôts sont stratifiés et la granulométrie dépend de la vitesse du cours d'eau; les particules sont de forme arrondie à subarrondie; la granulométrie est très variable; compacité très lâche à moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sable fluvial</li> <li>- Sable deltaïque (faible compacité)</li> <li>- Alluvions (sédiments déposés en rivière lorsque le courant devient faible), de granulométrie fine (sable fin et silt) et de compacité souvent très lâche</li> </ul>
<b>DÉPÔTS LACUSTRES</b>	Dépôts mis en place par décantation (argile, silt; en eau profonde), par les courants (sable) ou par les vagues (sable et gravier) dans un lac	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dépôt glaciolacustre (lac pro-glaciaire)</li> <li>- Argiles varvées (rythmites : couches de silts et d'argile en alternance; aussi un dépôt glaciolacustre)</li> </ul>
<b>DÉPÔTS MARINS</b>	Dépôts mis en place dans une mer. Généralement de granulométrie fine (argile, dans les faciès d'eau profonde), mais peut aussi contenir du silt et même du sable dans les faciès d'eau peu profonde. Compacité très lâche à lâche.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Argile silteuse de la mer de Champlain (sol très sensible; plasticité variable, risques de glissements de terrain)</li> <li>- Argile silteuse de la mer de Goldthwait (sol très sensible; risques de glissements de terrain)</li> </ul>
<b>DÉPÔTS LITTORAUX</b>	Dépôts mis en place en eau peu profonde, entre les marées hautes et basses; peut contenir des éléments de tailles variées	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sable de plage</li> <li>- Champs de blocs glaciels (surtout à la Baie James)</li> </ul>
<b>DÉPÔTS ÉOLIENS</b>	Dépôts de surface remaniés par l'action du vent; bien stratifiés et de granulométrie sablonneuse	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dunes (morphologie typique, souvent bien stratifiée)</li> </ul>
<b>DÉPÔTS DE PENTE</b>	Dépôts qui résultent de l'altération et de l'érosion des versants rocheux; de granulométrie très variée avec des particules anguleuses. La compacité peut être élevée.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Colluvions</li> <li>- Éboulis rocheux</li> </ul>
<b>DÉPÔTS ORGANIQUES</b>	Accumulation de matière organique dans des zones lacustres ou autres dépressions d'eau stagnante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tourbières</li> </ul>
<b>DÉPÔTS ANTHROPIQUES</b>	Dépôt naturel remanié par les activités de l'homme ou provenant directement d'activités anthropiques (mines, etc.). Ces dépôts sont fortement hétérogènes et de compacité très variable.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dépôts de remblayage divers (rebuts, sable et graviers, mélanges, etc.)</li> </ul>

## 2.3 Classifications des sols existantes

### 2.3.1 Classification de Yokel, Tucker et Reese (1980)

Les travaux de Yokel *et al.* (1980) proposent deux classifications ayant des niveaux de complexité différents :

- Une classification A, B, C, très simple, présentée au tableau 2;
- Une classification matricielle, plus complète et basée sur quelques paramètres géotechniques, présentée au tableau 3 et au tableau 4.

Sur la base de ces deux classifications, les auteurs proposent des valeurs de pression latérale et de pente maximale.

**Tableau 2. Classification A, B, C**

Adapté de *Soil classification for construction practice in shallo trenching*, par F. Y. Yokel, L. R Tucker et L. C. Reese, 1980. ©OSHA, 1980.

Type de sol	Description	Poids latéral $w_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	Pente maximale H:V
A	Dur intact (argile raide et sols pulvérulents cimentés comme le till; $q_u > 144$ kPa mesuré au pénétromètre de poche)	3,1	0,75:1
B	Moyen (autre que A ou C)	6,3	0,75:1
C	Sols submergés ou souples (présence d'eau ou sols cohésifs avec $q_u < 48$ kPa mesuré au pénétromètre de poche ou pente max < 3H:1V)	12,6	1,5:1

**Tableau 3. Classification 1, 2, 3, 4**

Adapté de *Soil classification for construction practice in shallo trenching*, par F. Y. Yokel, L. R Tucker et L. C. Reese, 1980. ©OSHA, 1980.

Conditions du site Sol	Présence d'eau			
	Non		Oui	
	Fissures		Fissures	
	Non	Oui	Non	Oui
Cohésif raide	1	2	3	
Cohésif moyen	2	3	3	4
Granulaire	2		3	
Souple	4		4	

**Tableau 4. Poids et pentes pour les sols de type 1, 2, 3, 4**

Adapté de *Soil classification for construction practice in shallo trenching*, par F. Y. Yokel, L. R Tucker et L. C. Reese, 1980. ©OSHA, 1980.

Type de sol	Poids latéral $w_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	Pente maximale H:V
1	3,1	0,5:1
2	6,3	0,75:1
3	9,4	1:1
4	12,6	1,5:1

La pression latérale  $p$  est calculée avec l'équation (1), et correspond à une pression uniformément répartie sur toute la hauteur  $H$  de la tranchée (plus 0,6 m pour tenir compte de la surcharge éventuelle) :

$$p = w_e (H + 0,6) \quad (1)$$

Ces classifications proposées par Yokel *et al.* (1980) ont servi au développement de la classification Cal/OSHA présentée à la section suivante.

### 2.3.2 Cal/OSHA

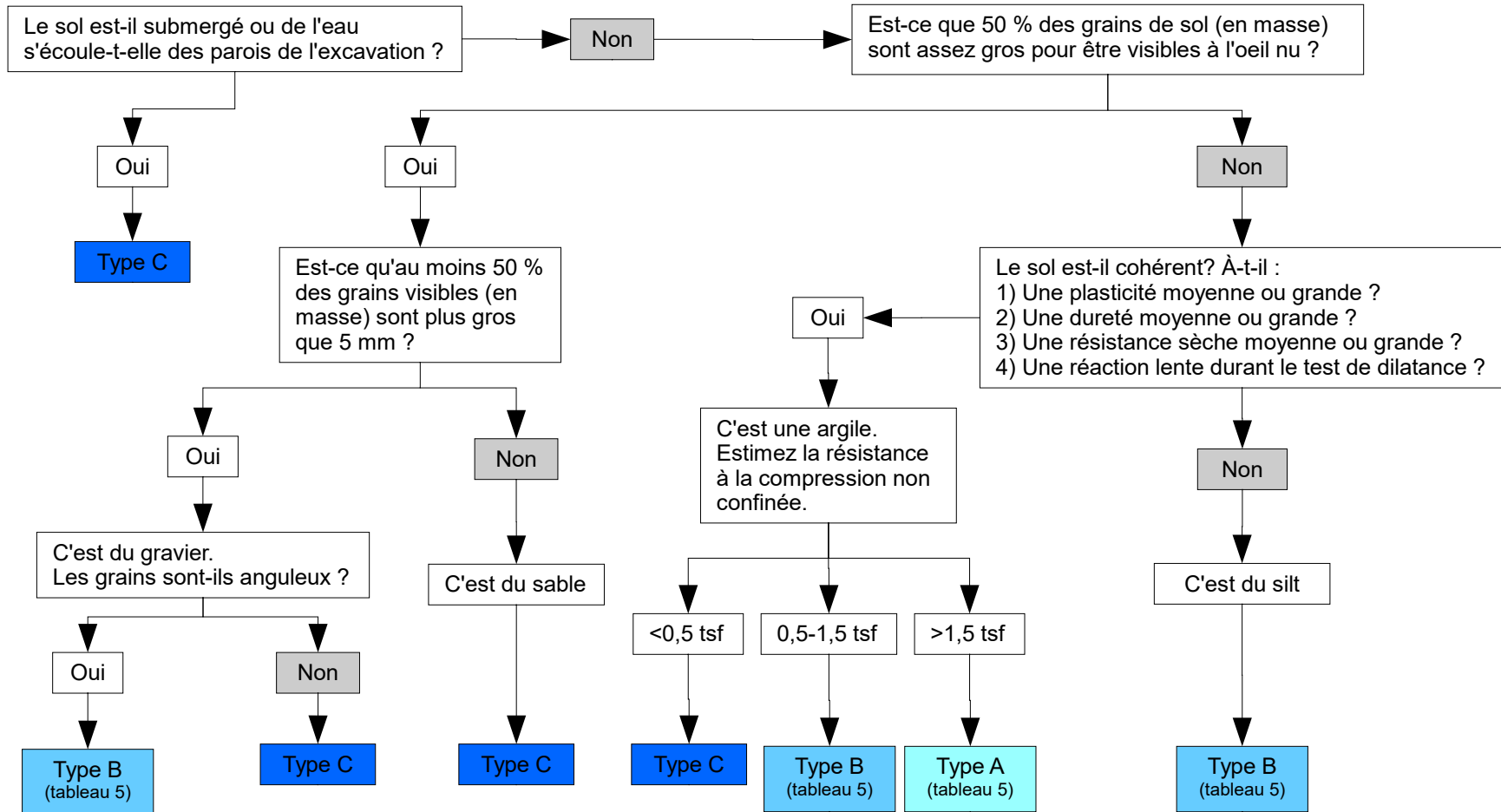
Le *California Code of Regulations* aborde la question de la sécurité des excavations dans les articles 1540 (Cal. Code Reg. Excavations, §1540, 2012) et 1541.1 (Cal. Code Regs. Requirements for protective systems, §1541.1, 2011). L'appendice A de l'article 1541.1 propose notamment une classification des sols. Cette classification des sols est élaborée en donnant des définitions des trois types : A, B et C. L'appendice A de l'article 1541.1 donne également des détails sur les essais rudimentaires pouvant être faits afin de déterminer aisément le type de sol (Cal. Code Regs. Requirements for protective systems, §1541.1, 2011).

Afin de faciliter la classification des sols et l'interprétation du code pour les entrepreneurs, Cal/OSHA a aussi produit un guide en format poche (Department of Industrial Relations, 2015) comprenant des tableaux et des illustrations dont un tableau présenté au tableau 5, ci-dessous et des figures reprises dans les figures 3 à 6.

**Tableau 5. Conditions de site qui affectent la stabilité du sol ou du roc**

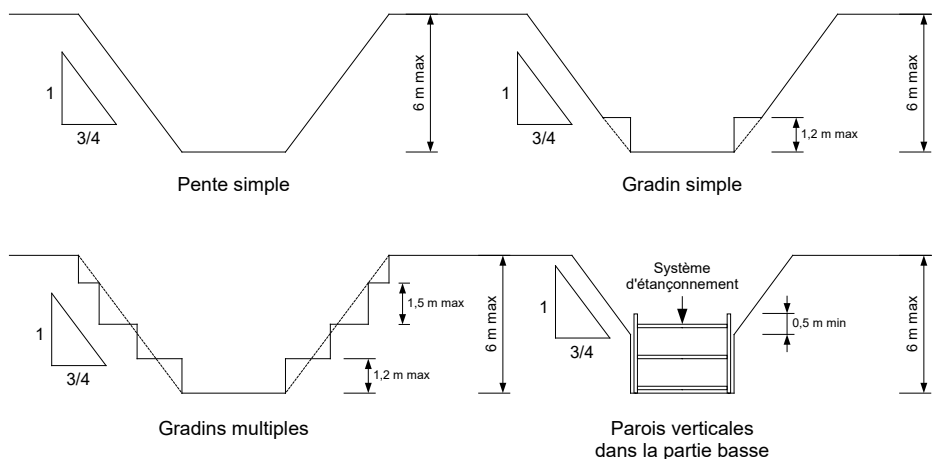
Adapté de *CAL/OSHA pocket guide for the construction industry*, par *Department of Industrial Relations*, 2015 ([https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)). ©DIR, 2015.

Condition	Classement
Le sol est un roc fracturé/instable, sec	Rétrograder au Type B
Le sol est un roc fracturé/instable, submergé	Rétrograder au Type C
Le sol est cimenté (caliche, hardpan, etc.)	Classer en Type A
Le sol est fissuré	Rétrograder de Type A à B
Le sol est sujet aux vibrations	Rétrograder de Type A à B
Le sol a été remanié	Rétrograder de Type A à B
Le sol est submergé ou de l'eau s'écoule des parois de l'excavation	Rétrograder de Type A à C ou de Type B à C
Le sol est en couches et les couches descendent dans l'excavation avec une pente égale ou supérieure à 4H:1V	Rétrograder de Type A à C ou de Type B à C



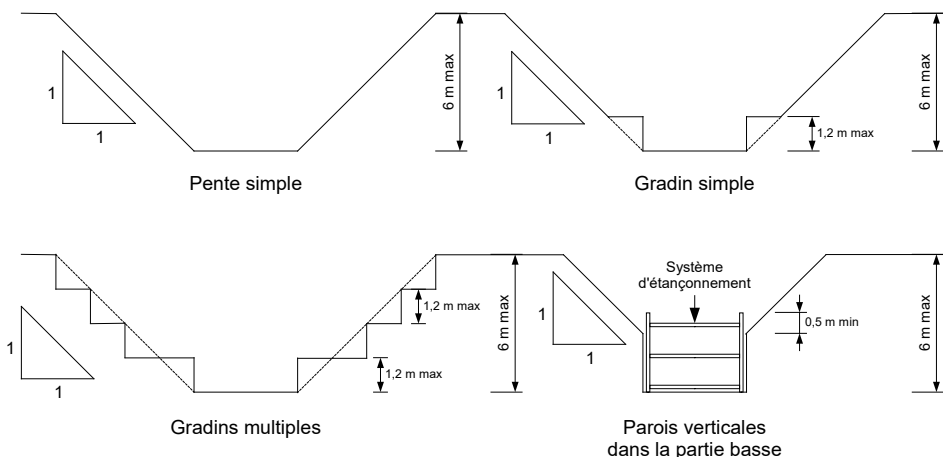
**Figure 2. Logigramme pour identifier un sol selon la classification Cal/OSHA.**

Adaptée de *CAL/OSHA pocket guide for the construction industry*, par *Department of Industrial Relations*, 2015  
([https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)). ©DIR, 2015.



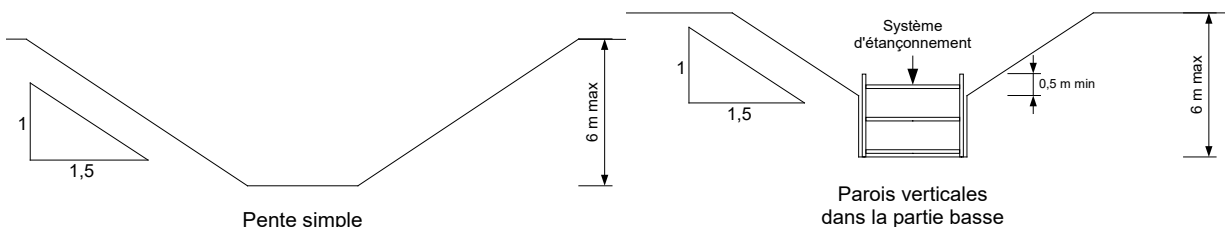
**Figure 3. Pentes maximales pour les sols de Type A selon Cal/OSHA.**

Adaptée de CAL/OSHA pocket guide for the construction industry, par Department of Industrial Relations, 2015 ([https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)). ©DIR, 2015.



**Figure 4. Pentes maximales pour les sols de Type B selon Cal/OSHA.**

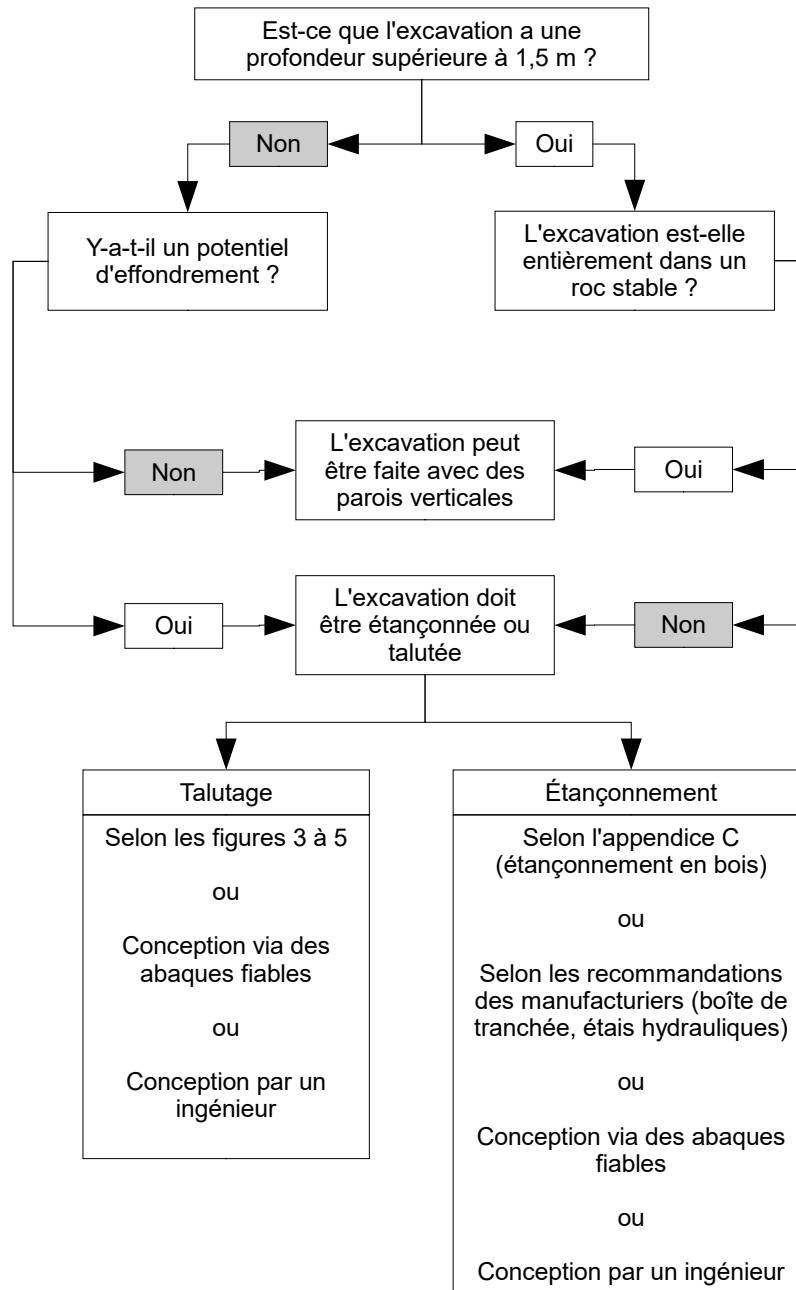
Adaptée de CAL/OSHA pocket guide for the construction industry, par Department of Industrial Relations, 2015 ([https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)). ©DIR, 2015.



**Figure 5. Pentes maximales pour les sols de Type C selon Cal/OSHA.**

Adaptée de CAL/OSHA pocket guide for the construction industry, par Department of Industrial Relations, 2015 ([https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)). ©DIR, 2015.

Des détails sont donnés dans l'appendice B de l'article 1541.1, pour les sites où des couches de sol seraient classées dans deux types différents (*Cal. Code Regs. Requirements for protective systems*, §1541.1, 2011). Par ailleurs, une fois le type de sol déterminé, l'appendice F de l'article 1541.1 propose des logigrammes pour identifier des méthodes de talutage ou d'étaisonnement sécuritaires (*Cal. Code Regs. Requirements for protective systems*, §1541.1, 2011).



**Figure 6. Décisions préliminaires et stratégie de protection.**

Adaptée de *Cal. Code Regs. Requirements for protective systems*, §1541.1, 2011.



Cette classification présentée par Cal/OSHA présente un intérêt certain pour les entrepreneurs, notamment par sa relative simplicité d'utilisation (*Department of Industrial Relations*, 2015). Néanmoins, les argiles sensibles marines du Québec, que l'on retrouve sur une grande partie du territoire habité, demandent une certaine adaptation au contexte géotechnique spécifique de la province.

### 2.3.3 Code national du bâtiment du Canada

Le tableau 6 présente un résumé des pentes maximales suggérées par le *Code national du bâtiment du Canada* (CNBC), édition 2015, en fonction du type de sol (Centre national de recherches du Canada [CNRC], 2015). À propos des excavations non étayées dans les argiles sensibles, le CNBC, dans le commentaire K, mentionne qu'il y a « très peu de signes précurseurs » pour l'apparition d'une défaillance, qu'il faut « user d'extrêmes précautions » et qu'en général il ne faut « pas trop se fier aux méthodes analytiques pour prédire les défaillances ».

**Tableau 6. Classification des sols et pentes recommandées par le CNBC 2015**

Type de sol	Pente maximale sans soutènement
Silt granulaire non plastique	45° (90° si moins de 1,2 m de haut)
Silt granulaire non plastique, excavation sous le niveau de la nappe phréatique	Égale à l'angle de frottement $\phi'$
Argiles non sensibles Silt plastique cohérents	Calculée par des méthodes analytiques
Argiles sensibles	Modèles numériques (méthodes analytiques non fiables)

Finalement, le CNBC 2015 propose aussi des poussées de calcul totales pour les systèmes étayés (tableaux K-3, K-4 et K-5 du commentaire K). Ces poussées des terres pour les systèmes étayés sont essentiellement basées sur les travaux de Terzaghi et Peck (1967).

### 2.3.4 Ontario

Le tableau 7 présente la classification des sols utilisée dans la réglementation ontarienne (*Construction projects*, O. Reg. 213/91). Au-delà de l'information présentée au tableau 7, le règlement ontarien mentionne que si un site est composé de plus d'un type de sol, celui-ci doit être classé selon le nombre le plus haut obtenu avec la classification proposée. Finalement, le règlement ontarien donne également un tableau avec les dimensions des entretoises à utiliser en fonction du type de sol et de la profondeur de l'excavation.

**Tableau 7. Classification des sols et pentes recommandées en Ontario**

Type de sol	Caractéristique du sol	Pente maximale sans soutènement
Type 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est dur, très dense, et ne peut être pénétré avec un petit objet aiguisé qu'avec difficulté;</li> <li>b) a un taux d'humidité naturel faible et un degré de résistance interne élevé;</li> <li>c) ne montre aucun signe d'infiltration d'eau; et</li> <li>d) ne peut être excavé qu'avec de l'équipement mécanique.</li> </ul>	1,2 m du fond de fouille maximum et talutage à 45°
Type 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est très raide, dense et peut être pénétré avec un petit objet aiguisé avec une difficulté modérée;</li> <li>b) a un taux d'humidité naturel faible à modéré et un degré de résistance interne modéré; et</li> <li>c) a une apparence humide après avoir été excavé.</li> </ul>	1,2 m du fond de fouille maximum et talutage à 45°
Type 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est un sol qui a été excavé précédemment; ou</li> <li>b) est un sol raide à ferme ou compact à lâche en consistance, et qui présente une ou plusieurs des caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none"> <li>i. montre des signes de fissuration en surface;</li> <li>ii. montre des signes d'infiltration d'eau;</li> <li>iii. s'il est sec, il est possible de le laisser s'écouler pour atteindre une forme de cône;</li> <li>iv. il a une résistance interne modérée.</li> </ul> </li> </ul>	Talutage depuis le fond de fouille, et angle max de 45° (1V:1H)
Type 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est souple à très souple, et de consistance lâche, très sensible, et perd une part significative de sa résistance naturelle lors du remaniement;</li> <li>b) coule facilement, à moins que le sol ne soit complètement supporté avant le début de l'excavation;</li> <li>c) n'offre presque aucune résistance interne;</li> <li>d) est humide ou boueux; et</li> <li>e) exerce une pression de fluide substantielle sur le système de soutènement.</li> </ul>	Talutage depuis le fond de fouille et pente de 1V:3H

### 2.3.5 Alberta

Le tableau 8 présente la classification des sols utilisée dans la réglementation albertaine (Government of Alberta, 2009). Comme dans la réglementation ontarienne, la réglementation albertaine mentionne que dans le cas d'un site composé de plus d'un type de sol, celui-ci doit être classé selon le nombre le plus haut obtenu avec la classification proposée.

**Tableau 8. Classification des sols et pentes recommandées en Alberta**

Type de sol	Caractéristique	Pente maximale sans soutènement
Dur et compact	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est de consistance dure et ne peut être pénétré avec un petit objet aiguisé qu'avec difficulté;</li> <li>b) est très dense;</li> <li>c) semble être sec;</li> <li>d) ne montre pas de signes d'infiltration d'eau;</li> <li>e) est extrêmement difficile à excaver avec des outils manuels;</li> <li>f) n'a pas été excavé précédemment.</li> </ul>	Maximum 1,5 m du fond de fouille, 60°
Risque de fissuration ou d'émiettement	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) a été excavé précédemment, mais ne présente aucune des caractéristiques des sols « Souple, sableux, ou lâche », ou</li> <li>b) présente la plupart des caractéristiques suivantes :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>i. compacté et de consistance dure;</li> <li>ii. peut être pénétré avec un petit objet aiguisé avec une difficulté modérée;</li> <li>iii. est modérément difficile à excaver avec des outils manuels;</li> <li>iv. a un taux d'humidité naturel faible à modéré et une apparence humide lorsqu'il est excavé;</li> <li>v. présente des signes de fissuration de surface;</li> <li>vi. présente des signes d'infiltration d'eau localisée.</li> </ul> </li> </ul>	Maximum 1,5 m du fond de fouille, 45°
Souple, sableux, ou lâche	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) est de consistance ferme à très souple, lâche à très lâche;</li> <li>b) est facile à excaver avec des outils manuels;</li> <li>c) est d'apparence solide, mais coule ou devient instable lorsque remanié;</li> <li>d) s'écoule facilement pour atteindre une forme de cône lorsqu'il est sec;</li> <li>e) est d'apparence humide;</li> <li>f) est granulaire sous le niveau de la nappe phréatique, à moins que l'eau n'ait été retirée;</li> <li>g) exerce une pression de fluide substantielle sur le système de soutènement.</li> </ul>	À partir du fond de fouille, 45°

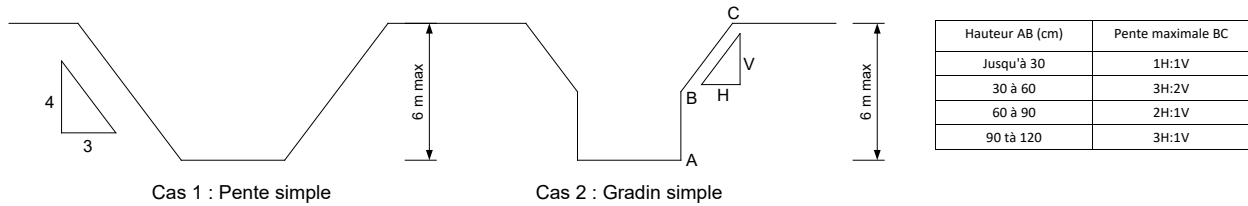
### 2.3.6 Colombie-Britannique

Le tableau 9 présente la classification des sols utilisée dans la réglementation de Colombie-Britannique (*Occupational Health and Safety Regulation, BC Reg. 296/97*). Leur règlement donne également un tableau avec les dimensions des entretoises à utiliser en fonction du type de sol et de la profondeur de l'excavation.

**Tableau 9. Classification des sols et pentes recommandées en Colombie-Britannique**

Type de sol	Description du sol
A	Dur et solide (hard and solid)
B	Risque de fissuration ou d'émiettement (likely to crack or crumble)
C	Mou, sableux, compact ou lâche (soft, sandy, filled or loose)

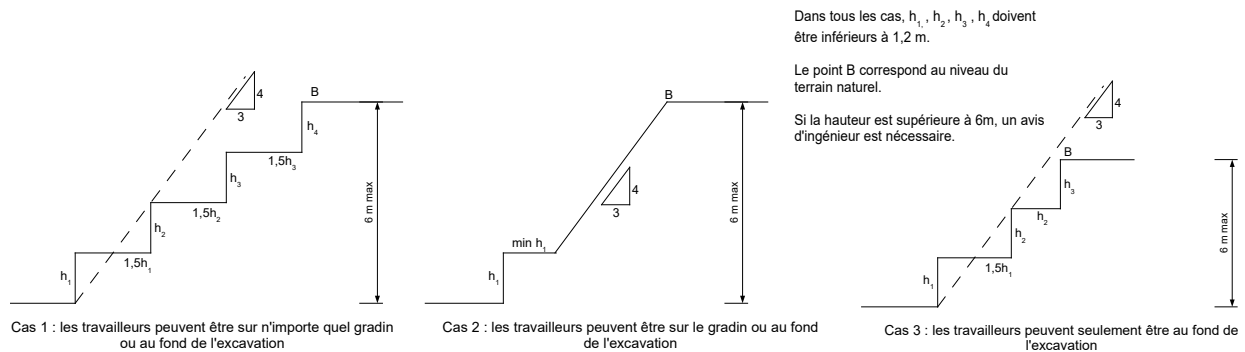
La figure 7 et la figure 8 présentent les pentes maximales autorisées pour les tranchées et excavations sans soutènement, ou lorsqu'une pente doit être mise en œuvre au sommet de la zone avec soutènement.



**Figure 7. Pentes recommandées pour la Colombie-Britannique, excavations sans soutènement.**

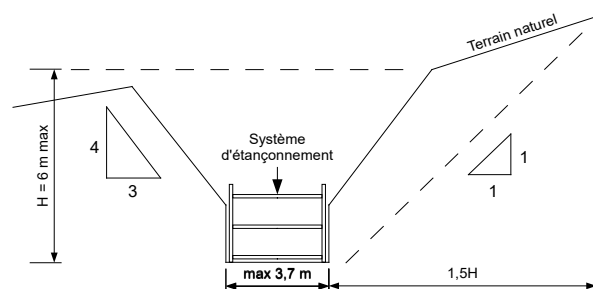
Adaptée de *Occupational Health and Safety Regulation, BC Reg. 296/97.*

Dans le cas 1 la pente maximale autorisée est de 3H:1V dans le cas des sols durs et solides. Dans le cas 2, la hauteur maximale de la partie AB est de 1,2 mètre, et la pente maximale autorisée dépend de la hauteur de la portion AB.



**Figure 8. Pentes recommandées pour la Colombie-Britannique, excavations en gradins et utilisation d'un système d'étaionnement.**

Adaptée de *Occupational Health and Safety Regulation, BC Reg. 296/97.*



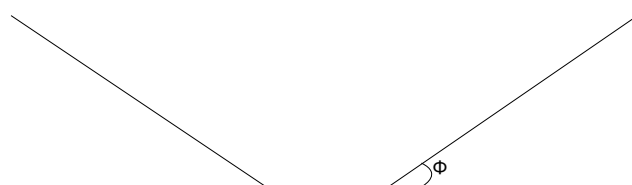
### 2.3.7 Angle de repos recommandé au Québec

Au Québec, la réglementation en santé et en sécurité du travail (RLRQ, c. S-2.1, r. 4) ne mentionne pas de classification de sol ou d'angle de repos maximal en lien avec le type de sol pour les excavations sans soutènement. La seule information donnée dans le CSTC est l'angle maximal de 45° (RLRQ, c. S-2.1, r. 4). Néanmoins, un document produit par la CNESST donne les angles de repos approximatifs pour différents types de sols (figure 9). Le document précise également que la valeur minimale du coefficient de sécurité (FS) est de 1,5 pour assurer la stabilité des parois d'un creusement. Le FS est défini comme étant le rapport entre la résistance à la rupture du sol et les forces auxquelles est soumise la paroi du creusement (Boissonneault, Gagnon et Paquette, 2013).

Selon la Société canadienne de géotechnique (2013), le facteur de sécurité (FS) est traditionnellement défini comme étant le ratio de la résistance ultime ( $R_u$ ) et de la charge appliquée ( $S_a$ ), soit :

$$FS = \frac{R_u}{S_a} \tag{2}$$

Sol	Angle de repos approximatif ( $\Phi$ )	
	Sol sec	Sol submergé
Roc solide	90°	N/A
Roc tendre	55°	55°
Argile-sable	45°	30°
Argile	45°	20°
Gravier	35°	30°
Sable	30°	20°
Silt	25°	10°
Tourbière	20°	10°



**Figure 9. Pentes recommandées pour le Québec, pour une excavation sans soutènement.**

### 2.3.8 Comparaison des classifications disponibles dans les réglementations en Amérique du Nord

Le tableau 10 présente de manière très synthétique les classifications de sols et les recommandations qui y font appel selon les réglementations de trois provinces canadiennes et une norme américaine.

Le découpage en trois types de sols en Alberta et en Colombie-Britannique est très similaire. Cependant, la classification proposée en Alberta donne plus de détails sur chacune des trois classes afin de les identifier précisément, alors qu'en Colombie-Britannique cela correspond uniquement au titre donné en Alberta.

Les réglementations de l'Ontario, de la Colombie-Britannique et de Cal/OSHA donnent des détails sur les ouvrages de soutènement réalisés en bois en fonction du type de sol, alors que la réglementation de l'Alberta ne donne que quelques recommandations très générales. L'objet de la présente étude ne couvrant pas les ouvrages de soutènement en bois, les différences entre les recommandations de ces différentes réglementations ne sont pas discutées plus en détail.

En Ontario et dans Cal/OSHA, la classification des sols est par la suite utilisée à la fois pour définir des pentes sécuritaires pour les fouilles sans soutènement et pour choisir un type de soutènement. En contrepartie, en Alberta, le type de sol n'est relié qu'au choix d'une pente sécuritaire et, en Colombie-Britannique, le type de sol n'est utilisé que pour déterminer le type de soutènement.

**Tableau 10. Comparaison du niveau de détails donnés dans les différentes réglementations nord-américaines**

Information donnée	Cal/OSHA	Ontario	Alberta	Colombie-Britannique
Types de sols	A, B, C	1, 2, 3, 4	3 types	A, B, C
Niveau de détail classification	★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ☆	★ ★ ★ ☆	★ ☆ ☆ ☆
Dimensions soutènement en bois	Oui	Oui	Non (quelques commentaires très généraux)	Oui
Détail pentes sécuritaires	★ ★ ★ ★	★ ☆ ☆ ☆	★ ☆ ☆ ☆	★ ★ ★ ☆
Utilisation de la classification	Type de soutènement et pentes sécuritaires	Type de soutènement et pentes sécuritaires	Pente sécuritaire	Type de soutènement

D'après le recensement d'informations présenté au tableau 10, c'est la norme Cal/OSHA qui présente le niveau de détails le plus élevé, quelle que soit la catégorie d'information considérée. *A contrario*, d'une province canadienne à l'autre, les réglementations en santé et en sécurité du travail ont fait le choix d'insister plus ou moins sur certaines informations : soutènement en bois très détaillé en Colombie-Britannique, mais classification des sols très succincte, classification des sols détaillée en Alberta, mais absence de recommandations sur les pentes sécuritaires.

Au Québec, le CSTC (RLRQ, c. S-2.1, r.4) donne très peu de détails sur les pentes sécuritaires ou sur les méthodes de soutènement à adopter (voir section 2.1.2). Une méthode de classification des sols plus précise et pratique à utiliser pour les milieux, tout en étant adaptée aux conditions géotechniques et réglementaires de la province, serait souhaitable. Sur la base des informations recensées au tableau 10, cette méthode de classification des sols proposée pourrait s'appuyer en grande partie sur celle de la norme Cal/OSHA, tout en étant modifiée afin de tenir compte des résultats obtenus dans le cadre de la présente étude (voir section 5.5).

Également, les codes et normes de pratiques en géotechnique couramment utilisés au Québec pourraient être consultés et utilisés comme références pour guider les utilisateurs, notamment :

- Le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Société canadienne de géotechnique, 2013);
- Les normes publiées par le Bureau de normalisation du Québec, BNQ 2501 (BNQ, 1988, 2014, 2015).

## **2.4 Stabilité des parois d'excavation sans soutènement**

### **2.4.1 Fouilles sans soutènement**

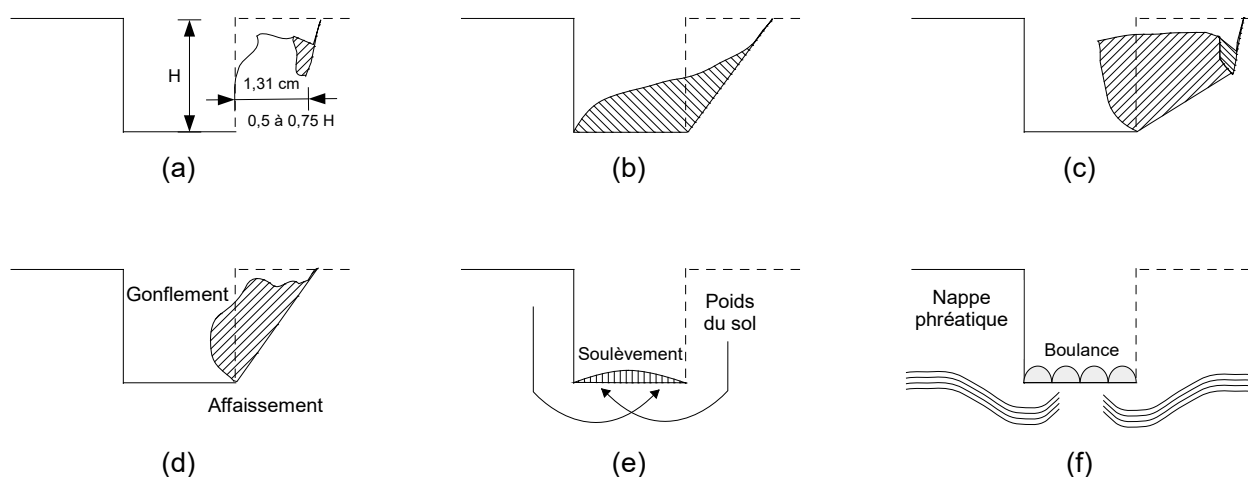
Les fouilles sans soutènement sont envisagées lorsque la profondeur est limitée ou lorsque les dimensions du chantier permettent de creuser des talus à faibles pentes pour assurer leur sécurité. La conception de ces fouilles et l'exécution des travaux doivent se faire rigoureusement, en suivant les exigences réglementaires locales, et en tenant compte de la nature du site. Le roc permet généralement les fouilles sans soutènement, mais il faut tenir compte de la présence d'eau, du degré d'altération et des discontinuités présentes s'il y a lieu. Si l'orientation des discontinuités induit des risques d'éboulements, il faut prévoir un support local fait de boulons ou de tirants pour sécuriser les blocs afin de les empêcher de glisser.

Pour les sols granulaires, les fouilles sans soutènement sont effectuées lorsque la nappe phréatique est au-dessous de la base de l'excavation ou s'il y a un système de pompage qui abaisse le niveau de la nappe phréatique. Pour les sols granulaires secs, la pente de la fouille doit être inférieure à l'angle de frottement interne du matériau et un réseau de pompage doit être prévu pour évacuer l'eau de pluie ou de ruissellement des pentes de la fouille.

Pour l'argile, les fouilles présentent certaines difficultés et doivent être effectuées avec beaucoup de prudence. Les excavations dans les argiles sensibles, notamment celles de la mer de Champlain ont fait l'objet de travaux importants par Leroueil, Rochelle, Tavenas et Roy (1990), Lafleur et ses collègues (Lafleur, Silvestri, Asselin, et Soulié, 1988; Lafleur, Soulié, et Silvestri, 1988), Hosseini (1992), Péloquin (1992), Leroueil (2001), Laflamme (1999) et Leroueil, Locat, Eberhardt et Kovacevic (2012). Des glissements de talus se produisent souvent quelques jours ou quelques semaines après la fin de l'excavation, au moment où les travailleurs sont au fond de la fouille. Une conclusion majeure de ces travaux est que la stabilité des fouilles évolue dans le temps en fonction de la dissipation des pressions interstitielles. La conception des fouilles dans l'argile et l'exécution des travaux doivent être confiées à des ingénieurs géotechniciens expérimentés. Les états limites à court terme et à long terme doivent être considérés, ce qui exige la détermination des paramètres de Mohr-Coulomb en contraintes totales et en contraintes effectives. Sur les méthodes d'analyse, Hosseini (1992) mentionne que les insuffisances des méthodes classiques par équilibre limite du FS sont bien connues et que le couplage de la méthode par éléments finis (MEF) ou de la méthode par différences finies (MDF) avec les méthodes de calcul plus avancées du FS lui paraît important et prometteur.

### 2.4.2 Facteurs affectant la stabilité des fouilles sans soutènement

Les problèmes de stabilité des pentes naturelles ou de déblai ont fait l'objet d'un très grand nombre de travaux en génie civil. Les fouilles dans les dépôts argileux ou saturés constituent les situations les plus délicates. L'*Occupational Safety and Health Administration* (2015) a identifié six principaux modes de rupture dans les fouilles talutées verticales (figure 10) : a) les fissures de tension, b) le glissement par cisaillement, c) le basculement, d) l'affaissement et le gonflement de la paroi, e) l'instabilité de fond de fouille et f) la boulangerie (ou rupture hydraulique). Péloquin (1992) a observé un phénomène de rupture par écaillage superficiel des parois de la tranchée. On sait, depuis les travaux de Whittle, Hashash et Whitman (1993) au MIT, que le mode de rupture a une influence déterminante sur le transfert de charge au blindage.



**Figure 10. Modes de rupture géotechnique dans les tranchées sans soutènement.**

Lafleur, Chiasson, Asselin et Ducharme (1987) ont identifié quatre facteurs principaux qui interviennent dans la stabilité des parois d'excavation. Ces facteurs sont :

1. Résistance au cisaillement du sol;
2. Durée de l'excavation;
3. Géométrie de l'excavation;
4. Nappe phréatique.



### 2.4.2.1 Résistance au cisaillement du sol

La résistance au cisaillement du sol ( $\tau_f$  ou  $S$ ) est donnée par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Celui-ci est utilisé en géotechnique pour définir la relation linéaire entre la résistance au cisaillement des sols ou des roches et la contrainte normale au plan de cisaillement ( $\sigma$ ). L'équation (3) montre la forme fonctionnelle la plus couramment utilisée dans la pratique.

$$S = c + \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

où  $S$  est la résistance au cisaillement (soit la contrainte de cisaillement  $\tau$  à la rupture ( $\tau_f$ )),  $c$  est la cohésion du sol,  $\sigma$  est la contrainte normale au plan de cisaillement et  $\varphi$  est l'angle de frottement interne.

L'équation (3) peut s'exprimer en contraintes effectives (p. ex., avec  $c'$ ,  $\sigma'$  et  $\varphi'$ ) ou en contraintes totales et dans ce cas,  $c = c_u$  (ou  $S_u$ ) et  $\varphi = \varphi_u$ . Généralement, les analyses en contraintes totales sont faites en utilisant le concept  $\varphi = 0^\circ$  proposé par Skempton et Bishop (1950). Les paramètres  $c'$  et  $\varphi'$  sont intrinsèques au cisaillement du sol et sont déterminés à l'aide d'essais de laboratoire ou de corrélations empiriques. Ils peuvent aussi être exprimés en fonction des contraintes totales. L'approche en contraintes totales est généralement utilisée pour les calculs de stabilité à court terme dans les sols argileux saturés. L'approche en contraintes effectives est utilisée si le drainage a lieu durant l'ouverture de la fouille. Si tel est le cas, la résistance au cisaillement est évaluée suivant les deux approches et le cas le plus critique est conservé. Les excavations temporaires correspondent à une situation intermédiaire entre le comportement du sol à court et à long terme. Lafleur *et al.* (1987) donne les valeurs typiques du poids volumique total,  $\gamma$ , de  $c_u$  (sol intact), de  $c'$  et de  $\varphi'$  des dépôts meubles du Québec, regroupés en quatre principaux types (tableau 11).

**Tableau 11. Valeurs typiques de paramètres de résistance au cisaillement**

Adapté de *Évaluation des risques pour les travailleurs dans les excavations*, par J. Lafleur, P. Chiasson, R. Asselin et A. Ducharme, 1987. ©École Polytechnique, 1987.

Sol		Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Contrainte totale $c_u$ (kPa)	Contrainte effective	
				$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
I	Dépôts morainiques compacts	20-23	100-200	0-15	36-44
II	Argiles surconsolidées Sables cimentés	17-21	50-100	0-10	32-36
III	Argiles moyennes/ Sables fins	17-19	N/A	0	25-36
IV	Argiles molles sensibles	15-17	10-25	0-10	20-30

L'évaluation du poids volumique  $\gamma$  est assez fiable ; il peut être déterminé à  $\pm 15\%$  de sa valeur moyenne. Par contre,  $c_u$ ,  $c'$  et  $\phi'$  montrent des variations significatives principalement reliées à la variation naturelle des contextes géologiques et à la difficulté d'interprétation des résultats d'essais. Comme il y a beaucoup de variation dans les valeurs de  $c_u$ ,  $c'$  et  $\phi'$ , ceci rend la détermination précise de la résistance au cisaillement très difficile. Les argiles molles et sensibles ont des valeurs très faibles de  $c_u$ ,  $c'$  et  $\phi'$ . Ceci est important à considérer puisque plus de 80 % du territoire habité du Québec est fondé sur des dépôts d'argiles (figure 1) et la très grande majorité des excavations, surtout si elles sont assez profondes, est réalisée dans ces dépôts (Lafleur *et al.*, 1987).

#### 2.4.2.2 Sensibilité des argiles

La sensibilité des sols cohérents ( $S_t$ ) est définie par le rapport entre la résistance au cisaillement non drainé du sol intact ( $c_u$  ou  $S_u$ ) et la résistance au cisaillement non drainé du même sol et à la même teneur en eau dans un état complètement remanié ( $c_{ur}$  ou  $S_{ur}$ ). La sensibilité peut être mesurée au laboratoire (essai cône suédois) ou sur le terrain (essai au scissomètre de chantier).

Une argile est définie comme « sensible » lorsque sa résistance au cisaillement non drainé du sol remanié est de 25 % ou moins de la résistance du sol intact (soit une sensibilité  $S_t$  supérieure à 4). La sensibilité de certaines argiles peut aller jusqu'à 100 (Société canadienne de géotechnique, 2013). Ces argiles sensibles ont typiquement une teneur en eau supérieure ou égale à leur limite de liquidité. Les excavations profondes dans les argiles sensibles sont très dangereuses du fait d'une possible perte de résistance au cisaillement importante, résultant de déformations de la masse de sols sous, ou adjacente à, l'excavation (Société canadienne de géotechnique, 2013).

#### 2.4.2.3 Durée d'excavation

La durée d'excavation correspond à la période pendant laquelle l'excavation reste ouverte. Les risques de rupture augmentent avec la durée d'excavation (Tavenas et Leroueil, 1981). La plupart des excavations restent ouvertes moins d'une semaine, le temps d'enfouir des conduites ou faire un raccordement, alors que certaines excavations, telles que les mines à ciel ouvert, peuvent rester ouvertes plus longtemps, allant jusqu'à quelques années. Aussitôt que l'excavation atteint sa pleine profondeur, les contraintes totales  $\sigma$  cessent de varier dans le temps alors que les pressions interstitielles  $u$  peuvent changer au cours des cycles hydrologiques. Ces modifications influent directement les contraintes effectives et conséquemment la résistance au cisaillement  $\tau$  dans l'équation de Mohr-Coulomb. Les risques de rupture augmentent donc avec la durée de l'excavation (Tavenas et Leroueil, 1981).

#### 2.4.2.4 Géométrie de l'excavation et nappe phréatique

Des abaques colligeant des résultats d'analyses de stabilité montrent que le coefficient de sécurité de la pente est relié à la profondeur et à la pente des parois de l'excavation (Lafleur *et al.*, 1987). L'eau dans le sol influence directement les pressions interstitielles et peut changer le comportement des pentes de façon drastique. Conséquemment, l'évaluation de la position de la nappe phréatique doit absolument être effectuée avant d'entreprendre les travaux d'excavation. Notons que le *Code de sécurité pour les travaux de construction* ne fait pas mention de la nappe phréatique (RLRQ, c. S-2.1, r. 4).

### 2.4.3 Conclusion

La revue des principaux facteurs influençant la stabilité des parois montre que la principale incertitude dans l'évaluation des risques découle de la détermination de la résistance au cisaillement du sol, particulièrement pour les argiles molles et sensibles. Somme toute, la stabilité des travaux d'excavation dans l'argile dépend tellement de facteurs environnementaux qui modifient les caractéristiques intrinsèques  $c$  et  $\phi$  du matériau, ainsi que des facteurs organisationnels difficiles à contrôler, qu'en pratique, il faut étaçonner. À cette fin, on peut utiliser le recensement des systèmes d'étaçonnement et de blindage pour les excavations et les tranchées, effectué par Lan, Daigle, LeBoeuf et Chaallal (2008a, 2008b), pour sélectionner le système d'étaçonnement et de blindage qui convient le mieux à la classe de sol.

## 2.5 Poussée des terres sur les ouvrages de soutènement

Pour des parois de 6 mètres ou moins de profondeur couramment rencontrées sur les chantiers, le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (MCIF) (Société canadienne de géotechnique, 2013) recommande toujours l'utilisation de la méthode empirique et simplifiée dite du « *fluide équivalent* », recommandée par Terzaghi et Peck (1967) et le *Naval Facilities Engineering Command* (1982). Dans les faits, la poussée des terres agissant sur le blindage dépendra de la méthode de sa mise en place, des interactions possibles avec le sol et des conditions hydrauliques de l'excavation. Hormis les méthodes numériques par éléments finis, la pression latérale des terres est habituellement évaluée par des méthodes s'appuyant sur l'équilibre plastique limite du sol de Coulomb ou de Rankine. D'autres méthodes semi-empiriques, issues d'observations et de mesures *in situ* sur des blindages en vraie grandeur ont aussi été développées pour des blindages.

Concernant la poussée des terres, le CNBC (CNRC, 2015) mentionne dans son commentaire K qu'il « n'y a aucune solution théorique générale qui puisse permettre de prévoir de façon satisfaisante la poussée des terres sur les parois de soutènement flexibles et semi-flexibles couramment utilisées dans toutes les espèces de conditions d'appui possibles. » Ainsi, les courbes enveloppes générales, bien que fort pratiques, ne sont pas parfaites et le conservatisme devrait être privilégié à moins de faire des simulations numériques avancées.

Le CNBC (CNRC, 2015) mentionne également dans son commentaire K que « les coefficients de poussée des terres applicables [pour les enveloppes de poussée des terres] varient de  $K_A$ , coefficient de poussée active, à  $K_0$ , coefficient de poussée au repos, selon les mouvements admis pour le sol et la paroi ». Finalement, le code ajoute que « en ce qui concerne le calcul de la poussée latérale des terres dans des conditions d'états limites ultimes, il faut multiplier ces distributions par les coefficients de charge appropriés ». Cette dernière phrase permet en fait de s'assurer qu'un certain coefficient de sécurité sera présent pour le système de soutènement retenu.

### **2.5.1 Poussée des terres sur les parois rigides : méthodes classiques**

La poussée des terres est la pression latérale minimale engendrée par la masse de terre à l'arrière d'un ouvrage de soutènement qui peut se déplacer ou se déformer. Elle correspond à l'état de rupture où la résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée pour résister aux forces de pesanteur. Cette poussée des terres dépend du type de sol. La butée des terres est la pression latérale maximale mobilisée par le déplacement relatif de l'écran qui comprime le massif de sol. Elle correspond à l'état de rupture où la résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée pour résister aux pressions latérales. Cette butée des terres dépend du type de sols.

Le frottement massif-écran n'est considéré que s'il y a mouvement relatif entre le mur et l'écran. On consultera le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013) pour obtenir les formules classiques de poussée et de butée suivant les solutions de Coulomb ou de Rankine.

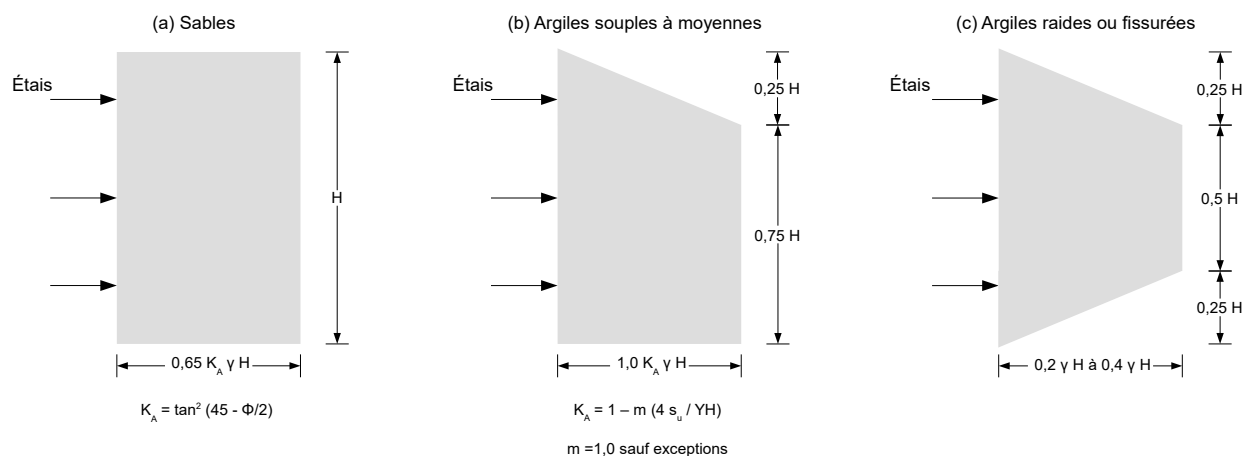
L'approche en contraintes totales est généralement utilisée pour les sols cohérents. Celle en contraintes effectives est utilisée si le drainage a lieu durant l'ouverture de la fouille. Si tel est le cas, la pression est évaluée suivant les deux approches et le cas le plus critique est conservé.

### **2.5.2 Poussée des terres sur les parois flexibles : méthodes classiques**

D'après le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013) pour les ouvrages de soutènement rigides tels que les murs-poids autoportants, les pressions des terres et de l'eau peuvent être calculées dans bien des cas à partir de la théorie. Par contre, pour les ouvrages flexibles ou semi-flexibles, tels que ceux couramment utilisés pour le soutien temporaire des faces verticales de fouilles et pour les cloisons permanentes flexibles et ayant une variété de conditions de soutien, il n'y a pas de solutions théoriques générales satisfaisantes disponibles pour estimer les pressions des terres.

Le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013) donne à la figure 11 différentes pressions des terres d'un matériau pulvérulent agissant sur un ouvrage de soutènement en fonction des déformations latérales du sol et du déplacement (translation, rotation autour de la base/sommet) de l'ouvrage. Pour les ouvrages flexibles, la pression est plus complexe.

Pour une paroi rigide comme un mur de soutènement, la pression passive des terres créée à l'arrière du mur est différente de celle générée sur un blindage flexible dont les éléments ne reprennent pas les mêmes sollicitations et se déforment différemment. La distribution des pressions dépend du type de blindage et de sa méthode de mise en place. Conséquemment, pour un blindage de fouille, il est recommandé d'utiliser les enveloppes de pressions empiriques données dans le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013). Ces pressions sont issues des travaux de Terzaghi (1936, 1943) et Peck (1969) pour des blindages retenant des sables (figure 11a), de l'argile saturée molle à ferme (figure 11b) et de l'argile raide fissurée (figure 11c). Le facteur  $m$  varie de 0,4 à 1,0 pour les argiles molles à fermes, dépendamment de la consistance de la base du sol.



**Figure 11. Diagrammes de pressions apparentes sur les écrans proposés pour différents sols.**

Adaptée de *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, par Société canadienne de géotechnique, 2013. ©BiTech Publishers, 2013.

### 2.5.3 Travaux de recherche récents sur les fouilles avec soutènement

Avec le développement de nouvelles méthodes d'analyse, comme la méthode par éléments finis, l'étude du comportement de fouilles avec soutènement a connu des développements importants ces dernières années. On sait maintenant que le calcul des fouilles avec soutènement requiert un examen attentif de la stabilité globale et locale du sol, de la capacité structurale des éléments de support, du contrôle des déformations du sol et des pressions interstitielles. En fonction des contraintes du site, la sélection des éléments du système de support sera régie par les hypothèses concernant soit la charge latérale admissible, soit les déformations du sol. Le système de support peut être qualifié d'actif (*braced support* ou *shoring*) ou passif (*trench box*). Depuis 1969, des modifications ont été proposées aux diagrammes originaux de Peck (1969). Notamment :

- Henkel (1971) a modifié l'équation de Terzaghi et Peck (1967) utilisée pour calculer la pression de la terre dans les argiles molles à moyennes (figure 11b). Henkel suppose un mécanisme de rupture compatible avec une localisation plus profonde du plan de rupture. Les valeurs rétrocalculées par Henkel indiquent que la méthode de Peck avait sous-estimé le coefficient de pression active des terres. Henkel (1971) a proposé une équation modifiée :

$$K_A = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left( 1 - \frac{5,14S_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (4)$$

- Les travaux du *Federal Highway Administration* (1999) ont résulté en des formulations alternatives pour les dépôts de sable et d'argile raide. La répartition des contraintes est notamment influencée par la position des boutons ou des ancrages et des formulations améliorées sont maintenant recommandées.

- Au MIT, les travaux de Hashash et Whittle (1996, 2002) sur les excavations étaionnées dans l'argile ont montré que l'évolution de la poussée latérale sur un écran de soutènement est une fonction complexe de la flexibilité de l'écran et de la magnitude des déformations de cisaillement en profondeur et que, globalement, les diagrammes de Peck (1969) sous-estiment la pression latérale apparente. Ces travaux ont essentiellement confirmé les conclusions atteintes par Goldberg, Jaworski et Gordon (1976a, 1976b, 1976c), obtenues par des analyses par MEF. Un écran très flexible produira des pressions des terres se rapprochant alors de celles proposées par Peck (1969). Ces analyses ont aussi démontré la présence d'un effet d'arche se développant dans le sol, au contact du blindage.
- Au NGI (Norvège), Karlsrud et Andresen (2005) concluent que le développement de la poussée des terres sur des soutènements mis en place dans des argiles sensibles est une fonction complexe de la flexibilité du soutènement, ainsi que de l'anisotropie, de l'épaisseur de la couche argileuse et des déformations en fond de fouille dans la couche argileuse. Ces auteurs concluent également que les diagrammes de Peck (1969), Flaate (1966) et Flaate et Peck (1972) sous-estiment considérablement les poussées dans le cas des argiles très molles, en indiquant que la concordance est cependant meilleure avec des argiles plus raides.

Selon Poulos, Carter et Small (2002), les détails et la séquence de construction, ainsi que les interactions sol-structure ont un impact significatif sur les mouvements et sur les charges latérales agissant sur le système de retenue. Les plus récents travaux de recherche conduits à l'Université de Cambridge dans des massifs argileux confirment aussi le rôle déterminant de l'interaction entre le massif de sol et la flexibilité du soutènement dans le développement des charges latérales et les mouvements des éléments structuraux (Lam, 2010).

Dans un autre contexte, soit celui de la détermination des déplacements ou des efforts internes dans une structure permanente de soutènement, les méthodes par coefficients de réaction, ou méthodes des ressorts, peuvent s'avérer être fort utiles (Clayton, Milititsky, Woods, et Bond, 2013). Dans cette approche, le sol est remplacé par une série de ressorts distincts qui sont indépendants et n'ont pas d'interaction entre eux. Cette méthode est quelquefois appelée 'Méthode des ressorts de Winkler' ou 'Méthode des ressorts non linéaires de Winkler'. Cette approche a connu des développements très importants dans le domaine des pieux et des fondations profondes (Matlock, 1970; Reese et Van Impe, 2011), mais elle est très peu utilisée dans les cas de structures temporaires, notamment en raison de la difficulté d'évaluer sur une base rationnelle les paramètres de sol fortement non linéaires et de reproduire les effets complexes de la rupture progressive.

#### **2.5.4 Conclusion**

Cette revue de la littérature montre que les travaux théoriques et expérimentaux classiques sur lesquels se basent les recommandations des guides standards de pratiques ont été effectués sur un nombre limité d'histoires de cas et sur des argiles plus raides que celles que nous retrouvons au Québec. Les outils d'analyse utilisés par ces chercheurs étaient aussi limités et les concepts d'interaction sol-structure en relation avec la mobilisation de la résistance du sol et la rotation des contraintes n'étaient pas encore clairement compris. Les diagrammes de pression latérale de Peck, surtout ceux proposés dans les argiles molles et sensibles, doivent être validés ou adaptés pour les argiles du Québec.

Dans le cadre de cette étude, avec l'avènement de moyens informatiques et de logiciels de MEF ou de MDF de plus en plus performants, il est possible de simuler le comportement de différents types de sols multicouches et leur interaction avec le système de blindage (incluant ou non le déplacement du blindage ainsi que les conditions d'hydrauliques du sol). L'utilisation du logiciel PLAXIS permet de vérifier les poussées des terres adaptées à une classification propre aux sols du Québec et de déterminer l'ensemble des cas de charges avec des conditions réelles d'utilisation des blindages.





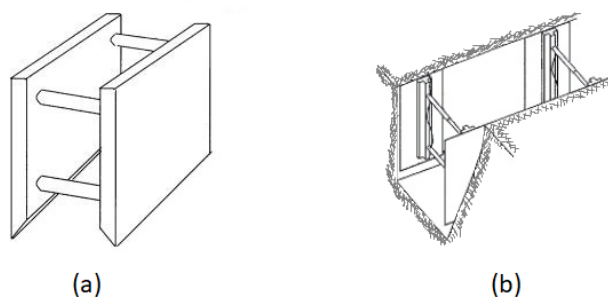
### 3. OBJECTIFS DE RECHERCHE

#### 3.1 Objectifs

Le but de ce projet de recherche est de revoir et de mettre à jour les méthodes de calcul des fouilles en tranchée afin de tenir compte de la nature géotechnique des sols du Québec, notamment de la présence des sols à grains fins d'origine marine ou glaciolacustre qui recouvrent une bonne proportion des zones habitées du Québec. Ce projet poursuit trois objectifs spécifiques :

1. en s'inspirant de la classification des sols de Cal/OSHA (*Department of Industrial Relations, 2015*), classer les sols des zones urbaines du Québec en fonction de leurs caractéristiques géotechniques selon le roc et trois types de sols en ordre décroissant de stabilité, et élaborer une méthode simple pour déterminer *in situ* le type de sol d'un site de travail en vue de réaliser des travaux d'excavation et d'échançonnement;
2. évaluer et valider la résistance et le comportement des systèmes d'échançonnement pour les travaux en tranchée pour différentes classes de sols et conditions de chargement;
3. proposer des enveloppes de poussée permettant de choisir un système d'échançonnement, en tenant compte des caractéristiques des sols ainsi que des conditions géologiques, géotechniques et des paramètres structuraux du système d'échançonnement retenu.

L'étude se limite aux tranchées et aux excavations d'une profondeur maximale de 6 m, et aux systèmes de soutènement de type boîte de tranchée (système dit passif, figure 12a) et étais hydrauliques (système dit actif, figure 12b).



**Figure 12. Systèmes de soutènement étudiés : (a) boîte de tranchée, (b) étais hydrauliques.**



## 4. MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET DE SIMULATION

### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente le programme expérimental effectué pour la caractérisation géotechnique *in situ* et au laboratoire de l'argile de Louiseville. Il présente également le programme de simulations numériques utilisé, d'une part, pour le rétrocalcul de deux tranchées non soutenues (A-1 et A-2) et de deux tranchées soutenues (B et C) et, d'autre part, pour l'étude paramétrique du comportement d'une boîte de tranchée. La figure 13 résume les principales étapes de la méthodologie suivie pour ce projet de recherche.

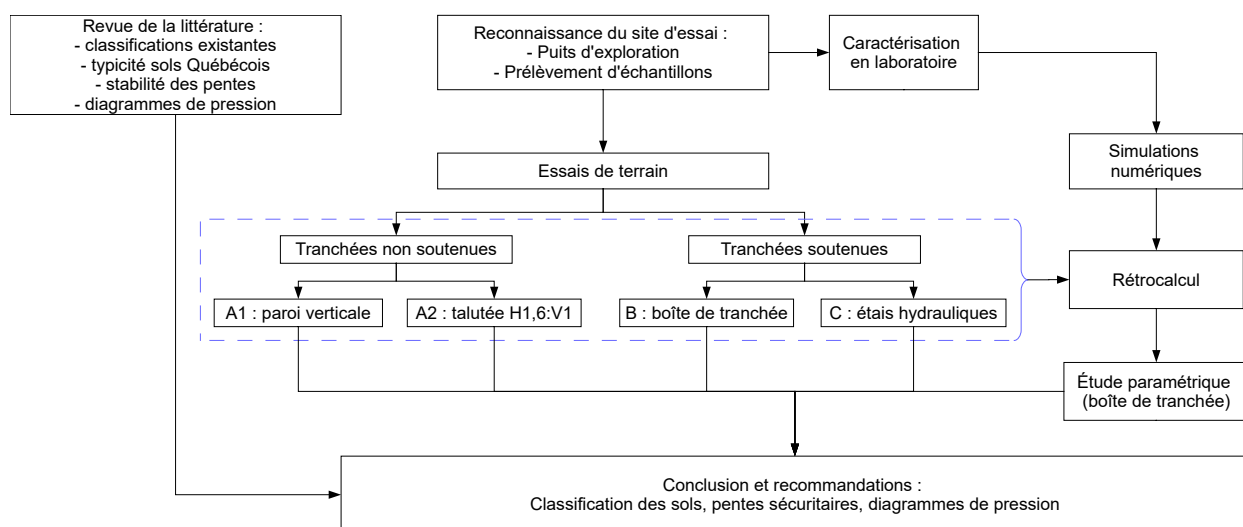


Figure 13. Schématisation des principales étapes de la méthodologie.

### 4.2 Reconnaissance géotechnique du site d'essais de Louiseville

Le site d'essais se situe à 100 km au nord-est de Montréal, sur la rive nord du fleuve Saint-Laurent, dans la municipalité de Louiseville. Un programme de reconnaissance géotechnique *in situ* a été réalisé par l'Université Laval pour préciser la stratigraphie au site des 4 essais et pour obtenir les paramètres géotechniques pour les analyses et les simulations. Des données de forages et d'essais au piézocône (essai CPTu) effectués à proximité du site nous ont été transmises par le ministère des Transports du Québec (MTQ) et ont été utilisées dans le cadre de ce projet. Le tableau 12 résume l'ensemble des travaux de reconnaissance géotechnique effectués au site expérimental de Louiseville par l'Université Laval.

**Tableau 12 Essais et investigations de terrain réalisés sur le site expérimental de Louiseville**

Type d'essai	Nombre	Identification	Profondeur (m)	Date de réalisation
Puit d'exploration	1	E01	5,20	13/06/2017
Prélèvement tube grand diamètre	4	T01	2,13	22/09/2017
		T02	2,13	22/09/2017
		T03	3,05	22/09/2017
		T04	3,05	22/09/2017
Puits d'observation	2	P01	1,80	02/06/2018
		P02	1,80	02/06/2018
Scissomètre	2	V01	19,50	09/05/2018
		V02	19,50	31/07/2018

#### 4.2.1 Puits d'exploration

Le 13 juin 2017, un puits d'exploration a été réalisé afin de confirmer la viabilité du site pour le projet ainsi que pour connaître sa stratigraphie. Une première rupture localisée, par écaillage vertical, est survenue 33 minutes après le début de l'excavation à une profondeur de 3 m. Une fissure est apparue une minute avant la rupture de la paroi. L'excavation a duré 47 minutes et a atteint une profondeur de 5,2 m. Une coupe stratigraphique du puits d'exploration est présentée à la figure 14. On retrouve une épaisseur de 0,6 m de croûte argileuse fissurée en surface, suivie de 1,4 m d'argile brune altérée de plasticité élevée. Finalement, à partir de 2 m de profondeur, le site renferme de l'argile grise silteuse, molle à ferme, de plasticité élevée.

Il n'y a pas eu de rupture globale des parois du puits d'exploration à 5,2 m de profondeur, ce qui permet de penser que le sol sera suffisamment stable pour les séries d'essais sur des fouilles blindées et non blindées.

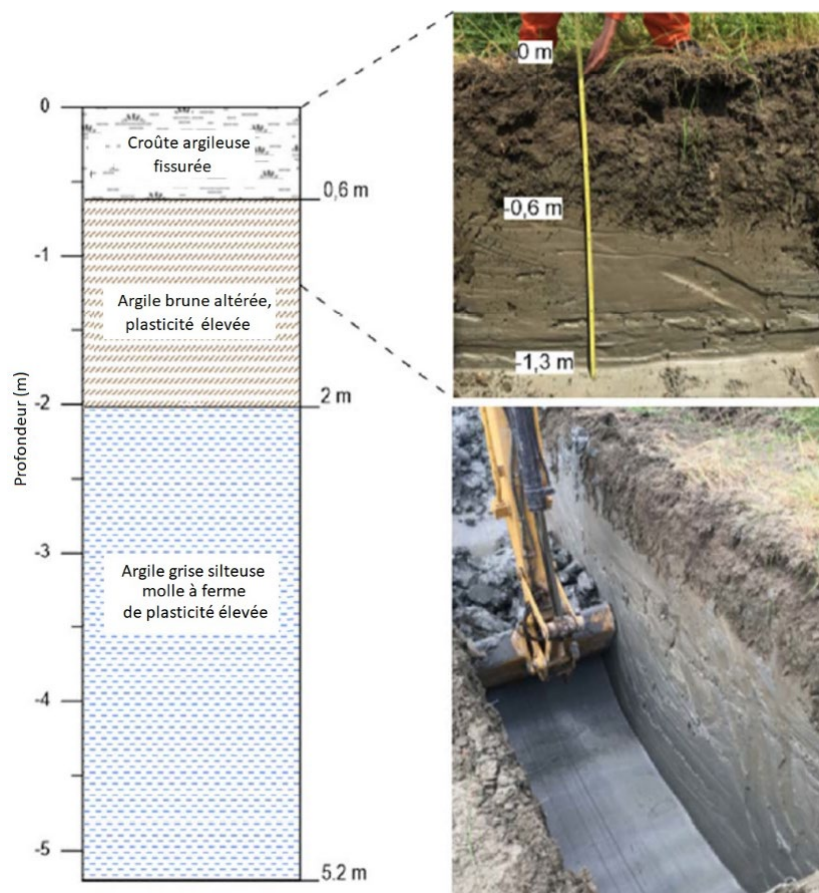


Figure 14. Puits d'exploration et stratigraphie observée.

#### 4.2.2 Prélèvement d'échantillons

Quatre échantillons d'argiles ont été prélevés le 22 septembre 2017 sur le site de Louiseville. Les échantillons 1 et 2 ont été prélevés à une profondeur de 2,13 m, juste sous le changement de stratigraphie entre la couche d'argile brune altérée et l'argile grise silteuse. Les échantillons 3 et 4 ont été prélevés à 3,05 m de profondeur, dans l'argile grise silteuse plus sensible au remaniement (figure 15).

Afin de pouvoir prélever ces échantillons, le sol a successivement été excavé de 0,6 m, 1,52 m et 0,92 m, pour une profondeur totale de 3 m. Les échantillons ont été prélevés à l'aide de l'échantillonneur Laval (Rochelle, Sarrailh, Tavenas, Roy, et Leroueil, 1981), afin d'obtenir des échantillons de la meilleure qualité possible : cet échantillonneur a été spécifiquement développé pour les argiles sensibles et il présente l'avantage de permettre de réaliser plusieurs essais comparatifs sur un même échantillon. Il s'agit de tubes à paroi mince (5 mm d'épaisseur) de 200 mm de diamètre et de 600 mm de hauteur (figure 15). Les quatre tubes ont été paraffinés puis scellés avec une pellicule de plastique aux deux extrémités afin de préserver l'humidité naturelle des échantillons, selon la méthode préconisée par Rochelle, Leroueil et Tavenas (1986). Pour réduire les risques de remaniement dans le transport, les tubes ont été transportés à la verticale, dans une boîte qui reposait dans un bac de copeaux de styromousse. Enfin, en

attendant de procéder aux essais de laboratoire, les tubes d'échantillons ont été conservés dans une chambre froide dont la température et le taux d'humidité sont gardés constants à 7-8 °C et à 100 % d'humidité, comme recommandé par Rochelle *et al.* (1986).



**Figure 15.** Prélèvement d'échantillons : position des échantillons dans la stratigraphie du site de Louiseville et photos de l'échantillonneur Laval.

#### 4.2.3 Programme d'essais *in situ*

Deux essais au scissomètre Nilcon ont été faits. Le premier a été réalisé le 9 mai 2018 au niveau du terrain naturel (V01). L'essai a débuté à 1 m et s'est terminé à 19,5 m de profondeur avec des incréments de 0,5 m. Le deuxième essai (V02) a été réalisé le 31 juillet 2018 à l'intérieur de la tranchée B. Un scissomètre M-1000 de Roctest a été utilisé à l'aide d'un bâti d'enfoncement (figure 16). Le bâti d'enfoncement était fixé au sol à l'aide de 4 tarières. La base du bâti était ensuite mise au niveau et fixée aux tarières. Les résultats de ces essais scissométriques sont présentés à la section 5.1.2.



**Figure 16.** Scissomètre M-1000 Roctest.

#### **4.2.4 Programme d'essais de laboratoire**

Quatorze essais mécaniques ont été réalisés sur l'argile de Louiseville. Les résultats sont présentés brièvement à la section 5.1.3, alors que tous les détails sont donnés dans le rapport annexe [RA-1144-fr](#). Le programme d'essais mécaniques est résumé au tableau 13. Tous les essais ont été réalisés sur des spécimens d'argile provenant des niveaux 3,35 m ou 3,47 m (argile grise silteuse). Les éléments de sols dans les travaux d'excavation et de soutènement suivent des trajectoires de contraintes très complexes et le choix des types d'essais a été fait pour couvrir les principaux chemins de contraintes induits par ces travaux. Cinq types d'essais différents ont été utilisés afin de tenir compte, dans la mesure du possible, de l'anisotropie naturelle du matériau, mais aussi de l'anisotropie découlant de l'état de contraintes induit par la décompression du massif de sol.

Le rôle de l'histoire des contraintes et de la déstructuration sur la résistance de l'argile a aussi été considéré. Les essais réalisés sont :

- Essais triaxiaux consolidés isotropiquement et cisailés en compression (4 essais CIUC);
- Essais triaxiaux consolidés anisotropiquement et cisailés en compression (2 essais CAUC reconsolidés sous un rapport de pressions de consolidation  $K_0 (= \sigma'_h/\sigma'_{vc})$  de 0,55);
- Essais triaxiaux consolidés anisotropiquement et cisailés en extension (3 essais CAUE reconsolidés sous un rapport de pressions de consolidation  $K_0 (= \sigma'_h/\sigma'_{vc})$  de 0,55);
- Essais triaxiaux consolidés anisotropiquement et cisailés en déchargement latéral (2 essais CAUDL reconsolidés sous un rapport de pressions de consolidation  $K_0$  de 0,55);
- Essais en cisaillement simple à volume constant et à chargement statique (3 essais DSS);
- Essais de consolidation œdométrique (7 essais).

**Tableau 13 Programme d'essais mécaniques (triaxiaux et en cisaillement simple)**

Type	Désignation	Description	Échantillon	Profondeur (m)
CIUC	CIUC - 01 (OC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé isotropiquement; $\sigma'_c = 40$ kPa	EL-11	3,35@3,48
	CIUC - 02 (OC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé isotropiquement; $\sigma'_c = 17$ kPa	EL-11	3,35@3,48
	CIUC - 03 (NC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé isotropiquement; $\sigma'_c = 100$ kPa	EL-11	3,35@3,48
	CIUC - 04 (NC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé isotropiquement; $\sigma'_c = 160$ kPa	EL-11	3,35@3,48
CAUC	CAUC - 05 (OC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 70$ kPa, $\sigma'_h = 38,5$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-11	3,35@3,48
	CAUC - 06 (NC)	Essai triaxial non drainé en compression consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 200$ kPa, $\sigma'_h = 110$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-11	3,35@3,48
CAUE	CAUE - 07 (OC)	Essais triaxiaux non drainés en extension consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 25$ kPa, $\sigma'_h = 14$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-15	3,35@3,48
	CAUE - 08 (OC)	Essais triaxiaux non drainés en extension consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 57$ kPa, $\sigma'_h = 31,5$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-15	3,35@3,48
	CAUE - 09 (OC)	Essais triaxiaux non drainés en extension consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 70$ kPa, $\sigma'_h = 38,5$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-15	3,35@3,48
CAUDL	CAUDL - 10 (OC)	Essai triaxial non drainé en déchargement latéral et consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 25$ kPa, $\sigma'_h = 14$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-15	3,35@3,48
	CAUDL - 11 (OC)	Essai triaxial non drainé en déchargement latéral et consolidé anisotropiquement avec $\sigma'_v = 57$ kPa, $\sigma'_h = 31,5$ kPa ( $K_0 = 0,55$ )	EL-15	3,35@3,48
DSS <sub>STAT</sub>	DSS <sub>STAT</sub> -01 (OC)	DSS statique à volume constant, $\sigma'_{vc} = 57$ kPa	EL-16	3,47@3,54
	DSS <sub>STAT</sub> -02 (OC)	DSS statique à volume constant, $\sigma'_{vc} = 25$ kPa	EL-16	3,47@3,54
	DSS <sub>STAT</sub> -03 (NC)	DSS statique à volume constant, $\sigma'_{vc} = 142,86$ kPa	EL-16	3,47@3,54



## 4.3 Essais de terrain

### 4.3.1 Plan d'expérience

Quatre tranchées d'essais ont été réalisées : deux tranchées non soutenues (A-1 et A-2), une tranchée blindée par un caisson (B) et une tranchée étalementée (C) (tableau 14).

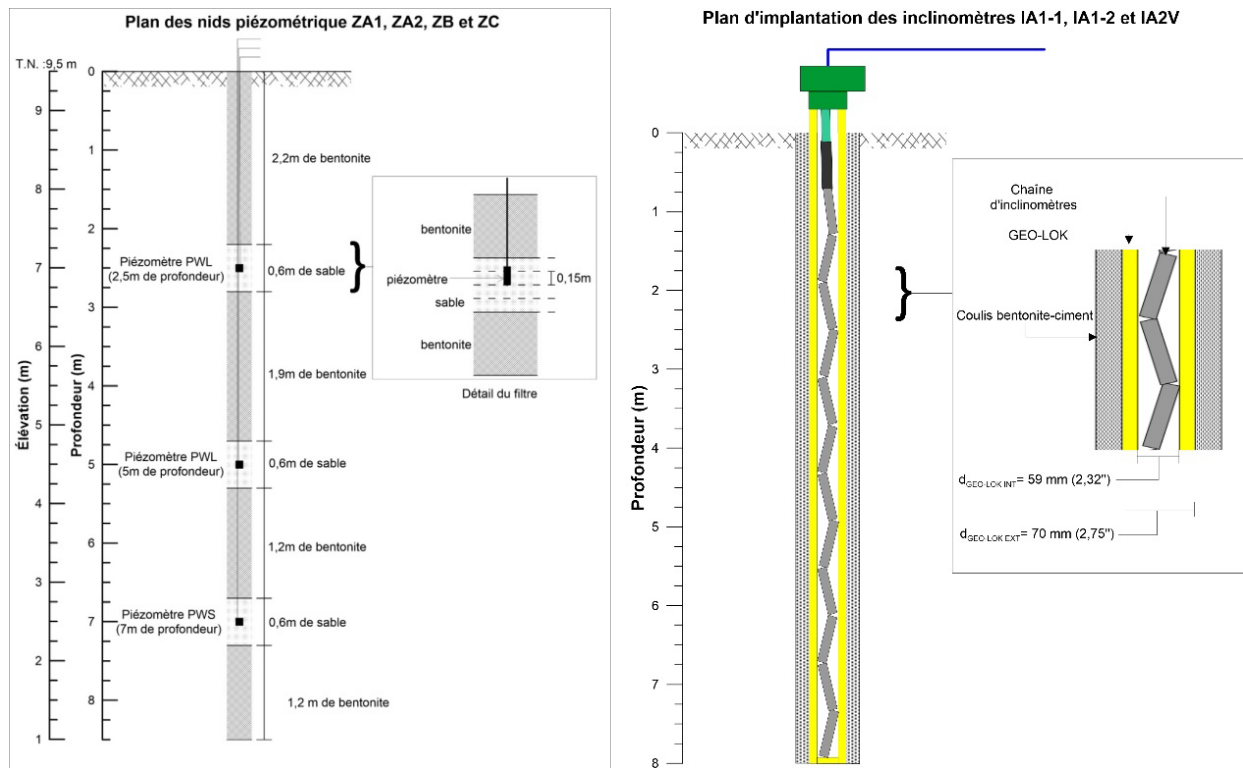
**Tableau 14. Plan d'expérience pour les essais de terrain**

Essai n°	Longueur (m)	Hauteur (m)	Soutènement	Surcharge q (kPa)
A-1	10	5	Non soutenue, paroi verticale	0
A-2	10	4,2	Non soutenue, pente 1,6:1	30
B	4	6	Caisson Pro4 10 x 10, 1,5 m de largeur	0
				45
C	10	2,4	Étais hydrauliques et contreplaqué, 1,1 m de largeur	0
				30

### 4.3.2 Instrumentation

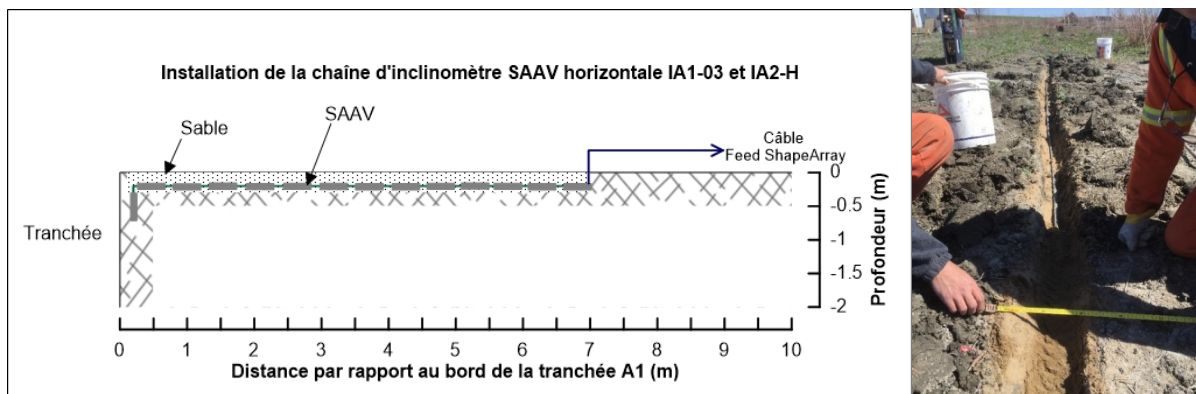
#### 4.3.2.1 Instrumentation géotechnique

La mise en place des chaînes d'inclinomètres s'est faite en forage destructif jusqu'à 8 m de profondeur à l'aide d'un tubage de HW de 101,6 mm de diamètre. Une fois le forage achevé, un tube inclinométrique GEO-LX de 70 mm de diamètre a été inséré dans le trou. Afin de pouvoir descendre les GEO-LX dans le trou rempli d'eau, il a été nécessaire de remplir d'eau les tubes GEO-LX pour contrer la poussée d'Archimède. Une fois les GEO-LX en place, des tiges de scissomètre ont été raccordées, puis insérées à l'intérieur de manière à fournir un poids pour maintenir le GEO-LX centré dans le trou de forage (figure 17). Un coulis a ensuite été injecté à la base du trou à l'aide d'une pompe. Pour la tranchée A-1, le coulis était composé de 30 kg de ciment Portland type GU de la marque Marco, de 20 kg d'eau et de 1 kg de bentonite Quick-gel de la marque Baroid. Le ratio du mélange pour le coulis était ainsi de 30:20:1. Pour la tranchée A-2, le mélange du coulis respectait les proportions de 40:20:1. Les tiges de scissomètres ont été retirées des GEO-LX après une période de consolidation de 48 heures. Un inclinomètre horizontal a également été installé (figure 18).



**Figure 17. Installation des piézomètres et des inclinomètres dans le sol.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



**Figure 18. Implantation d'un inclinomètre horizontal.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

#### 4.3.2.2 Instrumentation des systèmes d'étançonnement

L'instrumentation des systèmes d'étançonnement a été conçue par les techniciens de l'École de technologie supérieure (ÉTS). Il s'agissait d'une version améliorée de celle utilisée lors d'une étude précédente (Lan *et al.*, 2008a, 2008b), avec des équipements de mesure placés aux

endroits stratégiques du système d'étalement déterminés par les chercheurs de l'Université Laval. Tous les instruments ont été vérifiés et validés au laboratoire de l'ÉTS avant le début des essais en chantier. Les instruments suivants ont été utilisés :

- des inclinomètres verticaux pour mesurer l'inclinaison de la paroi;
- des cellules de pression placées à différentes profondeurs sur la paroi externe du côté instrumenté du système d'étalement pour mesurer les pressions horizontales exercées par la poussée des terres sur la paroi (figure 19);
- des jauges de déformation pour évaluer les efforts dans les membrures des boîtes de tranchée (figure 20);
- un système d'acquisition automatique de données en mode continu à long terme.

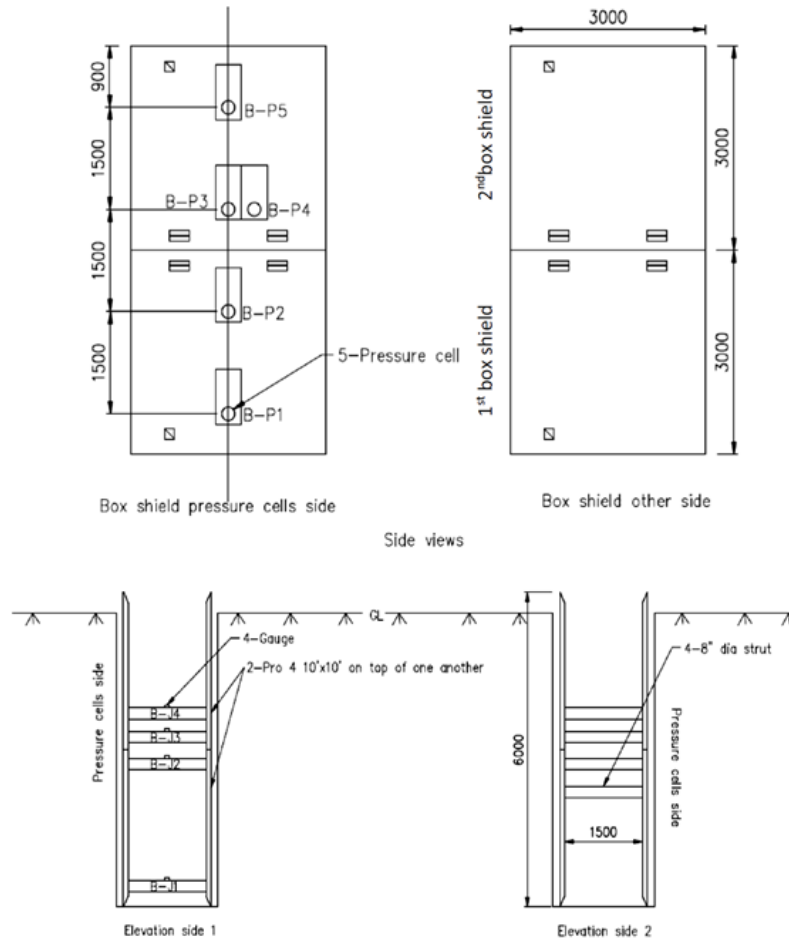


Figure 19. Cellules de pression préparées au laboratoire (gauche) et installées sur la boîte de tranchée (droite).

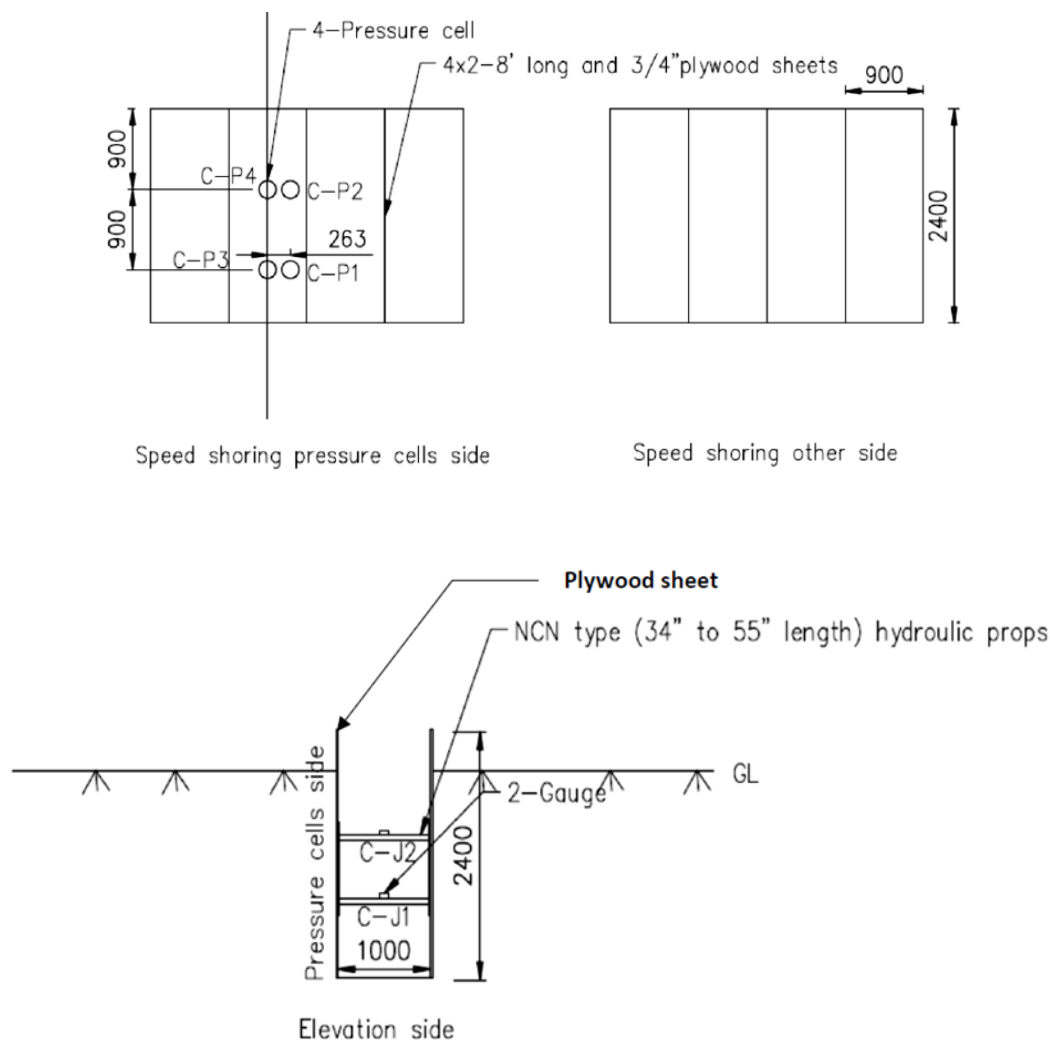


Figure 20. Jauges de déformation installées sur les membrures des boîtes de tranchée.

La figure 21 présente l'emplacement des cellules de pression et des jauges de déformation sur les boîtes de tranchées (tranchée B), alors que la figure 22 permet de voir l'emplacement des cellules de pression sur les feuilles de contreplaqué et des jauges de déformation pour les étais hydrauliques (tranchée C).



**Figure 21. Emplacement des cellules de charge et des jauges de déformation sur les boîtes de tranchée (Tranchée B).**



**Figure 22. Emplacement des cellules de charge et des jauges de déformation sur les étais hydrauliques et feuilles de contreplaqué (Tranchée C).**

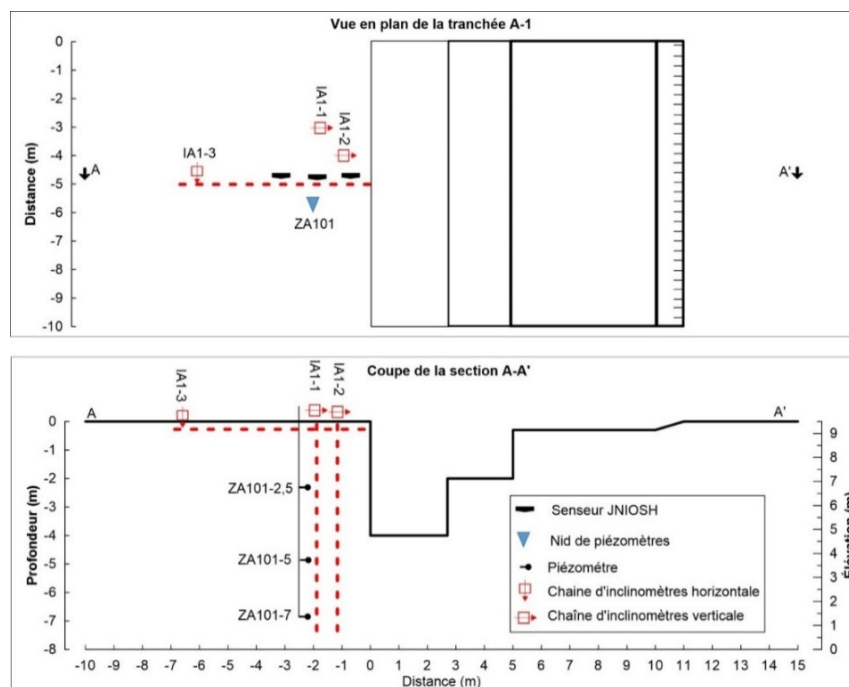
### 4.3.3 Excavation et chargement des tranchées

#### 4.3.3.1 Tranchées et excavations non étaisonnées : A-1 et A-2

Les observations et les résultats des mesures effectuées sur les tranchées A-1 et A-2 sont présentés aux sections 5.3.2 et 5.3.3, respectivement.

La figure 23 présente la disposition des instruments utilisés pour le suivi du comportement du sol. Deux piézomètres à corde vibrante de type PWL à 2,5 et à 5 m de profondeur et un piézomètre de type PWS à 7 m de profondeur ont été installés pour suivre les pressions interstitielles. Les chaînes d'inclinomètre IA1-1 et IA1-2, installées à la verticale, étaient positionnées respectivement à 1,75 m et à 1 m du bord de la tranchée pour suivre les déformations horizontales. La chaîne d'inclinomètre IA1-3 installée à l'horizontale permettait de suivre les déformations verticales sur une distance de 7 m derrière le bord de la tranchée. Trois senseurs

ont été installés par le *National Institute of Occupational Safety and Health in Japan* (JNIOH), pour capter les accélérations perçues dans le sol et émettre un signal d'alarme avant la rupture de la tranchée. La figure 24 permet de voir la configuration du site avant son excavation.



**Figure 23. Vues en plan et en coupe de la tranchée A-1 avec la répartition de l'instrumentation.**

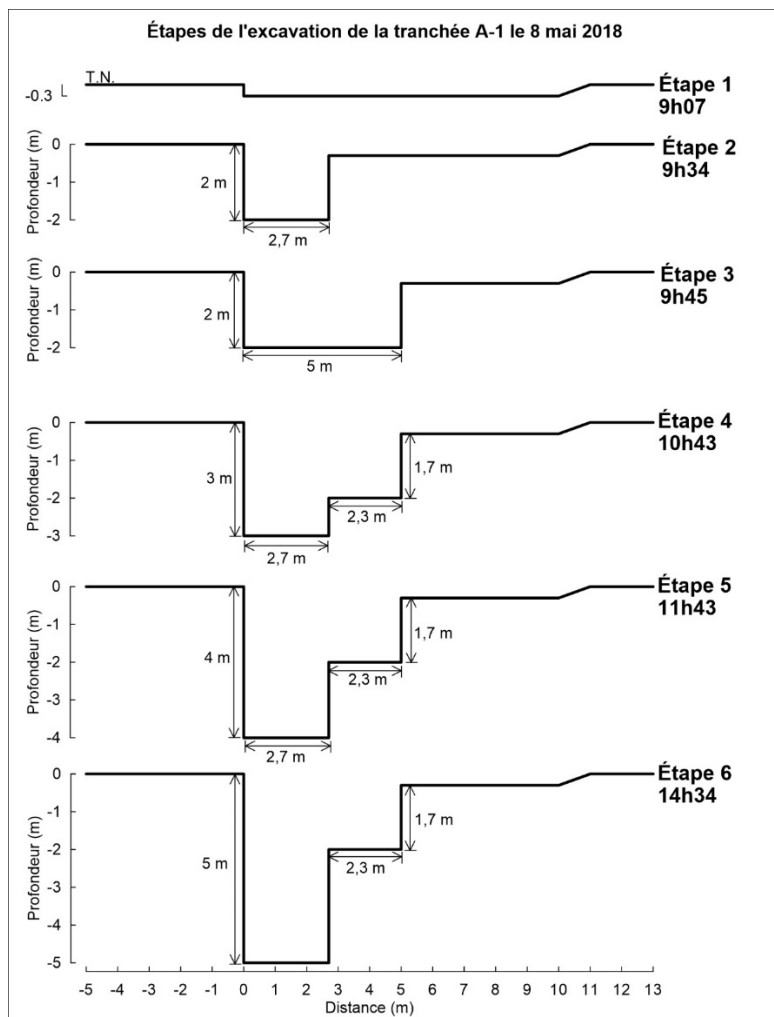
De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



**Figure 24. Vue de face de la tranchée A-1 et de la disposition des instruments.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

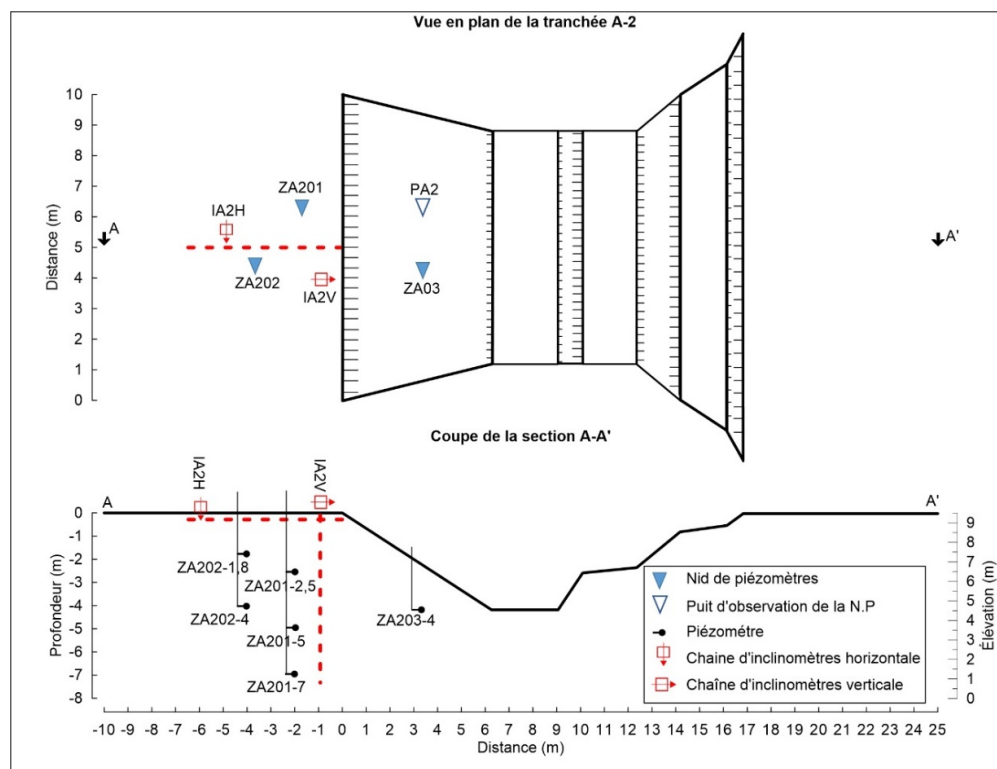
L'excavation de la tranchée A-1 a débuté le 8 mai 2018 à 9h07. L'excavation s'est déroulée en six étapes, l'étape 1 étant celle montrant la géométrie initiale du sol, où 30 cm de sol avait été retiré la veille et l'étape 6, au moment de la rupture qui a mis fin à l'excavation. La géométrie de la tranchée, à chacune de ces étapes, ainsi que l'heure à laquelle elles furent atteintes sont présentées à la figure 25.



**Figure 25. Étapes chronologiques de l'excavation de la tranchée A-1 : vue en coupe.**  
 De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

La figure 26 présente la disposition des instruments utilisés pour le suivi du comportement du sol. Deux piézomètres à corde vibrante de type PWL à 2,5 et 5 m de profondeur et un piézomètre de type PWS à 7 m de profondeur ont été installés pour suivre les pressions interstitielles. Le nid de piézomètre ZA202, installé le 12 juin, se trouve 4 m derrière l'escarpement et contient 2 piézomètres PWL, situé à 1,8 m et à 4 m de profondeur. Le nid de piézomètre ZA203, installé le 24 juillet, se trouve à 3,3 m dans la pente de la tranchée et contient 1 piézomètre PWL à 2 m de profondeur. La chaîne d'inclinomètre IA2-V, installée à la verticale à 1 m du bord de la tranchée, permet de suivre les déformations horizontales. La chaîne d'inclinomètre IA2-H, installée à

l'horizontale, permet de suivre les déformations verticales sur une distance de 7 m derrière le bord de la tranchée. Des senseurs ont été installés par le JNIOSSH. La figure 27 permet de voir la répartition des instruments sur le site.



**Figure 26. Vues en plan et en coupe de la tranchée A-2 avec la répartition de l'instrumentation.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

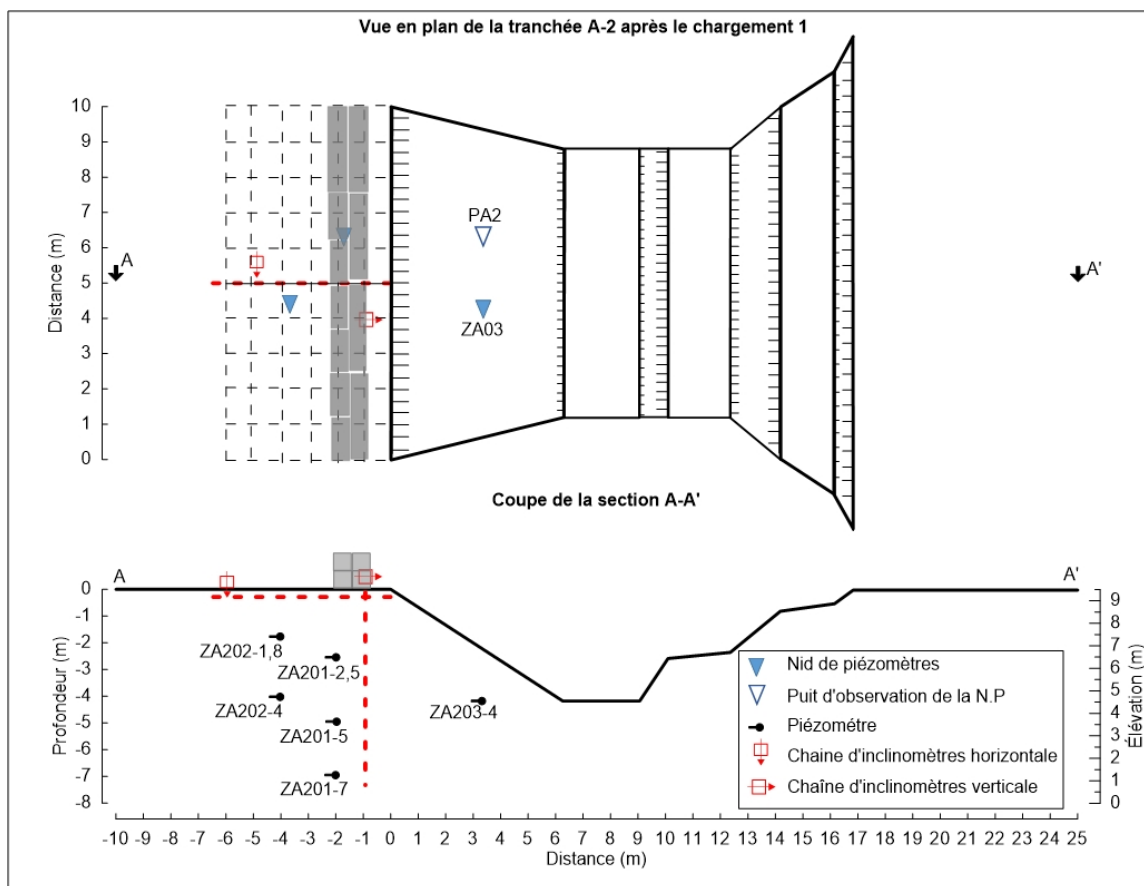


**Figure 27. Vue de face de la tranchée A-2 et de la disposition des instruments.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



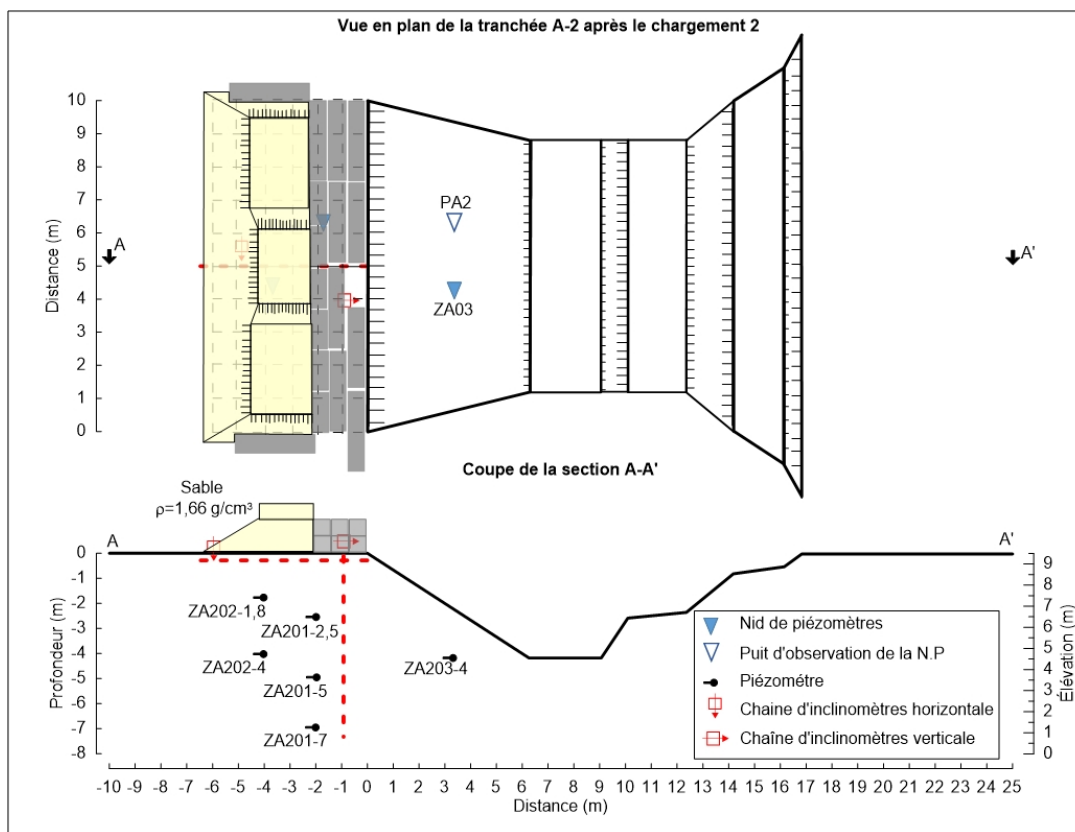




**Figure 29. Disposition des blocs de béton lors du premier chargement de la tranchée A-2.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

La deuxième partie du chargement a débuté le 7 août 2018 à 9h25 et a pris fin à 11h00 le même jour (figure 30). Des blocs de béton ont été déposés au sommet de la tranchée A-2, directement au bord de l'escarpement. Un total de 10 blocs de  $8' \times 2' \times 2'$  ( $2,43 \times 0,6 \times 0,6$  m) ont été déposés. Les blocs avaient une masse qui variait entre 2450 et 2600 kg. Du sable a été mis en place à l'arrière des blocs de béton. Le sable, réparti sur une surface de 4 m par 10 m, était compacté par une pelle hydraulique jusqu'à atteindre une masse volumique d'environ  $1650 \text{ kg/m}^3$  (figure 31).

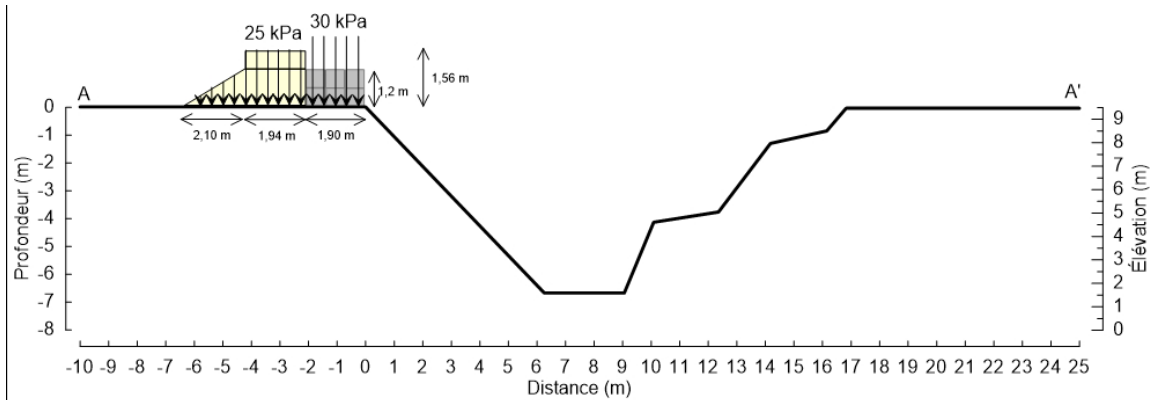


**Figure 30. Disposition des blocs de béton et du sable lors du deuxième chargement.**  
 De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



**Figure 31. Arrangement du sable et des blocs de béton sur le bord de la tranchée A-2.**

La pression exercée sur le sommet de l'excavation par la surcharge était de 30 kPa sur 1,90 m au bord de la tranchée et de 25 kPa sur les 1,94 m suivants (figure 32).



**Figure 32. Pression exercée sur le sommet de l'excavation par la surcharge.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

#### 4.3.3.2 Tranchées soutenues : B et C

Les observations et les résultats des mesures effectuées sur les tranchées B et C sont présentés aux sections 5.3.4 et 5.3.5, respectivement.

Pour toute tranchée dont l'excavation est de plus de 1,2 m de profondeur, le CSTC et OSHA exigent un système de protection tel que le talutage, le blindage ou l'étaillage. Les systèmes de soutènement les plus courants dans les fouilles en tranchée sont :

- le blindage par caisson (« *Trench Box* », figure 33), conçu pour protéger les travailleurs en cas d'effondrement de la tranchée : le caisson n'est donc pas nécessairement en contact avec les parois de l'excavation lors de l'installation, on parle alors d'un système passif;
- l'étaillage (« *shoring* »), conçu pour éviter l'effondrement en appliquant une pression sur les parois de la tranchée : on parle alors d'un système actif. Les deux types d'étaillage les plus utilisés sont le boisage et l'étaillage à l'aide de vérins hydrauliques. Les deux méthodes utilisent des montants, des raidisseurs, des étais et des panneaux verticaux. Un étaillage avec vérins hydrauliques a été utilisé dans la présente étude.



**Figure 33. Mise en place des boîtes de tranchée dans la tranchée B.**

La figure 34 montre qu'il existait un espace vide entre les parois du caisson et celles de la tranchée lors de la mise en place des boîtes de tranchée. Cet espace vide a été comblé par du sable afin de mettre en contact les parois de la tranchée avec les cellules de pression, et de suivre l'évolution de la pression dans le temps.

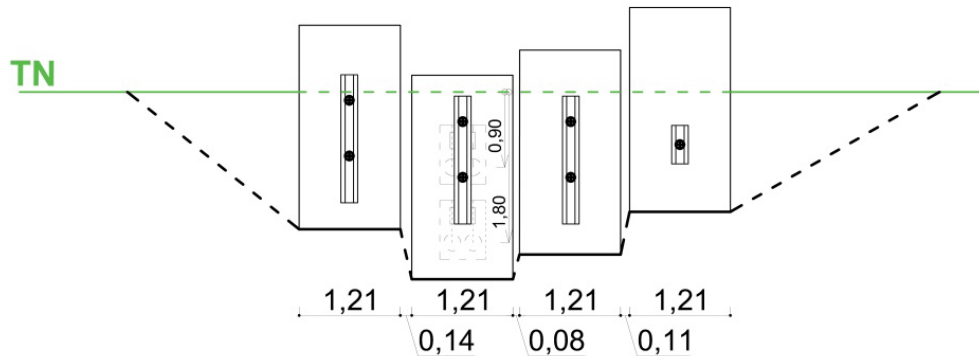


**Figure 34. Boîtes de tranchée installées et ajout de sable pour assurer un contact entre les parois de l'excavation et la boîte.**

La figure 35 montre l'installation des feuilles de contreplaqué et des étais hydrauliques comme réalisée sur le terrain. La profondeur de 4 m qui était visée n'a pu être atteinte compte tenu des conditions de sol le jour de l'excavation : la nappe phréatique était très haute et des ruptures des parois de la tranchée par écaillage rendaient très compliquée la mise en place des feuilles de contreplaqué. Afin d'atteindre une profondeur de 2,4 m environ, une excavation par étape (forme d'escalier) a été adoptée (figure 36). Afin d'améliorer le contact entre le sol naturel et les plaques de contreplaqué, un peu de sable a été ajouté. Malgré ce remplissage, le contact entre les cellules de pression et le sol n'était pas parfait et une partie du sable mis en place a été lavé par les pluies durant la période estivale.



**Figure 35. Installation des feuilles de contreplaqué et des étais hydrauliques dans la tranchée C.**



**Figure 36. Emplacement des feuilles de contreplaqué dans la tranchée C.**

Finalement, après avoir laissé les tranchées ouvertes pendant une période de 85 jours, une surcharge a été placée au sommet des parois (figure 37) : 45 kPa dans le cas de la tranchée B (boîte de tranchée) et 30 kPa dans le cas de la tranchée étayée (étais hydrauliques). Ces surcharges ont été appliquées pour une période 3 jours.



**Figure 37. Pression exercée sur le sommet de l'excavation par la surcharge, tranchée B (gauche) et tranchée C (droite).**

#### 4.4 Programme de modélisation et de simulation numérique

Une approche par simulation numérique rend possible une modélisation rigoureuse des phénomènes d'interaction complexes survenant entre le blindage et la fouille, et de pallier les nombreuses limitations des méthodes classiques. Dans le cadre de ce projet, l'utilisation de l'interaction sol-structure (ISS) signifie que la déformation du système structural a été analysée en tenant compte de la flexibilité du blindage, de la séquence de construction, de la rotation des contraintes ainsi que de la résistance et de la pression des terres mobilisées le long du mur. Ces nouvelles approches ont aussi permis de coupler le calcul déformationnel numérique avec le calcul du coefficient de sécurité (FS). Les simulations ont été conduites en utilisant les conditions et les propriétés typiques de sols présents au Québec et visent un triple objectif :

1. la détermination de la profondeur critique d'excavation et des angles sécuritaires de talus pour les tranchées non soutenues;
2. le développement des diagrammes de poussée des terres sur écrans verticaux pour chaque classe de sol, en considérant différents cas de chargement (avec et sans la présence de surcharges statiques), ainsi qu'une variation dans les paramètres suivants : a) géométrie de la tranchée (hauteur, largeur), b) angle de creusement ( $0^\circ$  à  $90^\circ$ ), et c) niveau de la nappe phréatique;
3. la proposition d'une méthode enveloppe simple permettant de calculer la poussée des sols pour vérifier la résistance du blindage (étalement), en s'inspirant de la méthode de Cal/OSHA (*Department of Industrial Relations*, 2015).

Le plan d'expérience pour les simulations numériques est présenté au tableau 15. Plus spécifiquement :

- Série S1 : les résultats obtenus sur une tranchée ouverte non soutenue, à paroi verticale, sont utilisés pour vérifier et valider le modèle géotechnique et la méthodologie de calcul des tranchées;
- Série S2 : les résultats obtenus sur une tranchée ouverte non soutenue, à paroi talutée, sont utilisés pour vérifier et valider le modèle géotechnique et la méthodologie de calcul des tranchées;
- Série S3 : les données de chantier provenant des différents cas de chargement ( $q = 0$  et  $q = 45$  kPa) sur les sections de tranchée blindée (caisson) sont utilisées dans un rétrocalcul par éléments finis; les résultats permettent de valider le modèle d'interaction sol-structure (ISS) (modèle incluant le sol, les interfaces et les éléments structuraux);
- Série S4 : les analyses structurales faites dans cette série utilisent le modèle validé en S3 pour vérifier l'influence des blindages (caissons) utilisés dans les différents types de sols composant la classification des sols.

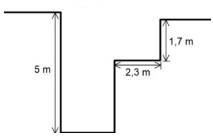
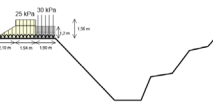

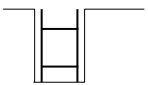
Un rétrocalcul et une étude paramétrique étaient initialement prévus pour les tranchées étayées avec des étais hydrauliques, mais les résultats de terrain obtenus ne semblaient pas suffisamment robustes pour permettre de valider le modèle numérique.

De plus, les essais triaxiaux et en cisaillement simple (*Direct simple shear*, DSS) serviront ultérieurement pour développer un modèle défini par l'utilisateur dans Plaxis, afin de représenter plus fidèlement le comportement d'une argile sensible québécoise. Ce travail de recherche est en cours de réalisation à l'Université Laval par José Fidélis Zanavelo<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Zanavelo, J. F. *Excavations et blindages dans les argiles sensibles : comportement et modélisation*. (Thèse de doctorat en préparation, Université Laval, Québec, Qc).

Tableau 15. Plan d'expérience – Simulations numériques

Série	Description	Type d'analyse	Méthode	Soutènement	Modèle
S1	Tranchée verticale 	Rétrocalcul de l'essai A-1	MEL <sup>1</sup> FLAC/Slope (MDF <sup>2</sup> )	Tranchée non soutenue	Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour MEL MC <sup>4</sup> pour FLAC/Slope
S2	Tranchée talutée 	Rétrocalcul de l'essai A-2	MEL <sup>1</sup> FLAC/Slope (MDF <sup>2</sup> )	Tranchée non soutenue	Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour MEL MC <sup>4</sup> pour FLAC/Slope
S3	Tranchée blindée 	Rétrocalcul de la tranchée B	MEF <sup>3</sup> 3D Plaxis	Caisson Pro-Tec	MC <sup>4</sup> et ISS <sup>5</sup> + éléments structuraux/ éléments d'interface
S4	Tranchée blindée 	Paramétrique structurale	MEF <sup>3</sup> 3D	Till, sable dense, sable lâche, argile et caissons acier et aluminium	MC <sup>4</sup> et ISS <sup>5</sup> + éléments structuraux/ éléments d'interface

<sup>1</sup>MEL = Méthode par équilibre limite (méthode des tranches) ;

<sup>2</sup>MDF = Méthode par différences finies ;

<sup>3</sup>MEF = Méthode par éléments finis ;

<sup>4</sup>MC = Loi de comportement élastique linéaire-parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb ;

<sup>5</sup>ISS= Interaction sol-structure

Le tableau 16 résume les logiciels utilisés pour les simulations numériques ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque méthode de résolution. Bien que des différences formelles existent du point de vue de la formulation mathématique, la méthode par éléments finis (MEF) et la méthode par différences finies (MDF) s'avèrent robustes et d'une précision équivalente pour les logiciels commerciaux qui sont orientés pour les études géotechniques et qui ont été utilisés dans ce projet de recherche. Comme indiqué au tableau 16, le logiciel FLAC est principalement avantageux pour modéliser le comportement de grandes déformations (donc essentiellement pour les excavations non soutenues).



**Tableau 16. Logiciels utilisés pour les simulations numériques**

Logiciel	Méthode	Avantages de la méthode	Inconvénients de la méthode
<b>Geoslope</b>	MEL	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Largement utilisée dans la pratique</li> <li>• Utilisation aisée</li> <li>• Facilité à intégrer les conditions de pression interstitielle (régime d'écoulement)</li> <li>• Possibilité de modéliser des ruptures circulaires et non circulaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ne tient pas compte des mécanismes de déformation interne du massif de sol</li> <li>• Ne convient pas aux sols qui ont un comportement fragile (rupture brute)</li> <li>• Essentiellement applicable en deux dimensions (déformation plane)</li> <li>• Options très limitées pour les éléments structuraux</li> </ul>
<b>FLAC/Slope</b>	MDF	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Méthode très efficace en termes de temps de calcul</li> <li>• Facilité d'implémentation et de programmation</li> <li>• Facilité à gérer les phénomènes géotechniques en grande déformation (déformation du maillage)</li> <li>• Méthode efficace pour les matériaux à comportement non linéaire</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Maillages plutôt adaptés pour les géométries rectangulaires (difficulté de définition des conditions frontière)</li> <li>• Affinage du maillage complexe</li> </ul>
<b>FLAC</b>			
<b>PLAXIS</b>	MEF	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Facilité à affiner le maillage dans certaines zones</li> <li>• Formulation mixte (méthode multiphysique, application à de nombreux domaines, notamment pour l'ISS)</li> <li>• Maillages pour les géométries courbes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Implémentation et programmation complexes</li> <li>• Maillage fixé dans le temps</li> <li>• Potentiellement coûteux en temps de calcul</li> </ul>

#### 4.4.1 Rétrocalcul de la tranchée A-1 (S1) et de l'excavation A-2 (S2)

##### 4.4.1.1 Considérations générales

Plusieurs chercheurs ont montré que le calcul du coefficient de sécurité (FS) par les méthodes classiques d'analyse de stabilité par équilibre limite reste encore un problème difficile en mécanique des sols (Hosseini, 1992; L'Heureux, Leroueil, et Laflamme, 2009; Péloquin, 1992). De façon générale, les méthodes par équilibre limite supposent un comportement de sol rigide plastique, ce qui ne convient pas aux argiles et aux matériaux à grains fins structurés d'origine postglaciaire, dont la présence est très répandue dans l'est du Canada. Selon Hosseini (1992), les méthodes numériques plus avancées permettent une meilleure prévision du comportement à court et à long terme des excavations temporaires dans les matériaux argileux. Les analyses décrites dans la présente section permettent, d'une part, de valider, par rétrocalcul, les paramètres géotechniques et, d'autre part, par une étude détaillée du comportement en pressions

interstitielles, de définir plus rigoureusement les notions de court terme et de long terme dans le contexte des excavations talutées et blindées, en relation avec les caractéristiques en consolidation et la perméabilité du sol. L'étude approfondie du comportement d'une tranchée verticale non soutenue va nous aider à mieux saisir les mécanismes déformationnels opérant dans le contexte de tranchée blindée et étaisonnée.

Les paramètres géotechniques en contraintes totales et effectives déterminés en laboratoire et sur le terrain, et présentés dans ce chapitre, sont utilisés pour ces calculs. Des analyses en contraintes totales et en contraintes effectives, avec et sans considération des fissures de tensions au niveau de la croûte, ont aussi été faites. Les méthodes analytiques des tranches par équilibre limite (MEL) et les méthodes par éléments finis (MEF) avec réduction des contraintes sont privilégiées.

Cette section présente les méthodes analytiques et numériques utilisées pour le rétrocalcul de la tranchée verticale A-1 et de l'excavation talutée A-2. Les pressions interstitielles correspondant aux différents niveaux, mesurés dans les piézomètres situés en bordure d'excavation, ont aussi été utilisées pour permettre la réalisation d'analyses en contraintes effectives. À cette fin, des réseaux d'écoulement transitoire ont été réalisés avec la MEF et le logiciel SEEP (Seequent, 2019a) pour établir le réseau d'écoulement et sa variation en fonction du temps. Le logiciel SEEP ne tient pas compte du couplage hydromécanique : les pressions interstitielles sont considérées, mais le calcul n'est pas couplé. Comme le fait noter Lefebvre (1981), ce type d'analyses de stabilité ne permet pas de définir la résistance maximale mobilisable sur le terrain. Ces analyses peuvent seulement servir à établir un seuil minimum de résistance.

#### 4.4.1.2 Méthodes d'analyse et logiciels

Pour la tranchée A-1, des analyses de stabilité en contraintes totales selon la méthode de Morgenstern et Price (1965) et selon la méthode par simulations numériques (par différences finies) ont été réalisées. Des analyses de stabilité ont aussi été faites en contraintes effectives en utilisant les pressions interstitielles *in situ* ainsi que différentes hypothèses portant sur la surface libre et l'écoulement souterrain. Le logiciel GeoSlope (Seequent, 2019b) a été utilisé pour la méthode de Morgenstern et Price (1965) et le logiciel FLAC/Slope (Itasca, 2019) pour les simulations numériques par différences finies. Pour l'excavation A-2, des analyses de stabilité en contraintes totales et effectives ont aussi été faites selon la méthode de Morgenstern et Price (1965, 1967) par équilibre limite et selon la méthode par simulation numérique par différences finies. Les mêmes logiciels ont été utilisés pour l'excavation A-2.

#### 4.4.1.3 Paramètres géotechniques

Les paramètres géotechniques ont été obtenus sur la base des essais de laboratoire et de terrain présentés précédemment. Pour les analyses de stabilité en contraintes totales ( $\phi = 0$ ) faites pour simuler les conditions de chargement non drainé à court terme, le profil de la résistance au cisaillement non drainée ( $S_u$ ) utilisée dans les analyses de stabilité, provient des essais faits au scissomètre Nilcon. Le développement des paramètres géotechniques est discuté au prochain chapitre.

#### 4.4.1.4 Conditions hydrauliques

L'excavation rapide d'une masse de sol a des conséquences sur le champ de pressions interstitielles existant dans le sol. C'est un phénomène multiphysique et dynamique complexe dont plusieurs aspects restent à ce jour mal compris. L'excavation a pour effet de réduire la contrainte moyenne ( $\sigma_m$ ) et d'induire des efforts de cisaillement dans le sol et ces modifications de l'état de contraintes ont une influence considérable sur le développement des pressions interstitielles. Bishop et Bjerrum (1960) ont démontré que la réduction des contraintes latérale et verticale entraînait des pressions interstitielles négatives (effet de succion) tandis que, selon le type de sol, le développement de contraintes de cisaillement pouvait accroître ou diminuer les pressions interstitielles.

La stabilité des excavations A-1 et A-2 a été évaluée en considérant plusieurs hypothèses pour les pressions interstitielles, ce qui nous a conduits à utiliser trois grands types d'approches :

1. analyse en contraintes totales (analyse  $\phi = 0$ ) : la résistance non drainée ( $S_u$ ) est utilisée;
2. approche hybride : la croûte, plus perméable, est analysée en contraintes effectives (les paramètres effectifs de Mohr-Coulomb  $c'$  et  $\phi'$  sont utilisés), tandis que l'argile grise est analysée en contraintes totales (avec le profil de résistance  $S_u(z)$  montré à la figure 47).
3. approche en contraintes effectives : la croûte et l'argile grise sont analysées en contraintes effectives (avec les paramètres effectifs de Mohr-Coulomb  $c'$  et  $\phi'$  pour la croûte et pour l'argile grise; ceux-ci sont basés sur la résistance à grande déformation ( $\phi'_{gd}$ ).

Les pressions interstitielles interviennent lors des analyses en contraintes effectives ( $c'$ ,  $\phi'$ ) et trois hypothèses différentes ont été utilisées :

- nappe phréatique à 0,8 m de profondeur et conditions hydrostatiques (ou écoulement horizontal) et surface libre qui coïncide avec la surface de l'excavation;
- observations piézométriques et lignes d'équipression ( $u$ ) générées par la méthode par éléments finis SEEP/W en régime transitoire;
- observations piézométriques et lignes équipression ajustées par krigeage;

C'est l'approche combinant observations piézométriques et modélisation numérique par SEEP/W qui donne les résultats les plus probants. Pour la tranchée A-1, une série de calculs de stabilité en contraintes effectives ont été effectués en considérant l'hypothèse de développement de pressions interstitielles négatives résultant du déchargement. Les calculs ont été faits en considérant, dans un premier temps, la succion (zone où  $u < 0$ ) et, dans un second temps, la dissipation et la stabilisation ( $u = 0$ ) des pressions interstitielles dans la zone de sol située au-dessus d'un plan incliné à  $45^\circ + \phi'/2$  (figure 38).

#### 4.4.1.5 Effets 3-D

Les tranchées avaient une longueur en plan de 10 m, donc on peut s'attendre à ce que les effets tridimensionnels impactent les coefficients de sécurité calculés. De façon générale, on peut s'attendre à ce que la concavité en plan de la pente augmente le coefficient de sécurité (Cała, 2007). Il a été démontré que pour une même pente, le FS obtenu d'une analyse 3D est normalement supérieur à celui obtenu d'une analyse bidimensionnelle (Zhang, Chen, Zheng, Li, et Zhuang, 2013). Les effets 3D font présentement l'objet d'une étude de Zanavelo.

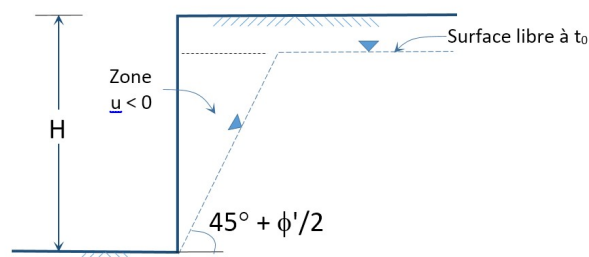
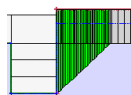



Figure 38. Tranchée verticale A-1 : Conditions de pressions interstitielles à la suite de l'excavation.

#### 4.4.1.6 Programme d'analyse de stabilité

Le tableau 17 présente le programme d'analyse de la stabilité des excavations A-1 et A-2. Les résultats de simulation des tranchées A-1 et A-2 sont présentés aux sections 5.4.1 et 5.4.2, respectivement. La tranchée A-1 a été excavée jusqu'à la rupture et différentes méthodes d'analyse ont pu être utilisées. L'excavation A-2 n'a pas été menée jusqu'à la rupture, mais l'étude en laboratoire et l'observation des pressions interstitielles sur une période prolongée de 3 mois ( $t_{90}$ ) complétée par un chargement en crête (au jour 91,  $t_{91}$ ) ont permis d'étudier la variation de la stabilité du talus en fonction des conditions hydrauliques et d'observer le comportement d'un massif argileux soumis à une charge rapide importante (30 kPa) en bordure d'une pente. Le programme d'analyse est conçu pour permettre l'analyse de la variation du FS en fonction des paramètres de résistance (drainé c. non drainé, DSS c. triaxial), de la fissuration, du temps et des conditions d'écoulement et, pour l'excavation A-2, d'un chargement en crête. Un aspect novateur important de ce programme d'analyse est l'utilisation en parallèle de plusieurs méthodes évoluées, dont la méthode par différences finies avec le calcul de FS par réduction des contraintes.

Tableau 17. Excavations A-1 et A-2 : Programme d'analyse de stabilité

Excavation	Situation de chargement	Méthode	Type d'analyse*
 A-1	Fin de construction	Méthodes analytiques	(1) (croûte et argile)
		Morgenstern-Price (MEL) <sup>1</sup> (GeoSlope)	(1), (2), (3)
		FLAC/Slope (MDF) <sup>2</sup>	(1), (2), (3)
 A-2	$t_0$ (fin de construction)	Morgenstern-Price (MEL*) (Geoslope)	(1), (2), (3)
		FLAC/Slope (MDF)	(1), (2), (3)
	$t_{90}$ (avant le chargement)	Morgenstern-Price (MEL) (GeoSlope)	(1), (2), (3)
		FLAC/Slope (MDF)	(1), (2), (3)
	$t_{91}$ (après le chargement)	Morgenstern-Price (MEL) (GeoSlope)	(1), (2), (3)
		FLAC/Slope (MDF)	(1), (2), (3)

<sup>1</sup> MEL = Méthode par équilibre limite; <sup>2</sup>MDF = Méthode par différences finies

\* (1) Analyse en contraintes totales ( $f = 0$ );

(2) Analyse hybride ( $\phi = 0$  pour la croûte et  $c'-\phi'$  pour l'argile grise);

(3) Analyse en contraintes effectives (croûte et argile grise)

#### 4.4.2 Rétrocalcul de la tranchée B (S3)

Les détails du modèle Plaxis et les justifications des paramètres sont donnés dans Alam, Chaallal et Galy (2021). Les résultats de simulation de la tranchée B sont présentés à la section 5.4.3. Les dimensions du modèle de sol sont de 7,5 m de large (0,75 fois la longueur de l'excavation de part et d'autre de celle-ci), 12 m de long (environ 5 fois la largeur de l'excavation de part et d'autre de celle-ci), et 15 m de hauteur (2,5 fois la profondeur de l'excavation) (Figure 39). Ces dimensions permettent de limiter les effets de bord pouvant se produire aux frontières du modèle numérique, si celui-ci est de dimensions trop restreintes par rapport à l'excavation. Le modèle comprend 23221 éléments de sols à six nœuds et 1 050 éléments structuraux.

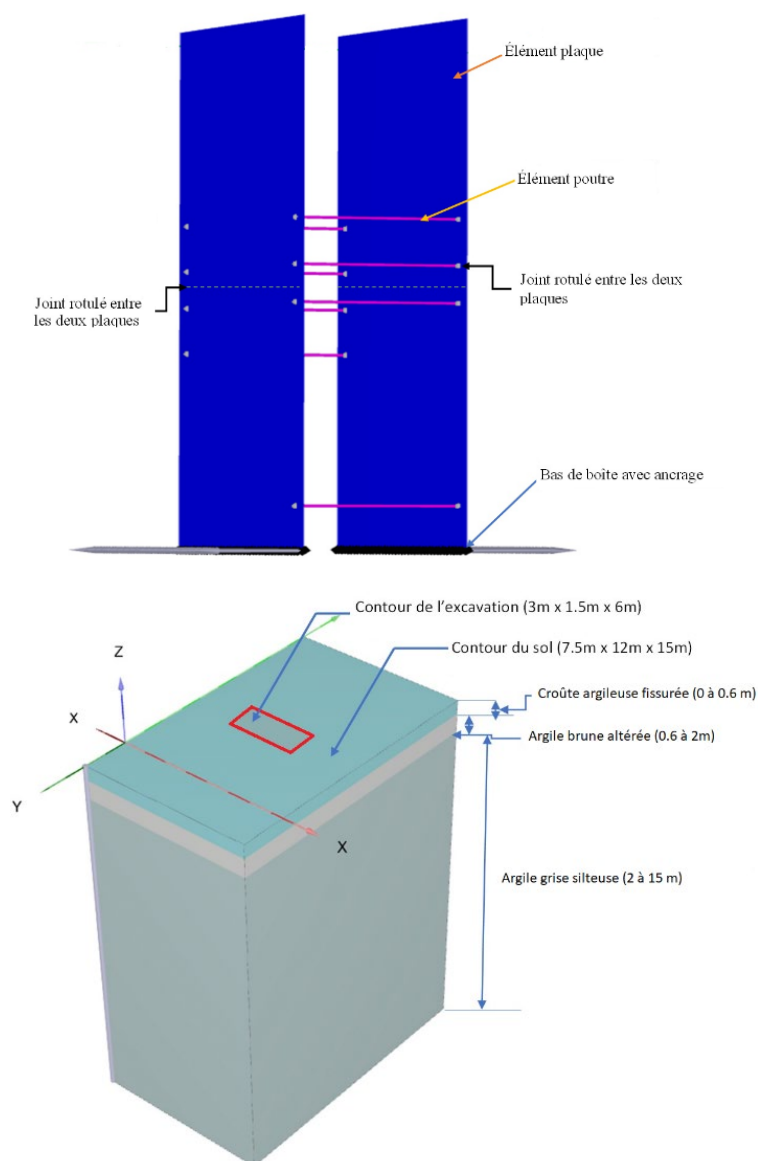


Figure 39. Modèle d'éléments finis tridimensionnel : éléments « plaque » et « poutre » (haut) et stratigraphie de sol (bas).

La stratigraphie réelle du site de Louiseville a été reproduite dans le modèle et différentes lois de comportement ont été envisagées : une loi *Hardening soil model* (HS) et une loi élastoplastique, avec critère de rupture de Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb) (Bentley Systems, 2017b). Ce dernier type de loi de comportement bien connu des ingénieurs de la pratique a été utilisé, car on peut estimer les paramètres élastiques à partir des résultats obtenus au scissomètre de chantier ( $c_u$ ) à l'aide d'une équation empirique. La loi de comportement HS est un modèle plus raffiné, mais le nombre de paramètres à entrer dans le logiciel est nettement plus élevé et le lien entre les résultats d'essais de chantier couramment réalisés dans la pratique et ces paramètres est plus difficile à établir. En conséquence, l'étude s'est concentrée sur des lois de comportement élastoplastiques uniquement, avec critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Pour les modèles avec loi de comportement de type Mohr-Coulomb (M-C), l'équation (4) a été utilisée pour estimer le module de Young (E), en se basant sur le profil scissométrique expérimental obtenu durant les essais de terrain (figure 42). Dans ce cas (modèle B du tableau 18) le module de Young (E) est pris égal au module sécant à 50 % de la résistance selon une relation empirique suggérée par le rapport de l'*U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 1990) :

$$E_{50} \approx 600 \cdot c_u \quad (5)$$

Alternativement, une formule empirique proposée par Kramer (1996) a été utilisée pour estimer le module maximum aux petites déformations  $E_{max}$  (modèles C1, C2, C3 du tableau 18) et ensuite, un facteur de réduction du module ( $E/E_{max}$ ) a été considéré pour estimer la valeur du module de Young en fonction de la résistance mobilisée ( $\tau/\tau_{max}$ ), selon une approche proposée par Fahey et Carter (1993) et par Mayne (2007) :

$$E_{max} \approx 1000 \cdot c_u \quad (6)$$

Enfin, une comparaison a été faite pour le cas où l'on utilisait les valeurs expérimentales du module de cisaillement élastique maximum aux petites déformations ( $G_{max}$ ) pour le site de Louiseville, obtenues à l'aide d'essais *cross-hole* (Bourgeois, 1997), combinés à une réduction de ce module en fonction de la déformation de cisaillement proposée par Vucetic et Dobry (1991) et citée dans le manuel de Plaxis (Bentley Systems, 2017b).

**Tableau 18. Lois de comportement et modules d'élasticité utilisés pour le sol**

Modèle	Loi de comportement	Module d'élasticité	Réduction de module
B	Mohr-Coulomb	$E_{50}=600 \cdot C_u$	Non
C1	Mohr-Coulomb	$E_{max}=1000 \cdot C_u$	Oui : $E/E_{max}$ c. $\tau/\tau_{max}$
C2	Mohr-Coulomb	$G_{max}$ (exp.)	Oui : $G/G_{max}$ c. $\tau/\tau_{max}$
C3	Mohr-Coulomb	$G_{max}$ (exp.)	Oui : $G/G_{max}$ c. déformation de cisaillement ( $\gamma$ )

Les résultats obtenus avec les différents modèles présentés au tableau 18 ont été comparés aux mesures expérimentales de pression sur les parois de la boîte de tranchée. L'impact de la valeur du rapport de contrainte effective ( $K_0$ ) a également été pris en considération, compte tenu de la spécificité de l'argile de Louiseville. En effet, comme indiqué dans les travaux expérimentaux de Hamouche, Leroueil, Roy et Lutenegger (1995), le  $K_0$  pour l'argile de Louiseville est plus élevé que les valeurs traditionnellement observées pour les argiles sensibles québécoises (comme celle de Berthierville, par exemple), avec des valeurs allant de 0,6 à 1,5 suivant la profondeur. Des valeurs de  $K_0$  de 0,55, 1,0 et 1,5 ont été considérées pour évaluer l'influence de ce paramètre sur les résultats du modèle numérique.

Les calculs ont été faits en conditions non drainées pour représenter l'excavation et la mise en place de la boîte de tranchée (comportement à court terme) et en conditions drainées pour représenter la boîte en place (comportement à long terme). Les critères de rupture considérés en contraintes effectives et en contraintes totales sont présentés au tableau 19.

**Tableau 19. Critères de rupture en contraintes effectives et en contraintes totales**

Couche	Paramètres en contraintes effectives	Paramètres en contraintes totales
Croûte argileuse fissurée (0 à 0,6 m)	$c' = 5 \text{ kPa}$ et $\phi' = 28^\circ$	$c' = 5 \text{ kPa}$ et $\phi' = 28^\circ$ (toujours drainé)
Argile brune altérée (0,6 à 2m)	$c' = 9 \text{ kPa}$ et $\phi' = 28^\circ$	$c = c_u$ et $\phi = 0^\circ$
Argile grise silteuse (2 à 15 m)	$c' = 9 \text{ kPa}$ et $\phi' = 28^\circ$	$c = c_u$ et $\phi = 0^\circ$

La boîte de tranchée est représentée par des éléments « plaque », dont les propriétés mécaniques correspondent à celles d'un acier A-572 grade 50 ( $E = 200 \text{ GPa}$ ,  $G = 80 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ). L'épaisseur de la plaque est de 10 cm dans Plaxis, soit l'épaisseur de la paroi de la boîte de tranchée, mais avec une masse volumique de  $13,7 \text{ kN/m}^3$  (au lieu de  $78 \text{ kN/m}^3$  pour l'acier), pour tenir compte de la structure interne « en sandwich » de la boîte de tranchée. Les entretoises sont des éléments linéaires dont les propriétés mécaniques sont les mêmes que pour la plaque en acier, mais avec une masse volumique de  $78 \text{ kN/m}^3$ , une section de  $0,01 \text{ m}^2$  et une inertie en flexion de  $4,41 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ , ce qui correspond aux propriétés de tubes HSS SCH80 de 200 mm de diamètre, comme utilisés pour la boîte de tranchée.

Des éléments d'interface à 12 nœuds sont nécessaires pour assurer la continuité entre les éléments de sol (6 nœuds) et les éléments structuraux (6 nœuds). Ces éléments d'interface ont une épaisseur virtuelle de 0,103 m et un facteur de réduction  $R_{\text{inter}}$  de 2/3 pour représenter la friction entre le sol et la boîte de tranchée (Bentley Systems, 2017b).

Pour représenter la mise en place de la boîte de tranchée réalisée *in situ*, l'excavation se fait en plusieurs étapes dans le modèle Plaxis :

- Excavation de la couche de surface (0,6 m);
- Excavation jusqu'à une profondeur de 2 m;
- Ajout des éléments structuraux (boîte de tranchée);
- Excavation jusqu'à 6 m;
- Ajout d'une surcharge de 45 kPa.

Ceci représente à peu près la procédure qui a été suivie en chantier : la mise en place de la première boîte de tranchée se fait assez rapidement, puis celle-ci est progressivement enfoncée dans le sol, et l'excavatrice retire le sol à l'intérieur de la boîte au fur et à mesure. Finalement, la deuxième boîte est superposée sur la première.

#### 4.4.3 Étude paramétrique avec le modèle Plaxis (S4)

À la suite du rétrocalcul pour la tranchée B, une étude paramétrique dont les résultats sont présentés à la section 5.4.4 a été menée avec le modèle Plaxis, en faisant varier le type de boîte de tranchée (épaisseur des parois, matériau et rigidité des entretoises) et, ensuite, le type de sol. Dans un premier temps, le modèle Plaxis utilisé pour le rétrocalcul de la tranchée B a été réutilisé (conditions de sol de Louiseville, nappe phréatique à 2,5 m de profondeur, calcul en contraintes totales), en faisant varier les paramètres de rigidité de la boîte de tranchée, afin d'identifier le cas le plus défavorable. La matrice des simulations pour l'étude paramétrique de la boîte de tranchée est présentée dans le tableau 20. Un total de 8 configurations de boîtes de tranchées a été considéré (2 épaisseurs x 2 matériaux x 2 diamètres d'entretoises).

**Tableau 20. Matrice des simulations pour l'étude paramétrique de la boîte de tranchée**

Épaisseur des parois	Diamètre des entretoises	
	Boîte en acier	Boîte en aluminium
75 mm (3 po)	200 mm (8 po) et 50 mm (2 po)	200 mm (8 po) et 50 mm (2 po)
100 mm (4 po)	200 mm (8 po) et 100 mm (4 po)	200 mm (8 po) et 100 mm (4 po)

Après avoir identifié la boîte de tranchée donnant les pressions maximales sur la base des résultats obtenus à partir de simulations listées au tableau 20, une étude paramétrique utilisant cette boîte et faisant varier le type de sol a été menée. Le tableau 21 présente les propriétés géotechniques des différents types de sols considérés pour l'analyse paramétrique. Les calculs ont été effectués en contraintes effectives uniquement pour cette partie, car tous les sols considérés sont de type pulvérulent. La pression des terres calculée sur les parois de la boîte de tranchée et les déplacements des parois sont comparés pour les différents types de sols.

**Tableau 21. Propriétés géotechniques des sols considérés pour l'étude paramétrique**

Type de sol	$K_{2max}$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ ( $c' = 0$ )	Nappe	$K_0$
Till	70	21,5	39° et 42°	Non	1
Sable sec, densité moyenne	52	19,5	39° et 35°	Non	1 - sin $\Phi'$
Sable saturé, densité moyenne	52	19,5	39° et 35°	2,5 m	1 - sin $\Phi'$
Sable sec, lâche	32	17	30°	Non	1 - sin $\Phi'$
Sable saturé, lâche/silt	32	17	30°	2,5 m	1 - sin $\Phi'$



Les paramètres élastiques ont été obtenus à l'aide des équations empiriques utilisant l'indice de pénétration standard (N), développées en dynamique des sols et présentées par Kramer (1996) :

$$K_{2\max} = 20 \cdot (N_1)_{60}^{1/3} \quad (7)$$

$$G_{\max} = 21,7 (K_2)_{\max} P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.5} \quad (8)$$

$$\sigma'_m = \left( \frac{\sigma'_v + 2 \cdot \sigma'_h}{3} \right) \quad (9)$$

$$\sigma'_{ho} = K_0 \cdot \sigma'_{vo} \quad (10)$$

avec  $K_{2\max}$ , le coefficient du module de cisaillement défini par Seed et Idriss (1970),  $P_a$ , la pression atmosphérique,  $K_0$ , le coefficient de pression des terres au repos,  $\sigma'_m$ , la contrainte effective moyenne,  $\sigma'_{vo}$ , la contrainte effective verticale *in situ* et  $\sigma'_{ho}$ , la contrainte effective horizontale *in situ*.



## 5. RÉSULTATS

### 5.1 Caractéristiques géotechniques du site d'essais

#### 5.1.1 Introduction

Cette section présente une synthèse des résultats des essais de caractérisation géotechnique faits sur le terrain et au laboratoire sur l'argile prélevée au site expérimental de Louiseville. L'échantillonneur Laval a été utilisé et les spécimens d'argile obtenus sont de très haute qualité. La présentation dans ce chapitre focalisera sur les données requises pour effectuer les analyses de stabilité des excavations et les simulations numériques des blindages faites avec le logiciel Plaxis 3D (Bentley Systems, 2017a).

Le programme d'échantillonnage sur le terrain ainsi que le programme expérimental d'essais de laboratoire ont été présentés au chapitre 4. L'ensemble des courbes expérimentales pour chacun des essais triaxiaux, œdométriques et en cisaillement simple sont regroupées dans le rapport annexe [RA-1144-fr](#). Le mémoire de maîtrise de Dourlet (2020) présente une discussion détaillée des essais d'identification et de caractérisation, tandis que la thèse de doctorat de Zanavelo (en préparation) rend compte des essais mécaniques avancés (matériels, tests et méthodes utilisés). Tous les essais de laboratoire ont été réalisés au Laboratoire de géotechnique de l'Université Laval. Certaines données provenant d'essais *in situ* réalisés par le MTQ ont aussi été incorporées dans les résultats pour compléter la caractérisation expérimentale du site d'essais de l'IRSSST.

Le site de Louiseville a déjà fait l'objet de plusieurs études approfondies depuis les années 70. Un résumé de ces travaux a été publié par Leroueil *et al.* (2003). La cohérence de nos résultats avec les données déjà publiées est aussi analysée dans ce chapitre.

#### 5.1.2 Essais de terrain

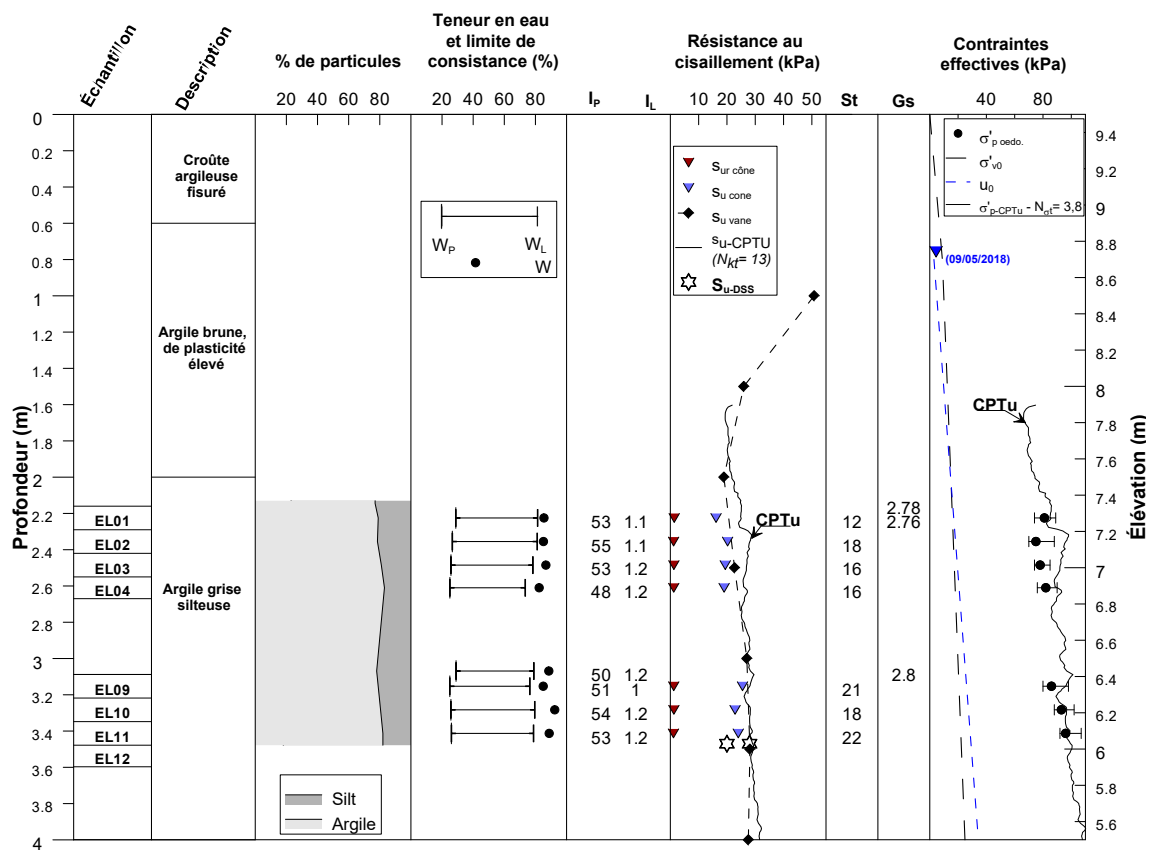
Le profil géotechnique pour la portion du dépôt échantillonnée est présenté à la figure 40. Ce profil synthétise les résultats d'essais *in situ* et de laboratoire. Cette figure inclut tous les résultats d'essais de caractérisation (granulométrie, teneur en eau, limites de consistance, cohésion non drainée et sensibilité, densité des grains). Ces données proviennent des campagnes d'investigation géotechniques réalisées par l'Université Laval en 2017 et en 2018. Les données de l'essai de pénétration au cône (essai CPTu) proviennent d'un essai réalisé par le MTQ. Le programme d'essais d'identification et de caractérisation et les résultats provenant de ces essais sont présentés dans le rapport annexe.

Sous la croûte argileuse fissurée et la zone d'argile brune altérée, qui a une épaisseur de 2 m, l'argile de Louiseville présente une homogénéité sédimentologique significative, avec une fraction argileuse de l'ordre de 80 %, et associée à une sensibilité et à une plasticité élevée ( $S_t > 12$  et  $I_p > 48$  %). L'argile est surconsolidée avec un ratio de surconsolidation (OCR) supérieur à 3,5 ( $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ , où  $\sigma'_p$  est la pression de préconsolidation). L'indice de liquidité est supérieur à 1,0.

La profondeur de la nappe phréatique est à 0,8 m, soit celle observée le 9 mai 2018 lors de l'excavation de la tranchée A-1. De façon générale, le niveau de la nappe phréatique fluctue avec les saisons. En terrain plat, ces fluctuations sont généralement confinées à la croûte oxydée, mais celles-ci peuvent devenir plus importantes lors de travaux de fouille et jouer un rôle important dans la tenue de l'excavation. Le profil géotechnique de la figure 40 est comparé aux données de Leroueil *et al.* (2003) et à celles du MTQ à la figure 41. Il est possible de constater la cohérence des données obtenues par les différents groupes d'investigation.

La figure 42 présente le profil scissométrique du site de Louiseville, réalisé à deux endroits différents par l'équipe de l'UL. La résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) est relativement élevée dans la croûte et décroît pour atteindre son minimum (18 kPa) à une profondeur de 2,0 m. Par la suite, la résistance  $c_u$  augmente régulièrement avec la profondeur. Les profils de  $c_u$  scissométrique et pénétrométrique coïncident bien.

Les données pour la tranchée B correspondent à l'essai V02 à partir de 6 m de profondeur, c'est-à-dire à partir de la profondeur pour laquelle le sol n'a pas été remanié par la mise en place des deux boîtes de tranchée. Les profils scissométriques obtenus sont consistants avec ceux réalisés lors des études antérieures (voir figure 41). Ce profil scissométrique a notamment été utilisé pour déterminer les paramètres élastiques du sol (4.4.2).



**Figure 40. Profil géotechnique de synthèse réalisé à partir des essais de terrain et de laboratoire menés en 2017-2018 à l'Université Laval.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

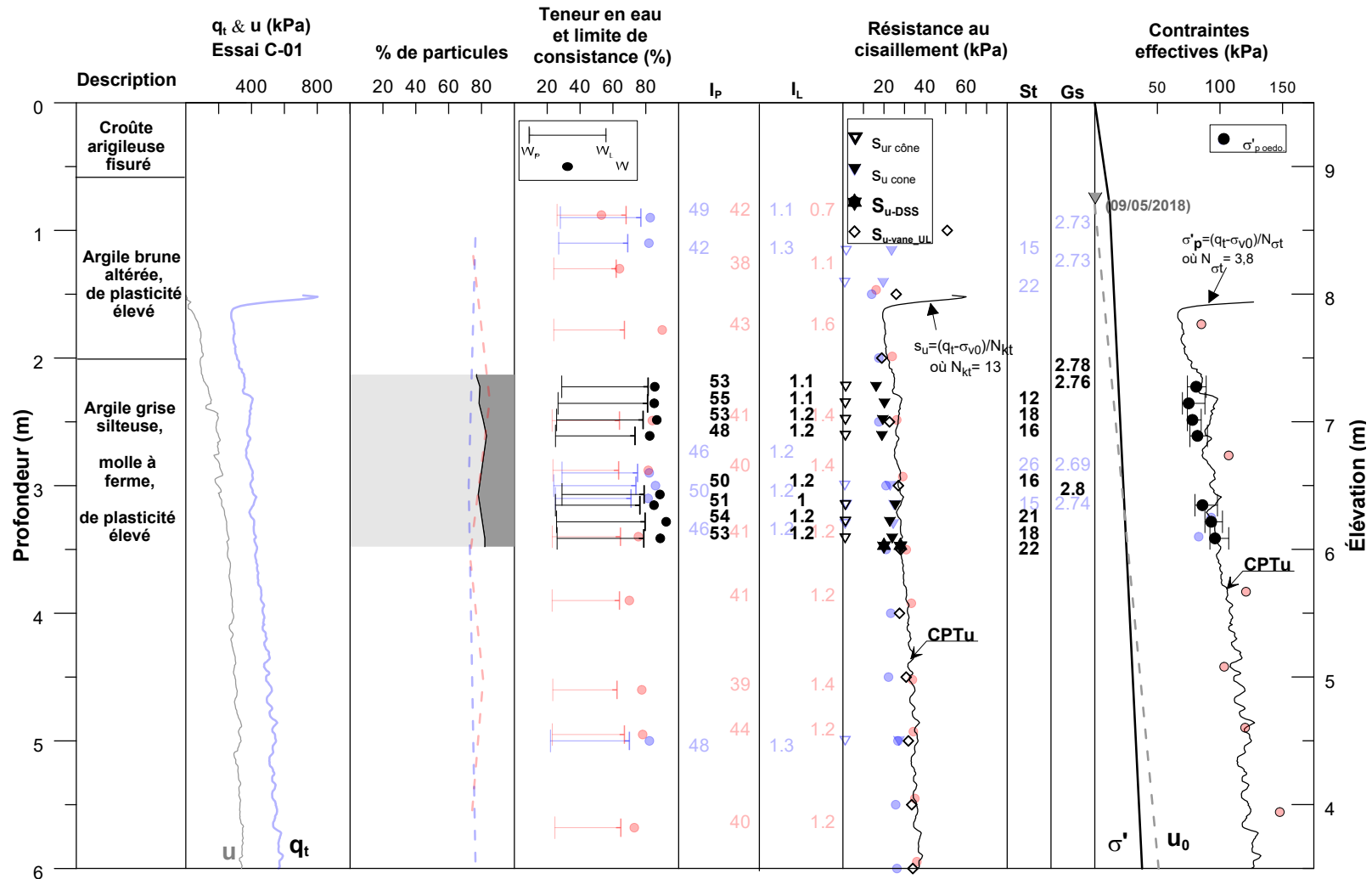
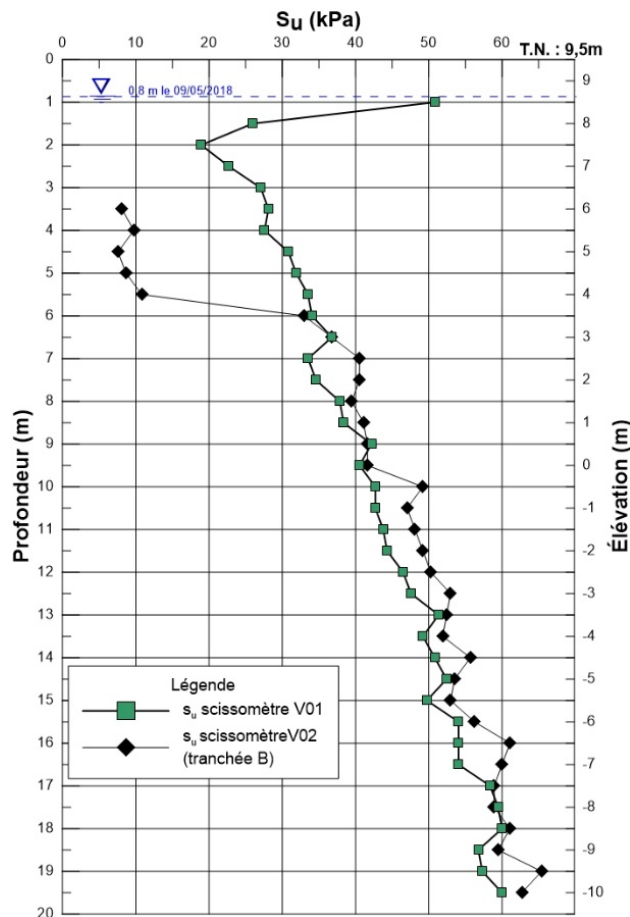


Figure 41. Comparaison du profil géotechnique avec les profils réalisés par les études antérieures (en rouge : Leroueil et al., 2003, et en bleu : MTQ).

De Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



**Figure 42. Profil scissométrique du site - Essais de l'Université Laval.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

### 5.1.3 Essais de laboratoire

Cette section présente les résultats d'un programme d'essais de laboratoire réalisés sur les échantillons intacts de grand diamètre (200 mm), prélevés lors de la campagne de 2018 entre les profondeurs de 3,05 m et 3,60 m. Les détails de ce programme d'essais sont présentés à la section 4.2.4.

Ce programme d'essais poursuit deux buts principaux : 1) évaluer la variation de la résistance au cisaillement de l'argile en fonction de la contrainte effective et obtenir les paramètres de Mohr-Coulomb en contraintes totales et effectives et 2) préciser le degré de surconsolidation du dépôt de Louiseville et définir le profil de la pression de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) en fonction de la profondeur.

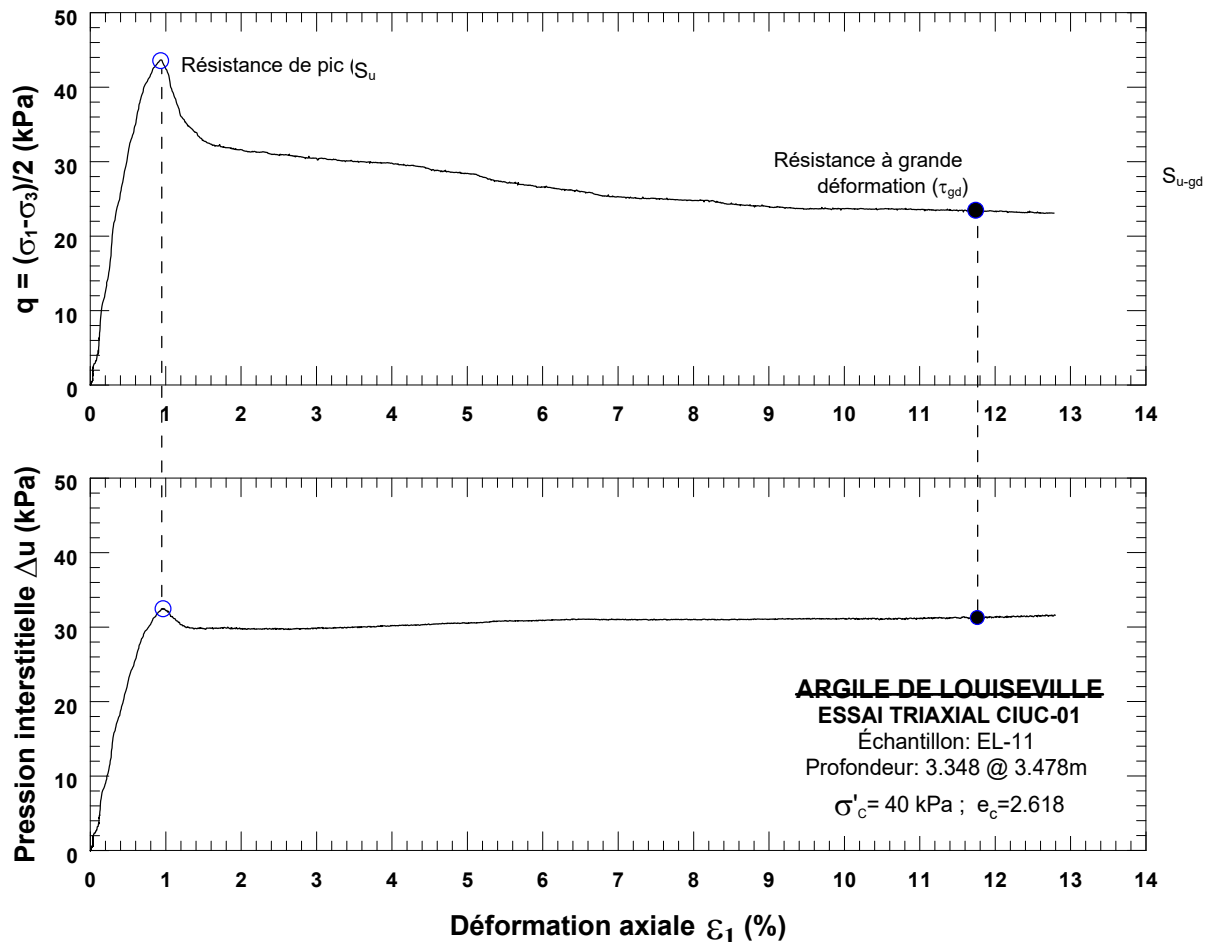
### 5.1.3.1 Sensibilité

La sensibilité de l'argile de Louiseville a été évaluée à l'aide du cône suédois conformément à la norme BNQ 2501-110 (BNQ, 2014). De 2,23 à 2,61 m de profondeur, la sensibilité moyenne est de 15, et de 3,15 à 3,41 m de profondeur, la sensibilité moyenne est de 20. Cette valeur correspond environ à la sensibilité moyenne évaluée à 22 pour le même site par Leroueil *et al.* (2003). L'augmentation de la sensibilité avec la profondeur correspond à l'augmentation de l'indice de liquidité.

### 5.1.3.2 Essais triaxiaux CIUC, CAUC, CAUE et CAU-DL

Les caractéristiques et les résultats des essais CIUC sont présentés au tableau 13. À titre d'exemple et pour des raisons de concision, seuls les résultats de l'essai triaxial CIUC-01 sont présentés dans ce chapitre. Pour les trois autres essais CIUC, les courbes expérimentales contrainte-pression interstitielle-déformation ainsi que les cheminements de contraintes ont été regroupés et sont présentés dans le rapport annexe [RA-1144-fr](#). Les courbes de la contrainte demi-déviatorique ( $q' = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ) et de la surpression interstitielle ( $\Delta u$ ) pour l'essai CIUC-01 sont présentées en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la figure 43. Cette courbe contrainte-déformation est caractérisée par une rupture fragile à une déformation axiale légèrement inférieure à 1 % sur un plan bien défini, à un angle d'environ 60° avec l'horizontal. Une résistance ( $c_u$ ) initiale de 43 kPa est obtenue. L'argile est contractante durant le cisaillement, mais une diminution des pressions interstitielles est observée après la rupture initiale de pic. La contrainte de cisaillement tend à se stabiliser vers une valeur constante de 32,5 kPa à grandes déformations.

Les caractéristiques et résultats des essais CAUC sont résumés au tableau 13. Les courbes de la contrainte demi-déviatorique et de la pression interstitielle sont présentées dans le rapport annexe. La reconsolidation des échantillons en laboratoire à des conditions  $K_0$  visait à appliquer au sol les conditions de contraintes existant sur le terrain. Les chemins de contraintes effectives suivis observés durant ces essais sont aussi tracés sur ces figures. L'essai CAUC-05 a été réalisé dans la plage de pressions du domaine surconsolidé et l'échantillon présente un comportement fragile d'argile structurée, la rupture survenant à une déformation axiale très faible de 0,43 %. L'essai CAUC-06 a été réalisé à une pression de consolidation largement supérieure à la pression de préconsolidation afin d'obtenir les paramètres mécaniques dans le domaine normalement consolidé (NC).



**Figure 43. Résultat de l'essai triaxial CIUC-01 avec consolidation isotrope et compression triaxiale non drainée.**

Les caractéristiques et résultats des 3 essais en extension (essais CAUE-07-08, -09 et -10) consolidés anisotropiquement sont présentés au tableau 13. Les courbes de la contrainte demi-déviatorique et de la pression interstitielle en fonction de la déformation ainsi que les chemins de contraintes effectives sont présentés dans le rapport annexe. L'état  $\sigma'_1 = 0$  a été atteint et dépassé dans tous les essais CAUE, ce qui signifie que le spécimen était sollicité en tension. Ceci signifie que la résistance en extension du sol est contrôlée par l'état de tension ( $\sigma'_1 = 0$ ) et non par l'enveloppe de rupture. Dans tous les essais CAUE, la courbe de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) diminue jusqu'à un minimum et augmente par la suite. Ce minimum en  $\Delta u$  coïncide avec le pic déviatorique.

Deux essais spéciaux en déchargement latéral ont été effectués afin d'étudier le comportement du sol lorsqu'il est sollicité en décompression. Ce chemin de contraintes est très délicat à appliquer à l'appareil triaxial et très peu de données expérimentales sur ce type de sollicitations sont disponibles dans la littérature scientifique. Les caractéristiques et les résultats de ces 2 essais consolidés anisotropiquement et sollicités par déchargement horizontal (essais CAUDL-10 et -11) sont présentés au tableau 25 et les courbes expérimentales (demi-déviateur, pression interstitielle en fonction de la déformation et chemin de contraintes effectives) sont présentées



dans le rapport annexe. Le sol est sollicité en tension et la rupture survient abruptement. Il est impossible de suivre le sol en postrupture pour ce type d'essai.

Les cheminements en contraintes effectives ainsi que les conditions à la rupture de pic et à grandes déformations sont montrés à la figure 44 pour tous les essais. Le système de représentation de Lambe (1967) ou la méthode q-p' du MIT a été utilisée. Cette méthode permet de définir les enveloppes de résistance de l'argile dans les domaines structurés (OC) et normalement consolidés (NC). Sur cette figure 44, l'état  $\sigma_3 = 0$  ou  $\sigma_1 = 0$  (limite de contrainte en tension) est indiqué par deux droites à 45° passant par l'origine. L'état de tension est atteint lors des essais en extension ou en déchargement horizontal.

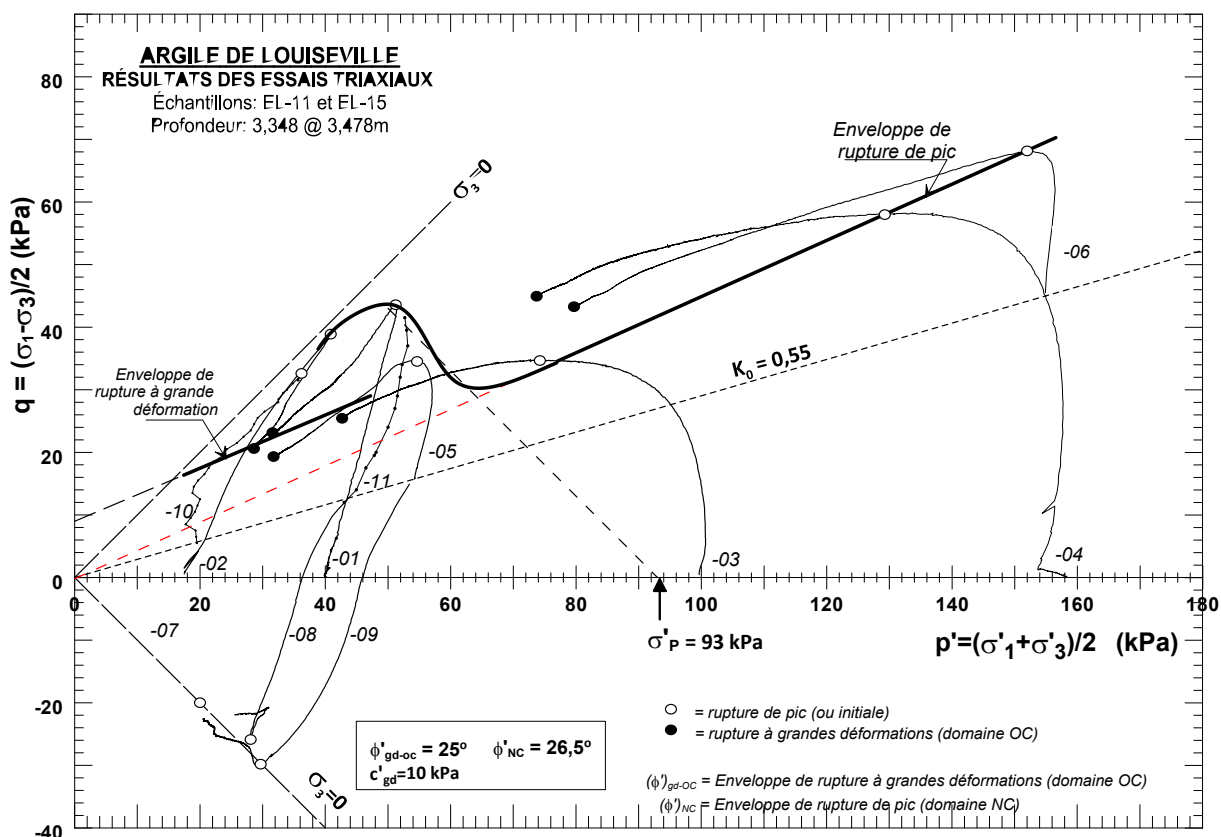


Figure 44. Argile de Louiseville : Résultats des essais triaxiaux - cheminement de contraintes et enveloppes de rupture.

Domaine OC = domaine surconsolidé; Domaine NC = domaine normalement consolidé

**Tableau 22. Résultats des essais triaxiaux non drainés en compression consolidés isotropiquement (CIUC)**

Essai	Échant (#)	Prof. (m)	W <sub>i</sub> (%)	CONSOLIDATION				PIC				GRANDE DÉFORMATION			
				σ' <sub>p</sub> (kPa)	σ' <sub>c</sub> (kPa)	ΔH/H <sub>0</sub> (%)	e <sub>c</sub>	ε <sub>1</sub> (%)	Δu (kPa)	q = $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{q}{\sigma'_p}$	ε <sub>1</sub> (%)	Δu (kPa)	q = $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{q}{\sigma'_p}$
CIUC-01	EL-11	3,348 - 3,478	88,85	93	40	0,20	2,618	0,91	32	43	0,46	12,80	31,5	22	0,24
CIUC-02	EL-11	3,348 - 3,478	83,24	93	17	0,062	2,461	0,79	14	38	0,41	14	9	22	0,24
CIUC-03	EL-11	3,348 - 3,478	86,22	93	100	6,99	1,686	1,8	60	34		14	82	25	
CIUC-04	EL-11	3,348 - 3,478	83,98	93	160	11,33	1,266	1,71	94	58		14	131	45	

**Tableau 23. Résultats des essais triaxiaux non drainés en compression consolidés anisotropiquement (CAUC, K<sub>0</sub> = 0,55)**

Essai	Échant. (#)	Prof. (m)	W <sub>i</sub> (%)	CONSOLIDATION				PIC				GRANDE DÉFORMATION			
				σ' <sub>p</sub> (kPa)	σ' <sub>vc</sub> (kPa)	ΔH/H <sub>0</sub> (%)	e <sub>c</sub>	ε <sub>1</sub> (%)	Δu (kPa)	q = $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{q}{\sigma'_p}$	ε <sub>1</sub> (%)	Δu (kPa)	q = $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{q}{\sigma'_p}$
CAUC-05	EL-11	3,348 - 3,478	87,10	93	70	0,10	2,492	0,43	19	35	0,37	8	26	20	0,22
CAUC-06	EL-11	3,348 - 3,478	86,44	93	200	10,10	1,394	0,36	25	87		14	73	53	

**Tableau 24. Essais triaxiaux non drainés en extension consolidés anisotropiquement (CAUC,  $K_0 = 0,55$ )**

Essai	Échant. (#)	Prof. (m)	$W_i$ (%)	CONSOLIDATION				PIC				GRANDES DÉFORMATIONS			
				$\sigma'_p$ (kPa)	$\sigma'_{vc}$ (kPa)	$\Delta H/H_0$ (%)	$e_c$	$\varepsilon_1$ (%)	$\Delta u$ (kPa)	$q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{ q }{\sigma'_p}$	$\varepsilon_1$ (%)	$\Delta u$ (kPa)	$q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{ q }{\sigma'_p}$
CAUE-07	EL-15	3,348 - 3,478	85,75	93	25	0,029	2,463	-1,2	-26	-20	0,22	-11,5	-20,15	-12,5	0,13
CAUE-08	EL-15	3,348 - 3,478	85,94	93	57	0,33	2,429	-0,65	-23	-26	0,28	-11,8	-3,45	-11,3	0,12
CAUE-09	EL-15	3,348 - 3,478	85,96	93	70	0,29	2,397	-0,80	-21,2	-30,2	0,32	-12,1	4,12	-12,1	0,13

**Tableau 25. Essais triaxiaux non drainés en déchargement latéral consolidés anisotropiquement (CAUDL)**

Essai	Échant. (#)	Prof. (m)	$W_i$ (%)	CONSOLIDATION				PIC			
				$\sigma'_p$ (kPa)	$\sigma'_{vc}$ (kPa)	$\Delta H/H_0$ (%)	$e_c$	$\varepsilon_1$ (%)	$\Delta u$ (kPa)	$q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kPa)	$\frac{ q }{\sigma'_p}$
CAUDL-10	EL-15	3,348 - 3,478	86,05	93	25	0,0292	2,46	0,72	-43	31,5	0,34
CAUDL-11	EL-15	3,348 - 3,478	86,35	93	57	0,331	2,43	0,54	-40,28	41,5	0,44

### 5.1.3.3 Essais de chargement statique en cisaillement simple (DSS<sub>stat</sub>)

Trois essais en cisaillement simple (DSS<sub>stat</sub>) ont été effectués sur l'argile de Louiseville; les caractéristiques et les résultats des essais DSS sont présentés au tableau 27. Pour les trois essais CIUC, les courbes expérimentales de la contrainte de cisaillement dans le plan horizontal ( $\tau_h$ ) et de la pression interstitielle équivalente (ou  $\Delta\sigma'_v$ ) en fonction de la déformation angulaire  $\gamma$ (%) ont été regroupées et présentées dans le rapport annexe [RA-1144-fr](#). À une profondeur de 3,47 m, la résistance initiale normalisée  $S_u/\sigma'_p$  varie entre 0,22 et 0,30. Le sol est compressible en consolidation et son comportement contrainte-déformation dépend du niveau de la contrainte de consolidation. Dans le domaine surconsolidé, le sol de l'essai à  $\sigma'_{vc} = 57$  kPa (essai DSS<sub>stat</sub>-01) montre une faible tendance à l'antiécrouissage et est associé à un comportement contractant, tandis que le comportement du sol consolidé à  $\sigma'_{vc} = 25$  kPa (essai DSS<sub>stat</sub>-02) présente un écrouissage plastique associé à une légère tendance à la dilatance. L'essai réalisé dans le domaine normalement consolidé (DSS<sub>stat</sub>-03;  $\sigma'_{vc} = 143$  kPa) donne une résistance normalisée  $S_u/\sigma'_{vc}$  de 0,28 et est associé avec un comportement contractant en cisaillement.

Les cheminements en contraintes effectives ainsi que les conditions à la rupture de pic et à grandes déformations pour les essais au DSS sont montrés à la figure 45. Cette méthode permet de combiner les résultats provenant de tous les essais et de définir les enveloppes de résistance de l'argile dans les domaines structurés (OC) et normalement consolidés (NC) pour des conditions en cisaillement simple. Un seul essai a été réalisé dans le domaine normalement consolidé et une valeur nulle a été attribuée à la cohésion effective.

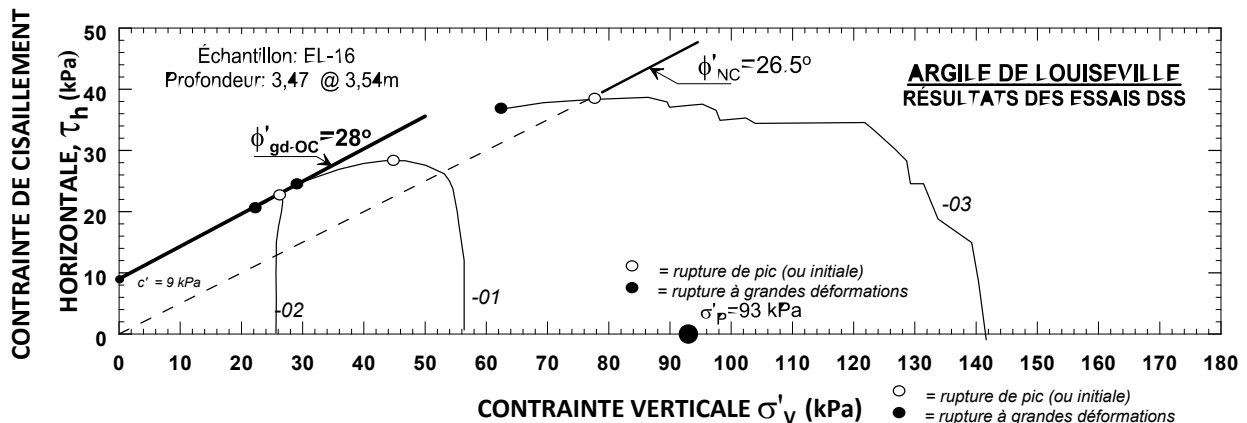


Figure 45. Argile de Louiseville : Résultats des essais DSS en cisaillement simple à volume constant.

- Cheminement de contraintes et enveloppes de rupture

$\phi'_{gd-OC}$  = Angle de frottement effectif à grandes déformations dans le domaine OC

$\phi'_{NC}$  = Angle de frottement effectif dans le domaine NC

Domaine OC = domaine surconsolidé;

Domaine NC = domaine normalement consolidé

### 5.1.3.4 Paramètres de résistance au cisaillement

Les paramètres de résistance initiale non drainée ( $S_u$  ou  $c_u$ , qui est équivalent) pour les différentes conditions d'essais sont disponibles dans les tableaux 24 à 26 inclusivement (ci-dessus) ainsi qu'au tableau 27. Les paramètres effectifs de résistance à grande déformation de l'argile de Louiseville sont montrés au tableau 26. Ces paramètres sont comparables à ceux proposés par Lefebvre (1981) pour les argiles de la mer Champlain.

**Tableau 26. Paramètres effectifs de Mohr-Coulomb pour l'argile de Louiseville**

Paramètre	Essai triaxial (TRX)		Essai en cisaillement simple (DSS)	
	Domaine OC	Domaine NC	Domaine OC	Domaine NC
$c'$ (kPa)	10	0	9	0
$\phi'_{gd^1}$ (°)	25	26,5	28	26,5

### 5.1.3.5 Courbe d'état limite (CEL)

La détermination d'une enveloppe de résistance de type Mohr-Coulomb pour une argile surconsolidée est complexe en raison de la non-linéarité, de l'anisotropie et de l'influence de l'histoire des contraintes sur le comportement mécanique de ces sols. Pour ces sols, le concept d'état limite s'est révélé être un concept particulièrement utile pour représenter la complexité du comportement de l'argile et, notamment, la détermination des conditions de contraintes à la rupture. Pour une argile surconsolidée, la rupture initiale (ou de pic) marque le passage à l'état limite et est associée au début de l'antiécrouissage. Cet état limite est marqué par une instabilité généralisée du sol et par une plastification irréversible. Cette rupture initiale définit un point sur la courbe d'état limite du sol. Un essai triaxial permet donc d'obtenir un seul point sur la courbe d'état limite. Comme la forme de la courbe d'état limite dépend de l'histoire et de l'état des contraintes et qu'elle varie en fonction de la profondeur et de l'indice des vides initial,  $e_0$ , il faut utiliser plusieurs échantillons provenant de la même profondeur pour déterminer la courbe d'état limite d'un sol à une profondeur donnée. La procédure générale de Tavenas et Leroueil (1977, 1979) a été suivie pour la détermination de la CEL. Les points d'état limite de l'argile ont été définis à partir des états de contraintes suivants : 1) aux contraintes déviatoriques maximums obtenues à partir des essais CIUC, CAUC et CAUE effectués dans le domaine surconsolidé et 2) aux coudes des courbes de compressibilité obtenues à partir des essais de consolidation triaxiale ou œdométriques. La courbe d'état limite normalisée (par  $\sigma'_p$ ), obtenue par Zanavelo pour l'argile de Louiseville, est montrée à la figure 46. La courbe obtenue par Leroueil *et al.* (2003) est aussi représentée à titre comparatif et il est possible de constater la relative similarité entre les deux courbes.

### 5.1.3.6 Essais œdométriques

Une série d'essais œdométriques a été réalisée sur sept échantillons de l'argile de Louiseville provenant de deux profondeurs différentes. Seule l'argile grise intacte et non altérée a été testée. Les caractéristiques et les résultats de ces essais sont récapitulés au tableau 28. Pour l'intervalle de profondeur 2,22 – 2,61 m, la valeur moyenne de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  est de 79 kPa. Pour l'intervalle 3,15 – 3,41 m, le  $\sigma'_p$  moyen est de 92 kPa. Pour la suite de cette étude,

c'est la pression de préconsolidation de l'échantillon EL10,  $\sigma'_p = 93 \text{ kPa}$ , qui sera utilisée pour normaliser les résistances des échantillons. Pour chaque essai œdométrique, la pression de préconsolidation apparente,  $\sigma'_p$ , ainsi que ses bornes maximum et minimum, est portée en fonction de la profondeur sur le profil géotechnique de la figure 41 et peut être comparée à la pression des terres effective  $\sigma'_{vo}$  à la même profondeur et permet d'évaluer le rapport de surconsolidation OCR qui est supérieur à 3,5. Ces valeurs de  $\sigma'_p$ , déterminées à l'essai œdométrique, permettent aussi de valider le profil d'histoire des contraintes ( $\sigma'_p$ ) déterminé empiriquement par l'essai au piézocône CPTu.

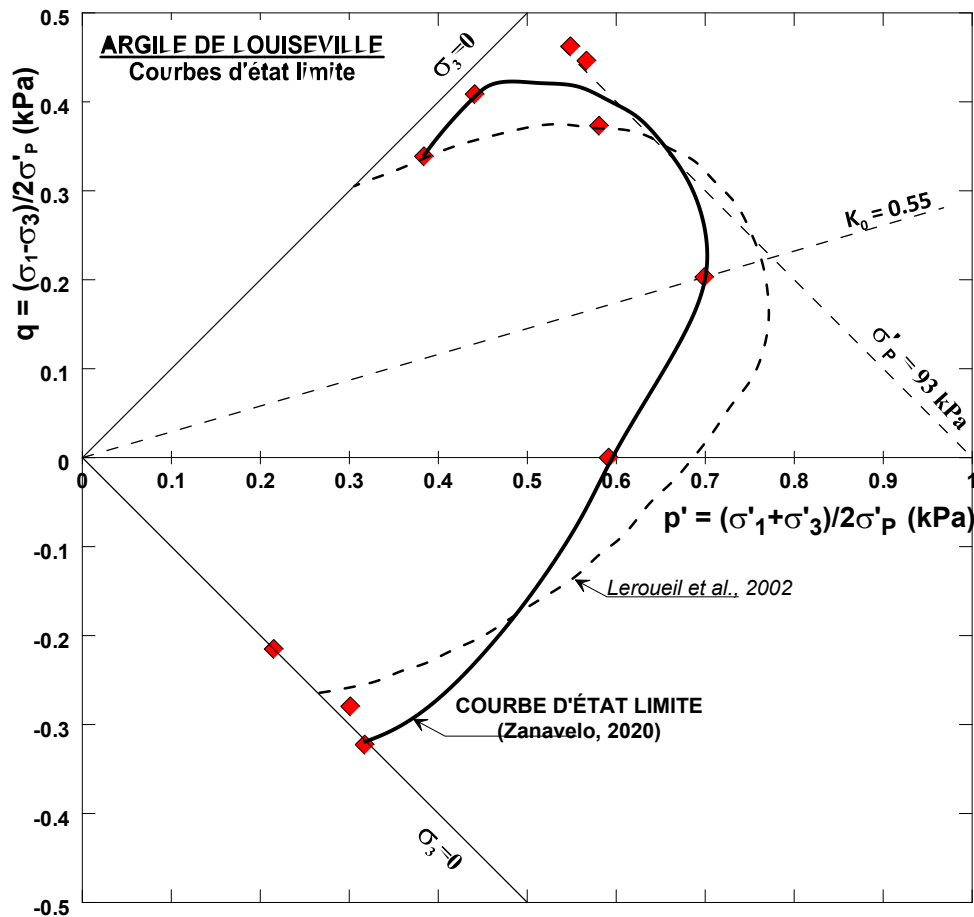


Figure 46. Cheminement de contrainte des essais triaxiaux dans le repère de Lambe.

**Tableau 27. Essais DSS statiques – à volume constant (appareil Géonor)**

Essai	CONSOLIDATION		RUPTURE INITIALE			GRANDE DÉFORMATION			OBSERVATION
	$\sigma'_{vc}$ (kPa)	$e_c$	$S_u$ (kPa)	$S_u/\sigma'_{vc}$	$\gamma_h$ (%)	$S_{u-gd}$ (kPa)	$S_{u-gd}/\sigma'_{vc}$	$\gamma_h$ (%)	
DSS <sub>STAT-01</sub>	57	2,287	28	0,49	2.3	23	0,40	15	Contractant
DSS <sub>STAT-02</sub>	25	2,290	20	0,8	2	22	0,88	15	Légèrement dilatant
DSS <sub>STAT-03</sub>	143	1,804	40	0,28	5	36	0,25	15	Contractant

**Tableau 28. Programme d'essais œdométriques réalisés sur les échantillons d'argile de Louiseville**

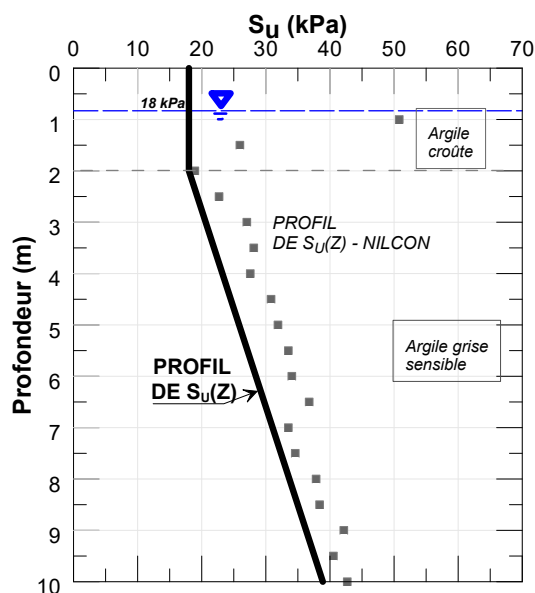
Échantillon	Profondeur (m)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_{initiale}$ (%)	$e_0$	$\sigma'_{p\ min}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	$\sigma'_{p\ max}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	OCR
EL01	2,22	14,60	89	2,45	74	81	89	18,9	4,3
EL02	2,35	14,69	91	2,50	70*	75*	88*	19,6	3,8
EL03	2,48	14,87	89	2,42	74	78	85	20,2	3,9
EL04	2,61	14,81	83	2,28	76	82	90	20,9	3,9
EL09	3,15	14,84	85	2,33	80	86	98	23,6	3,6
EL10	3,28	14,76	90	2,48	88	93	102	24,2	3,8
EL11	3,41	14,97	90	2,46	92	96	107	24,9	3,9

\*Essai réalisé sur l'échantillon EL06.

## 5.2 Paramètres géotechniques

La figure 47 montre le profil de  $S_u$  utilisé pour les analyses de stabilité par équilibre limite et les simulations numériques.

Pour l'argile grise, la valeur de  $S_u$  est de 18 kPa à la base de la croûte (profondeur de 2,0 m) et augmente avec un gradient de 2,611 kPa/m. Le comportement de la couche supérieure d'argile brune altérée est difficile à caractériser dans le contexte d'une excavation temporaire. L'argile est fissurée et est très perméable et, malgré la présence d'une surface libre à faible profondeur (initialement à 0,8 m), le comportement en cisaillement peut rapidement passer de non drainé à drainé. Les analyses ont donc été faites en considérant les résistances drainée ( $c'$  et  $\phi'$ ) et non drainée ( $S_u$ ) comme bornes de comportement. La valeur de la résistance  $S_u$  a été évaluée en considérant l'hypothèse de Lefebvre, Paré et Dascal (1987) et a été supposée égale à la résistance de l'argile intacte à la base de la couche oxydée. Les valeurs des paramètres  $c'$  et  $\phi'$  ont été sélectionnées sur la base de la résistance à grande déformation obtenue dans les travaux de laboratoire de ce projet et de résultats publiés par Silvestri (1980) et Lefebvre (1981). Le tableau 26 contient les paramètres effectifs de Mohr-Coulomb retenus pour les analyses de stabilité en contraintes effectives (analyses  $c'$ - $\phi'$ ). Les paramètres proviennent des essais triaxiaux et des essais en cisaillement simple. Les deux jeux de paramètres seront utilisés et comparés lors des analyses de stabilité. Pour l'argile de la croûte, la sélection des paramètres effectifs  $c'$  et  $\phi'$  s'appuie sur les conclusions des travaux de Lafleur, Lefebvre, Marcotte et Silvestri (1982), à savoir que, compte tenu de la déstructuration induite par l'altération du sol, l'enveloppe de rupture opérationnelle sur le terrain se rapproche des paramètres postpic à l'état normalement consolidé (NC), à savoir  $c'=0$  et  $\phi'=\phi'_{NC}$ . Le poids volumique moyen est de 14,8 kN/m<sup>3</sup> pour l'argile de Louiseville.



**Figure 47. Profil de résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ ) utilisé dans les analyses de stabilité de la tranchée A-1 à Louiseville.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

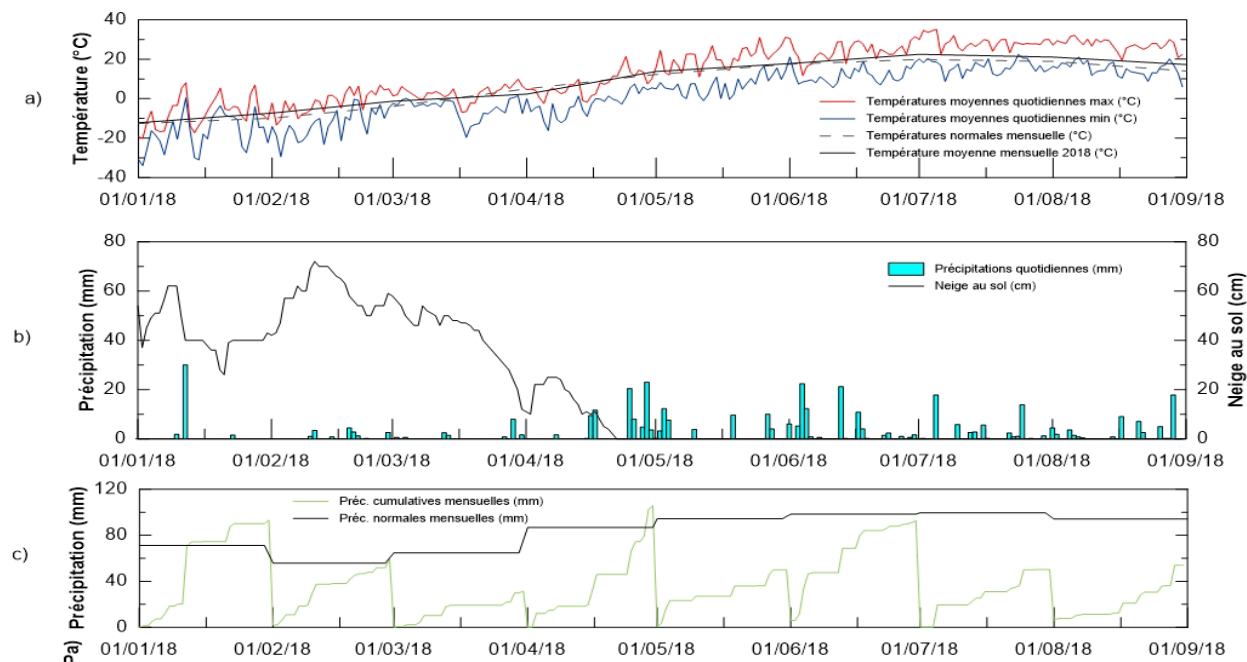


### 5.3 Résultats des essais de terrain

Les essais de terrain réalisés dans le cadre de ce projet de recherche sont présentés à la section 4.3.

#### 5.3.1 Niveau de la nappe phréatique et conditions météorologiques

La figure 48 présente les conditions météorologiques (chutes de neige et de pluie, températures observées), du 1<sup>er</sup> janvier au 1<sup>er</sup> septembre 2018. L'abaissement de la nappe phréatique sous le niveau des puits d'observation (soit à plus de 1,8 m de la surface du terrain naturel) est lié aux conditions chaudes et particulièrement sèches qui ont eu lieu au cours de l'été 2018. La figure 48a montre que la température moyenne mensuelle pour l'été 2018 se trouve au-dessus des normales de saison. En moyenne, les températures étaient de 3 °C supérieures à la normale. La figure 48b permet de remarquer les faibles précipitations quotidiennes durant cette même période. La figure 48c présente le cumulatif des précipitations mensuelles pour 2018 comparativement avec la normale. On peut remarquer que les mois de juillet et août 2018 ont un faible cumulatif de précipitations par rapport à la normale. On parle respectivement de 50 % et 43 % moins de précipitations que la normale pour ces mois. La figure 48d présente les variations de pression atmosphérique. Les données météorologiques utilisées proviennent du groupe Info-Climat qui fait partie du ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (station d'observation de Louiseville, située à 4 km du site expérimental).



**Figure 48. Conditions météorologiques au site de Louiseville.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

### 5.3.2 Tranchée A-1

Le tableau 29 résume les mouvements de terrain survenus lors de l'excavation de la tranchée A-1 réalisée le 8 mai 2018. Une présentation détaillée des mouvements observés se trouve dans le mémoire de maîtrise de Doulet (2020). Les noms donnés aux ruptures ont été attribués en fonction du type de mouvement, du type de sol impliqué et du moment auquel ils sont survenus. Cependant chacune des ruptures a une incidence sur les suivantes et il ne faut donc pas les voir comme des mouvements indépendants.

**Tableau 29. Tranchée A-1 : Mouvements de sol observés lors de l'excavation, réalisée le 8 mai 2018**

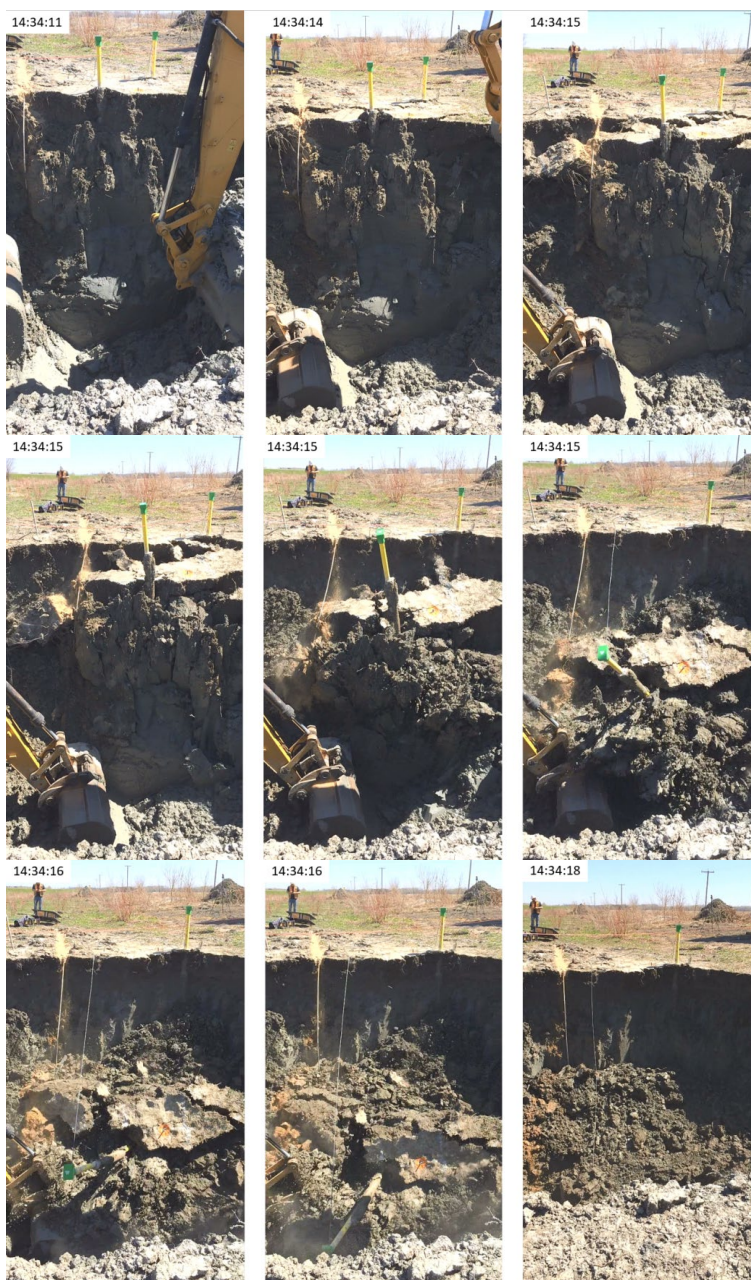
Adapté de *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Doulet, 2020. ©S. Doulet, 2020.

Rupture	Heure	Étape	Profondeur de la tranchée (m)	Longueur de rupture (m)	Recul (m)	Type de rupture
R1	9h20	2 vers 3	2	5		Écaillage
R2	10h37	3 vers 4	3	2		Écaillage
R2 - A1	10h43	4	3,1	2		Écaillage
R2 - A2	10h46	4	3,1	4		Écaillage
R3	10h46	4	3,1	2,5		Écaillage
R2 - A3	10h50	4	3,1	4	0,2	Écaillage
R1 - A1	10h50	4	3,1			Écaillage
R4	10h50	4	3,1	2,5		Écaillage
R5	11h15	4 vers 5	3,1 à 3,9	4,2	0,7	Écaillage
R6	11h33	4 vers 5	3,8 à 3,9	2,5	0,5	Écaillage
R7	11h55	5	3,95	1		Écaillage
R7 - A1	12h11	5	3,95			Écaillage
R7 - A2	12h15	5	3,95			Écaillage
R7 - A3	12h16	5	3,95			Écaillage
R6 - A1	12h28	5	3,95	3,5	1	Écaillage
R8	12h35	5	3,95	8	1,25 à 1,5	Écaillage
R8 - A1	13h30	5	3,95	8	1,25 à 1,5	Écaillage
R9	14h34	6	5	9,5	1,75	Écaillage

Un total de 17 mouvements a été observé, rassemblés sous 9 ruptures (R) et agrandissements (A). L'ensemble des ruptures semble être survenu sous la forme d'écaillages d'importance grandissant avec la profondeur de l'excavation. Alors que la rupture R1 atteste de petits blocs se détachant de la paroi, on observe dès la rupture R2 des blocs d'épaisseur conséquente. Les ruptures surviennent principalement dans l'argile altérée qui semble contenir un réseau de fissures important. Par contre, des ruptures (R7) et fissures (F1), qui prennent source dans l'argile

grise proche de l'interface entre les 2 argiles, laissent croire que le réseau de fissures pourrait se propager un peu après l'interface. Le mémoire de maîtrise de Dourlet (2020) présente en détail la séquence de travaux et les ruptures observées.

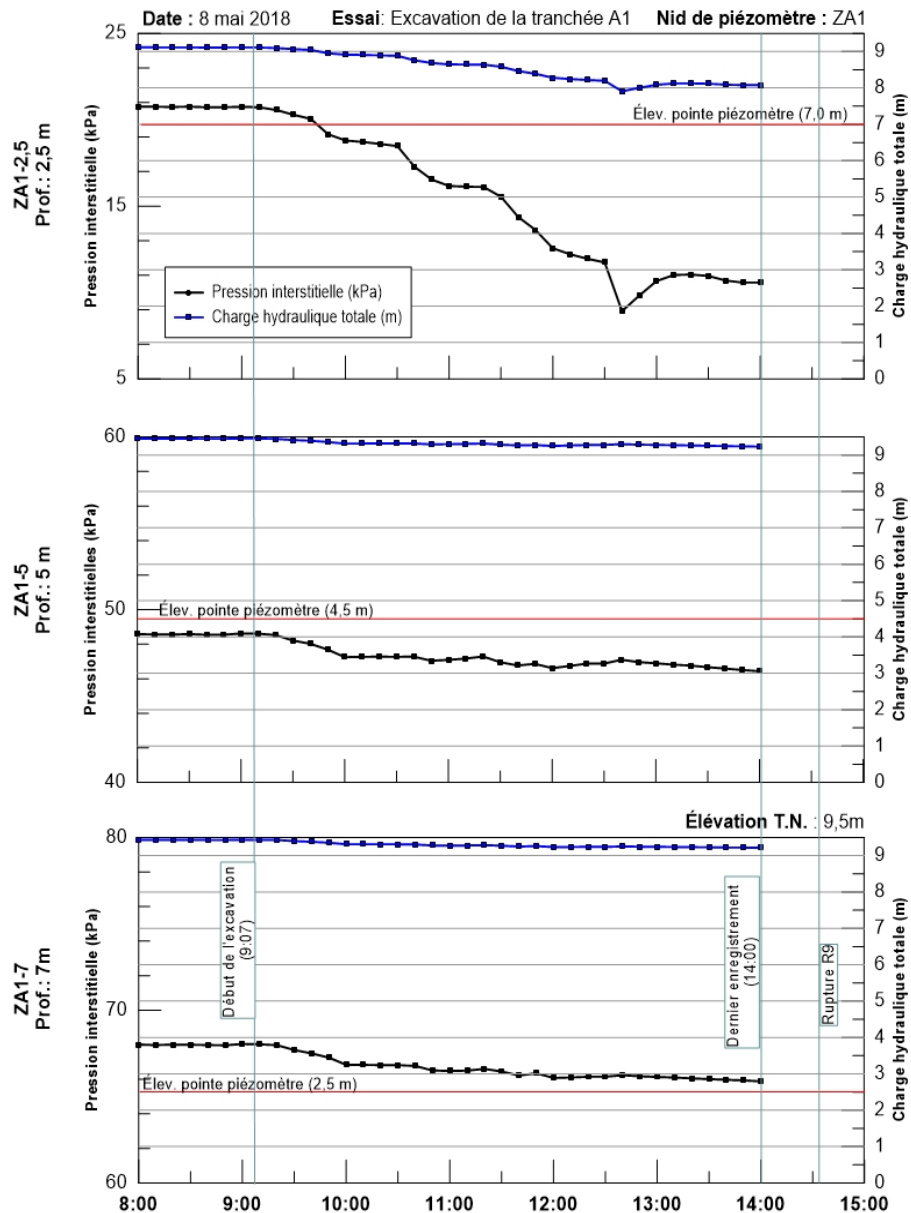
La figure 49 présente les principales étapes de la dernière rupture par écaillage de la tranchée A-1 (R9), à une profondeur de 5 m.



**Figure 49. Rupture par écaillage R9 de la tranchée A-1.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

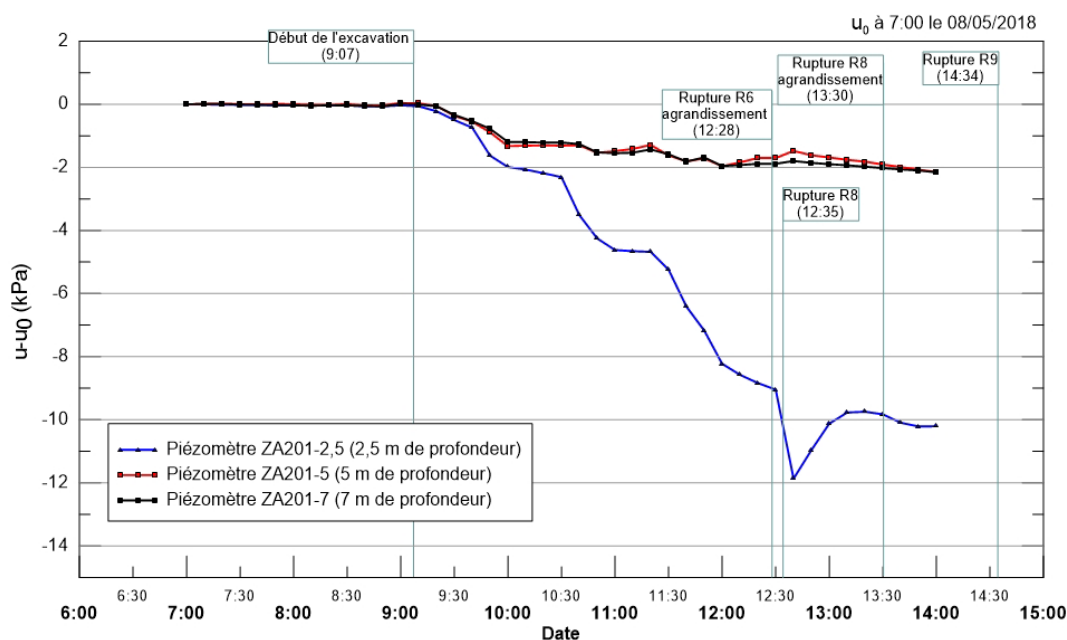
La figure 50 présente le profil de l'évolution des pressions interstitielles et de la charge hydraulique totale au cours de l'excavation. On remarque une diminution de la pression avec l'avancement de l'excavation, dont l'importance décroît avec la profondeur. On note aussi une diminution plus abrupte de la pression à 12h40, suivie d'une légère remontée. Cette diminution pourrait être une conséquence de la rupture R6 survenue à 12h28, alors qu'un morceau important de sol a été emporté. La tendance générale est une diminution de la pression sur toute la durée des travaux. Les données enregistrées par le système d'acquisition pour les piézomètres s'arrêtent à 14h00. La raison de cette défaillance du système reste inconnue.



**Figure 50. Évolution des pressions interstitielles au cours de l'excavation de la tranchée A-1.**

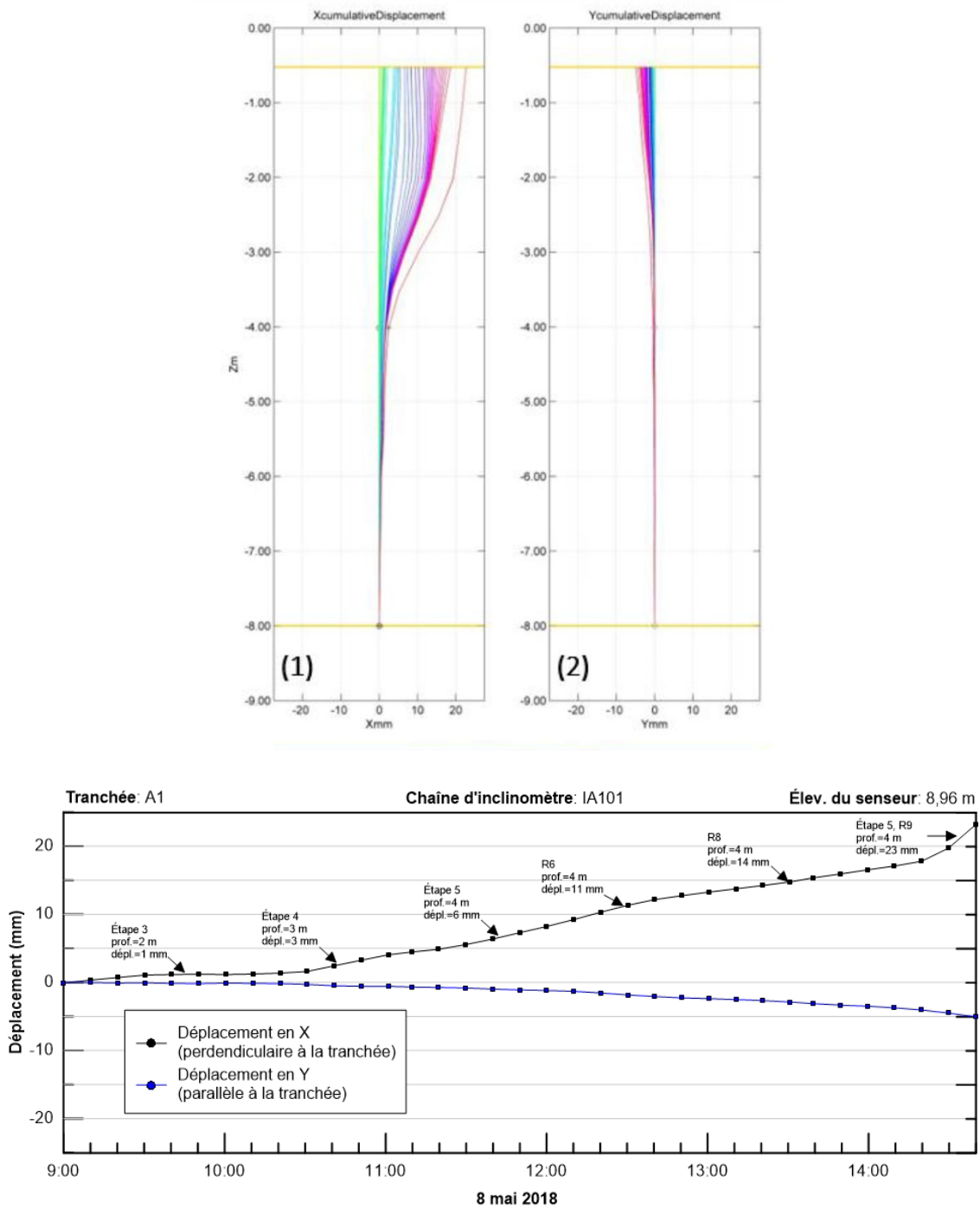
De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

Les figures 51 à 54 présentent les déplacements mesurés par les inclinomètres. Ainsi, la figure 51 montre la différence entre les pressions enregistrées au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale. Une différence maximale d'environ 12 kPa est observable à 2,5 m de profondeur, alors qu'à 5 m et à 7 m de profondeur la différence maximale est d'environ 2 kPa.



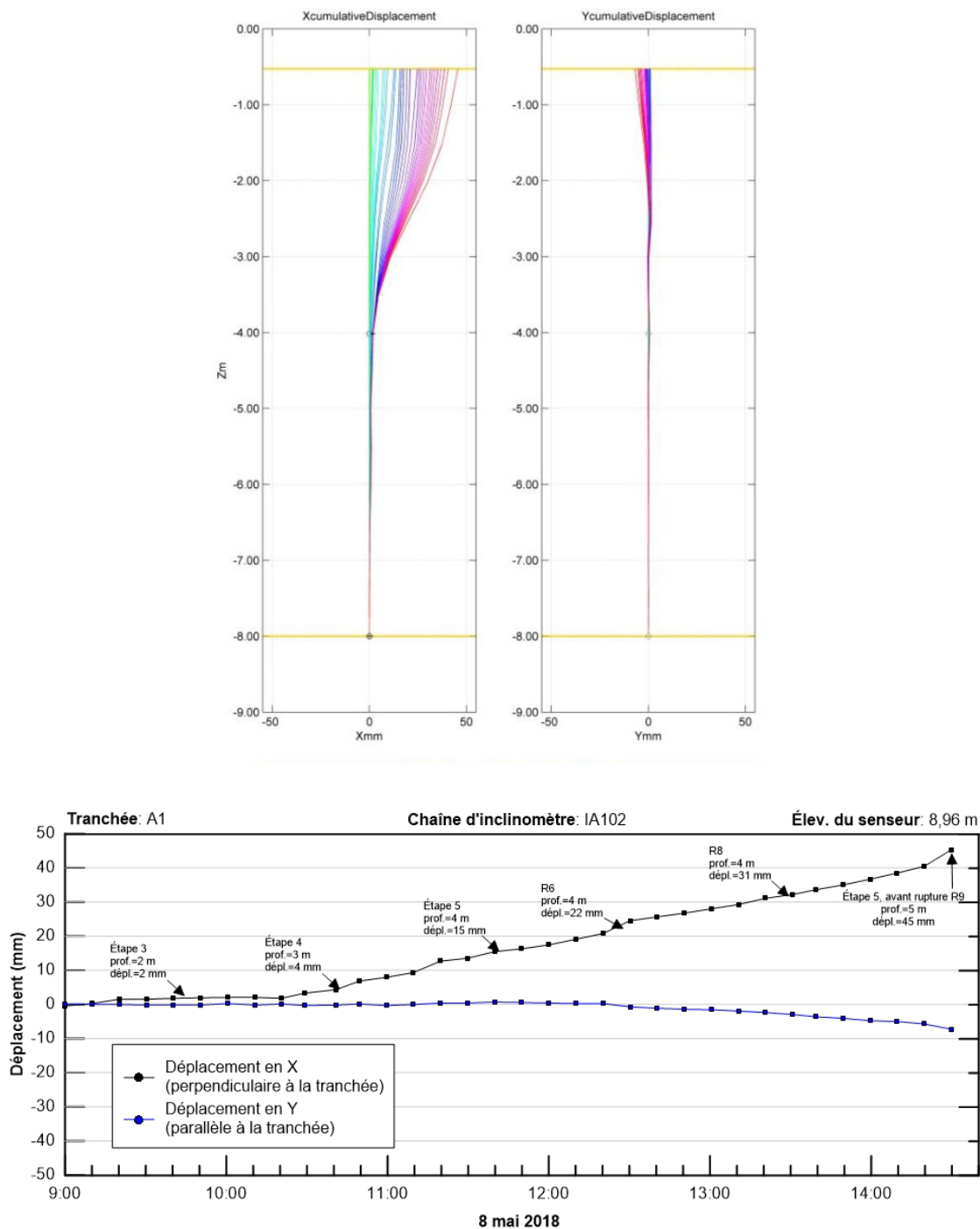
**Figure 51. Différence de pressions interstitielles enregistrée au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale avant excavation pour la tranchée A-1.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



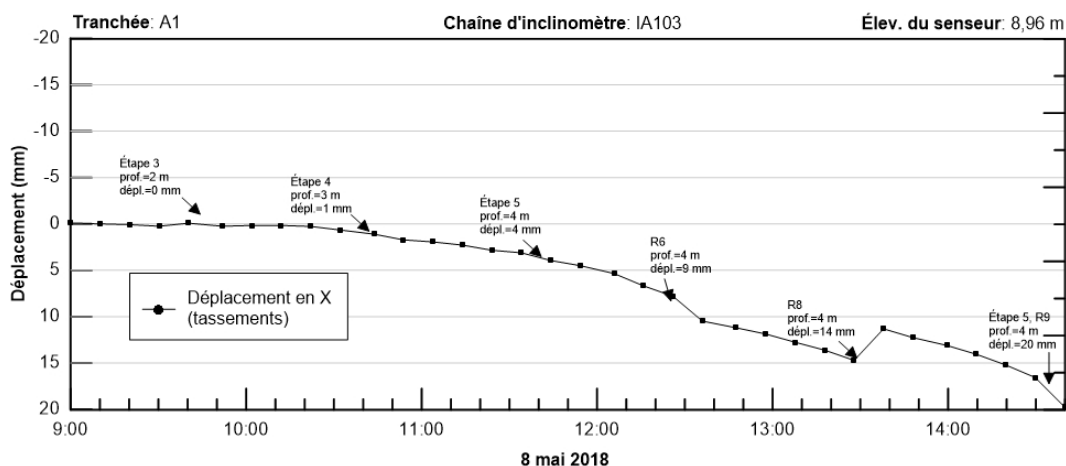
**Figure 52. Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA101 : a) en fonction de la profondeur (haut), b) en fonction du temps (bas).**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.



**Figure 53. Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA102 : a) en fonction de la profondeur (haut), b) en fonction du temps (bas).**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Douklet, 2020. ©S. Douklet, 2020. Reproduit avec permission.

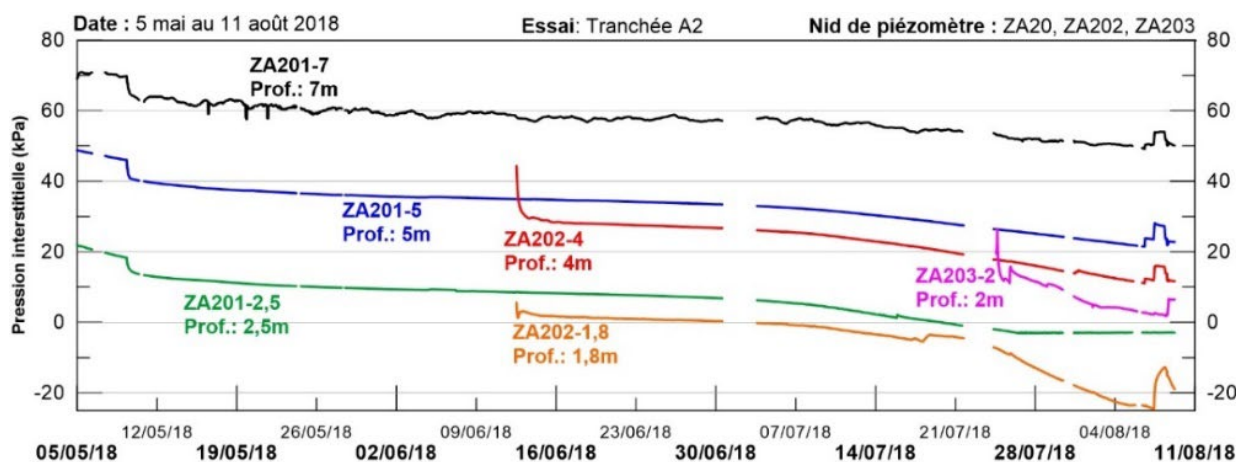


**Figure 54. Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre de la chaîne IA103 en fonction du temps.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

### 5.3.3 Tranchée A-2

Les piézomètres ont été raccordés au système d'acquisition le 4 mai 2018, soit 5 jours après leur installation. La figure 55 présente le profil des pressions interstitielles et la charge hydraulique totale enregistrée à partir du raccordement jusqu'au remblayage de la tranchée A-2. Le système d'acquisition était programmé pour effectuer le relevé à un intervalle de 10 minutes. Le 10 mai 2018, cet intervalle a été augmenté à 30 minutes. La charge hydraulique totale a été calculée à partir des données de pressions interstitielles obtenues par les piézomètres. Les périodes de données manquantes sont dues à la mise hors circuit du système d'acquisition pour des rajustements dans le programme ou à des pannes de courant. La pression interstitielle initiale correspond au moment précédant le début de l'excavation le 9 mai 2018.

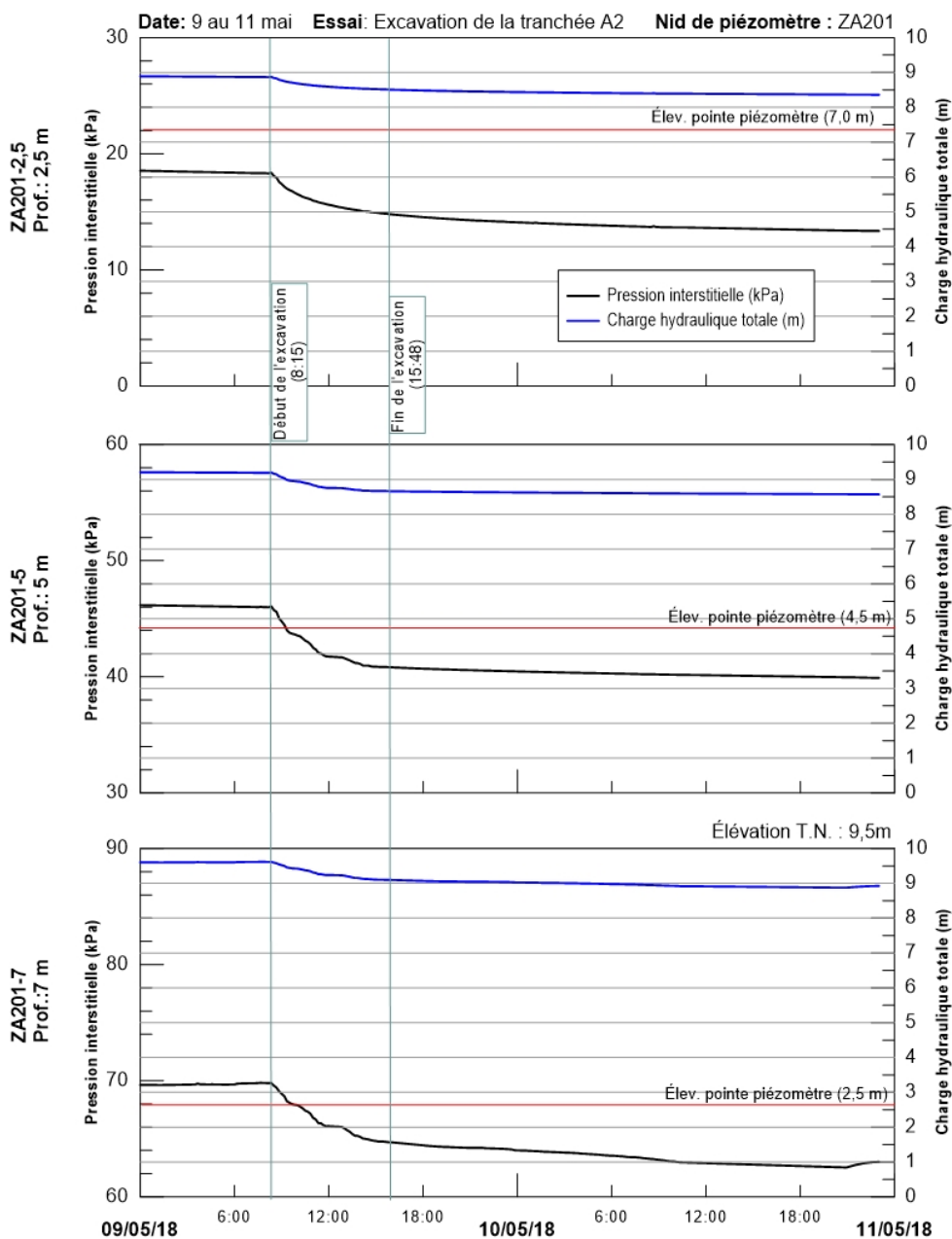


**Figure 55. Suivi de l'évolution des pressions interstitielles entre le 5 mai et le 11 août 2018 pour les nids de piézomètres ZA201, ZA202 et ZA203.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

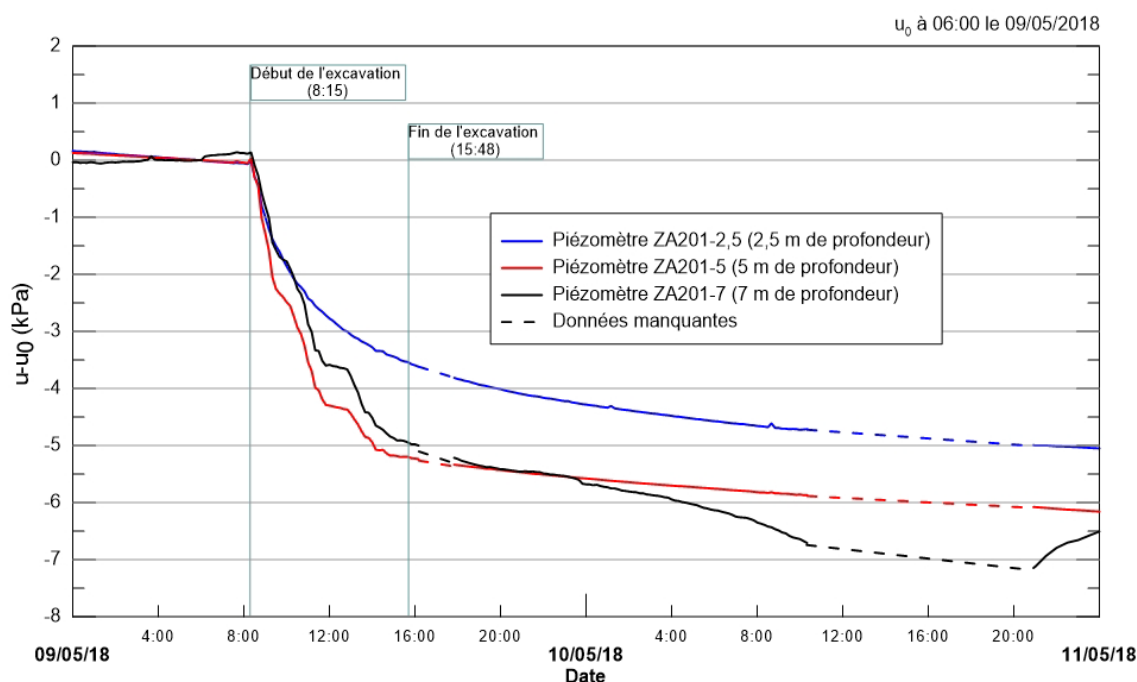


La figure 56 présente le profil de l'évolution des pressions interstitielles et de la charge hydraulique totale au cours de l'excavation. On remarque une diminution de la pression avec l'avancement de l'excavation, dont l'importance décroît avec la profondeur. La figure 57 montre la différence entre les pressions enregistrées au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale. Une différence de 3,5 kPa est observable à 2,5 m de profondeur alors qu'à 5 m et à 7 m de profondeur, la différence est respectivement de 5,4 kPa et 5,1 kPa.



**Figure 56. Évolution des pressions interstitielles au cours de l'excavation de la tranchée A-2.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

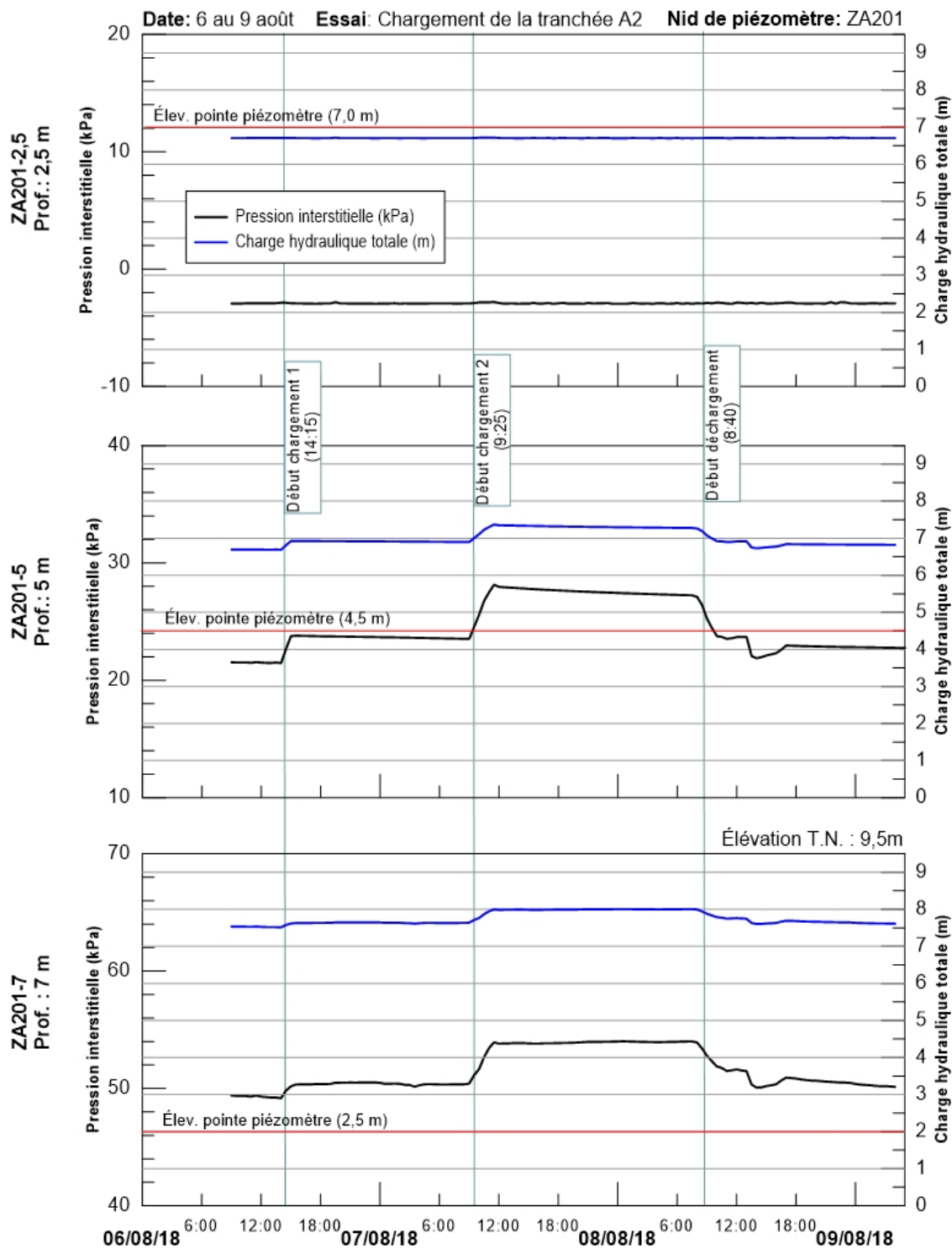


**Figure 57. Différence de pression interstitielle enregistrée au cours de l'excavation par rapport à la pression interstitielle initiale avant excavation pour la tranchée A-2.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

Durant les essais, les instruments ont permis d'observer une réduction importante de la pression interstitielle au cours des 90 jours qui ont suivi l'excavation. Cette réduction était le résultat de l'excavation, mais principalement de la diminution de la hauteur de la nappe phréatique. La réduction de la pression interstitielle a créé une augmentation du gradient hydraulique entre 5 et 7 m de profondeur. En date du 7 juillet 2018, la nappe phréatique était à une profondeur de 1,55 m et lors de la visite suivante, le 24 juillet 2018, la nappe était à un niveau inférieur au puits d'observation. Le 19 juillet 2018, le piézomètre situé à 2,5 m de profondeur, ZA201-2,5, indiquait une pression nulle puis négative, ce qui indiquait le passage sous ce niveau à cet endroit. Un gradient hydraulique horizontal en direction de la pente de 0,11 est observé entre les piézomètres ZA202-4 et ZA203-4.

La figure 58 et la figure 59 présentent le profil de l'évolution des pressions interstitielles et de la charge hydraulique totale au cours du chargement de la tranchée A-2. On remarque une augmentation de la pression à chaque étape du chargement, dont l'importance décroît avec la profondeur et la distance par rapport au bord de la tranchée. Les piézomètres ZA201-2,5 et ZA202-1,8 étaient au-dessus du niveau de la nappe phréatique au moment du chargement. Le piézomètre ZA201-2,5 n'enregistrait aucune variation de pression, alors que le piézomètre ZA202-1,8 enregistrait une augmentation allant de -24 kPa à -13 kPa. Cette augmentation pourrait être due à des déformations du boîtier du piézomètre, causées par les charges appliquées. Le piézomètre ZA203-4,15 indiquait une pression de 3 kPa avant le chargement de la tranchée A-2. Pour ce même piézomètre, la pression a diminué à la fin du chargement, jusqu'à 1,7 kPa. Cette diminution est probablement liée à une réduction du niveau de la nappe phréatique dans la pente et à la dissipation des surpressions restantes de l'installation du piézomètre.



**Figure 58. Évolution des pressions interstitielles au cours du chargement de la tranchée A-2 pour le nid de piézomètres ZA201.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

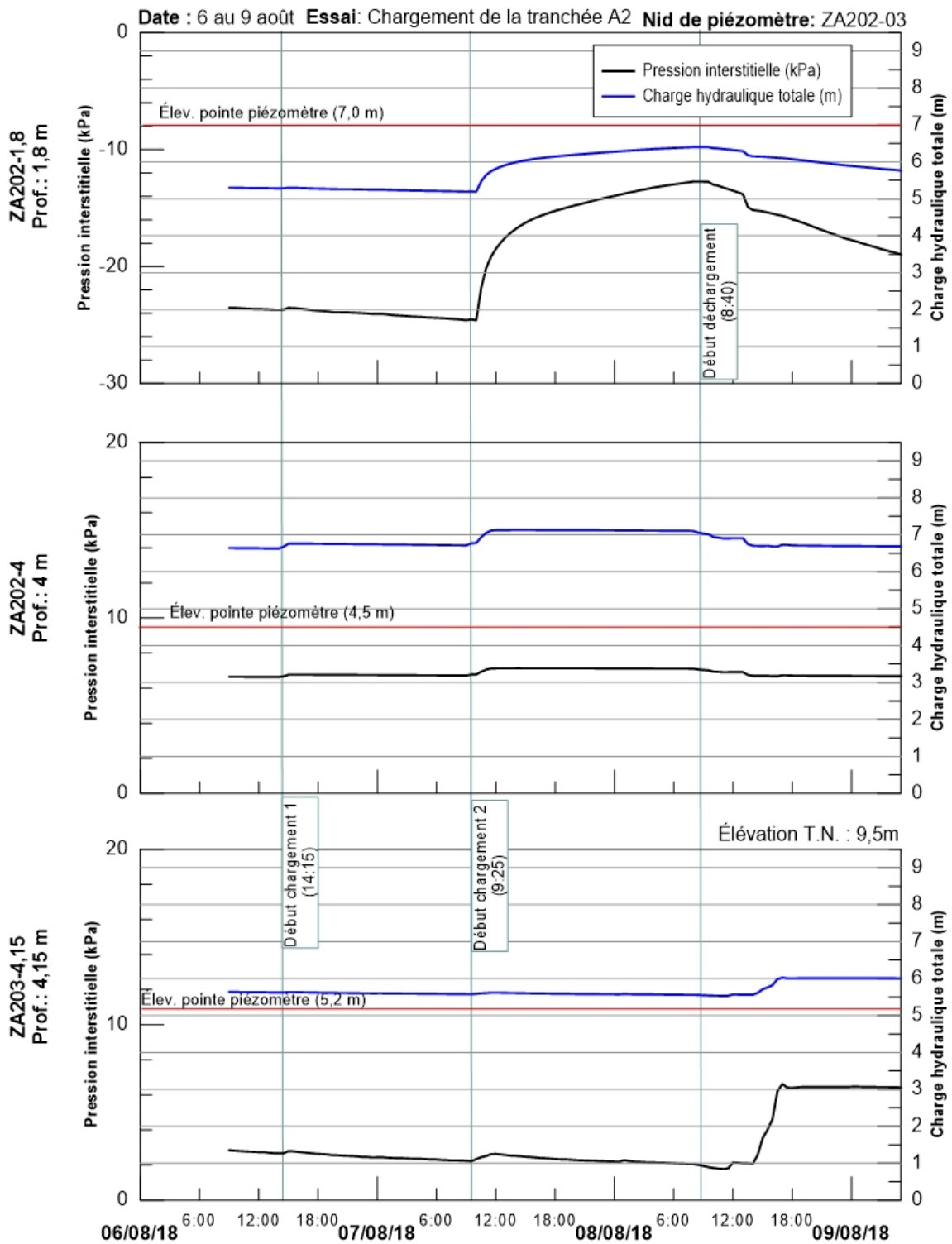
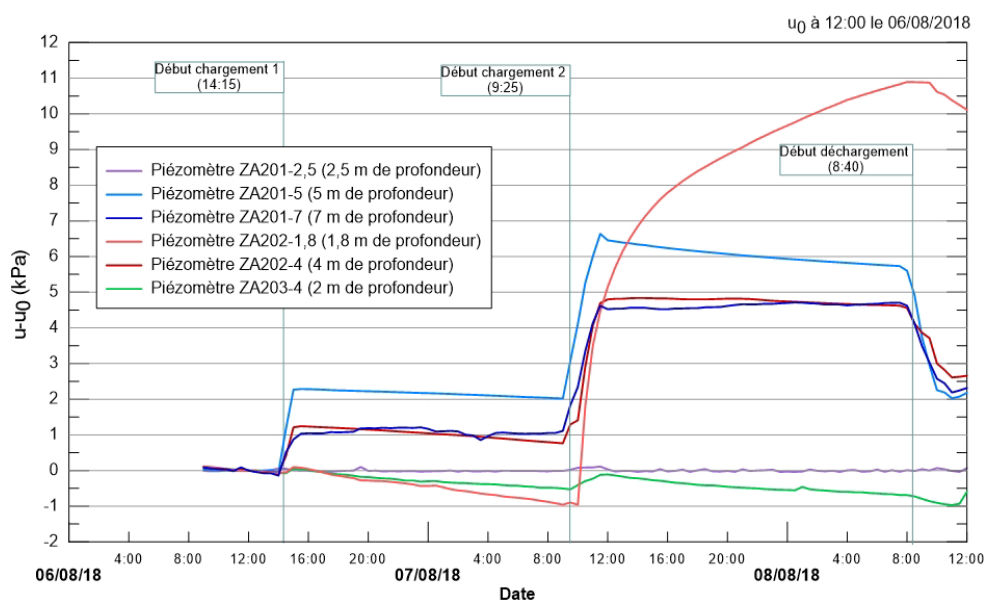


Figure 59. Évolution des pressions interstitielles au cours du chargement de la tranchée A-2 pour les nids de piézomètres ZA202 et ZA203.

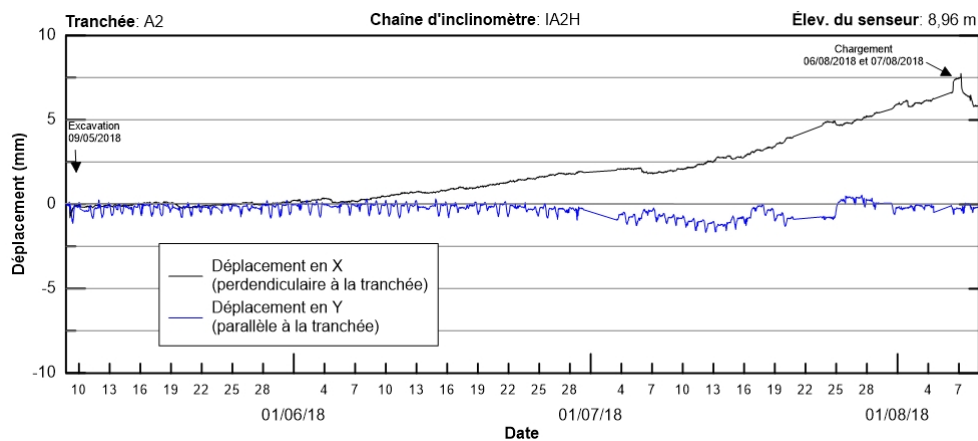
De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

La figure 60 montre la différence maximale entre les pressions enregistrées au cours du chargement par rapport à la pression interstitielle mesurée juste avant le chargement. Une différence de 7 kPa a été observée à 5 m de profondeur et de 5 kPa à 7 m de profondeur pour le nid de piézomètres ZA201 après la deuxième partie du chargement. À 4 m de profondeur, au nid de piézomètres ZA202, la différence était de 4,9 kPa. Le piézomètre situé dans la pente montrait une diminution de 0,4 kPa après le chargement 2. Une légère réduction de la pression interstitielle est observable durant la période de 11 heures qui sépare le dernier chargement et le déchargement. La figure 61 présente l'évolution des déplacements mesurés par l'inclinomètre IA2V lors des 90 jours d'essais.



**Figure 60. Différence de pressions interstitielles enregistrée au cours du chargement par rapport à la pression interstitielle initiale avant chargement pour la tranchée A-2.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

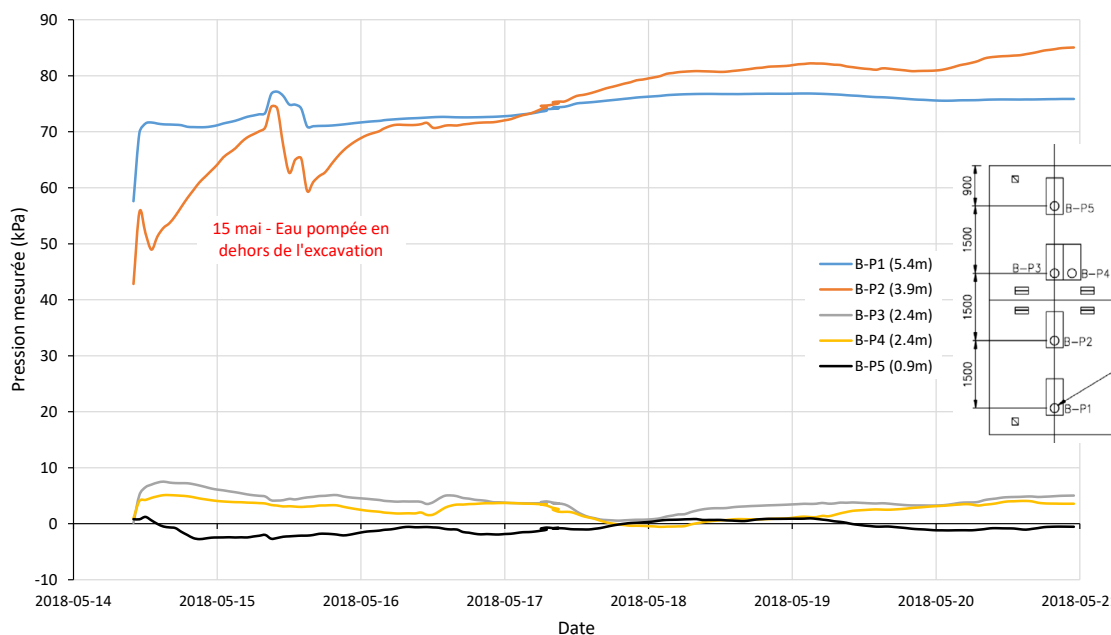


**Figure 61. Déplacements cumulés enregistrés par l'inclinomètre à 0,54 m de profondeur de la chaîne IA2V.**

De *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*, par S. Dourlet, 2020. ©S. Dourlet, 2020. Reproduit avec permission.

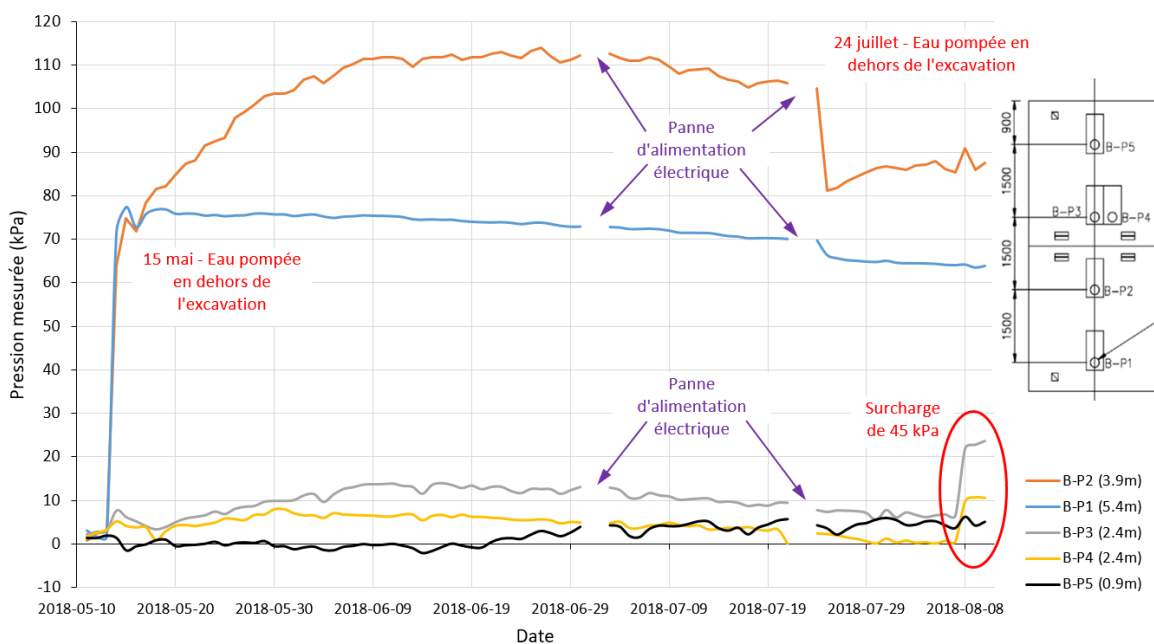
### 5.3.4 Tranchée B

La figure 62 présente l'évolution des pressions mesurées sur la boîte de tranchée lors de la première semaine suivant son installation. Les pressions les plus élevées correspondent aux cellules de pression les plus profondes (3,9 m et 5,4 m). On remarque une augmentation rapide de la pression après la mise en place de la boîte, ce qui correspond au sol venant s'appuyer progressivement sur le caisson. Puis l'eau à l'intérieur de la boîte a été pompée et conséquemment une diminution de la pression a été mesurée par les cellules. Au cours des jours suivants, la pression horizontale totale a augmenté à nouveau, progressivement.



**Figure 62. Évolution des pressions dans les cellules de pression pendant la première semaine d'essai.**

La figure 63 présente l'évolution des pressions mesurées par les cellules de charge au cours des 90 jours durant lesquels la boîte de tranchée est restée en place. On note que les pressions des cellules de pression les plus hautes (2,4 m et 0,9 m) n'ont pas beaucoup augmenté au cours de l'été. Ceci est notamment dû au manque de contact entre le sol et les cellules : le sable qui avait été ajouté pour garantir un contact entre le sol naturel et la boîte de tranchée a été en partie lessivé par les pluies (figure 64). Pour la cellule B-P3, comme pour la cellule B-P2, on note une tendance similaire : d'abord une augmentation de la pression jusqu'à environ fin juin (augmentation de la pression latérale du sol), puis une baisse de la pression, liée à la baisse du niveau de la nappe phréatique. Dans le cas de la cellule la plus profonde (B-P1), la pression a augmenté rapidement, puis elle a diminué dans le temps, au fur et à mesure que le niveau de la nappe phréatique baissait. On remarque également que la pression mesurée pour B-P1 est plus faible que pour B-P2. Une étude est actuellement en cours sur le rôle des pressions interstitielles et de la variation des contraintes effectives dans le sol sur l'évolution des pressions totales sur l'écran du caisson de la tranchée B.

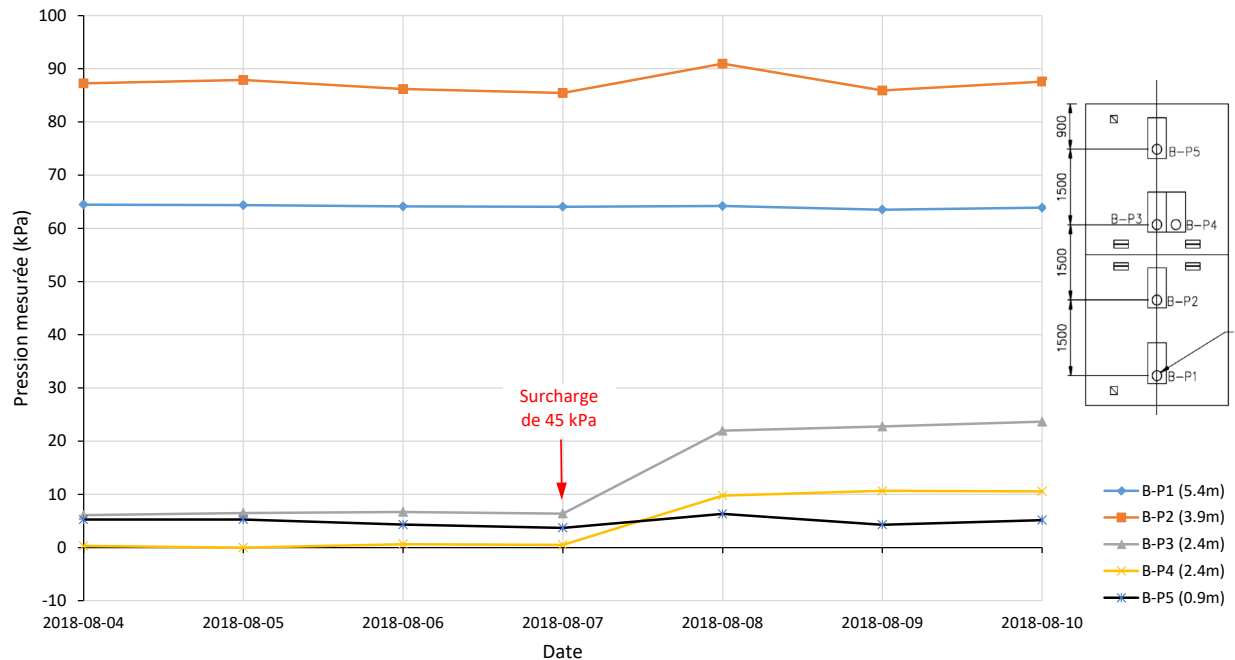


**Figure 63. Évolution des pressions dans les cellules de pression durant les 90 jours d'essais.**



**Figure 64. Sable lavé par les pluies en surface et cellule de charge apparente.**

La figure 65 présente l'évolution des pressions mesurées par les cellules de charge au cours des dix derniers jours, notamment au moment où la surcharge de 45 kPa a été appliquée au sommet de la tranchée. L'ajout de la surcharge sur le sol n'a pas eu un impact significatif sur les pressions mesurées pour les cellules les plus profondes (B-P1 et B-P2), mais des augmentations de l'ordre de 20 kPa ont été mesurées pour les cellules B-P3 et B-P4.



**Figure 65. Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la dernière semaine d'essai.**

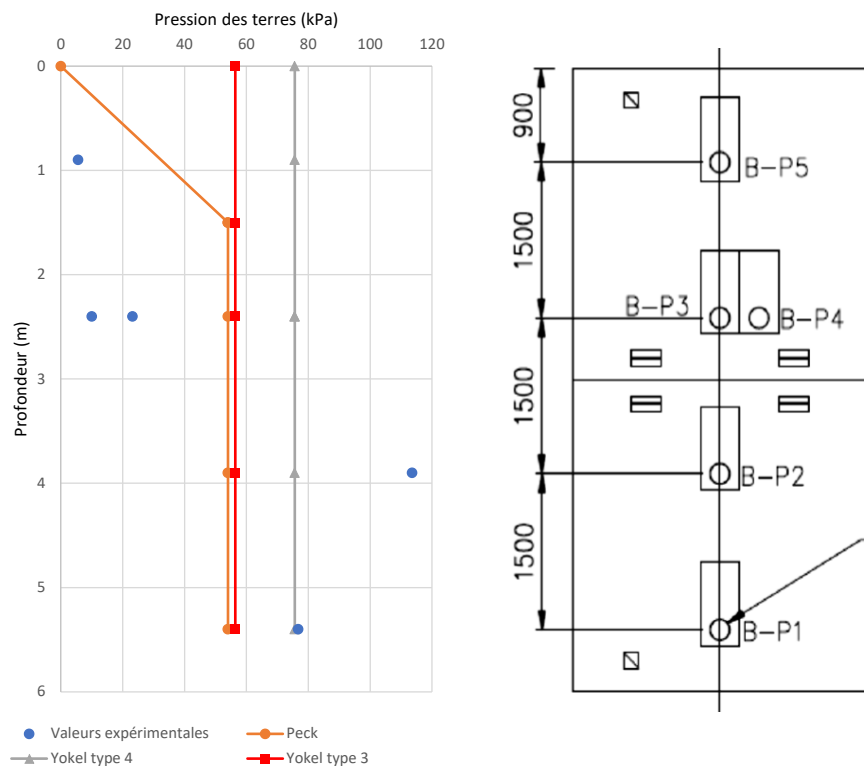
La figure 66 présente une comparaison des pressions maximales mesurées par chaque cellule de pression, sans surcharge appliquée sur le sol. La courbe enveloppe théorique de Terzaghi et Peck (1967) est également présentée sur la figure, à titre de comparaison. On observe que pour les deux cellules de pression installées sur la boîte de tranchée du bas, les valeurs mesurées sont plus importantes que la courbe enveloppe de Peck. Ceci pourrait notamment s'expliquer par le fait que le rapport de contrainte effective  $K_0$  est plus élevé dans le cas de l'argile de Louiseville. En effet, en considérant un  $K_A = K_0 = 1,0$  pour le cas de Louiseville, la formule de Terzaghi et Peck (1967) donne une pression de l'ordre de 115 kPa, soit environ la valeur mesurée par la cellule de charge B-P3.

Selon la classification matricielle de Yokel *et al.* (1980), l'argile de Louiseville, fissurée et avec présence d'eau, serait un sol de catégorie 4 (ou C dans la classification simplifiée). La pression latérale est estimée en utilisant l'équation suivante :

$$p = w_e \times (H + 2) = 12,6 \times (5,4 + 2) = 93,2 \text{ kPa} \quad (11)$$

En l'absence de nappe phréatique au niveau considéré pour l'excavation, mais en présence de fissures, le sol correspondrait à un type 3 de la classification proposée par Yokel *et al.* (1980).

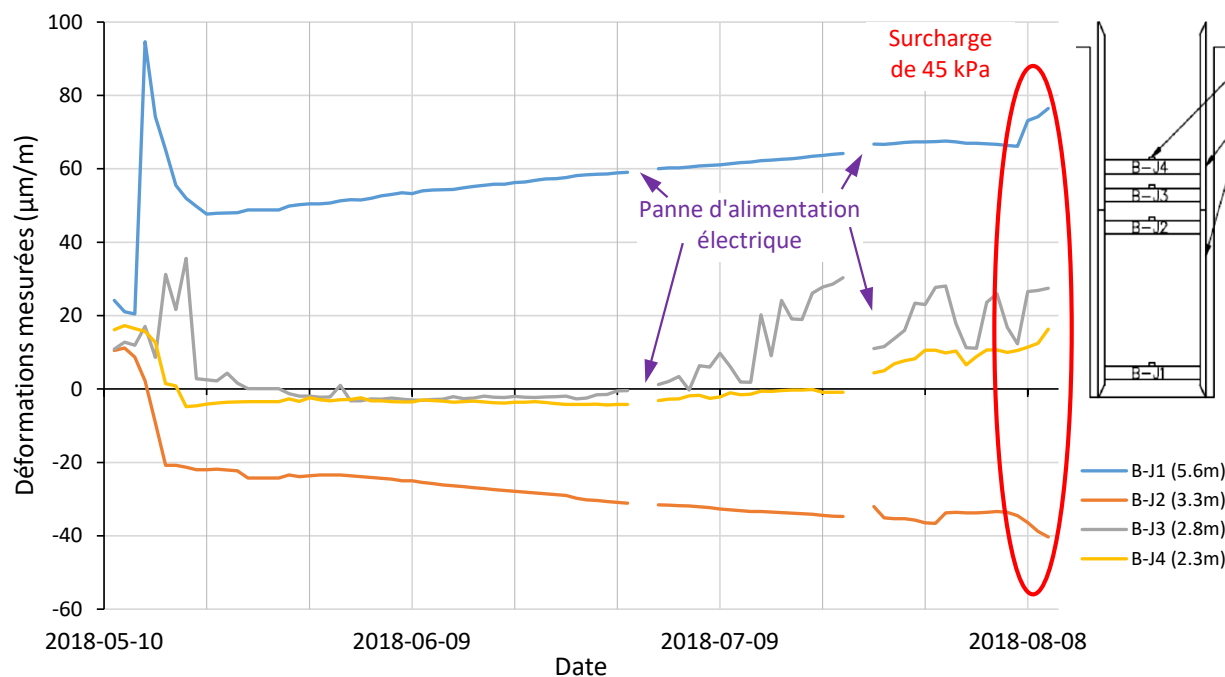




**Figure 66. Comparaison des pressions maximales mesurées aux courbes enveloppes théoriques du MCIF et de Yokel *et al.***

La tendance observée sur la figure 66, avec les pressions plus importantes qui étaient mesurées quelques mètres au-dessus du fond de fouille, a aussi été notée lors des essais VM2 (Lan *et al.*, 1999) pour des sols pulvérulents, ainsi que par Karlsrud et Andresen (2005) pour des argiles sensibles norvégiennes. Les travaux de Karlsrud et Andresen (2005), réalisés avec Plaxis en utilisant une loi de comportement spécifiquement adaptée à leur argile, ont montré que la courbe enveloppe de Terzaghi et Peck (1967) sous-estimait la pression des terres dans le cas d'une argile raide et d'entretoises plutôt souples.

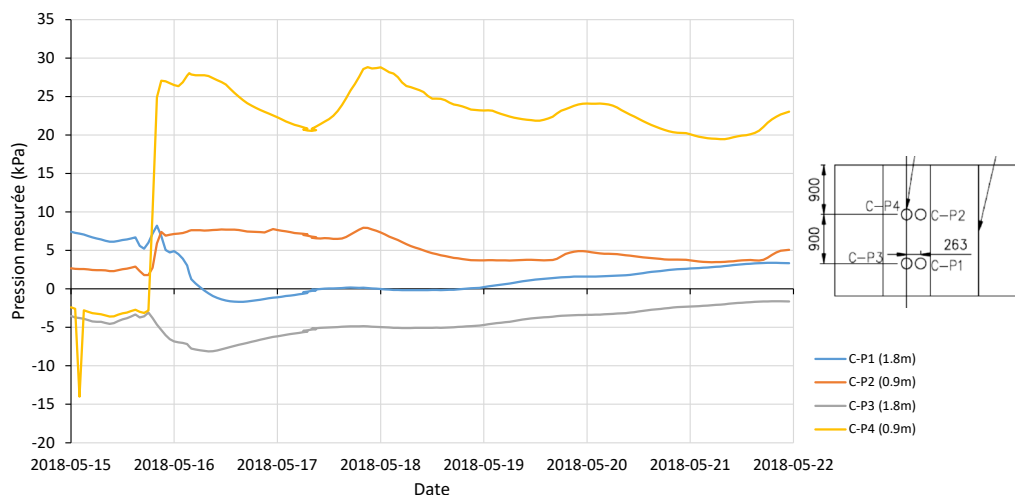
La figure 67 présente l'évolution de la déformation mesurée par les jauges de déformations installées sur les entretoises, au cours des 90 jours d'essais. On note une augmentation marquée de la déformation dans les jours suivant l'installation de la boîte de tranchée, puis une diminution lorsque les pressions dans le sol se stabilisaient, suivie d'une lente augmentation au cours de la période estivale, au fur et à mesure que le niveau de la nappe phréatique descendait. Finalement, on observe une augmentation subite lors de l'installation de la surcharge de 45 kPa en surface.



**Figure 67. Évolution des déformations dans les membrures du caisson au cours des 90 jours d'essai.**

### 5.3.5 Tranchée C

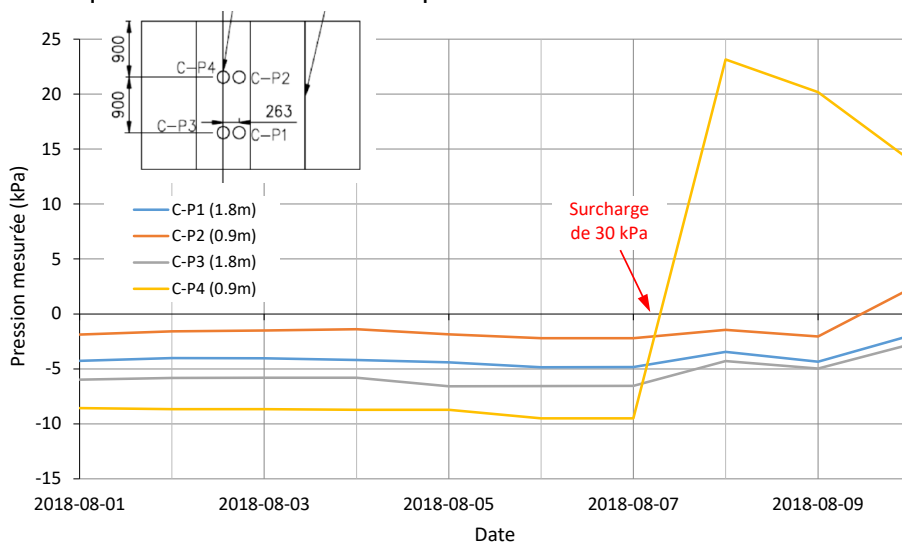
La figure 68 montre l'évolution des pressions mesurées par les cellules de pression au cours de la première semaine d'essais. On observe que la cellule de pression C-P4 a mesuré une forte augmentation de pression après l'installation dans la tranchée, puis cette pression semblait osciller au courant de la semaine. La cellule de pression C-P2 a mesuré une augmentation limitée de pression après l'installation dans la tranchée, et cette pression semblait se stabiliser sur les deux premières journées, puis diminuait légèrement sur le reste de la semaine. Enfin, les cellules de pression C-P1 et C-P3 ont mesuré une baisse de pression initialement, puis la pression a augmenté légèrement dans le courant de la semaine. Basées sur nos observations de terrain, les pressions négatives mesurées par certaines cellules de pression étaient attribuables à la déformation du contreplaqué, qui était très flexible.



**Figure 68. Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la première semaine d'essai.**

La figure 69 montre les pressions mesurées lors de la dernière semaine d'essais, durant laquelle la surcharge de 30 kPa était appliquée en surface du sol. Seule la cellule de pression C-P4 a semblé réagir significativement à la mise en place de cette surcharge.

Comme indiqué à la section 4.3.3.2, le contact entre les cellules de pression et le sol n'était pas parfait. Par ailleurs, la pression appliquée par les étais hydrauliques avait tendance à déformer les plaques de contreplaqué, si bien que celles-ci n'étaient pas parfaitement verticales. Ainsi, la validité des mesures expérimentales récoltées pour la tranchée C est questionable. En conséquence, il a été décidé de ne pas accorder d'importance à la modélisation du système avec étais hydrauliques à l'aide du logiciel Plaxis, étant donné qu'il aurait été très compliqué de valider le modèle numérique sans avoir de base expérimentale solide.



**Figure 69. Évolution des pressions dans les cellules de pression durant la dernière semaine d'essais.**

## 5.4 Résultats des simulations numériques

Les détails du programme de simulations sont présentés à la section 4.4.

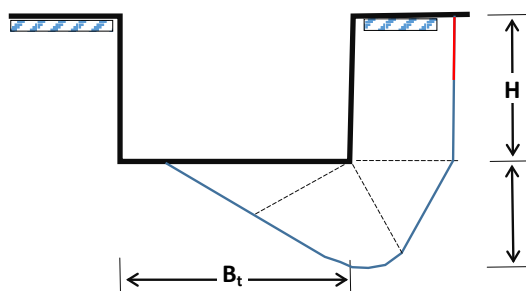
### 5.4.1 Rétrocalcul de la tranchée A-1 : comparaison des résultats expérimentaux et numériques (S1)

#### 5.4.1.1 Détermination de la hauteur critique d'une tranchée verticale par les méthodes analytiques

Pour la tranchée A-1, des analyses de stabilité en contraintes totales selon des méthodes analytiques, par la méthode de Morgenstern-Price (1965) et par simulations numériques (par différences finies) ont été réalisées. Des analyses de stabilité ont aussi été faites en contraintes effectives en utilisant les pressions interstitielles *in situ* ainsi que différentes hypothèses portant sur la surface libre et l'écoulement souterrain.

Plusieurs méthodes analytiques ont été proposées dans la littérature scientifique pour prédire la hauteur critique d'une tranchée verticale excavée dans un sol homogène et isotrope. Les méthodes suivantes ont été utilisées pour estimer la hauteur critique de la tranchée A-1 :

- **Rankine (1857)** : hypothèse d'une rupture plane passant par le pied du talus, sans considération des fissures de tension -  $H_c = 4 \cdot \frac{Su}{\gamma}$
- **Fellenius (1927)** : hypothèse d'une rupture circulaire passant par le pied du talus, sans considération des fissures de tension -  $H_c = 3,85 \cdot \frac{Su}{\gamma}$
- **Terzaghi (1943)** : hypothèse d'une rupture plane passant par le pied du talus, avec considération des fissures de tension -  $H_c = 2,67 \cdot \frac{Su}{\gamma}$
- **Terzaghi (1943)** : hypothèse d'une rupture de fond (figure 70) -  $H_c = \frac{5,14 \frac{Su_b}{\gamma}}{1 - \frac{0,55Su}{Bt \gamma}}$



**Figure 70.** Schéma d'une tranchée verticale pour la méthode de Terzaghi.

Adaptée de *Theoretical soil mechanics*, par K. Terzaghi, 1943. ©John Wiley & Sons, 1943.

Le tableau 30 regroupe l'ensemble des analyses de stabilité en contraintes totales effectuées pour la tranchée verticale A-1. Le format utilisé est celui de la hauteur critique ( $H_c$ ), qui représente un FS de 1,0. Les résultats les plus près du comportement *in situ* sont donnés par la méthode de Terzaghi (1943) qui tient compte de la mise en tension du massif de sol.

**Tableau 30. Tranchée A-1 : Calcul de la hauteur critique ( $H_c$ ) par les méthodes analytiques simples**

Situation	Méthode	Type d'analyse	Remarque	$S_u$ (kPa)	Hauteur critique $H_c$ (m)
À la fin de l'excavation ( $\gamma = 14,8$ kN/m <sup>3</sup> )	Rankine, 1857 $H_c = 4 \frac{S_u}{\gamma}$	$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture plane, sans fissure de tension	18	<b>4,9</b>
		$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture plane, sans fissure de tension	21,5	<b>5,8</b>
	Fellenius, 1927 $H_c = 3,85 \frac{S_u}{\gamma}$	$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture circulaire, sans fissure de tension	18	<b>4,7</b>
		$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture circulaire, sans fissure de tension	21,5	<b>5,6</b>
	Terzaghi, 1943 $H_c = 2,67 \frac{S_u}{\gamma}$	$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture plane, <u>avec</u> fissure de tension	18	<b>3,3</b>
		$\phi = 0$	Hypothèse d'une rupture de pieds; Rupture plane, <u>avec</u> fissure de tension	21,5	<b>3,9</b>
	Terzaghi, 1943 $H_c = \frac{5,14 \frac{S_{ub}}{\gamma}}{1 - \frac{0,5 S_u}{B_t \gamma}}$	$\phi = 0$	Rupture profonde, $B_t$ = largeur de tranchée	18	<b>8,1</b>
		$\phi = 0$	Rupture profonde, $B_t$ = largeur de tranchée	21,5	<b>10,2</b>

Le calcul de la hauteur critique par l'hypothèse d'une rupture de fond donne des valeurs élevées (8 à 10 m) et est à rejeter. Ce type de rupture, généralement rencontré dans le cas d'une excavation profonde, n'a pas été observé lors de l'expérimentation sur le site.

L'hypothèse d'une rupture sans fissure de tension est aussi à rejeter, car la rupture observée sur le site a été sensiblement verticale et a été précédée d'une ouverture des fissures en tête de la tranchée à environ 1,75 m de la paroi.

Le calcul par l'hypothèse d'une rupture de pied avec considération des fissures de tension (Terzaghi, 1943), avec prise de la valeur moyenne de  $S_u$  comme résistance mobilisée ( $H_c \sim 3,87$  m), est le plus proche de l'observation sur le site. Une première rupture emportant le dispositif du JNIOHS était survenue à 3,80 m de profondeur. Toutefois, la rupture par écaillage dès la profondeur de 2 m ainsi que la rupture totale survenue à 5 m de profondeur ne sont pas prévues par la méthode analytique.

#### 5.4.1.2 Résultats des analyses de stabilité

Les résultats des analyses de stabilité conduites selon différentes méthodes d'analyse et pour différentes conditions hydrauliques, de fissure et de résistance sont montrés au tableau 31, sous le format du coefficient de sécurité (FS). En ce qui concerne le logiciel FLAC/Slope, les conditions hydrauliques peuvent seulement être modélisées par une ligne piézométrique. Il n'est pas possible de modéliser complètement l'écoulement bidimensionnel avec ce logiciel. Pour les analyses de stabilité en contraintes effectives des tranchées A-1 et A-2, cette ligne piézométrique

a été positionnée pour se rapprocher le plus possible des observations piézométriques relevées sur le site.

Il est possible de formuler plusieurs observations sur les résultats contenus au tableau 31, notamment :

- Une disparité des résultats est notée en fonction des paramètres, des méthodes de calcul et des hypothèses utilisées; cette disparité rend l'interprétation des résultats plus délicate.
- Les analyses de stabilité basées sur les méthodes analytiques et des plans de rupture passant par le pied de la tranchée conduisent toutes à des  $H_c$  (hauteur critique) inférieures à 5,0 m. La hauteur critique ( $H_c$ ) calculée selon Terzaghi est de 3,9 m et elle coïncide avec les premiers décollements superficiels, mais significatifs, observés le long de la paroi de la tranchée; ceux-ci expriment l'existence de fortes contraintes de tension dans le sol.
- Les coefficients de sécurité (FS) calculés par les méthodes par équilibre limite ou par différences finies sont tous largement inférieurs à 1,0 lorsque la hauteur finale de 5,0 m est atteinte.
- D'une part, les FS calculés en contraintes totales (conditions non drainées, analyse  $\phi = 0$ ) par équilibre limite sont légèrement supérieurs (FS = 0,82) à ceux obtenus par différences finies (FS = 0,78); d'autre part, les coefficients de sécurité diminuent massivement lorsque le calcul est fait en conditions drainées.
- Les FS calculés en contraintes effectives (avec les paramètres effectifs de Mohr-Coulomb  $c'$  et  $\phi'$ ) par une méthode par équilibre limite ou avec FLAC/Slope sont encore plus faibles que les FS en contraintes totales.
- Le fait de tenir compte ou non de la succion dans la zone de sol décompressée n'influence pas de façon significative le calcul de la valeur du FS.
- La simulation avec FLAC/Slope (figure 71) expose une cinématique de la rupture complexe; celle-ci est mise en évidence dans FLAC/Slope par des vecteurs-déplacements en bordure de tranchée qui pointent horizontalement pour créer un mouvement d'ouverture et de basculement d'un bloc d'argile, ce qui induit un début d'effondrement d'un coin triangulaire situé à une distance d'environ 3,0 m derrière le bord de la tranchée. Cette cinématique de déformation prédite par FLAC/Slope est utile pour comprendre les observations faites sur les capteurs de pression de la tranchée B.

**Tableau 31. Tranchée A-1 : Résultats des analyses de stabilité par les méthodes par équilibre limite et par différences finies**

Méthode	Paramètres	Conditions hydrauliques	Coefficient de sécurité (FS)		
			Sans fissure (MEL <sup>1</sup> ) <i>GeoSlope</i>	Avec fissure (MEL) <i>GeoSlope</i>	FLAC/Slope (MDF <sup>2</sup> )
$\phi = 0$	Croûte $S_u=18$ kPa Argile : $S_u=f(z)$	-	1,119	0,818	0,779
Mixte ( $\phi=0$ et $(c',\phi')$ )	Croûte : $c'=0, \phi'=26,5^\circ$ Argile : $S_u=f(z)$	Hydrostatique	0,768	0,812	0,69
		Succion et ligne piézo à $45 + \frac{\phi'}{2}$	0,768	0,812	
$c', \phi'$ (contraintes effectives)	TRX <sup>3</sup>	Hydrostatique	0,153	0,145	
		Succion et ligne piézo à $45 + \frac{\phi'}{2}$	0,603	0,634	0,58
		Données piézo et SEEP/W	0,494	0,428	
		Données piézo	0,532	0,567	Ne converge pas (FS ↓↓)
	DSS <sup>4</sup>	Hydrostatique	0,146	0,227	
		Succion et ligne piézo à $45 + \frac{\phi'}{2}$	0,606	0,663	0,60
		Données piézo et SEEP/W	0,454	0,431	
		Données piézo	0,515	0,559	Ne converge pas (FS ↓↓)

<sup>1</sup>Méthode par équilibre limite; <sup>2</sup>Méthode par différences finies; <sup>3</sup>Essai triaxial; <sup>4</sup>Essai en cisaillement simple

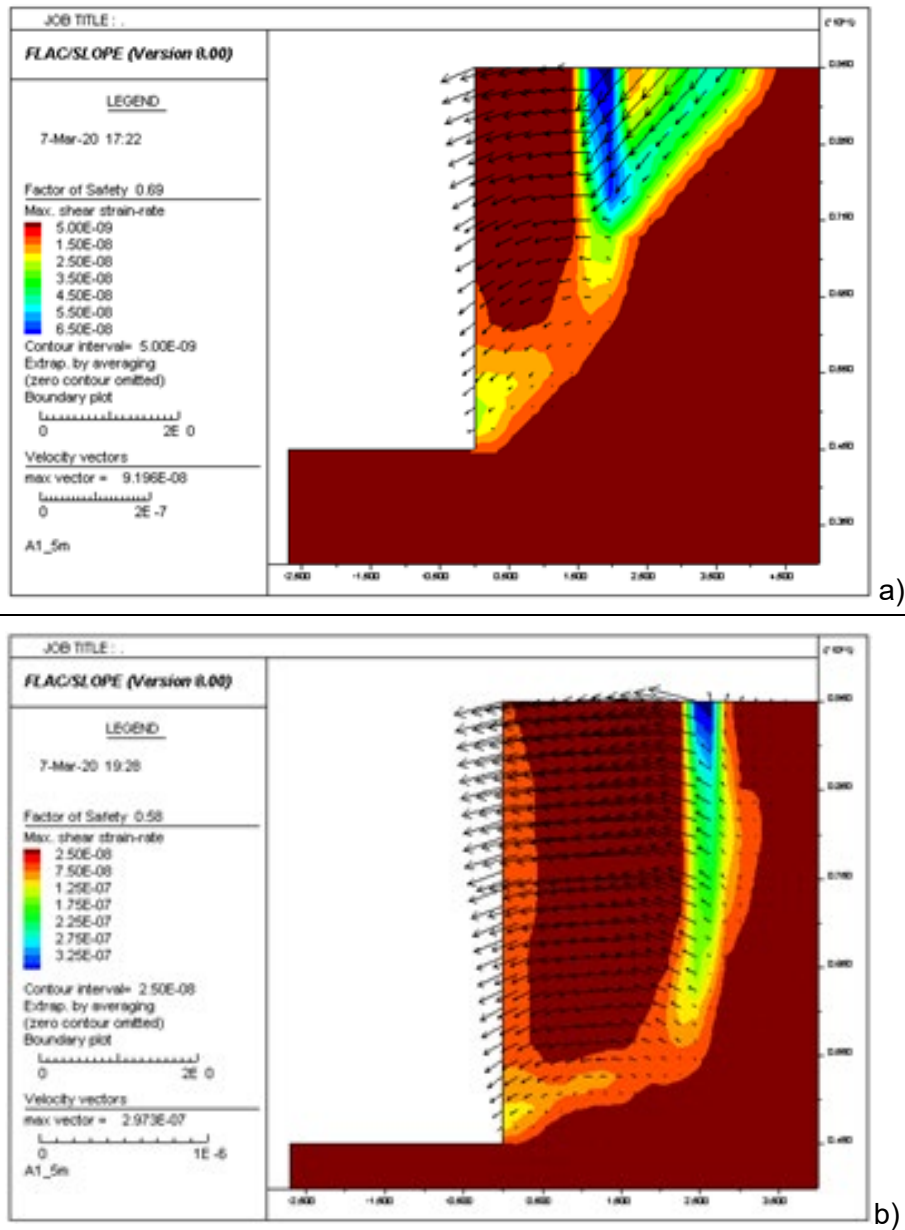


Figure 71. Résultats des analyses de stabilité de la tranchée A-1, obtenus avec FLAC/Slope : a) méthode  $\phi = 0$  (contraintes totales), b) méthode  $c', \phi'$  (contraintes effectives).



## 5.4.2 Rétrocalcul de la tranchée A-2 : comparaison des résultats expérimentaux et numériques (S2)

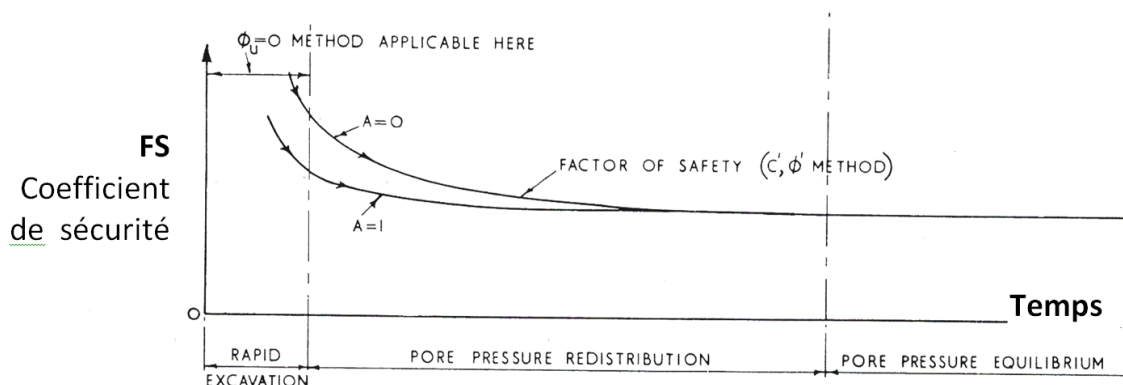
### 5.4.2.1 Résultats des analyses de stabilité

Les résultats des analyses de stabilité conduites selon différentes méthodes d'analyse et pour différentes conditions hydrauliques, de fissure et de résistance sont montrés au tableau 32 sous le format du coefficient de sécurité (ou FS), à différentes périodes de temps (fin de construction ou  $t_0$ , après 90 jours ou  $t_{90}$  et après le chargement en crête à  $t_{91}$ ), pour différentes conditions de drainage et de fissuration.

La surface libre a varié de façon particulièrement significative durant la période d'observation considérée : elle est à une profondeur de 0,8 m, avant le début des travaux, le 8 mai 2018, pour descendre à une profondeur supérieure à 1,84 m avant le début du chargement, le 6 août 2018. L'été 2018 a été très chaud et sec, ce qui a eu un impact considérable sur la nappe phréatique et a augmenté de façon sensible les conditions de stabilité.

Il est possible de formuler plusieurs observations sur les résultats contenus au tableau 32. Ces principaux résultats sont :

- les analyses de stabilité basées sur les méthodes par équilibre limite ou par différences finies indiquent que la stabilité est plus élevée en fin de construction ( $t_0$ ) qu'à plus long terme (p. ex., à  $t_{90}$ ), le FS passant de 2,16 (à  $t_0$ ) à 2,0 (à  $t_{90}$ ).
- le concept de diminution du FS avec le temps, pour les excavations (figure 72), avait déjà été rapporté par Bishop et Bjerrum (1960), puis confirmé par Lefebvre (1981) et par Lafleur, Silvestri, *et al.* (1988).



**Figure 72. Évolution du FS en fonction du temps pour une excavation.**

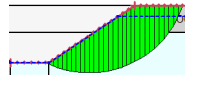
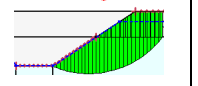
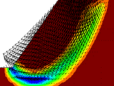
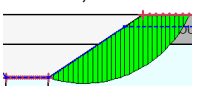
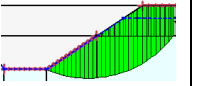
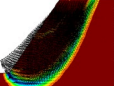
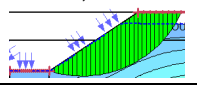
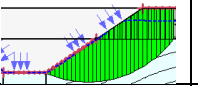
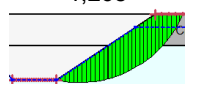
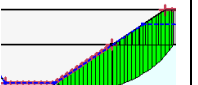
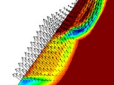
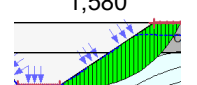
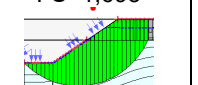
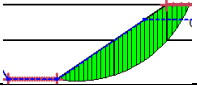
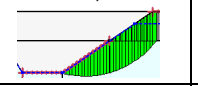
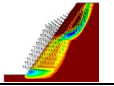
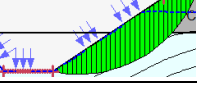
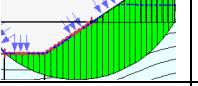
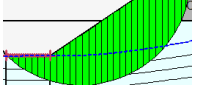
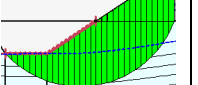
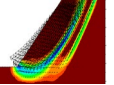
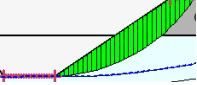
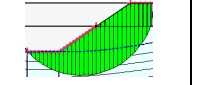
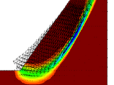
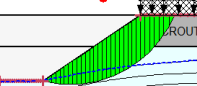
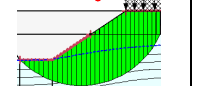
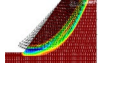
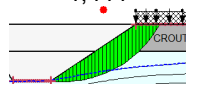
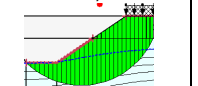
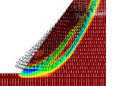
Adaptée de *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*, par A. W. Bishop et L. Bjerrum, 1960, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil*, p. 437-501. ©ASCE, 1960.

- Les coefficients de sécurité (FS), calculés en contraintes totales (p. ex., conditions non drainées en fin d'excavation) par les méthodes par équilibre limite ou par différences finies conduisent à des valeurs semblables (2,28 pour FLAC/Slope c. 2,16 pour GeoSlope).
- à la fin de la 1<sup>re</sup> journée ( $t_1$ ), pour la pleine hauteur, le FS calculé avec  $c'$  et  $\phi'$  (triaxial) diminue à 1,69 si les données piézométriques instrumentales sont utilisées. Un calcul du FS à  $t_1$  fait avec FLAC/Slope, en assumant des conditions hydrostatiques (c'est une limitation du logiciel),

indique que le FS diminue jusqu'à 1,01. Le rabattement rapide de la nappe a donc contribué à stabiliser la pente.

- D'une part, les FS calculés en contraintes totales (conditions non drainées, analyse  $\phi = 0$ ) par équilibre limite sont légèrement supérieurs à ceux obtenus par différences finies; d'autre part, les coefficients de sécurité diminuent massivement lorsque le calcul est fait en conditions drainées.
- le chargement au sommet de la pente à  $t_{91}$  fait diminuer de manière significative le FS, passant d'environ 2, à 1,5 ou 1,3, dépendamment de la méthode de calcul retenue.
- l'évolutivité du régime hydraulique et la variabilité des résultats obtenus pour le FS, en fonction des hypothèses de départ et des méthodes de calcul utilisées (FS compris entre 0,98 et 2,3), rappellent que la prédiction du comportement à long terme d'une tranchée ou d'une excavation non soutenue demeure un exercice délicat, même lorsque les paramètres géotechniques du site de construction sont connus.
- Par ailleurs, on observe qu'une tranchée avec un FS acceptable lors de l'excavation (supérieur à 2) voit celui-ci diminuer au cours du temps et même se rapprocher de 1 dans le cas du chargement au sommet de la pente. Ceci rejoint les observations de Péloquin (1992) quant à la difficulté de prédire le comportement d'une tranchée ou d'une excavation non soutenue.

**Tableau 32. Excavation A-2 : Résultats des analyses de stabilité par les méthodes par équilibre limite et par différences finies**

Situation	Analyse	Paramètres	Conditions hydrauliques	Coefficient de sécurité (FS)		
				Sans fissure (MEL <sup>1</sup> )	Avec fissure (MEL)	FLAC/SLOPE (MDF <sup>2</sup> )
$t_0$	$\phi = 0$	Croûte $S_u=18$ Argile grise : $S_u(z)$	-	2,312 	FS=2,162 	2,275 
$t_1$ <i>fin</i> <i>d'excavation</i>	Mixte ( $\phi = 0$ et ( $c', \phi'$ ))	Croûte : $c, \phi$ Argile grise : $S_u(z)$	Hydro-statique	1,983 	FS=2,162 	2,10 
			Données piézo	1,985 	FS=2,163 	-
	$c', \phi'$	TRX <sup>3</sup>	Hydrostatique	1,268 	FS=1,384 	1,01 
			Données piézo	1,580 	FS=1,693 	--
		DSS <sup>4</sup>	Hydrostatique	1,214 	FS=1,337 	0,98 
			Données piézo	1,578 	FS=1,771 	--
$t_{90}$ <i>avant</i> <i>chargement</i>	$c', \phi'$	TRX	Données piézo	1,925 	FS=1,986 	FS=1,90 
		DSS	Données piézo	1,956 	FS=2,033 	FS=1,92 
$t_{91}$ <i>après</i> <i>chargement</i>	$c', \phi'$	TRX	Données piézo	1,413 	FS=1,515 	FS=1,28 
		DSS	Données piézo	1,444 	FS=1,554 	FS=1,27 

<sup>1</sup>Méthode par équilibre limite; <sup>2</sup>Méthode par différences finies; <sup>3</sup>Essai triaxial; <sup>4</sup>Essai en cisaillement simple

### 5.4.3 Rétrocalcul de la tranchée B (S3)

#### 5.4.3.1 Étude de sensibilité du modèle Plaxis

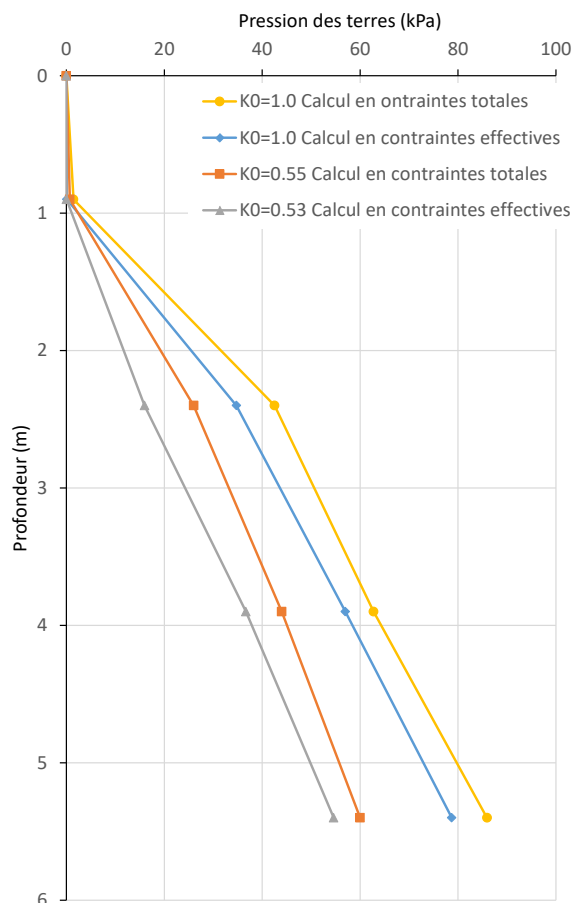
Comme indiqué dans la section 4.4.2, le rapport de contrainte effective  $K_0$  est généralement de l'ordre de 0,55-0,6 pour les argiles québécoises (0,53 selon la formule de Jaky pour un angle de frottement  $\phi' = 28^\circ$ ), mais a été estimé à des valeurs allant de 1,0 à 1,5 dans le cas de Louiseville, en fonction de la profondeur (Hamouche *et al.*, 1995). Dans Plaxis, le coefficient  $K_0$  est calculé à partir de la formule de Jaky par défaut, ou une valeur imposée par l'utilisateur (Bentley Systems, 2017b). Le tableau 33 présente les valeurs de pression calculées aux profondeurs correspondant aux cellules de pression, selon que la valeur du  $K_0$  soit 0,55, 1,0 ou 1,5. Comme attendu, la pression est d'autant plus grande que le  $K_0$  est grand.

**Tableau 33. Pressions calculées à la hauteur des cellules de pression en fonction du  $K_0$ , calcul en contraintes totales (non drainé)**

Profondeur (m)	Pression calculée (kPa)		
	$K_0 = 0,55$	$K_0 = 1,0$	$K_0 = 1,5$
0	0	0	0
0,9	1,5	10	13
2,9	26	39	55
3,9	44	52	66
5,4	60	79	98

La figure 73 présente l'évolution des pressions en fonction de la profondeur et de la valeur du  $K_0$ , lorsque les calculs sont réalisés en conditions drainées (contraintes effectives) ou non drainées (contraintes totales). Comme ce qui a été observé au tableau 33, la pression exercée par les terres sur la boîte de tranchée est d'autant plus grande que le  $K_0$  est grand. On remarque également que les pressions exercées sur la boîte de tranchée sont du même ordre de grandeur lorsque le calcul est effectué en contraintes effectives ou en contraintes totales (l'écart est de l'ordre de 10 %) et que les calculs effectués en contraintes totales donnent les résultats les plus conservateurs.

Pour la suite de l'étude, une valeur de  $K_0 = 1,0$  a été considérée pour l'argile de Louiseville, ce qui correspond aux valeurs expérimentales observées à une profondeur d'environ 8 m. Une valeur de  $K_0 = 1,5$ , quoique plus proche de certaines mesures expérimentales publiées par Hamouche *et al.* (1995), a été jugée trop élevée pour être réaliste. Les calculs suivants ont été réalisés en contraintes totales pour l'argile, car les résultats restent du même ordre de grandeur qu'en contraintes effectives, tout en étant légèrement supérieurs, ce qui est conservateur dans un contexte de conception.

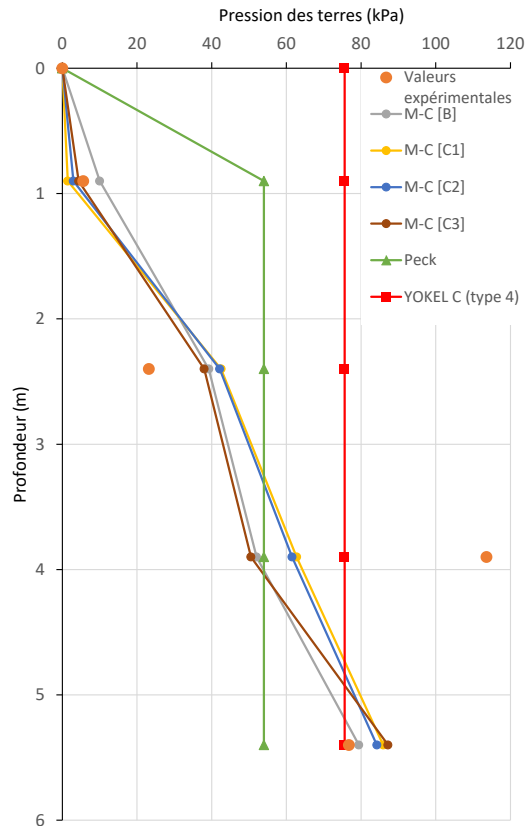


**Figure 73. Influence du facteur  $K_0$  sur la pression horizontale calculée sur la boîte de tranchée (calcul en contraintes totales et en contraintes effectives).**

#### 5.4.3.2 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques (S3)

La figure 74 présente une comparaison des résultats obtenus avec Plaxis aux mesures de pression expérimentales. Elle montre que les modèles M-C, avec ou sans coefficient de réduction du module et suivant la méthode utilisée pour choisir le coefficient de réduction du module, donnent des résultats du même ordre de grandeur. Les valeurs expérimentales et numériques se comparent assez bien pour trois des quatre profondeurs où sont installées les cellules de pression. Dans le cas de la cellule de pression installée à 2,4 m, il faut noter que la valeur expérimentale est probablement un peu sous-estimée du fait du sable assurant le contact entre les parois de la boîte de tranchée et le sol (qui a été lavé par les pluies). Le plus gros écart observable est à la profondeur de 3,9 m, où la valeur expérimentale de pression est nettement plus élevée que la valeur calculée par le modèle. Ceci a également été observé dans certaines simulations publiées par Karlsrud et Andresen (2005), pour lesquelles ils avaient développé une loi de comportement spécifique pour l'argile norvégienne.

Enfin, la figure 74 montre que la courbe enveloppe donnée par Terzaghi et Peck (1967) sous-estime la pression pour des profondeurs supérieures à 3 m de profondeur, alors que le calcul a été fait pour une profondeur de 5,4 m. Par contre, la courbe enveloppe proposée par Yokel *et al.* (1980) pour un sol de type 4 (ou type C : sols submergés ou souples) donne une estimation correcte de la pression mesurée au fond de la boîte de tranchée. La pression maximale est cependant sous-estimée, mais l'utilisation de coefficients de pondération, comme suggéré par le CNBC 2015 (CNRC, 2015) permettrait de pallier cet écart.

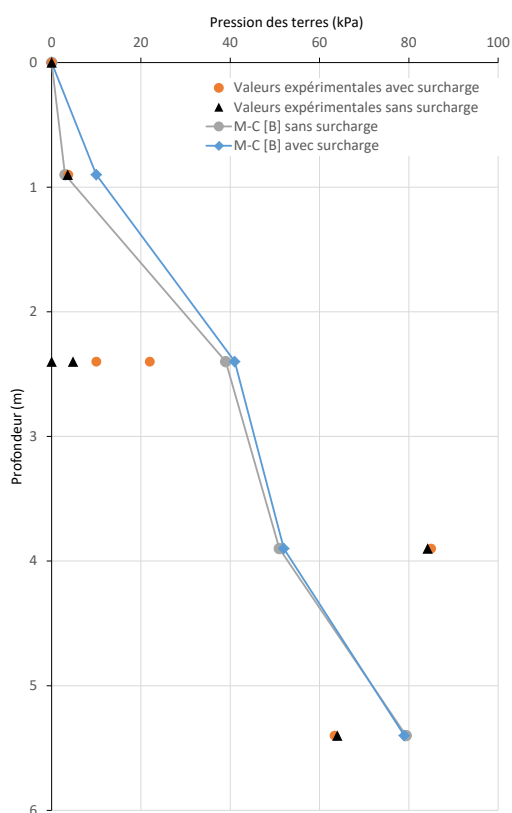


**Figure 74. Comparaison des résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux (contraintes totales, sans surcharge).**

La figure 75 présente une comparaison des résultats expérimentaux et numériques pour le cas de la surcharge de 45 kPa appliquée en surface. On remarque qu'expérimentalement, comme numériquement, l'effet de la surcharge n'est perceptible que pour les premiers mètres de l'excavation (jusqu'à 2,4 m environ). Pour les profondeurs plus importantes, l'effet de la surcharge en surface est négligeable. Ceci est en accord avec les théories classiques de distribution de contraintes dans le sol, proposées par Boussinesq (Bowles, 1996) ou encore avec la méthode dite « 2/1 », plutôt conservatrice, et présentée à l'équation (11).

$$P = q \frac{B \times L}{(B + z)(L + z)} \quad (12)$$

où B et L sont les dimensions de la surcharge appliquée en surface (dans notre cas 3 m et 3 m), q est la valeur de la surcharge appliquée (45 kPa dans notre cas), z la profondeur et P la contrainte additionnelle amenée par la surcharge à la profondeur z. Dans le cas que l'on considère expérimentalement, on obtient une contrainte verticale additionnelle de 5,9 kPa à 5,4 m de profondeur, soit seulement 15 % de la pression appliquée en surface.



**Figure 75. Comparaison des résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux (contraintes totales, avec ou sans surcharge, dernière semaine).**

Ainsi, pour des tranchées ou des excavations de profondeur importantes, et avec des surcharges appliquées sur des surfaces de dimensions limitées, la pression des terres sur les écrans verticaux ne sera pas significativement différente. En d'autres termes, il est possible d'interpréter les résultats de l'analyse paramétrique, qu'il y ait une surcharge de 45 kPa en surface ou pas.

#### 5.4.4 Analyses paramétriques pour les tranchées soutenues (S4)

Cette section présente les analyses paramétriques réalisées pour les tranchées soutenues avec des boîtes de tranchées, dans différents types de sols pulvérulents, et avec des boîtes plus ou moins rigides. Les calculs paramétriques ont été effectués en contraintes totales pour l'argile de Louiseville et en contraintes effectives pour les sols pulvérulents.

La figure 76 présente une comparaison des pressions de terres calculées sur la boîte de tranchée en fonction du matériau et de l'épaisseur des parois de la boîte de tranchée, ainsi que du diamètre des entretoises, pour l'argile de Louiseville (calcul en contraintes totales, avec une nappe phréatique à 2,5 m de profondeur, excavation en étapes, loi de comportement Mohr-Coulomb, pas de facteur de réduction du module d'élasticité). Les résultats indiquent que plus la boîte est rigide (épaisseur des parois élevée, boîte construite en acier, entretoises de grand diamètre), plus la pression des terres sur la boîte sera importante. Ceci va dans le même sens que les conclusions de Karlsrud et Andresen (2005) pour leur étude sur une argile norvégienne, où les pressions maximales avaient été calculées pour les entretoises les plus rigides.

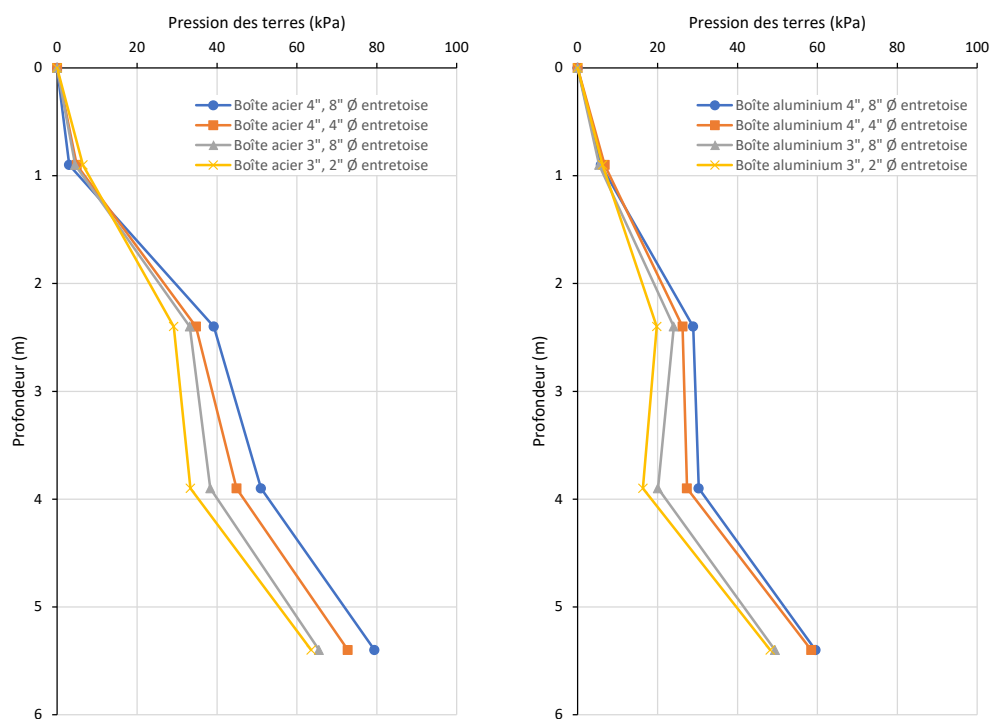


Figure 76. Pression des terres en fonction de l'épaisseur des parois de la boîte de tranchée et du diamètre des entretoises (argile de Louiseville) pour une boîte de tranchée en acier (gauche) ou en aluminium (droite).



Dans l'ordre d'importance, les facteurs affectant la pression des terres sur les parois de la boîte de tranchée sont : (i) le matériau de la boîte de tranchée; (ii) l'épaisseur des parois de la boîte de tranchée; (iii) le diamètre des entretoises. Les résultats indiquent clairement que la boîte de tranchée donnant les pressions de terre les plus importantes est la boîte en acier, de 4" d'épaisseur, avec des entretoises de 8" de diamètre. C'est donc ce type de boîte qui est utilisé pour la deuxième étude paramétrique, où l'influence du type de sol est considérée. Des boîtes plus rigides encore ou installées à de plus grandes profondeurs pourraient être considérées, mais dans ces cas, moins fréquents, il serait plus avisé de faire appel aux services d'un ingénieur afin d'effectuer les calculs correspondants et de s'assurer que le système d'étalement sera sécuritaire.

La figure 77 présente une comparaison des courbes enveloppes calculées selon les formules de Peck (1969) (reprises dans Flaate et Peck (1972) et dans Société canadienne de géotechnique (2013)) et des pressions obtenues à l'aide de Plaxis pour différents types de sols, avec une surcharge de 45 kPa en surface et une configuration de boîte de tranchée identique à celle utilisée dans la partie expérimentale de l'étude (deux caissons Pro 4, 10' x 10', en acier). La méthode de courbe enveloppe semble sous-estimer les valeurs de pression pour la cellule de pression la plus profonde (5,4 m), et ce, pour tous les types de sols. La courbe enveloppe proposée par Yokel *et al.* (1980) est aussi indiquée sur la figure 77, pour un sol de type 2 (ou B) : soit un sol granulaire sans présence d'eau. La pression estimée par la méthode de Yokel pour un sol de type 2 donne un résultat très proche de la pression maximale obtenue avec Plaxis (sable lâche,  $\phi = 30^\circ$  et  $\gamma = 17$ ; figure 77). On remarque la présence de deux pentes sur la figure 77 : la valeur de pression calculée à 0,9 m de la surface est influencée par la surcharge de 45 kPa en surface, mais par les valeurs de pressions mesurées à des profondeurs plus importantes.

La comparaison des pressions calculées sur les parois des boîtes de tranchée pour différents types de sols (figure 77 et figure 78) indique que les valeurs de pression suggérée par Yokel *et al.* (1980) seraient sans doute plus sécuritaires pour une utilisation au Québec que celles données dans le MCIF (et reprises des travaux de Peck (1969)), qui sont sol-spécifiques d'une part (nécessité de connaître quelques paramètres géotechniques), et non sécuritaires dans certains cas, d'autre part. L'utilisation de courbes enveloppes de Yokel conduira à un surdimensionnement dans certains cas, mais elle peut être considérée comme plus conservatrice et sécuritaire que l'approche actuelle.

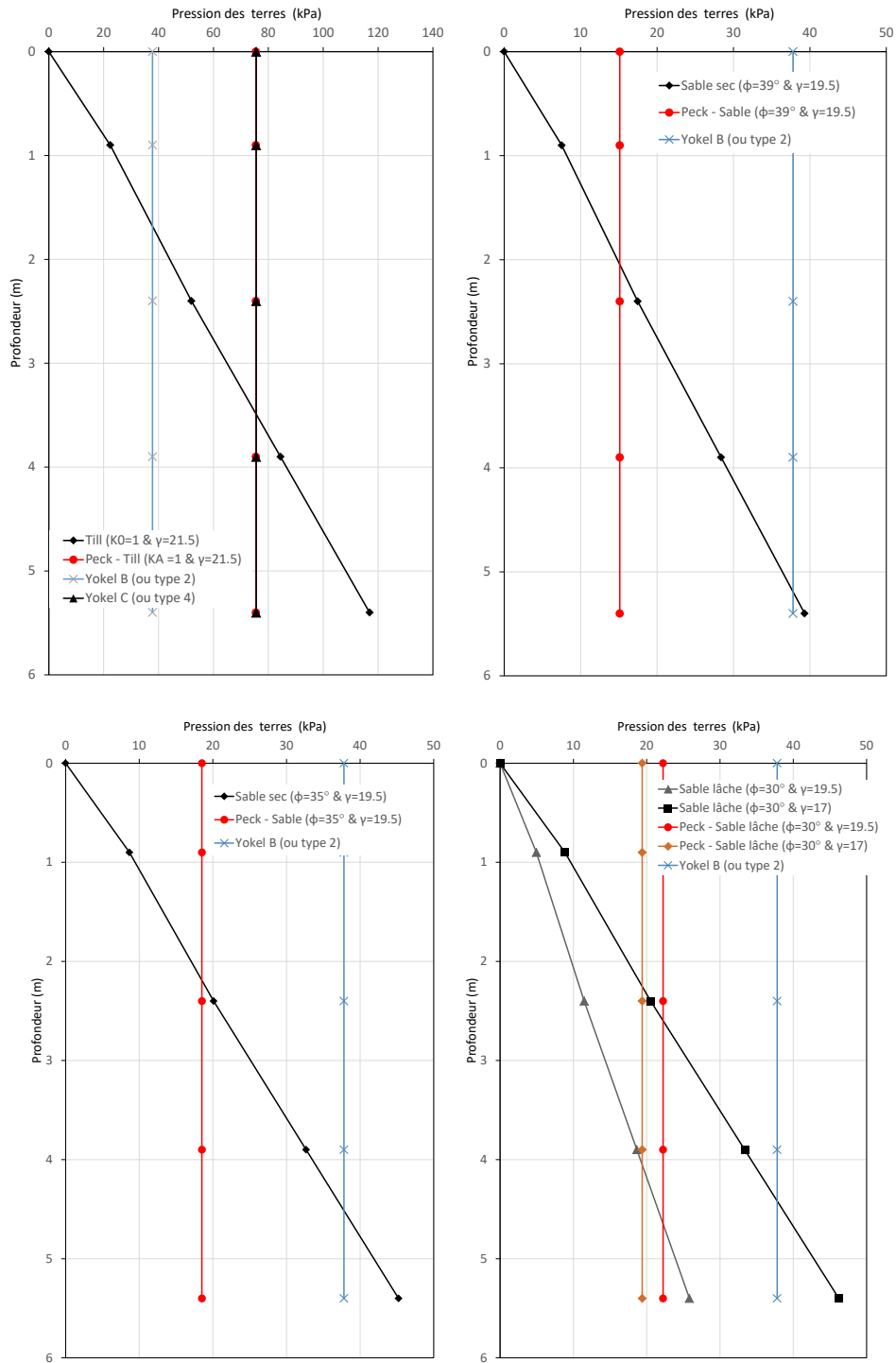


Figure 77. Comparaison des résultats du modèle numérique aux courbes enveloppes de Peck et de Yokel et al. (nappe phréatique sous le niveau de l'excavation).

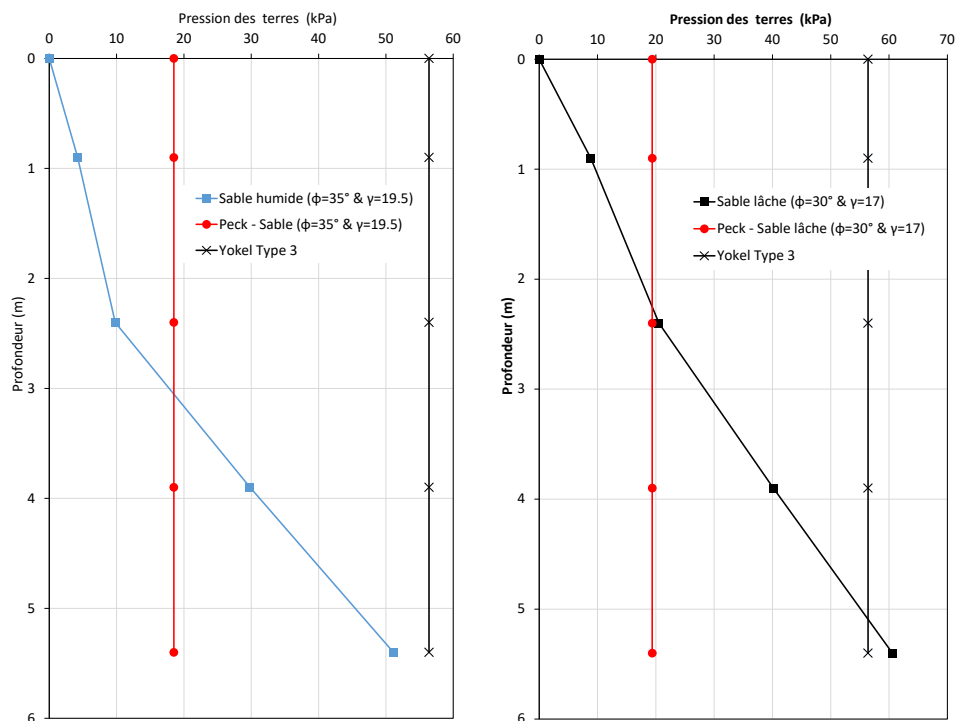


Figure 78. Comparaison des résultats du modèle numérique aux courbes enveloppes de Peck et de Yokel *et al.* (nappe phréatique à 2,5 m).

## 5.5 Synthèse, limites des résultats et perspectives de recherche

Afin de faire le lien entre les résultats obtenus lors de ce projet de recherche, et la classification des sols et les recommandations proposées dans le chapitre suivant, cette section présente une synthèse des résultats de laboratoire, d'essais de terrain et de simulations numériques. Les limites de ces résultats sont aussi présentées et discutées, et des perspectives de recherches ultérieures sont proposées.

### 5.5.1 Synthèse des résultats

#### 5.5.1.1 Propriétés géotechniques du site de Louiseville

Le site d'essai de Louiseville a été l'objet d'une campagne de caractérisation *in situ*, ainsi que de prélèvements d'échantillons de sol de grand diamètre (200 mm), à des profondeurs comprises entre 2,13 et 2,73 m, puis entre 3,05 et 3,65 m.

Les sols rencontrés lors de l'excavation consistent en un dépôt d'argile grise silteuse surmonté d'une argile brune altérée et d'une croûte argileuse fissurée. Le dépôt est constitué d'une fraction argileuse de 80 %, avec un indice de plasticité de 52 % et un indice de liquidité de 1,1. La résistance mesurée au scissomètre varie de 19 kPa à 2 m de profondeur à 60 kPa à 19,5 m. La sensibilité moyenne au cône tombant est de 20 et le ratio de surconsolidation (OCR) est de 4,3 à 2,2 m et décroît à 3,9 à 3,41 m de profondeur. Les principales propriétés géotechniques du dépôt de Louiseville sont présentées à la figure 41 et sont similaires à celles présentées par Leroueil *et al.* (2003).

Au total, quinze essais mécaniques ont été réalisés sur des échantillons de sol : onze essais triaxiaux et trois essais en cisaillement simple (DSS). Cinq types d'essais différents ont été utilisés afin de tenir compte, dans la mesure du possible, de l'anisotropie naturelle du matériau, mais aussi de l'anisotropie découlant de l'état de contraintes induit par la décompression du massif de sol. Le rôle de l'histoire des contraintes et de la déstructuration sur la résistance de l'argile a aussi été considéré. Les résultats de ces essais de laboratoire sont résumés à la figure 44 pour les essais triaxiaux et à la figure 45 pour les essais DSS. Les résultats détaillés sont présentés dans le rapport annexe.

#### 5.5.1.2 Tranchées et excavations expérimentales

La tranchée verticale (A-1) 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-2) 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 pendant 3 jours afin de faire réagir le sol derrière la pente, mais la rupture n'a pas été atteinte.

Au cours de l'excavation de la tranchée A-1, une différence maximale d'environ 12 kPa était observable à 2,5 m de profondeur entre la pression interstitielle mesurée et la pression initiale, alors qu'à 5 m et à 7 m de profondeur, la différence maximale était d'environ 2 kPa.

Au cours de l'excavation de la tranchée A-2, on a remarqué une diminution de la pression interstitielle dont l'importance décroissait avec la profondeur. La différence entre les pressions enregistrées au cours de l'excavation et la pression interstitielle initiale était de 3,5 kPa à 2,5 m de profondeur, alors qu'à 5 m et à 7 m de profondeur, la différence était respectivement de 5,4 kPa et de 5,1 kPa. Au cours des 90 jours qui ont suivi l'excavation, une réduction importante de la pression interstitielle a été observée, principalement liée à la diminution de la hauteur de la nappe phréatique. La réduction de la pression interstitielle créait une augmentation du gradient hydraulique entre 5 et 7 m de profondeur. Lors du chargement de la tranchée, on a remarqué une augmentation de la pression à chaque étape du chargement, dont l'importance décroissait avec la profondeur et avec la distance par rapport au bord de la tranchée. Les piézomètres ZA201-2,5 et ZA202-1,8 étaient positionnés au-dessus du niveau de la nappe phréatique au moment du chargement. Le piézomètre ZA201-2,5 n'enregistrait aucune variation de pression, alors que le piézomètre ZA202-1,8 enregistrait une augmentation allant de -24 kPa à -13 kPa.

Pour la tranchée soutenue par une boîte de tranchée (B), on a remarqué une augmentation rapide de la pression sur les parois de la boîte après sa mise en place, ce qui correspondait au sol venant s'appuyer progressivement sur le caisson. Au cours des 90 jours durant lesquels la boîte de tranchée est restée en place, les pressions des cellules de pression les plus hautes (2,4 m et 0,9 m) n'ont pas beaucoup augmenté. Ceci est notamment dû au manque de contact entre le sol et les cellules : le sable qui avait été ajouté pour garantir un contact entre le sol naturel et la boîte de tranchée a en partie été lessivé par les pluies. Pour la cellule B-P3, comme pour la cellule B-P2, on a cependant noté une tendance similaire : d'abord une augmentation de la pression jusqu'à environ la fin du mois de juin (augmentation de la pression latérale du sol), puis une baisse de la pression, liée à la baisse du niveau de la nappe phréatique. Dans le cas de la cellule la plus profonde (B-P1, 5,4 m), la pression a augmenté rapidement, puis elle a diminué dans le temps, au fur et à mesure que le niveau de la nappe phréatique baissait. Les valeurs de pression apparente des terres, mesurées sur les parois de la boîte de tranchée, dépassaient les valeurs calculées avec les méthodes classiques de Terzaghi et Peck (1967). Lors du chargement appliqué en tête de tranchée, une augmentation des pressions sur les parois de la boîte de tranchée a été mesurée sur les cellules de pression les plus proches de la surface (jusqu'à 2,4 m de profondeur).

Pour la tranchée soutenue par des étais hydrauliques (C), le contact entre les cellules de pression et le sol n'était pas parfait. Par ailleurs, la pression appliquée par les étais hydrauliques avait tendance à déformer les plaques de contreplaqué, si bien que celles-ci n'étaient pas parfaitement verticales. Ainsi, la validité des mesures expérimentales récoltées pour la tranchée C est questionnable. En conséquence, il a été décidé de ne pas accorder d'importance à la modélisation du système avec étais hydrauliques à l'aide du logiciel Plaxis, étant donné qu'il aurait été très compliqué de valider le modèle numérique sans avoir de base expérimentale solide.

### 5.5.1.3 Simulations numériques

Pour la tranchée A-1, une disparité des résultats a été notée en fonction des paramètres, des méthodes de calcul et des hypothèses utilisées. Cependant, les coefficients de sécurité (FS), calculés avec les méthodes par équilibre limite ou par différences finies, étaient tous largement inférieurs à 1,0 lorsque la hauteur finale de 5,0 m était atteinte. Les analyses de stabilité basées sur les méthodes analytiques avec des plans de rupture passant par le pied de la tranchée ont toutes conduit à des  $H_c$  (hauteur critique) inférieures à 5,0 m (soit la hauteur de la tranchée).

Pour la tranchée A-2, les analyses de stabilité basées sur les méthodes par équilibre limite ou par différences finies ont indiqué que la stabilité était plus élevée en fin de construction ( $t_0$ ) qu'à plus long terme (à  $t_{90}$ ), le FS passant de 2,16 (à  $t_0$ ) à 2,0 (à  $t_{90}$ ). Le concept de diminution du FS avec le temps, pour les excavations (figure 72), avait déjà été rapporté par Bishop et Bjerrum (1960), puis confirmé par Lefebvre (1981) et par Lafleur, Silvestri, *et al.* (1988). À la fin de la 1<sup>re</sup> journée ( $t_1$ ), pour la pleine hauteur, le FS calculé avec  $c'$  et  $\phi'$  (triaxial) a diminué à 1,69 lorsque les données piézométriques instrumentales étaient utilisées. Le chargement au sommet de la pente à  $t_{91}$  a fait diminuer de manière significative le FS, passant d'environ 2, à 1,5 ou à 1,3, dépendamment de la méthode de calcul retenue. L'évolutivité du régime hydraulique et la variabilité des résultats obtenus pour le FS en fonction des hypothèses de départ et des méthodes de calcul utilisées (FS compris entre 0,98 et 2,3) rappellent que la prédiction du comportement à

long terme d'une tranchée ou d'une excavation non soutenue demeure un exercice délicat, même lorsque les paramètres géotechniques du site de construction sont connus.

Pour la tranchée soutenue par une boîte de tranchée (B), la figure 74 a présenté une comparaison des résultats obtenus avec Plaxis aux mesures de pression expérimentales. Les valeurs expérimentales et numériques se sont comparées assez bien pour trois des quatre profondeurs où étaient installées les cellules de pression. Dans le cas de la cellule de pression installée à 2,4 m, il faut noter que la valeur expérimentale était probablement un peu sous-estimée du fait du sable assurant le contact entre les parois de la boîte de tranchée et le sol, qui a été lavé par les pluies. Le plus gros écart observable était à la profondeur de 3,9 m, où la valeur expérimentale de pression était nettement plus élevée que la valeur calculée par le modèle. Ceci a également été observé dans certaines simulations publiées par Karlsrud et Andresen (2005), pour lesquelles les auteurs avaient développé une loi de comportement spécifique pour l'argile norvégienne. Ceci était probablement attribuable à l'effet d'arche dans le sol autour de la boîte de tranchée; le modèle Plaxis avec une loi de comportement de type Mohr-Coulomb n'a pas semblé mettre en évidence ce phénomène. La figure 74 a également montré que la courbe enveloppe donnée par Terzaghi et Peck (1967) a sous-estimé la pression pour des profondeurs supérieures à 3 m, alors que le calcul a été fait pour une profondeur de 5,4 m. Par contre la courbe enveloppe proposée par Yokel *et al.* (1980), pour un sol de type 4 (ou type C : sols submergés ou souples), a donné une estimation correcte de la pression mesurée au fond de la boîte de tranchée. La pression maximale était cependant sous-estimée, mais l'utilisation de coefficients de pondération, comme suggéré par le CNBC (CNRC, 2015), permettrait de pallier cet écart.

Le modèle Plaxis a ensuite été utilisé pour réaliser une étude paramétrique avec différents sols et avec différentes rigidités de boîte de tranchée. Les boîtes de tranchée considérées avaient des épaisseurs de paroi de 75 ou 100 mm, et des entretoises allant de 50 à 200 mm de diamètre. Plus la boîte de tranchée était rigide (parois plus épaisses et entretoises de plus grand diamètre), plus les pressions apparentes de terres sur les parois étaient importantes. La boîte de tranchée la plus rigide a donc été utilisée pour la suite de l'étude paramétrique réalisée avec différents types de sols. Les sols considérés étaient le till, le sable lâche et le sable dense (sec ou humide). La comparaison des pressions calculées sur les parois des boîtes de tranchée pour ces différents types de sols (figure 77 et figure 78) a démontré que les valeurs de pression, suggérées par Yokel *et al.* (1980), seraient sans doute plus sécuritaires pour une utilisation au Québec que celles du MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013), qui sont sol-spécifique d'une part (nécessité de connaître quelques paramètres géotechniques), et non sécuritaires dans certains cas d'autre part.

### **5.5.2 Limites des essais de terrain et perspectives**

Les essais de terrain ont apporté de nombreuses informations pertinentes pour développer un système de classification des sols et pour fournir des informations pertinentes aux milieux de travail. Néanmoins, certaines limites ont été identifiées :

- La tranchée A-2 n'a pas atteint la rupture durant la période expérimentale, ce qui a limité la validation des FS calculés à l'aide de différentes méthodes;
- Le nombre de cellules de pression installées sur la boîte de tranchée B a affecté la précision des résultats expérimentaux;

- La mise en place de la tranchée C a été laborieuse et les résultats expérimentaux ne permettent pas de conclure sur les pressions mesurées sur les parois de contreplaqué;
- Compte tenu de l'ampleur et de la complexité de la campagne expérimentale, un seul site d'essai a été retenu et, conséquemment, les résultats expérimentaux sont spécifiques au type de sol testé sur ce site.

Pour pallier certaines de ces limitations, des études subséquentes pourraient être envisagées :

- Reproduire le programme expérimental sur différents types de sols typiques des zones habitées du Québec : till, sable silteux, silt et matériaux glaciolacustres (argiles varvées);
- Refaire les essais sur des boîtes de tranchées ou sur des systèmes avec étais hydrauliques, avec un nombre plus important de cellules de pression;
- Refaire des essais sur une ou plusieurs tranchées soutenues par des étais hydrauliques, dans des sols plus propices à l'utilisation de ce type de système de soutènement;
- Reproduire le programme expérimental pour d'autres types de systèmes de soutènement que les deux considérés;
- Réaliser une tranchée similaire à A-2, avec une pente légèrement plus grande, pour espérer provoquer une rupture de pente durant la période d'observation.

### **5.5.3 Limites des simulations numériques et perspectives**

Les simulations numériques ont permis d'expliquer ou de généraliser certaines des observations et mesures réalisées lors des essais de terrain. Néanmoins, certaines limites ont été identifiées :

- Les simulations des tranchées non soutenues étaient limitées à des cas bidimensionnels, alors que les effets tridimensionnels pourraient affecter certaines conclusions pour les tranchées de longueur moindre;
- Le modèle Plaxis, quoique reproduisant l'ordre de grandeur des pressions mesurées sur la boîte de tranchée, n'est pas d'une très grande précision;
- L'étude paramétrique s'est limitée aux boîtes de tranchées de même géométrie, en faisant simplement varier les paramètres structuraux.

Pour pallier certaines de ces limitations, des études subséquentes pourraient être envisagées :

- Simuler une plus grande variété de tranchées non soutenues, de géométrie variable, en tenant compte des effets tridimensionnels (GeoSlope et FLAC/Slope);
- Valider une loi de comportement dans Plaxis par rapport aux essais triaxiaux et refaire les simulations présentées dans ce rapport à l'aide de cette loi de comportement;
- Étendre la portée de l'étude paramétrique à d'autres géométries de boîte de tranchée;
- Simuler d'autres systèmes de soutènement ou de protection pour les travailleurs dans les tranchées (notamment le cas des étais hydrauliques), afin de raffiner les enveloppes de pression de terre, suggérées au chapitre 6, qui sont relativement conservatrices.





## 6. CLASSIFICATION ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Considérations générales

Les travaux réalisés dans le cadre de ce projet de recherche et la revue de la littérature ont fourni les éléments nécessaires au développement d'une classification des sols adaptée aux conditions géotechniques québécoises. Ces éléments ont permis de formuler des recommandations pour une démarche d'identification et une reconnaissance pratique des conditions géotechniques en place. Enfin, les travaux ont permis de proposer des pentes sécuritaires pour les travaux d'excavation sans soutènement et, également de proposer une enveloppe pour la pression apparente sur les écrans de soutènement.

Il est important de noter que ces recommandations sont proposées dans le contexte de fouilles de faible profondeur (inférieures à 6 m) et qu'elles n'ont aucun statut légal. La réglementation en vigueur est détaillée à la section 2.1.2.

Les méthodes et les recommandations formulées dans ce chapitre s'appuient sur les normes et documents suivants :

- Loi sur la santé et la sécurité du travail (L.R.Q., c.S-2.1);
- *Code de sécurité pour les travaux de construction* (S-2.1, r.6);
- *Code national du bâtiment du Canada* (CNRC, 2015);
- ASTM D2488 - 17e1. *Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedures)* (American Society for Testing and Materials [ASTM], 2017);
- OSHA. *Occupational Safety and Health Administration. "Part 1926 Subpart P – Excavations", Version en ligne : février 2020 (1989d)*;
- CAN/BNQ 2501-140. Sols – Essai de pénétration standard (SPT) et échantillonnage au carottier fendu (BNQ, 2015);
- CSA/BNQ 2501-200. Sols – Détermination de la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents à l'aide du scissomètre de chantier (BNQ, 1988)<sup>2</sup>;
- Manuel canadien d'ingénierie des fondations, MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013);
- BS 6031:2009 – *Code of practice for earthworks* (British Standard, 2009).

### 6.2 Système de classification des sols adapté aux conditions géotechniques québécoises

Les résultats et la revue de la littérature permettent de formuler les éléments d'une méthode pratique de classification des sols qui considère :

---

<sup>2</sup> Cette norme a été retirée par le Conseil canadien des normes et remplacée par la norme BNQ 2501-110. Les résultats obtenus sur une tranchée ouverte non soutenue à paroi verticale seront utilisés pour vérifier et valider notre modèle géotechnique et la méthodologie de calcul des tranchées. Cependant, les relations entre les mesures réalisées au scissomètre de chantier et la résistance au cisaillement non drainé restent valides.

1. la description des sols (nature, stratigraphie, granulométrie, propriétés mécaniques, etc.) ou du roc (nature, direction, pendage et espacement des discontinuités, etc.);
2. les conditions environnementales (gel/dégel, ruissellement, précipitations, etc.);
3. les conditions hydrogéologiques;
4. les autres facteurs externes (circulation routière, vibrations, surcharges dues aux constructions voisines ou aux dépôts de toute nature (remblais, déblais, matériel, etc.)).

Il est souhaité que ce système de classification des sols constitue un outil utile dans la sélection d'une stratégie de prévention de risques et dans le choix d'une méthode sécuritaire de travail.

En s'inspirant de Cal/OSHA (*Department of Industrial Relations*, 2015), d'OSHA (1989d) et des travaux originaux de Tucker et Reese (1979), de Yokel *et al.* (1980) et de Yokel et Stanevitch (1983a, 1983b), la classification des sols proposée est simple et elle est adaptée aux travaux quotidiens et au personnel des entrepreneurs. Elle comporte quatre classes distinctes de matériaux (une pour le roc et trois pour le sol) qui correspondent aux spécificités des sols québécois.

Chaque dépôt de sol ou de roche est classé par une personne compétente comme roche stable, sol de type A, sol de type B ou sol de type C, conformément aux définitions données à la section 6.2.3.

### **6.2.1 Domaine d'application**

Cette classification des sols ne s'applique que si toutes les conditions suivantes sont réunies :

- aucun équipement lourd ne fait vibrer l'excavation alors que des travailleurs sont dans la tranchée;
- les surcharges pour le sol, l'équipement et les matériaux sont à une distance du bord de la fouille supérieure à la profondeur  $h$  de l'excavation;
- le chantier n'est pas soumis à un événement météorologique important (précipitations, vents, etc.) ou n'a pas été immobilisé sur une longue période de temps.

### **6.2.2 Bases de la classification**

La classification des dépôts est effectuée sur la base des résultats d'au moins une analyse visuelle et d'au moins une analyse manuelle. Ces analyses doivent être effectuées par une personne compétente au moyen des essais décrits à la section 6.3, ou selon d'autres méthodes reconnues de classification et d'analyse des sols telles que celles adoptées par le Bureau de normalisation du Québec (1988, 2015), la Société canadienne de géotechnique (2013) ou l'American Society for Testing and Materials (2011, 2012, 2017).

### **6.2.3 Classification des sols proposée pour le Québec**

La classification des sols proposée est une version simple, adaptée aux travaux quotidiens et au personnel des entrepreneurs (tableau 34). La classification exige qu'une personne compétente classe les dépôts de sol et de roche comme : roc stable, sol de type A, sol de type B ou sol de type C. En tout temps, une évaluation faite par un ingénieur qualifié peut remplacer cette classification.

**Tableau 34. Classification des sols pour le contexte québécois**

CLASSE	DESCRIPTION	REMARQUE ou EXEMPLE
<b>ROC STABLE</b>		<i>"Toute matière minérale solide naturelle qui peut être excavée avec des parois verticales et qui reste intacte lorsqu'elle est exposée." (OSHA, 1989d). Le roc doit être sain et ne montrer aucun signe d'altération.</i>
<b>A</b>	Sols cohérents non sensibles, ayant une résistance au cisaillement non drainé ( $c_u$ ) de <u>75 kPa</u> ou plus.	
<b>B</b>	1. Sols cohérents ayant une résistance au cisaillement non drainé ( $c_u$ ) supérieure à 25 kPa, mais inférieure à 75 kPa, avec une sensibilité inférieure à 2 <sup>(1)</sup> .	
	2. Sols granulaires sans cohésion.	<i>Gravier anguleux dense à très dense (semblable à de la roche concassée). Till granulaire non remanié, dense à très dense. Sols granulaires au-dessus de la nappe phréatique.</i>
	3. Roc sec qui n'est pas stable.	<i>Roc altéré ou friable (roc excavable mécaniquement) situé au-dessus de la nappe phréatique.</i>
	4. Matériau faisant partie d'un système en pente stratifié, où les couches plongent dans l'excavation sur une pente moins raide que 4H:1V, mais seulement si le matériau était autrement classé comme étant de type B.	
<b>C<sup>(2)</sup></b>	1. Sol cohérent ayant une résistance au cisaillement non drainé inférieure à 25 kPa.	<i>Argiles sensibles des mers postglaciaires du Québec, silts marins ou lacustres, sols varvés.</i>
	2. Sols granulaires, y compris les graviers, le sable et le sable argileux.	<i>Sables fluvio glaciaires. Sols granulaires gelés ou partiellement gelés.</i>
	3. Sol partiellement ou complètement saturé ou sol duquel l'eau s'écoule.	<i>Dépôts sableux ou silteux de plage, d'estuaire ou de delta.</i>
	4. Roc partiellement ou complètement saturé qui n'est pas stable.	<i>Roc altéré ou friable (excavable mécaniquement) situé partiellement ou complètement sous la nappe phréatique</i>
	5. Matériau dans un système en pente stratifié, où les couches plongent dans l'excavation avec une pente de 4H:1V ou plus raide.	

(1) La sensibilité est définie au tableau 42.

(2) Sont classés automatiquement dans la classe C, les sols qui ont au moins une de ces caractéristiques : ils sont fissurés, ils ont été remaniés, ils sont soumis à des vibrations dues à un trafic intense, au battage de pieux ou à des effets similaires.

Tous les matériaux dits « sensibles à l'eau », c'est-à-dire ceux dont la consistance, l'état et le comportement changent avec la teneur en eau et donc avec les conditions météorologiques, font partie de la classe C.

Aucun sol n'est de type A ou B s'il :

- est fissuré;
- est soumis à des vibrations dues à un trafic intense, au battage de pieux ou à des effets similaires;
- a été perturbé ou remanié auparavant;
- fait partie d'un système stratifié en pente où les couches plongent dans l'excavation sur une pente de quatre horizontales à une verticale (4H:1V) ou plus raide;
- est soumis à d'autres facteurs qui exigeraient qu'il soit classé comme un sol moins stable (par exemple des surpressions interstitielles, des fissures de tensions saturées, un potentiel de liquéfaction, etc.).

Une reclassification d'un sol à une catégorie supérieure est possible avec la production d'un avis professionnel rédigé par un ingénieur compétent dans le domaine.

La classification des sols proposée dans ce chapitre ne s'applique pas aux sols organiques. Ceux-ci exigent une évaluation spéciale faite par un ingénieur expérimenté dans ce type de sols.

Le cas des sols gelés ou d'excavations gardées ouvertes en hiver et soumises à des contraintes de gel ou de dégel n'est pas couvert par la classification proposée dans ce chapitre. Ce type de situation présente des enjeux de stabilité majeurs et une évaluation spéciale faite par un ingénieur expérimenté doit être envisagée.

### 6.3 Méthode rapide de reconnaissance géotechnique des sols

Cette section présente les recommandations concernant les investigations géotechniques nécessaires pour assurer la sécurité lors des travaux de creusement, d'excavation ou de tranchée de faible profondeur (inférieure à 6 m). La méthodologie proposée suit, dans ses grandes lignes, les principes mis de l'avant dans les recommandations de *l'Occupational Safety and Health Administration* (1989d). Le programme de reconnaissance rapide a pour but de définir la nature et l'état des sols et des roches et poursuit les objectifs suivants :

- établir la stratigraphie géologique du site : nature et distribution des différentes couches de sols et de roc;
- établir les conditions hydrogéologiques du site;
- établir les caractéristiques et la classification géotechnique des couches de sol;
- décrire le roc et identifier ses propriétés;
- identifier les problèmes potentiels ou les zones à risque, ou celles nécessitant une caractérisation plus détaillée, si nécessaire.

Ces informations sont requises afin de procéder à la classification du site. De nombreux types d'équipements et de méthodes sont utilisés pour déterminer la nature des sols qui prévaut dans une zone de travaux. Les principaux tests visuels ou manuels les plus simples et les plus facilement utilisables en chantier sont décrits à la section 6.3.3.

### **6.3.1 Cadre des recommandations**

Ces travaux d'investigation géotechnique complètent les activités de planification essentielles à la mise en place d'un chantier d'excavation ou de tranchée sécuritaire : localisation des conduites souterraines, identification des contraintes physiques (voies de circulation, aires d'entreposage, lignes électriques), identification et emplacement d'éléments pouvant impacter le chantier (bâtiments, lampadaires, arbres, roulottes de chantier, conditions météorologiques, situations de gel/dégel, etc.). Les recommandations présentées dans ce texte n'ont en aucun cas de préséance sur les textes réglementaires.

### **6.3.2 Reconnaissance géotechnique pour les travaux de creusement et d'excavation de faible profondeur (< 6 m)**

#### **6.3.2.1 Enquête préliminaire**

Le responsable des travaux devra obtenir les informations relatives aux travaux d'excavation comme la date de début des travaux, la longueur et la profondeur prévue de la tranchée, la durée probable des travaux et toute information relative au projet qui pourrait avoir un impact sur les travaux d'excavation. Les travaux de creusement ou d'excavation doivent toujours être précédés d'une visite de site pour localiser exactement la zone de travaux, la topographie, les constructions voisines, les voies de circulation, le drainage des eaux de surface, les risques et toutes contraintes physiques pouvant affecter les travaux. Le responsable des travaux pourra aussi consulter les cartes géologiques, les photographies aériennes et les études géotechniques disponibles pour ce secteur afin de connaître les conditions probables de sols ou de roche.

#### **6.3.2.2 Puits, forages ou sondages**

En fonction de l'importance du projet, du volume de sol à excaver et de la complexité du site, le responsable des travaux pourra décider de faire un ou plusieurs puits d'essais qui serviront à identifier les sols présents, la séquence stratigraphique ainsi que sa variabilité le long du profil longitudinal de la tranchée ou de l'excavation, la variabilité des conditions géologiques, les propriétés géotechniques des différentes couches, la profondeur de la nappe phréatique. Il pourra ainsi procéder à la classification des sols selon la méthode décrite à la section 6.2.3.

Dans le cas du roc, il est important de distinguer un roc dur, sain et stable, donc non altéré, ayant un réseau de discontinuités orienté favorablement par rapport au front de fouille, d'un roc qui n'est pas stable, donc friable et altéré, ayant un réseau de fissures orienté défavorablement par rapport à l'orientation du front de fouille. Le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013) contient des recommandations précises pour classer le roc.

### **6.3.2.3 Analyses visuelles et manuelles**

Les analyses visuelles et manuelles, telles que celles qui sont notées comme étant acceptables à la section 6.3.3, doivent être conçues et réalisées de manière à fournir suffisamment d'informations quantitatives et qualitatives, nécessaires pour identifier correctement les propriétés, les facteurs et les conditions affectant la classification des dépôts.

### **6.3.2.4 Systèmes stratifiés**

Dans un système stratifié (en couches), le système est classé en fonction de sa couche la plus faible. Toutefois, chaque couche peut être classée individuellement lorsqu'une couche plus stable se trouve sous une couche moins stable.

### **6.3.2.5 Reclassification**

Si, après la classification d'un dépôt, les propriétés, les facteurs ou les conditions affectant sa classification changent de quelque manière que ce soit, les changements doivent être évalués par une personne compétente. Le dépôt est reclassé, si nécessaire, pour refléter les nouvelles circonstances.

### **6.3.2.6 Classification granulométrique des sols**

On distingue deux grands types de sols (Société canadienne de géotechnique, 2013) :

- Les sols granulaires ou pulvérulents : ce sont les graviers et les sables. Ils contiennent plus de 50 % (en poids) de particules dont le diamètre est supérieur à 0,075 mm.
- Les sols fins : ce sont les argiles et les silts. Les particules de ces sols sont invisibles à l'œil nu. Les argiles sont aussi appelées « sols cohérents » et leur classification dépend de certains essais d'identification simple. Elles contiennent plus de 50 % (en poids) de particules dont le diamètre est inférieur à 0,075 mm.

Le tableau 35 définit les sols selon la taille de leurs grains.

**Tableau 35. Classification granulométrique des sols**

Adapté de *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, par Société canadienne de géotechnique, 2013. ©BiTech Publishers, 2013.

CLASSIFICATION	DIMENSION MOYENNE DES PARTICULES (d)
Silt et argile	$d < 0,080 \text{ mm}$
Sable	$0,080 \text{ mm} < d < 5 \text{ mm}$
Gravier	$5 \text{ mm} < d < 80 \text{ mm}$
Caillou	$80 \text{ mm} < d < 300 \text{ mm}$
Bloc	$d > 300 \text{ mm}$

Dans certains cas, il est possible d'estimer les proportions relatives des différentes fractions de sols. La terminologie descriptive du tableau 36 peut alors être utilisée.

**Tableau 36. Classification granulométrique des sols – Terminologie descriptive**

TERMINOLOGIE DESCRIPTIVE	PROPORTION
"traces"	1 à 10 %
"un peu"	10 à 20 %
adjectif (ex., "sableux")	20 à 35 %
"et" (ex. "sable et silt")	35 à 50 %

### 6.3.3 Tests visuels et manuels acceptables

Comme mentionné en 6.2.2 et suivant les recommandations de l'*Occupational Health & Safety Administration* (1989d), la classification des dépôts est effectuée sur la base des résultats d'au moins une analyse visuelle et d'au moins une analyse manuelle.

#### 6.3.3.1 Tests visuels

L'analyse visuelle est effectuée pour déterminer les informations qualitatives concernant le site d'excavation en général, le sol adjacent à l'excavation, le sol formant les côtés de l'excavation ouverte et le sol prélevé comme échantillon des matériaux excavés. Cette analyse visuelle consiste à (modifié d'après *Occupational Safety and Health Administration*, 1989d) :

- Observer les échantillons de terre qui sont excavés et de terre dans les côtés de l'excavation. Estimer la gamme des tailles des particules et les quantités relatives de ces tailles. Le sol qui est principalement composé de matériaux à grains fins est un matériau cohésif. Un sol composé principalement de sable ou de gravier à gros grains est un matériau granulaire.

- Observer le sol pendant qu'il est excavé. Le sol qui reste en mottes lors de l'excavation est cohérent. Le sol qui se désagrège facilement et ne reste pas en mottes est granulaire.
- Observer le côté de l'excavation ouverte et la surface adjacente à l'excavation :
  - les ouvertures en forme de fissures, comme les fissures de tension, peuvent indiquer la présence de matériaux fissurés;
  - si des morceaux de terre s'effritent sur un côté vertical, le sol pourrait être fissuré. Les petits décrochements sont la preuve d'un sol en mouvement et sont des indications de situations potentiellement dangereuses;
  - les fissures de tension sont souvent difficilement détectables. Elles sont souvent présentes dans les dépôts à grains fins d'origine marine ou lacustre.
- Observer la zone adjacente à l'excavation et l'excavation elle-même pour trouver des preuves de l'existence de structures utilitaires ou d'autres structures souterraines, et pour identifier les sols précédemment perturbés.
- Observer le côté ouvert de l'excavation pour identifier les systèmes stratifiés. Déterminer si les couches sont inclinées vers l'excavation. Estimer l'angle d'inclinaison des couches.
- Observer la zone périphérique à l'excavation et les côtés de l'excavation ouverte pour détecter des traces d'eau de surface, la présence d'eau s'infiltrant des côtés de l'excavation, ou l'emplacement du niveau de la nappe phréatique.
- Observer la zone adjacente à la fouille, à la recherche de sources de vibrations susceptibles d'affecter la stabilité des parois de la fouille.

### 6.3.3.2 Essais manuels en chantier

L'analyse manuelle d'échantillons de sol est effectuée pour déterminer les propriétés qualitatives du sol et pour fournir plus d'informations afin de le classer correctement. Les essais en chantier ne remplacent cependant pas les analyses de laboratoire qui sont beaucoup plus précises.

**Plasticité.** Moulez une petite quantité de sol humide en une boule et essayez ensuite de la rouler en un long rouleau cylindrique de 3 mm de diamètre. Un sol est non plastique si l'on ne parvient pas à former ce rouleau. Un sol est plastique, donc cohérent, s'il peut être roulé avec succès en un rouleau. Son degré de plasticité est déterminé selon les critères présentés au tableau 37.

**Tableau 37. Critères pour décrire la plasticité des sols à grains fins**

Adapté de *Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedures)*, Norme ASTM D-2488, 2017. ©ASTM, 2017.

PLASTICITÉ	CRITÈRE
Nulle	Un fil de 3 mm ne peut pas être roulé, peu importe sa teneur en eau.
Faible	Le fil peut à peine être roulé et la masse ne peut pas être formée lorsqu'il est plus sec que la limite plastique.
Moyenne	Le fil est facile à rouler et il ne faut pas beaucoup de temps pour atteindre la limite plastique. Le fil ne peut pas être réenroulé après atteinte de la limite plastique.
Élevée	Il faut un temps considérable pour rouler et pétrir le fil pour atteindre la limite plastique. Le fil de sol peut être réenroulé plusieurs fois après avoir atteint la limite plastique. La masse peut être formée sans s'effondrer lorsqu'elle est plus sèche que la limite fixée pour la plasticité.



**Résistance à sec.** L'analyse se fait sur un échantillon de sol séché à l'air. Essayez d'écraser ou d'émietter le sol entre vos doigts. Un sol granulaire ou pulvérulent est facile à briser et présente une résistance très faible. Un sol cohérent et plastique présentera une résistance plus élevée. La mesure de la résistance à l'état sec d'un sol permet d'apprécier le degré de plasticité d'un sol (tableau 38).

**Tableau 38. Critères pour décrire la résistance à sec des sols à grains fins**

Adapté de *Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedures)*, Norme ASTM D-2488, 2017. ©ASTM, 2017.

RÉSISTANCE	CRITÈRE
Aucune	Le spécimen sec se réduit en poudre par simple pression de manipulation
Faible	Le spécimen sec s'émiette en poudre avec une certaine pression du doigt
Moyenne	Le spécimen sec se brise en morceaux ou s'émiette avec une pression forte des doigts
Élevée	Le spécimen sec ne peut pas être brisé par une pression du doigt. Le spécimen se brisera en morceaux entre le pouce et une surface dure
Très élevée	Le spécimen sec ne peut pas être cassé entre le pouce et une surface dure.

**Résistance à la pénétration.** Le test de pénétration du pouce peut être utilisé en chantier pour apprécier la consistance des sols cohérents à leur teneur en eau naturelle (Société canadienne de géotechnique, 2013). Un sol cohérent ayant une consistance raide, très raide ou dure aura vraisemblablement une résistance au cisaillement non drainé égale ou supérieure à 50 kPa. Ce test peut être utilisé de la façon décrite au tableau 39.

**Tableau 39. Consistance approximative des sols à grains fins**

Adapté de *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, par Société canadienne de géotechnique, 2013. ©BiTech Publishers, 2013.

CONSISTANCE	IDENTIFICATION
Très molle	On peut facilement enfoncer le poing sur quelques centimètres ou le sol se déforme énormément lorsqu'écrasé entre les doigts.
Molle	Le pouce s'enfonce facilement sur plusieurs centimètres.
Moyenne ou ferme	Le pouce peut être enfoncé sur plusieurs centimètres avec un effort modéré.
Raide	Le pouce laisse une empreinte et peut être enfoncé seulement avec un grand effort.
Très raide	Facile à rayer avec l'ongle du pouce.
Dure	Difficile à rayer avec l'ongle du pouce.

**La résistance au cisaillement non drainé** ( $c_u$ ) des sols cohérents peut être mesurée rapidement sur le chantier avec le pénétromètre de poche, le pénétromètre Panda™, le scissomètre Torvane™, le scissomètre portatif (*Geonor*) ou le scissomètre manuel (*Hand Vane Tester*). La norme CAN/BNQ 2501-200 (BNQ, 1988) et la norme ASTM D2573 (2018) présentent la corrélation entre la consistance des sols cohérents et la résistance au cisaillement non drainé ( $c_u$ ) (tableau 40).

**Tableau 40. Consistance des sols à grains fins et résistance au cisaillement non drainé**

CONSISTANCE	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ (kPa) ( $c_u$ )
Très molle	$c_u < 12$ kPa
Molle	$12 \text{ kPa} < c_u < 25$ kPa
Moyenne ou ferme	$25 \text{ kPa} < c_u < 50$ kPa
Raide	$50 \text{ kPa} < c_u < 100$ kPa
Très raide	$100 \text{ kPa} < c_u < 200$ kPa
Dure	$c_u > 200$ kPa

**La compacité des sols granulaires** est souvent évaluée à partir de l'indice N mesuré à l'essai de pénétration standard (norme ASTM D-1586, 2011; norme CAN/BNQ 2501-140, 2015). Le tableau 41 présente des critères simples pour qualifier de façon approximative la compacité d'un sol granulaire et la relier à l'indice de pénétration N.

**Tableau 41. Compacité des sols granulaires**

COMPACITÉ	IDENTIFICATION	INDICE N DE L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STANDARD ASTM D-1586 (Nombre de coups/300 mm de pénétration)
Très lâche	Très facile à creuser avec une pelle	$N < 4$
Lâche	Facile à creuser avec une pelle	$4 < N < 10$
Moyenne ou compacte	Difficile à creuser avec une pelle	$10 < N < 30$
Dense	Très difficile à creuser avec une pelle; nécessite une pioche pour le creusement	$30 < N < 50$
Très dense	Difficile à creuser avec une pioche	$N > 50$

**La sensibilité des sols cohérents ( $S_t$ )** est définie par le rapport entre la résistance au cisaillement non drainé du sol intact ( $S_u$ ) et la résistance au cisaillement non drainé du même sol, à la même teneur en eau et dans un état complètement remanié ( $S_{ur}$ ). La sensibilité peut être mesurée au laboratoire (essai cône suédois) ou sur le terrain (essai au scissomètre de chantier). Le tableau 42 présente les classes de sensibilité recommandées par la Société canadienne de géotechnique (2013).

**Tableau 42. Sensibilité ( $S_t$ ) des sols cohérents**

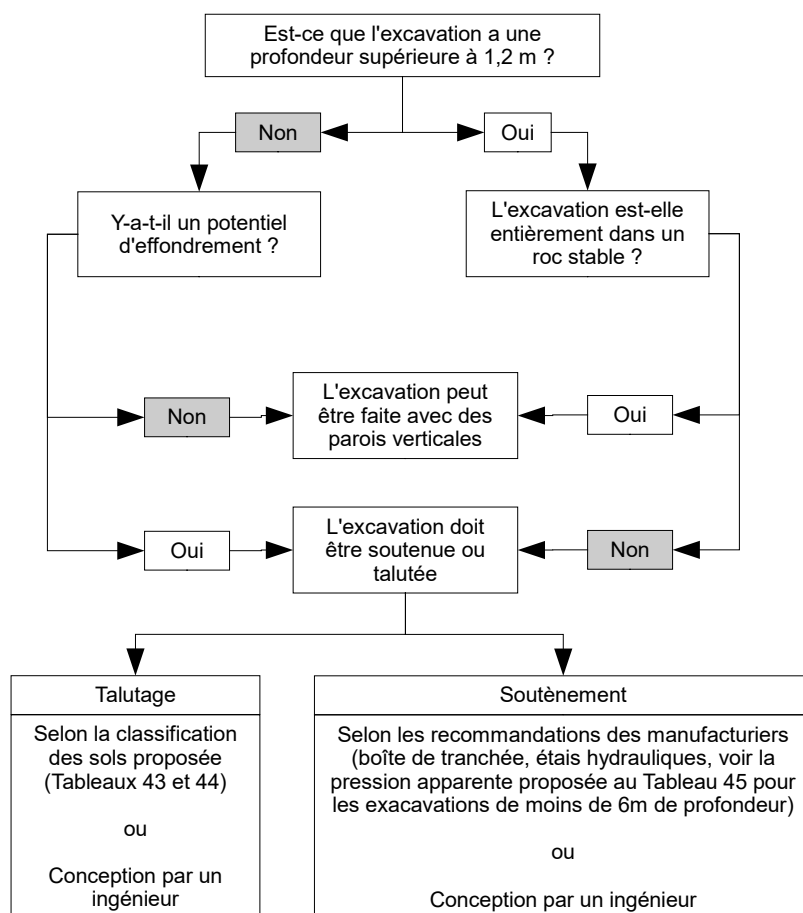
Adapté de *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, par Société canadienne de géotechnique, 2013.  
©BiTech Publishers, 2013.

CLASSIFICATION	SENSIBILITÉ
Faible sensibilité	$s_t < 2$
Sensibilité moyenne	$2 < s_t < 4$
Sensible	$4 < s_t < 8$
Très sensible	$8 < s_t < 16$
Argile liquide	$s_T > 16$

#### 6.4 Choix de pentes ou de soutènement pour une fouille

La figure 79 présente un logigramme décisionnel pour guider les entrepreneurs lors des décisions initiales afin de déterminer si un talutage ou un soutènement de l'excavation est nécessaire, dans le cas des excavations de moins de 6 m de profondeur. Cette figure renvoie ensuite aux informations présentées dans les sections 6.5 pour le choix des pentes en fonction de la classe de sol, et 6.6 pour les pressions apparentes en fonction du type de sol.

Dans le cas d'une excavation de plus de 6 m de profondeur, la conception des pentes ou du système de soutènement doit être faite par un ingénieur.



**Figure 79** Logigramme décisionnel initial pour les excavations de moins de 6 m de profondeur.

## 6.5 Pentés sécuritaires pour les fouilles sans soutènement

Cette section présente les recommandations concernant les pentes maximales autorisées et les configurations géométriques sécuritaires pour les différentes classes de sols.

### 6.5.1 Terminologie

"Pente réelle" : désigne la pente sur laquelle un front de fouille est creusé.

"Détresse" : signifie que le sol est dans un état où un effondrement est imminent ou risque de se produire. La détresse se manifeste par des phénomènes tels que l'apparition de fissures sur la face d'une excavation ouverte ou à proximité; l'affaissement du bord d'une excavation; l'affaissement de la matière de la face ou le bombement ou le soulèvement de la matière du fond d'une excavation; l'écaillage de la matière de la face d'une excavation; et l'affouillement, c'est-à-dire de petites quantités de matière telles que des cailloux ou de petites mottes de matière se détachant soudainement de la face d'une excavation et s'écoulant ou roulant dans l'excavation.

"Pente maximale admissible" : pour une excavation, la "pente maximale admissible" est la pente la plus forte qui est acceptable pour les conditions de sol en place et elle est exprimée par le rapport entre la distance horizontale (H) et la hauteur verticale (rapport H:V).

### 6.5.2 Cadre des recommandations

Cette section présente les recommandations concernant les pentes maximales autorisées en fonction des classes de sol (tableau 43 et tableau 44)

**Tableau 43. Pentes maximales admissibles<sup>(1)</sup>**

CLASSE	PENTE
<b>ROC STABLE</b>	Verticale (90°)
<b>A</b> <sup>(2)(3)(4)</sup>	0,75H:1V (53°)
<b>B</b> <sup>(3)(4)</sup>	1H:1V (45°)
<b>C</b>	Étude spécifique <sup>(5)</sup> , sinon 1,5H:1V (34°)

<sup>(1)</sup> : Pentes maximales admissibles pour des excavations de profondeur inférieure à 6 m

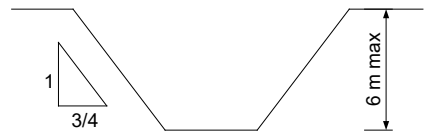
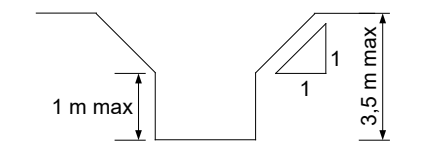
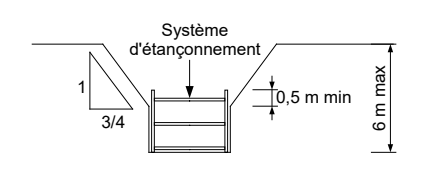
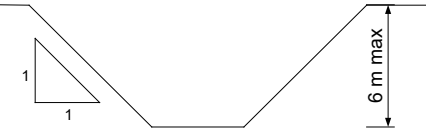
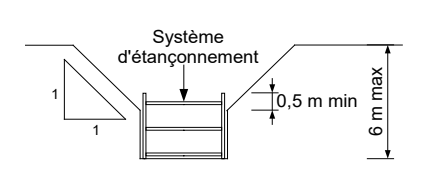
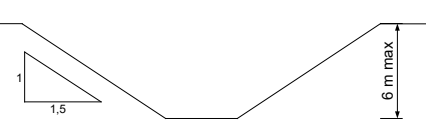
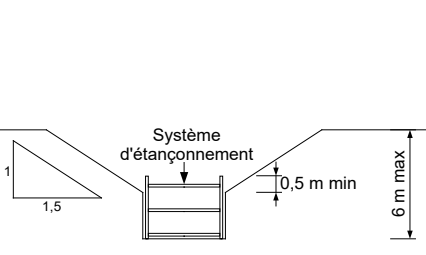
<sup>(2)</sup> : Une pente maximale admissible à court terme (24 heures ou moins) de 0,5H:1V (63°) est autorisée dans les excavations faites dans un sol de type A, qui sont de 3,67 m ou moins en profondeur (12 pieds)

<sup>(3)</sup> : Les banquettes ne sont autorisées que dans les sols cohérents

<sup>(4)</sup> : Selon le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013), les pentes d'une fouille dans un sol granulaire sec "doivent avoir une inclinaison inférieure à l'angle de frottement du sol" (p. 361)

<sup>(5)</sup> : Une étude géotechnique spécifique de site est requise pour les conditions suivantes : présence de matériaux à grains fins (argile ou silt), sites soumis à de fortes vibrations, présence de fissuration, de la nappe phréatique ou d'indices de percolation

Tableau 44. Configurations géométriques des pentes (*hauteur maximale = 6 m*)

CLASSE	CONFIGURATION	REMARQUE
A		Configuration simple
		Toutes les excavations de plus de 2,5 m et de moins de 3,5 m de profondeur avec des parties inférieures non étayées à la verticale doivent avoir une pente maximale admissible de 1:1 et une hauteur verticale maximale non étayée de 1 m
		Toutes les excavations de 6 m ou moins de profondeur dont les parties inférieures sont soutenues ou protégées par un blindage ou un étaionnement doivent avoir une pente maximale admissible de 0,75H:1V. Le système de support doit dépasser d'au moins 45 cm le sommet du côté vertical
B		Configuration simple
		Toutes les excavations de 6 m ou moins de profondeur dont les parties inférieures sont soutenues ou protégées par un blindage ou un étaionnement doivent avoir une pente maximale admissible de 1H:1V. Le système de support doit dépasser d'au moins 45 cm le sommet du côté vertical
C		Configuration simple Configuration utilisable dans les sols non cohérents, non soumis à des vibrations de forte amplitude, non fissurés, sans indices de percolation et situé au-dessus de la nappe phréatique
		Toutes les excavations de 6 m ou moins de profondeur dont les parties inférieures sont soutenues ou protégées par un blindage ou un étaionnement doivent avoir une pente maximale admissible de 1,5H:1V. Le système de support doit dépasser d'au moins 45 cm le sommet du côté vertical. Configuration utilisable dans les sols non cohérents, non soumis à des vibrations de forte amplitude, non fissurés, sans indices de percolation et situés au-dessus de la nappe phréatique

## 6.6 Diagramme de pression apparente des terres pour les fouilles avec soutènement

Les enveloppes de pression apparente des terres sur les écrans de soutènement des tranchées, proposées par Peck (1969) et Flaate et Peck (1972) et reprises par le *Naval Facilities Engineering Command* (1982) et le MCIF (Société canadienne de géotechnique, 2013), ainsi que celles de Yokel *et al.* (1980), ont été vérifiées et validées à la suite de la revue de la littérature et de la réalisation des essais numériques et physiques prévue dans les phases II et III.

Sur la base des résultats obtenus, et dans un souci de simplicité et de sécurité, des diagrammes de pression similaires à ceux de Yokel *et al.* (1980) sont suggérés pour la classification de sols proposée à la section 6.2.3.

**Tableau 45. Pression apparente par type de sol<sup>(1)</sup>**

CLASSE	PRESSION APPARENTE (kPa)
ROC STABLE	0
A	$3,1 \cdot (H+0,6)$
B	$6,3 \cdot (H+0,6)$
C	$12,6 \cdot (H+0,6)$

<sup>(1)</sup> : Pression apparente pour des excavations de profondeur inférieure à 6 m

Le commentaire K du CNBC 2015 mentionne : « En ce qui concerne le calcul de la poussée latérale des terres dans des conditions d'états limites ultimes, il faut multiplier ces distributions par les coefficients de charge appropriés » (article 24 ; *Department of Industrial Relations*, 2015).

Concrètement, cela signifie que le dimensionnement de l'étalement se fait en utilisant la pression apparente spécifiée au tableau 45, que l'on multiplie par les coefficients de charge définis dans le CNBC 2015.





## BIBLIOGRAPHIE

- Alam, M., Chaallal, O. et Galy, B. (2021). Flexible temporary shield in soft and sensitive clay: 3D FE modelling of experimental field test. *Modelling and Simulation in Engineering*, 2021. doi: 10.1155/2021/6626750
- American Society for Testing and Materials. (2011). *Standard test method for standard penetration test*. Norme ASTM D1586-11. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils*. Norme ASTM D5778-12. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- American Society for Testing and Materials. (2017). *Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedures)*. Norme ASTM D2488-17e1. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- American Society for Testing and Materials. (2018). *Standard test method for field vane shear test in saturated fine-grained soils*. Norme ASTM D2573 / D2573M-18. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Bentley Systems. (2017a). Plaxis 3D [Logiciel]. Tiré de <https://www.bentley.com/fr/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-3d>
- Bentley Systems. (2017b). *Plaxis 3D: Reference manual*. Exton, PA: Bentley Systems.
- Bishop, A. W. et Bjerrum, L. (1960). *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*. Communication présentée à la Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO (p. 437-501).
- Boissonneault, D., Gagnon, S. et Paquette, J. (2013). *Aide-mémoire pour l'employeur : pour mieux exécuter les travaux de creusement, d'excavation et de tranchée* (Rapport n° DC200\_2301). Montréal, QC: CNESST. Tiré de <https://www.cnesst.gouv.qc.ca/sites/default/files/publications/travaux-creusement-excavation-et-tranchee.pdf>
- Bourgeois, C. (1997). *Module de cisaillement à petites déformations des argiles Champlain*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC).
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5<sup>e</sup> éd.). New York, NY: McGraw-Hill.
- British Standard. (2009). *Code of practice for earthworks*. Norme BS 6031:2009. Londres, Angleterre: BSI. Tiré de <https://geotechnicaldesign.info/download/bs6031-2009.pdf>
- Bureau de normalisation du Québec. (1988). *Sols : détermination de la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents à l'aide du scissomètre de chantier*. Norme CAN/BNQ 2501-200. Québec, QC: BNQ.
- Bureau de normalisation du Québec. (2012). *Cahier des charges normalisé BNQ 1809-300 : travaux de construction : clauses techniques générales : conduites d'eau potable et d'égout*. Norme BNQ 1809-300. Québec, QC: BNQ.
- Bureau de normalisation du Québec. (2014). *Sols : détermination de la résistance au cisaillement non drainé et de la sensibilité des sols cohérents à l'aide du pénétromètre à cône*. Norme CAN/BNQ 2501-110. Québec, QC: BNQ.
- Bureau de normalisation du Québec. (2015). *Sols : essai de pénétration standard (SPT) et échantillonnage au carottier fendu*. Norme CAN/BNQ 2501-140. Québec, QC: BNQ.
- Cal. Code Regs. Requirements for protective systems. §1541.1 (2011). Tiré de [https://www.dir.ca.gov/title8/1541\\_1.html](https://www.dir.ca.gov/title8/1541_1.html)
- Cal. Code Regs. Excavations. §1540 (2012). Tiré de <https://www.dir.ca.gov/title8/1540.html>

- Cała, M. (2007). Convex and concave slope stability analyses with numerical methods. *Archives of Mining Sciences*, 52(1), 75-89.
- Clayton, C. R. I., Milititsky, J., Woods, R. I. et Bond, A. J. (2013). Earth pressure and earth retaining pressure (3<sup>e</sup> éd.). Leiden, Pays-Bas: CRC Press.
- Centre national de recherches du Canada. (2015). *Code national du bâtiment du Canada 2015*. Ottawa, ON: CNRC.
- Code de sécurité pour les travaux de construction*, RLRQ, c. S-2.1, r. 4.
- Construction projects*, O Reg 213/91.
- Department of Industrial Relations. (2015). *Cal/OSHA pocket guide for the construction industry*. Tiré de [https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh\\_publications/ConstGuideOnline.pdf](https://www.dir.ca.gov/dosh/dosh_publications/ConstGuideOnline.pdf)
- Dourlet, S. (2020). *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC). Tiré de <http://hdl.handle.net/20.500.11794/38203>
- Dufour, E., Robitaille, A. et Leboeuf, A. (2016). *Norme de cartographie des dépôts de surface du Nord québécois : projet du Plan Nord*. Québec, QC: Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs du Québec.
- Fahey, M. et Carter, J. P. (1993). A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2), 348-362. doi: 10.1139/t93-029
- Fellenius, W. K. A. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. Berlin, Allemagne: W. Ernst & Sohn.
- Federal Highway Administration. (1999). *Ground anchors and anchored systems*. Tiré de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/if99015.pdf>
- Flaate, K. (1966). *Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay*. (Thèse de doctorat, University of Illinois, Urbana, IL, USA).
- Flaate, K. et Peck, R. B. (1972). *Braced cuts in sand and clay*. Oslo, Norvège: Norwegian Geotechnical Institute.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E. et Gordon, W. D. (1976a). *Lateral support and underpinning, vol. 1: Design and construction*. Arlington, VA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E. et Gordon, W. D. (1976b). *Lateral support and underpinning, vol. 2: Design fundamentals*. Arlington, VA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E. et Gordon, W. D. (1976c). *Lateral support and underpinning, vol. 3: Construction methods*. Arlington, VA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration,.
- Government of Alberta. (2009). *Occupational health and safety code explanation guide: Part 32: Excavating and tunnelling*. Tiré de <https://open.alberta.ca/dataset/757fed78-8793-40bb-a920-6f000853172b/resource/b54f1024-ec95-49a1-a3e2-8d8c5f72fa3a/download/4403880-part-32-excavating-and-tunnelling.pdf>
- Hamouche, K. K., Leroueil, S., Roy, M. et Lutenegro, A. J. (1995). In situ evaluation of K0 in eastern Canada clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(4), 677-688. doi: 10.1139/t95-067
- Hashash, Y. et Whittle, A. (1996). Ground movement prediction for deep excavations in soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(6), 474-486. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:6(474)
- Hashash, Y. et Whittle, A. (2002). Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(3), 187-197. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:3(187)

- Henkel, D. J. (1971). The calculation of earth pressure in open cuts in soft clays. *The Arup Journal*, 6(4), 13-15.
- Hosseini, M. (1992). *Modélisation numérique de la consolidation des argiles élastoplastiques et application à l'argile de Saint Hilaire*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique, Montréal, QC).
- Itasca. (2019). FLAC/Slope [Logiciel]. Tiré de <https://www.itascacg.com/software/FLAC-Slope>
- Karlsrud, K. et Andresen, L. (2005). Loads on braced excavations in soft clay. *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 107-113. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2005)5:2(107)
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- L'Heureux, J. S., Leroueil, S. et Laflamme, J. F. (2009). Evolution of the factor of safety following excavation in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(5), 487-493. doi: 10.1139/T08-135
- Laflamme, J. F. (1999). *Étude des pressions interstitielles mesurées au site d'excavation de Rivière-Vachon*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC).
- Lafleur, J., Chiasson, P., Asselin, R. et Ducharme, A. (1987). *Évaluation des risques pour les travailleurs dans les excavations* (Rapport n° GEO-87-001). Montréal, QC: École Polytechnique.
- Lafleur, J., Lefebvre, G., Marcotte, M. et Silvestri, V. (1982). Shear strength of the weathered Champlain clay measured in a large diameter triaxial test. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(4), 413-420. doi: 10.1139/t82-046
- Lafleur, J., Silvestri, V., Asselin, R. et Soulié, M. (1988). Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(4), 705-715. doi: 10.1139/t88-081
- Lafleur, J., Soulié, M. et Silvestri, V. (1988). *Pressions interstitielles autour d'une fouille expérimentale dans l'argile molle*. Communication présentée au V<sup>ième</sup> Symposium international sur les glissements de terrain, Lausanne, Suisse.
- Lam, S. S. Y. (2010). *Ground movements due to excavation in clay: Physical and analytical models*. (Thèse de doctorat, University of Cambridge, Cambridge, Angleterre).
- Lamarche, L. (2011). *Évolution paléoenvironnementale de la dynamique quaternaire dans la région de Québec : application en modélisation tridimensionnelle et hydrogéologique* (Thèse de Doctorat, Institut national de la recherche scientifique, Québec, QC).
- Lambe, W. T. (1967). Stress path method. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(6), 309-331. doi: 10.1061/JSFEAQ.0001058
- Lan, A. (2013). *Analyse des rapports d'accidents graves et mortels de la CSST de 1974 à 2013*. Montréal, QC: IRSST. Données non publiées.
- Lan, A., Arteau, J., Tremblay, M., Gamelin, S., LeBoeuf, D., Chaallal, O. et Dugré, J.-M. (1999). *Conception d'un étaçonnement adapté aux excavations en milieu urbain : phase 2* (Rapport n° R-235). Montréal, QC: IRSST.
- Lan, A., Daigle, R., LeBoeuf, D. et Chaallal, O. (2008a). *Recensement des systèmes d'étaçonnement et de blindage pour les excavations et les tranchées* (Rapport n° R-583). Montréal, QC: IRSST.
- Lan, A., Daigle, R., LeBoeuf, D. et Chaallal, O. (2008b). *Réduction de la distance de garde en tête des excavations étaçonnées par un tuyau en tôle d'acier ondulé galvanisé (TTAOG)* (Rapport n° R-582). Montréal, QC: IRSST.
- Lefebvre, G. (1981). Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(3), 420-442. doi: 10.1139/t81-047

- Lefebvre, G., Paré, J.-J. et Dascal, O. (1987). Undrained shear strength in the surficial weathered crust. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 23-34. doi: 10.1139/t87-003
- Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, 51(3), 197-243. doi: 10.1680/geot.2001.51.3.197
- Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., . . . Leblond, P. (2003). Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Québec. Dans T. S. Tan, K. K. Phoon, D. W. Hight et S. Leroueil (Édit.), *Characterisation and engineering properties of natural soils* (p. 363-393). Lisse, Pays-Bas: Balkema.
- Leroueil, S., Locat, A., Eberhardt, E. et Kovacevic, N. (2012). Progressive failure in natural and engineered slopes. Dans E. Eberhardt, C. Froese, K. Turner et S. Leroueil (Édit.), *Landslides and engineered slopes: Protecting society through improved understanding*. Leyde, Pays-Bas: CRC Press.
- Leroueil, S., Rochelle, P. L., Tavenas, F. et Roy, M. (1990). Remarks on the stability of temporary cuts. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(5), 687-692. doi: 10.1139/t90-081
- Matlock, H. (1970). *Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay*. Communication présentée à l'Offshore Technology Conference, Houston, Texas. doi: 10.4043/1204-MS
- Mayne, P. W. (2007). *Cone penetration testing state-of-practice: A synthesis of highway practice*. Washington, DC: TRB.
- Mehta, A. et Barker, G. C. (1994). The dynamics of sand. *Reports on Progress in Physics*, 57(4), 383-416. doi: 10.1088/0034-4885/57/4/002
- Metcalf, J. R. (1966). Angle of repose and internal friction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 3(2), 155-161. doi: 10.1016/0148-9062(66)90005-2
- Morgenstern, N. R. et Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1), 79-93. doi: 10.1680/geot.1965.15.1.79
- Morgenstern, N. R. et Price, V. E. (1967). A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *The Computer Journal*, 9(4), 388-393. doi: 10.1093/comjnl/9.4.388
- Naval Facilities Engineering Command. (1982). *Foundations and earth structures*. Alexandria, VA: Department of the Navy.
- Occhietti, S., Parent, M., Lajeunesse, P., Robert, F. et Govare, É. (2011). Decay of the Laurentide ice sheet in Québec-Labrador. *Developments in Quaternary Sciences*, 15, 601-630.
- Occhietti, S. et Richard, P. J. H. (2003). Effet réservoir sur les âges 14C de la Mer de Champlain à la transition Pléistocène-Holocène : révision de la chronologie de la déglaciation au Québec méridional *Géographie physique et Quaternaire*, 57(2-3), 115-138. doi: 10.7202/011308ar
- Occupational Health and Safety Regulation*, BC Reg. 296/97.
- Occupational Safety and Health Administration. (1989a). *Scope, application, and definitions applicable to subpart P*. Norme OSHA 1926.550. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Safety and Health Administration. (1989b). *Specific excavation requirements*. Norme OSHA 1926.651. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Safety and Health Administration. (1989c). *Requirements for protections systems*. Norme OSHA 1926.652. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Safety and Health Administration. (1989d). *Safety and health regulations for construction: Subpart P: Excavations*. Norme OSHA 1926. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Safety and Health Administration. (2015). Excavations: Hazard recognition in trenching and shoring. Dans *OSHA technical manual: Section V* (ch. 2). Washington, DC: OSHA.

- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground: State of the art report*. Communication présentée à la 7th International Conference of Soil mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexique.
- Péloquin, É. (1992). *Étude d'un système de blindage géotextile pour les tranchées de faibles profondeurs*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Poulos, H., Carter, J. E. L. et Small, J. (2002). Foundations and retaining structures: Research and practice. Dans Publications Committee of the XV ICSMGE (Édit.), *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, 27-31 August 2001* (p. 2527-2606). Lisse, Pays-Bas: Balkema.
- Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 9-27. doi: 10.1098/rstl.1857.0003
- Reese, L. C. et Van Impe, W. F. (2011). *Single piles and pile groups under lateral loading* (2<sup>e</sup> éd.). Leiden, Pays-Bas: CRC Press.
- Robitaille, A. (1988). *Norme de cartographie des dépôts de surface districts écologiques : normes et techniques*. Québec, QC: Ministère de l'Énergie et des Ressources.
- Rochelle, P. L., Leroueil, S. et Tavenas, F. (1986). A technique for long-term storage of clay samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4), 602-605. doi: 10.1139/t86-089
- Rochelle, P. L., Sarraïlh, J., Tavenas, F., Roy, M. et Leroueil, S. (1981). Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1), 52-66. doi: 10.1139/t81-006
- Seed, H. B. et Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses* (Rapport n° EERC 70-10). Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Seequent. (2019a). SEEP [Logiciel]. Tiré de <https://www.geoslope.com/products/seep-w>
- Seequent. (2019b). Slope/W [Logiciel]. Tiré de <https://www.geoslope.com/products/slope-w>
- Silvestri, V. (1980). The long-term stability of a cutting slope in an overconsolidated sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(3), 337-351. doi: 10.1139/t80-041
- Skempton, A. W. et Bishop, A. W. (1950). The measurement of the shear strength of soils. *Géotechnique*, 2(2), 90-108. doi: 10.1680/geot.1950.2.2.90
- Société canadienne de géotechnique. (2013). *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* (4<sup>e</sup> éd.). Richmond, BC: BiTech Publishers.
- Tavenas, F. et Leroueil, S. (1977). *Effects of stresses and time on yielding of clays*. Communication présentée à la 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japon (vol. 1, p. 319-326).
- Tavenas, F. et Leroueil, S. (1979). Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue Française de Géotechnique*(6), 27-49. doi: 10.1051/geotech/1979006027
- Tavenas, F. et Leroueil, S. (1981). Creep and failure of slopes in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1), 106-120. doi: 10.1139/t81-010
- Terzaghi, K. (1936). *Stability of slopes of natural clay*. Communication présentée à la 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York, NY: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. et Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (2<sup>e</sup> éd.). New York, NY: John Wiley & Sons.
- Tucker, L. R. et Reese, L. L. (1979). *Soil classification for shallow trenches*. Austin, TX, USA: University of Texas.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1990). *Settlement analysis* (Rapport n° EM 1110-1-1904). Washington, DC: USACE.

- Vucetic, M. et Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89-107. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)
- Whittle, A., Hashash, Y. et Whitman, R. (1993). Analysis of deep excavation in oston. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(1), 69-90. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:1(69)
- Yokel, F. Y. et Stanevitch, R. L. (1983a). *Development of draft construction safety standards for excavations: Volume I*. Washington, DC: NBS/NIOSH.
- Yokel, F. Y. et Stanevitch, R. L. (1983b). *Development of draft construction safety standards for excavations: Volume II*. Washington, DC: NBS/NIOSH.
- Yokel, F. Y., Tucker, L. R. et Reese, L. C. (1980). *Soil classification for construction practice in shallow trenching*. Washington, DC: OSHA.
- Zhang, Y., Chen, G., Zheng, L., Li, Y., et Zhuang, X. (2013). Effects of geometries on three-dimensional slope stability. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(3), 233-249. doi: 10.1139/cgj-2012-0279