

**Essai sur le terrain  
du *Mini Pipe Strain Meter* du JNIOSH  
comme système d'alerte de sécurité  
lors des travaux en tranchée**

André Lan  
Bertrand Galy  
Satoshi Tamate  
Tomohito Hori  
Nabutaka Hiraoka

RAPPORTS  
SCIENTIFIQUES

R-1124-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, 2022  
ISBN 978-2-89797-206-6 (PDF)

© Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail, 2022

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)

# Essai sur le terrain du *Mini Pipe Strain Meter* du JNIOOSH comme système d'alerte de sécurité lors des travaux en tranchée

André Lan<sup>1</sup>, Bertrand Galy<sup>1</sup>,  
Satoshi Tamate<sup>2</sup>, Tomohito Hori<sup>2</sup>, Nabutaka Hiraoka<sup>2</sup>

1. IRSST
2. National Institute of Occupational Safety and Health,  
Japon (JNIOOSH)

RAPPORTS  
SCIENTIFIQUES

R-1124-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

Cette expertise a été rendue possible grâce à la collaboration et au soutien de plusieurs organismes, collaborateurs et spécialistes en construction et en santé et sécurité du travail. Nous remercions tout particulièrement l'organisme et les personnes suivantes :

- Le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET) pour avoir mis le site de Louiseville à notre disposition aux fins d'essais sur le terrain;
- Sophie Rainville, Olivier Hamelin, Maxime Bolduc, Antony Gagné et René Milette pour leur aide, leur soutien, leur disponibilité et leur collaboration à faciliter notre accès au site et à nous permettre d'effectuer les essais sur le terrain dans des conditions favorables;
- Naotaka Kikkawa du National Institute of Occupational Safety and Health, Japon (JNIOOSH) pour son soutien depuis Tokyo tandis que le programme expérimental se déroulait au Québec.



## RÉSUMÉ

Les travaux en tranchée exposent les travailleurs à de nombreux risques. Le risque d'effondrement est le plus important et le plus fréquent lors de tels travaux, mais il est malheureusement très souvent sous-estimé, car même un effondrement mineur ou partiel de moins de 1 m<sup>3</sup> de sol peut mortellement blesser un travailleur. L'analyse de 59 rapports de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) concernant des accidents graves et mortels survenus lors de travaux d'excavation et en tranchée réalisés entre juin 1973 et mai 2015 montre qu'il y a eu 51 décès et 25 accidents graves au Québec au cours de cette période. L'effondrement de parois provoque fréquemment des accidents de travail sur les chantiers de construction, et il doit être évité à tout prix. Pour ce faire, les pentes doivent être excavées à un angle sécuritaire, selon le type de sol, ou des murs de soutènement temporaires doivent être érigés pour soutenir les pentes.

Les accidents d'effondrement nous rappellent que la résistance au cisaillement des dépôts de sol naturels n'est pas uniforme et que la stabilité des tranchées varie d'un point à un autre au sein d'un dépôt. Bien que les règlements de l'Occupational Safety and Health Administration (OSHA), les règlements sur la santé et la sécurité au travail, et divers règlements provinciaux canadiens prescrivent des pentes maximales admissibles pour des excavations sécuritaires, il existe toujours un risque de glissement de terrain dans un remblai.

Des effondrements surviennent fréquemment dans le cadre de petits projets de construction, et y sont cause de décès ou de blessures graves. Bon nombre de ces décès et blessures graves pourraient être évités si les travailleurs pouvaient déceler les signes avant-coureurs d'un effondrement, et ainsi évacuer l'excavation à temps. Des études de cas révèlent que les travailleurs n'ont pas toujours le temps d'évacuer l'excavation pour l'une ou l'autre des raisons suivantes : 1) le temps écoulé entre la fin de l'excavation et la survenue d'un effondrement amène les travailleurs à mal évaluer la stabilité de la masse de sol; 2) des phénomènes de fluage surviennent avant l'effondrement; 3) les mouvements de terrain sont initialement trop faibles pour être détectés par simple observation.

De fait, un glissement de paroi est très difficile à prévoir par simple observation visuelle. Des capteurs de surveillance peuvent être utilisés pour détecter de petits mouvements dans une pente ou une paroi – indicatifs d'un risque accru d'effondrement –, et ainsi prévenir les travailleurs d'un risque imminent. Ceux-ci peuvent alors évacuer l'excavation à temps de sorte à éviter des accidents graves ou mortels. Compte tenu de l'environnement dans lequel de tels capteurs de surveillance sont temporairement utilisés sur les chantiers de construction, ils doivent être rapides à installer et faciles à utiliser.

Le *Mini Pipe Strain Meter* (MPSM) a précédemment été développé au National Institute of Occupational Safety and Health, Japon (JN IOSH), et testé dans leur laboratoire avec des sols japonais pour mesurer une éventuelle augmentation de la déformation de cisaillement dans le sous-sol peu profond des remblais. Une déformation accrue est indicative d'un effondrement imminent, et le MPSM émet, le cas échéant, des signaux sonores et lumineux pour prévenir les travailleurs à temps d'évacuer la tranchée.

Des essais de glissement de pente et de paroi sur un modèle à l'échelle réelle réalisés au laboratoire du JNIOOSH ont montré que :

- 1) le MPSM avait détecté le risque de glissement de pente lors des essais;
- 2) de petites déformations de cisaillement à faible profondeur étaient clairement mobilisées, ce qui correspondait au développement de surfaces de glissement plus en profondeur;
- 3) la détection du deuxième ou du troisième fluage pourrait laisser quelques minutes aux travailleurs pour évacuer les lieux;
- 4) lorsque le risque de glissement de pente ou d'effondrement de paroi augmente, il n'est pas perceptible par simple observation;
- 5) aucune fissure et aucun mouvement de terrain n'avaient pu être observés avant glissement lors des essais;
- 6) le temps écoulé avant glissement dépendait du sol et des conditions d'excavation;
- 7) le glissement d'une pente ou l'effondrement d'une paroi peut être prédit par des mesures; par conséquent, le risque peut être détecté à l'avance.

En prévenant d'un effondrement imminent, le MPSM aide à réduire le risque de blessure par effondrement. Bref, le MPSM n'est pas un système de prévention de glissement de pente ou d'effondrement de paroi, mais une méthode de surveillance des risques. D'autres mesures de sécurité doivent être utilisées conjointement au MPSM.

Bien que le MPSM ait été développé et testé avec succès pour surveiller la stabilité des tranchées et l'effondrement des parois dans des sols types du Japon, ses performances avec d'autres types de sols demeuraient inconnues. La présente expertise visait donc à déterminer si le MPSM fonctionnerait efficacement *in situ* dans l'argile sensible, un sol type de la mer de Champlain et de la sous-surface de plus de 80 % du territoire habité de la province de Québec. Cette expertise a été possible grâce à la réalisation concomitante d'une étude plus étendue intitulée *Classification des sols et sélection des systèmes d'étalement pour l'excavation des tranchées* (projet de l'IRSST no 0099-5290).

Les résultats d'essai ont montré que :

- le MPSM est facile à installer manuellement sur un site avec une clé à molette;
- le MPSM a bien fonctionné lors des essais *in situ* dans l'argile type de la mer de Champlain;
- lors des essais, le premier signal d'avertissement (D1 : feu jaune) et le deuxième signal d'avertissement (D2 : feu rouge) se sont déclenchés, indiquant un effondrement imminent; la durée du D1 a été de 22 minutes, et celle du D2, de 50 secondes;
- le MPSM a permis de mesurer toute augmentation du risque d'effondrement durant l'excavation de la tranchée;

- le MPSM pourrait être utilisé sur les sites québécois d'argile Champlain s'il était offert à un prix raisonnable. Il se vend actuellement environ 7000 \$ US au Japon.

Le MPSM doit néanmoins faire l'objet d'essais ultérieurs avec d'autres types de sols québécois, de même que pour évaluer sa fiabilité et sa sensibilité quant à l'influence de son positionnement par rapport à une tranchée ou à une pente.



## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>i</b>
<b>RÉSUMÉ</b> .....	<b>iii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>ix</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>xi</b>
<b>LISTE DES ACRONYMES</b> .....	<b>xv</b>
<b>1. INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
1.1 Dispositifs de surveillance des pentes.....	2
1.2 Le <i>Mini Pipe Strain Meter</i> .....	3
<b>2. DÉVELOPPEMENT DE LA TECHNOLOGIE MPSM AU JNIOOSH</b> .....	<b>5</b>
2.1 Prédiction de l’effondrement d’une tranchée par déformation de cisaillement en sous-surface peu profonde.....	5
2.2 Description et installation du MPSM.....	6
2.3 Expérience en laboratoire avec le MPSM .....	7
2.3.1 Préparation d’un modèle de pente à l’échelle réelle .....	7
2.3.2 Analyse expérimentale du mouvement près de l’épaulement .....	13
2.3.3 Discussion .....	15
2.4 Conclusions de l’expérience en laboratoire.....	17
<b>3. OBJECTIF</b> .....	<b>19</b>
<b>4. MÉTHODOLOGIE</b> .....	<b>21</b>
4.1 Site d’essai de Louiseville .....	21
4.2 Essais expérimentaux sur le terrain .....	23
4.3 Configuration du site et instruments .....	24
4.3.1 Tranchée A1 .....	25
4.3.2 Tranchée A2 .....	29
<b>5. OBSERVATIONS ET RÉSULTATS</b> .....	<b>37</b>
5.1 Surveillance météorologique pendant les essais .....	37
5.2 Tranchée A1 .....	38
5.2.1 Observations et comportement de la tranchée A1 pendant son excavation – 8 mai 2018.....	38
5.2.2 Données piézométriques .....	40
5.2.3 Données inclinométriques .....	40

---

5.2.4	Données du MPSM.....	43
5.3	Tranchée A2.....	44
5.3.1	Données piézométriques .....	44
5.3.2	Données inclinométriques .....	45
5.3.3	Données du MPSM avec chargement de blocs en béton.....	46
<b>6.</b>	<b>ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES DONNÉES DU MPSM POUR LA TRANCHÉE A1.....</b>	<b>53</b>
<b>7.</b>	<b>CONCLUSION ET LIMITES.....</b>	<b>57</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>59</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.	Propriétés de la glaise de Kanto.....	7
Tableau 2.	Conditions de compression statique à l'aide d'un engin de chantier .....	8
Tableau 3.	Caractéristiques des capteurs .....	10
Tableau 4.	Propriétés géotechniques des sols de Louiseville selon un échantillon de 200 mm .....	21
Tableau 5.	Caractéristiques des essais expérimentaux en sol argileux sensible.....	24
Tableau 6.	Instruments utilisés au site d'essai et essais géotechniques. ....	24
Tableau 7.	Observations météorologiques à Louiseville pour l'été 2018 .....	37
Tableau 8.	Chronologie des événements notables durant le chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton le jour 1 (6 août 2018) .....	48
Tableau 9.	Chronologie des événements notables durant le chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton le jour 2 (7 août 2018) .....	49



## LISTE DES FIGURES

Figure 1.	Distribution d'une déformation dans l'axe horizontal, telle que calculée à partir de l'analyse du modèle d'éléments finis.....	5
Figure 2.	Éléments constituant du <i>Mini Pipe Strain Meter</i> (MPSM).....	6
Figure 3.	Installation du MPSM à l'aide d'une perceuse portative en moins de 10 secondes. ....	7
Figure 4.	Compression statique du matériau de sol à l'aide d'une excavatrice pour la préparation du modèle de pente. ....	8
Figure 5.	Progression de l'excavation, qui a fini par rendre la pente instable. ....	10
Figure 6.	Installation de DTP pour mesurer le tassement de la surface près de l'épaule. ....	11
Figure 7.	Position des capteurs installés et portions de l'excavation illustrées avec a) vue latérale et b) vue en plan. ....	12
Figure 8.	Processus d'effondrement de la paroi excavée en cinq secondes.....	13
Figure 9.	Profil de la pente avant et après excavation, et après effondrement. ....	13
Figure 10.	Réaction des capteurs des DTP, des ASG et des MPSM avant effondrement. ....	14
Figure 11.	Inverse de la vitesse de déformation de cisaillement telle que fournie par le MPSM1.....	17
Figure 12.	Emplacement de la municipalité de Louiseville par rapport à la mer de Champlain et au golfe de Laflamme.....	21
Figure 13.	Résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ ) et résistance résiduelle au cisaillement non drainé ( $S_{ur}$ ) de l'argile de Louiseville.....	22
Figure 14.	Implantation des tranchées. ....	23
Figure 15.	Vue en plan (haut) et vue latérale (bas) de la tranchée A1, longue de 10 m, large de 8,75 m et profonde de 5 m, comportant 1 paroi verticale et 1 paroi en gradins.....	26
Figure 16.	Excavation de la tranchée A1.....	27
Figure 17.	Procédures d'excavation de la tranchée A1. ....	28
Figure 18.	Vue en plan (haut) et vue latérale (bas) de la tranchée A2, longue de 10 m, large d'environ 20 m et profonde de 4,2 m, comportant 1 paroi de 1,6:1 et 1 paroi en gradins.....	29
Figure 19.	Tranchée A2 et quadrillage adjacent à la peinture orange pour surveiller les mouvements de terrain.....	30
Figure 20.	Excavation de la tranchée A2 avec des excavatrices Caterpillar 315 et 320.....	31
Figure 21.	Procédures d'excavation de la tranchée A2. ....	32

Figure 22.	Progression de l'excavation de la tranchée A2. ....	33
Figure 23.	Chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton.....	33
Figure 24.	Premier schéma de chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton. ....	34
Figure 25.	Deuxième schéma de chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton. ....	34
Figure 26.	Chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton et du sable. ....	35
Figure 27.	Chargement supplémentaire de la tranchée A2 avec du sable.....	35
Figure 28.	Rupture causée par écaillage et venue d'eau durant l'excavation de la tranchée A1 (étape 3).....	38
Figure 29.	Rupture de paroi verticale à une profondeur de 5 m, entraînant le MPSM au fond de la tranchée.....	39
Figure 30.	Un gros bloc de terre s'est détaché, faisant reculer la paroi de 1,75 m. ....	39
Figure 31.	Résultats piézométriques pour la tranchée A1 durant l'excavation du 8 mai 2018. ....	40
Figure 32.	Inclinomètre vertical VI-A1.1 (gauche = $\Delta X$ , droite = $\Delta Y$ , résultats en mm). ....	41
Figure 33.	Inclinomètre vertical VI-A1.2 (gauche = $\Delta X$ , droite = $\Delta Y$ , résultats en mm). ....	42
Figure 34.	Inclinomètre horizontal HI-A1.3 (résultats en mm). ....	42
Figure 35.	Feu jaune clignotant du dispositif d'alerte D1 après détection du deuxième phénomène de fluage avant effondrement.....	43
Figure 36.	Feu rouge clignotant du dispositif d'alerte D2 après détection du troisième phénomène de fluage avant effondrement.....	43
Figure 37.	Résultats fournis par les piézomètres A2.1, A2.2 et A2.3 pour la période du 5 mai au 11 août 2018.....	44
Figure 38.	Résultats fournis par l'inclinomètre vertical (VI-A2) pour la tranchée A2 (gauche = $\Delta X$ , droite = $\Delta Y$ , résultats en mm). ....	45
Figure 39.	Résultats fournis par l'inclinomètre horizontal (HI-A2) pour la tranchée A2 (résultats en mm). ....	46
Figure 40.	Résultats fournis par le MPSM lors du chargement de la tranchée A2, montrant deux périodes de chargement distinctes (jour 1 et jour 2). ....	50
Figure 41.	Résultats fournis par le MPSM lors du premier chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton, montrant l'effet de la mise en place de blocs à proximité immédiate de l'appareil. ....	50
Figure 42.	Inverse du taux de déformation de cisaillement $ 1/v_{\theta} $ en fonction du temps pour la tranchée A2 lors du premier chargement de blocs en béton (jour 1). ....	51
Figure 43.	Résultats fournis par le MPSM lors du second chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton et du sable.....	51

Figure 44.	Relation entre la déformation de cisaillement interprétée $\theta$ et le temps total écoulé.....	53
Figure 45.	Vue élargie de la relation entre $\theta$ et le temps écoulé ( $t_e$ ) avant effondrement. ....	54
Figure 46.	Relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $ 1/v_\theta $ ) et le temps total écoulé ( $t_e$ ).....	55
Figure 47.	Vue élargie de la relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $ 1/v_\theta $ ) et le temps restant avant effondrement ( $t_r$ ), sur 80 minutes avant effondrement (graphique de gauche) et sur 25 minutes avant effondrement (graphique de droite). ....	56



## LISTE DES ACRONYMES

CNESST :	Commission des normes, de l’équité, de la santé et de la sécurité du travail
ÉTS :	École de technologie supérieure
IRSST :	Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail
JNIOOSH :	National Institute of Occupational Safety and Health, Japon
lidar :	téledétection par laser
MEF :	modèle d’éléments finis
MNEHR :	modèle numérique d’élévation de haute résolution
MPSM :	<i>Mini Pipe Strain Meter</i>
MTMDET :	ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l’Électrification des transports du Québec
OSHA :	Occupational Safety and Health Administration
RIOR-BAS :	radar interférométrique à ouverture réelle basé au sol
RIOS :	radar interférométrique à ouverture synthétique
RSSPM :	radar de surveillance de la stabilité des pentes de mine
SATP :	système d’aéronef télépiloté
SLA :	scanner laser aéroporté
SLT :	scanner laser terrestre
UL :	Université Laval



## 1. INTRODUCTION

Les travaux en tranchée exposent les travailleurs à de nombreux risques. Le risque d'effondrement est le plus important et le plus fréquent lors de tels travaux. Il est malheureusement très souvent sous-estimé, car même un effondrement mineur ou partiel de moins de 1 m<sup>3</sup> de sol peut blesser mortellement un travailleur. L'analyse de 59 rapports de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) concernant des accidents graves et mortels survenus lors de travaux d'excavation et en tranchée réalisés entre juin 1973 et mai 2015 montre qu'il y a eu 51 décès et 25 accidents graves au Québec au cours de cette période (Lan, s.d.). L'effondrement de parois provoque fréquemment des accidents de travail sur les chantiers de construction, et il doit être évité à tout prix. Pour ce faire, les pentes doivent être excavées à un angle sécuritaire, selon le type de sol, ou des murs de soutènement temporaires doivent être érigés pour soutenir les pentes.

Les accidents d'effondrement nous rappellent que la résistance au cisaillement des dépôts de sol naturels n'est pas uniforme et que la stabilité des tranchées varie d'un point à un autre au sein d'un dépôt. Bien que les règlements de l'Occupational Safety and Health Administration (OSHA, 1989a, 1989b, 1989c, 1994), les règlements sur la santé et la sécurité au travail (Health and Safety Executive [HSE], 1974) et divers règlements provinciaux canadiens (en Alberta, *Occupational Health and Safety Act*; en Colombie-Britannique, *Occupational Health and Safety Regulation*; en Ontario, *Construction Projects*) prescrivent des pentes maximales admissibles pour des excavations sécuritaires, il y a toujours un risque de glissement de terrain dans un remblai.

Des effondrements surviennent fréquemment dans le cadre de petits projets de construction, et y sont cause de décès ou de blessures graves (Tamate et Hori, 2017). Bon nombre de ces décès et blessures graves pourraient être évités si les travailleurs pouvaient déceler les signes avant-coureurs d'un effondrement, et ainsi évacuer l'excavation à temps. Des études de cas révèlent que les travailleurs n'ont pas toujours le temps d'évacuer l'excavation pour l'une ou l'autre des raisons suivantes : 1) le temps écoulé entre la fin de l'excavation et la survenue d'un effondrement amène les travailleurs à mal évaluer la stabilité de la masse de sol; 2) des phénomènes de fluage surviennent avant l'effondrement; 3) les mouvements de terrain sont initialement trop faibles pour être détectés par simple observation.

De fait, un glissement de paroi est très difficile à prévoir par simple observation visuelle. Des capteurs de surveillance peuvent être utilisés pour détecter de petits mouvements dans une pente ou une paroi – indicatifs d'un risque accru d'effondrement –, et ainsi prévenir les travailleurs d'un risque imminent. Ceux-ci peuvent alors évacuer l'excavation à temps de sorte à éviter des accidents graves ou mortels. Compte tenu de l'environnement dans lequel de tels appareils de surveillance sont temporairement utilisés sur les chantiers de construction, ils doivent être rapides à installer et faciles à utiliser.

## 1.1 Dispositifs de surveillance des pentes

Au cours de la dernière décennie, différentes technologies ont été développées pour surveiller les mouvements de pente et essayer de prédire les glissements et les effondrements (Wang, Liu, Yang et Xie, 2017). Parmi ces technologies, on peut citer (Jaboyedoff *et al.*, 2012; Kovacevic *et al.*, 2018; Kumar et Villuri, 2015; Wang *et al.*, 2017) :

- radar interférométrique à ouverture synthétique (RIOS);
- radar interférométrique à ouverture réelle basé au sol (RIOR-BAS);
- télédétection par laser (lidar), à partir d'un scanner laser terrestre (SLT) ou d'un scanner laser aéroporté (SLA);
- système d'aéronef télépiloté (SATP);
- photogrammétrie de haute résolution;
- radar de surveillance de la stabilité des pentes de mine (RSSPM).

Les technologies RIOS et lidar sont largement utilisées dans les enquêtes sur les glissements de terrain. Elles peuvent également être utilisées pour d'autres applications telles que i) la détection et la caractérisation des mouvements de masse; ii) l'évaluation des dangers et la cartographie de la susceptibilité aux glissements de terrain; iii) la modélisation des pentes et iv) la surveillance des pentes (Jaboyedoff *et al.*, 2012). Ces deux méthodes peuvent être utilisées pour collecter des données à entrer dans des modèles d'éléments finis (MEF) 2D ou 3D, ou dans des modèles numériques d'élévation de haute résolution (MNEHR). Une fois ces modèles générés, la susceptibilité aux glissements de terrain peut être évaluée. Cependant, la résolution pour ce type de prédiction est généralement élevée (1 m).

Avec la technologie lidar, la précision type du laser est de  $\pm 1,5$  cm pour une distance maximale de 800 à 1000 m (Manetti et Steinmann, 2007) dans des conditions idéales, mais elle est généralement plus faible dans les applications réelles en raison des conditions météorologiques ou d'un matériau offrant une mauvaise réflexion. Selon Jaboyedoff *et al.* (2012), « le scanner laser est aujourd'hui un outil couramment utilisé pour la surveillance des déplacements, même s'il existe peu d'articles publiés à ce sujet. » Le principe de cette technologie consiste à calculer le déplacement de points de contrôle entre deux ensembles de données (deux époques, recueillies à des moments différents). Jaboyedoff *et al.* (2012) ont expliqué que « l'écart-type des mesures entre deux époques peut être assez élevé, et ce, en raison de multiples facteurs, dont la qualité des ensembles de données de SLT, la densité des points, la présence de végétation, la rugosité du relief, la qualité de l'alignement entre les balayages, la position relative ou absolue du SLT, et la variation de la surface du terrain entre les deux époques. » L'écart-type peut varier entre 1 cm pour des distances inférieures à 100 m et des densités de points élevées, et 5 cm à une distance de 100 m, comme l'indique un cas documenté (Prokop et Panholzer, 2009). La méthode SLT est plus fiable que la méthode SLA, bien que les deux méthodes nécessitent un logiciel de traitement de données 3D et du matériel informatique suffisamment puissants pour gérer une énorme quantité de données (nuages de points comportant plusieurs millions de points), car une densité de points élevée est nécessaire pour obtenir une bonne précision.

Les méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes énumérées ci-dessus présentent encore certaines limites. En effet, le RIOS a une faible résolution temporelle (1/mois), ce qui le rend inadapté aux mouvements rapides. Le RIOR-BAS nécessite une visibilité directe, ce qui le rend problématique sur les chantiers de construction; il requiert en outre une lourde installation pour une surveillance en temps réel. Le lidar a une précision limitée (environ 1 cm dans des conditions de laboratoire à longue portée), il nécessite une visibilité directe (ce qui peut être problématique sur un chantier de construction ou en zone urbaine), et il demande un post-traitement assez exigeant en main-d'œuvre, ce qui le rend peu pratique pour une application en temps réel (Kovacevic *et al.*, 2018). Par ailleurs, Kumar et Villuri (2015) ont noté que la surveillance par laser présente le même inconvénient que la surveillance par prisme : elle ne peut pas fournir une alerte rapide de glissement ou d'effondrement permettant une réaction opportune. Dans leur étude, ils ont utilisé un RSSPM, fondé sur la technologie radar, pour surveiller en temps réel la stabilité des pentes de mines à ciel ouvert. Ils ont toutefois signalé qu'un tel système produit des données à interpréter en quelques minutes. Enfin, la photogrammétrie de haute résolution et le SATP ont une précision limitée (Kovacevic *et al.*, 2018).

La plupart des méthodes décrites ci-dessus ont été développées en contexte d'exploitation minière ou pour la surveillance de la stabilité des pentes sur de grandes surfaces, où les mouvements de terrain sont considérablement plus importants et se développent sur une période plus longue avant glissement ou effondrement par rapport aux pentes ou tranchées à plus petite échelle couramment rencontrées sur les chantiers de construction des villes ou en zone urbaine. Certains scanners lidar ont récemment été développés pour les chantiers de construction, comme le scanner laser FARO Focus 3D S120 (Kovacevic *et al.*, 2018). Cependant, le prix du scanner lui-même (environ 15 000 \$ US) et le besoin de logiciels et de matériel informatique particuliers pour traiter les données rendent cette solution souvent peu pratique. De plus, le temps de traitement peut s'avérer trop long pour prédire le glissement d'une pente ou d'une paroi de tranchée avant sa survenue effective.

## **1.2 Le *Mini Pipe Strain Meter***

Il y a quelques années, comme aucun appareil de surveillance ne permettait de détecter les glissements de pentes ou les effondrements de tranchées tels qu'ils se présentent couramment sur les chantiers de construction à petite échelle, le National Institute of Occupational Safety and Health, Japon (JNIOHSH) a développé le *Mini Pipe Strain Meter* (MPSM). Le MPSM a été testé avec des sols japonais pour mesurer l'augmentation de la déformation de cisaillement dans le sous-sol peu profond des remblais. Lorsqu'une augmentation de la déformation est détectée – ce qui indique un glissement ou un effondrement imminent –, le MPSM émet des signaux sonore et lumineux pour prévenir les travailleurs à temps d'évacuer la tranchée.

Le chapitre suivant décrit le MPSM tel qu'il a été développé au JNIOHSH. L'objectif de la présente expertise, réalisée dans la province de Québec, est ensuite présenté au chapitre 3, suivi d'une description de la méthodologie utilisée (chapitre 4), d'une présentation des données obtenues avec le MPSM dans des sols types du Québec (chapitre 5), d'une analyse approfondie de ces données (chapitre 6) et des conclusions pouvant être tirées de cette expertise (chapitre 7).



## 2. DÉVELOPPEMENT DE LA TECHNOLOGIE MPSM AU JNIOHSH

### 2.1 Prédiction de l'effondrement d'une tranchée par déformation de cisaillement en sous-surface peu profonde

Les chercheurs du JNIOHSH ont développé une nouvelle technique de mesure simple et fiable qui permet de surveiller la stabilité des tranchées pour assurer la sécurité des travaux (Tamate et Hori, 2017). Cette technique diffère des méthodes conventionnelles utilisées en mécanique des sols en ce qu'elle repose sur le *Mini Pipe Strain Meter* (MPSM), un instrument spécialement conçu pour mesurer la déformation de cisaillement dans la sous-surface peu profonde des pentes (Tamate, 2010), un domaine auparavant ignoré.

La figure 1 présente une vue schématique de la distribution d'une déformation dans l'axe horizontal ( $\epsilon_x$ ) près de l'épaule d'un remblai. Dans cet exemple, tiré de l'analyse du modèle d'éléments finis (MEF), une forte augmentation de  $\epsilon_x$  est survenue près de la surface de glissement, et son incrément a convergé avec une augmentation de la distance de la surface de glissement. Cependant, il semble qu'une petite déformation dans la sous-surface peu profonde ait également été mobilisée, et qu'elle corresponde au développement de la surface de glissement.

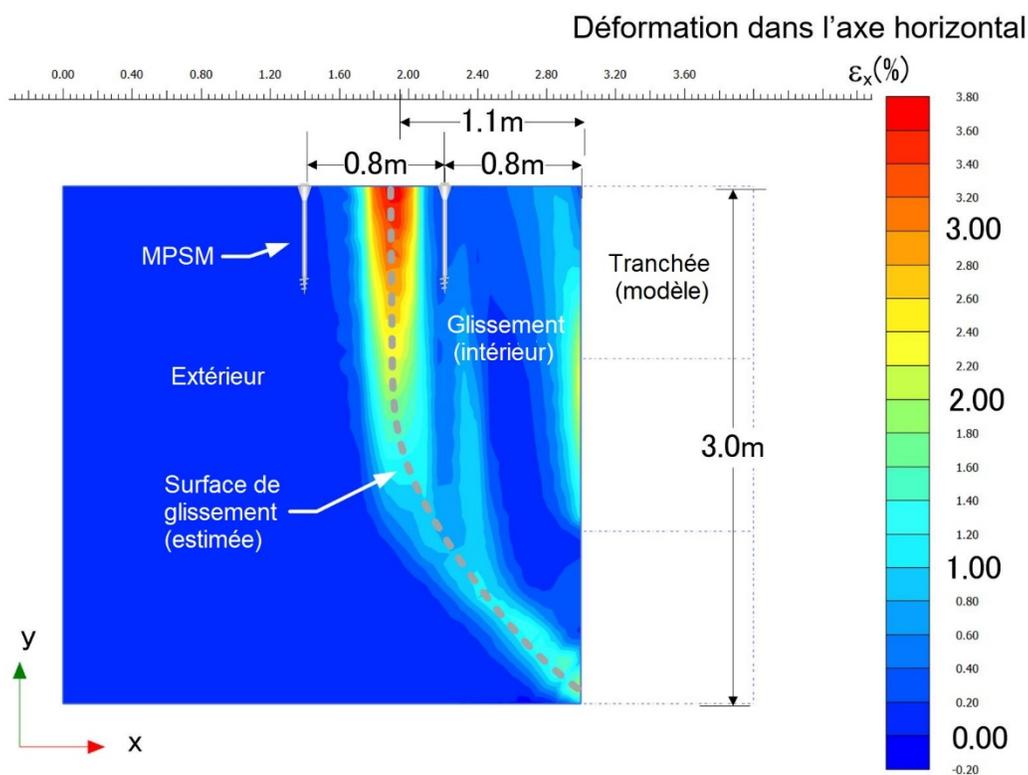


Figure 1. Distribution d'une déformation dans l'axe horizontal, telle que calculée à partir de l'analyse du modèle d'éléments finis.

## 2.2 Description et installation du MPSM

Le MPSM (Tamate et Hori, 2017; Tamate et Hori, 2018b) est constitué d'une tige compacte et flexible de 10 mm de diamètre, de 0,60 m de long et d'un poids d'environ 350 g (3,6 N) (figure 2). Une pointe de vis de 80 mm de long montée en bout de tige permet au MPSM de pénétrer dans le sol sans forage préalable. Une extrémité conique de 100 mm de long permet d'exercer une compression latérale sur le sol environnant de manière à ce que le MPSM réagisse au mouvement de la pente par déformation en flexion. Le MPSM peut être installé rapidement au moyen d'une perceuse portable à piles (figure 3) ou d'une clé à rochet manuelle. Le système d'alerte MPSM émet un signal sonore pour avvertir les travailleurs qu'un glissement ou un effondrement est imminent. Une pile D confère au MPSM une autonomie de 20 jours (figure 2).

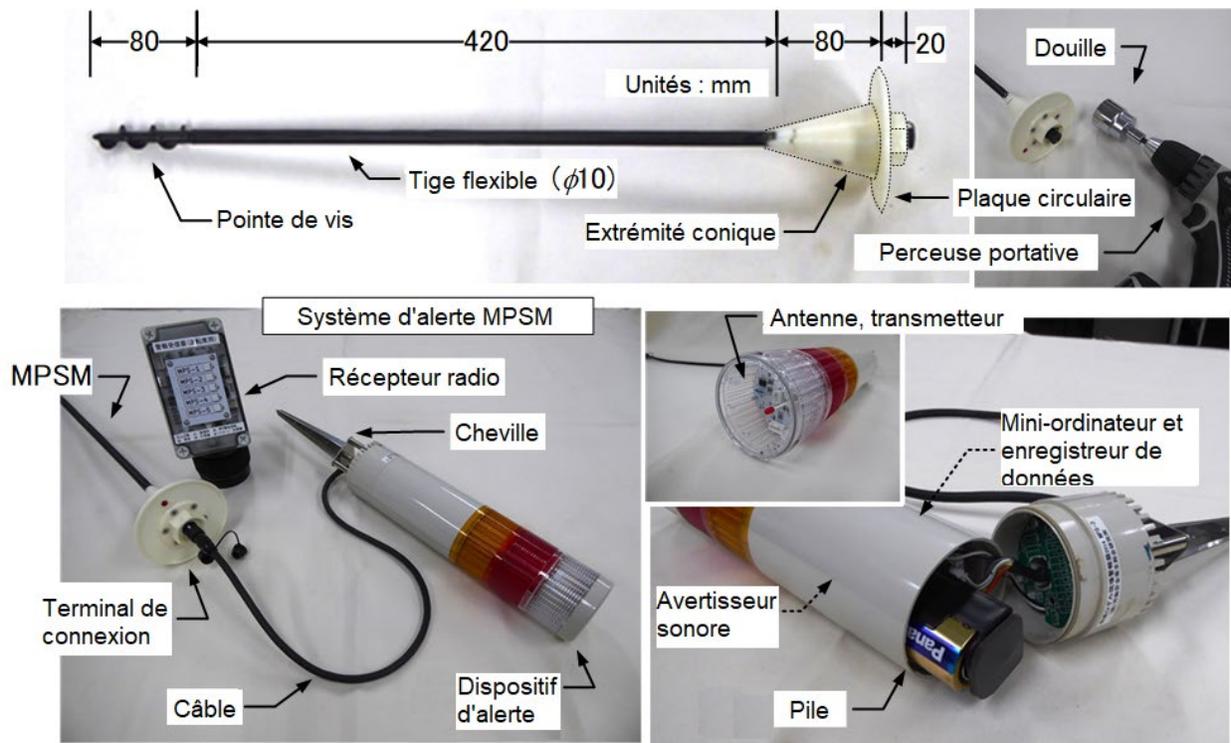


Figure 2. Éléments constituant du *Mini Pipe Strain Meter* (MPSM).



**Figure 3. Installation du MPSM à l'aide d'une perceuse portative en moins de 10 secondes.**

## 2.3 Expérience en laboratoire avec le MPSM

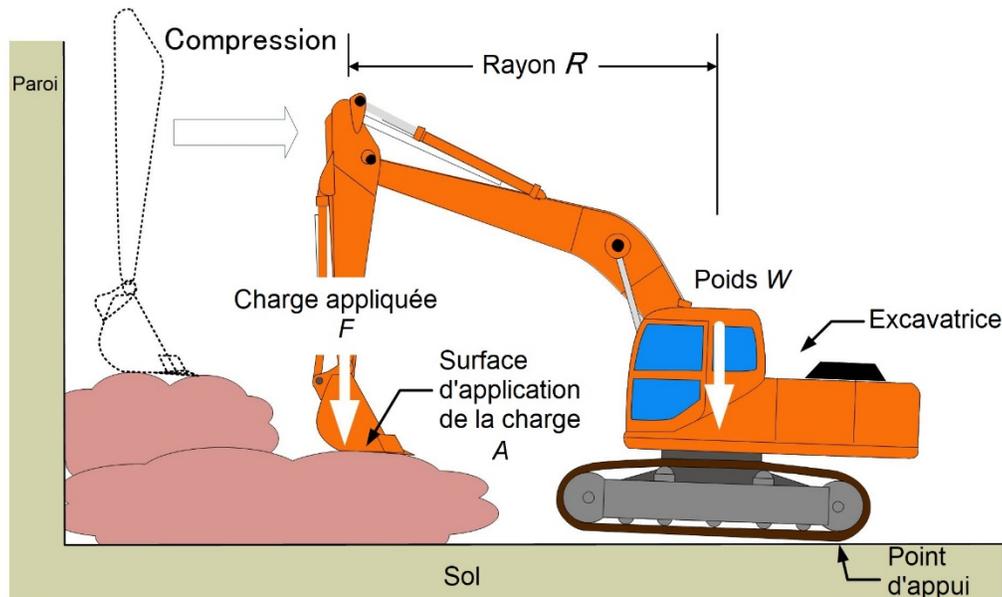
### 2.3.1 Préparation d'un modèle de pente à l'échelle réelle

Un effondrement de tranchée a été simulé dans un modèle de pente composée de glaise de Kanto et préparée avec une teneur en humidité optimale correspondant à l'état non saturé des dépôts de sol à faible profondeur. Le tableau 1 présente les propriétés physiques de la glaise de Kanto, un type de sol cohésif non saturé d'origine volcanique au Japon.

**Tableau 1. Propriétés de la glaise de Kanto**

Densité des particules de sol $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,759
Sable (0,075 ~ 2 mm) %	6,2
Limon (0,005 ~ 0,075 mm) %	45,3
Argile (diamètre < 0,005 mm) %	48,5
Limite de liquidité $\omega_L$ (%)	158,3
Limite de plasticité $\omega_p$ (%)	97,7
Indice de plasticité $I_p$	60,6
Densité sèche $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	0,665
Teneur optimale en eau $\omega_{opt}$ (%)	102,0

Aux fins de préparation du modèle de pente, une couche de glaise de Kanto de 0,3 m a été étalée sur une surface d'essai en laboratoire (figure 4). Des compressions statiques ont ensuite été effectuées à l'aide d'une excavatrice. Un godet de finition de pente a été utilisé pour appliquer une pression uniforme sur le sol déposé. Un rayon ( $R$ ) entre le godet et le centre de rotation de la structure supérieure de l'excavatrice a été maintenu à environ 3,5 m afin qu'une valeur de charge ( $F$ ) constante soit appliquée sur la surface d'application de la charge ( $A$ ).



**Figure 4. Compression statique du matériau de sol à l'aide d'une excavatrice pour la préparation du modèle de pente.**

Les valeurs des paramètres pour cette expérience en laboratoire sont indiquées dans le tableau 2. Il existe une relation linéaire entre la résistance au cisaillement du sol ( $c$ ) et la pression exercée en compression ( $p$ ). Le coefficient de cette relation dépend du type de sol. Dans le cas de la glaise de Kanto utilisée dans cette expérience en laboratoire, ce coefficient était de 0,2 (Tamate, Suemasa et Katada, 2005). La relation entre  $c$  et  $p$  a donc été dérivée comme dans l'équation 1 :

$$c = 0,2 \times p \quad (1)$$

Pendant qu'une pression statique ( $p$ ) de  $23 \text{ kN/m}^2$  était appliquée par le godet (figure 4), une résistance au cisaillement uniforme d'environ  $5 \text{ kN/m}^2$  a été calculée relativement au modèle de pente.

**Tableau 2. Conditions de compression statique à l'aide d'un engin de chantier**

Poids de l'excavatrice $W$	116 kN
Rayon $R$	3,5 m
Charge appliquée $F$	33,8 kN
Surface d'application de la charge par le godet $A$	0,9 m $\times$ 1,6 m
Pression en compression $p$ ( $F/A$ )	$23 \text{ kN/m}^2$

Ce modèle de pente mesurait 3,0 m de haut, 4,0 m de large et 2,8 m de long au sommet, et il avait une inclinaison de 45 degrés (figure 5 et figure 7a). Des feuilles de plastique ont été mises en place pour lubrifier la surface entre le sol et les murs en béton afin de réduire le frottement.

Des extensomètres (DTP), des inclinomètres (ASG) et des MPSM ont été installés sur la surface plane au sommet de la pente avant d'entreprendre l'excavation (figure 5c, figure 6 et tableau 3). Deux ensembles de DTP ont été installés le long de la ligne R10, comme indiqué dans la figure 7b, à intervalle de 0,8 m de sorte que les incréments du déplacement ( $d$ ) puissent être mesurés. Les boîtes des capteurs DTP ont été fixées à une poutre reliant les deux côtés des murs en béton, et munies de fils connectés à des chevilles au sol. Deux ensembles d'ASG ont également été installés le long de la ligne R10, et les mesures ont été effectuées à la même hauteur que les DTP, de sorte que les incréments d'inclinaison ( $i$ ) puissent être mesurés en surface. Six ensembles de MPSM ont en outre été installés par paires le long des lignes CL, R05 et R15 (figure 7b). Les MPSM de chaque paire ont été disposés à intervalle de 0,8 m, comme pour les ASG, de sorte que les incréments de la déformation de cisaillement interprétée ( $\theta$ ) puissent être mesurés.

La déformation de cisaillement interprétée ( $\theta$ ) se définit comme le rapport du déplacement différentiel ( $s$ ) à la longueur effective ( $L$ ) du MPSM (figure 7a), comme l'indique l'équation 2 (Tamate, Hori, Mikuni et Suemasa, 2013).

$$\theta(\%) = \frac{s}{L} \times 100 \quad (2)$$

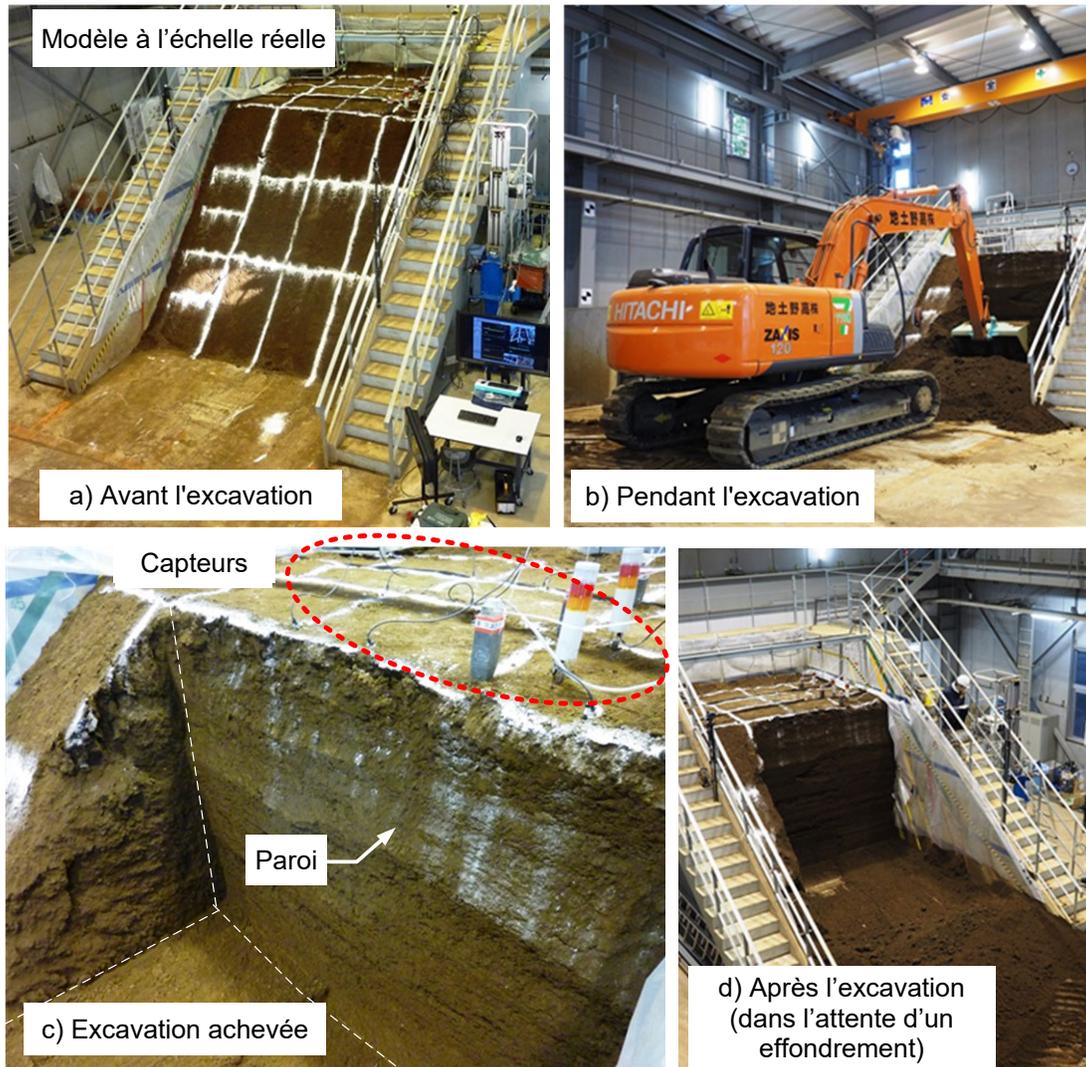
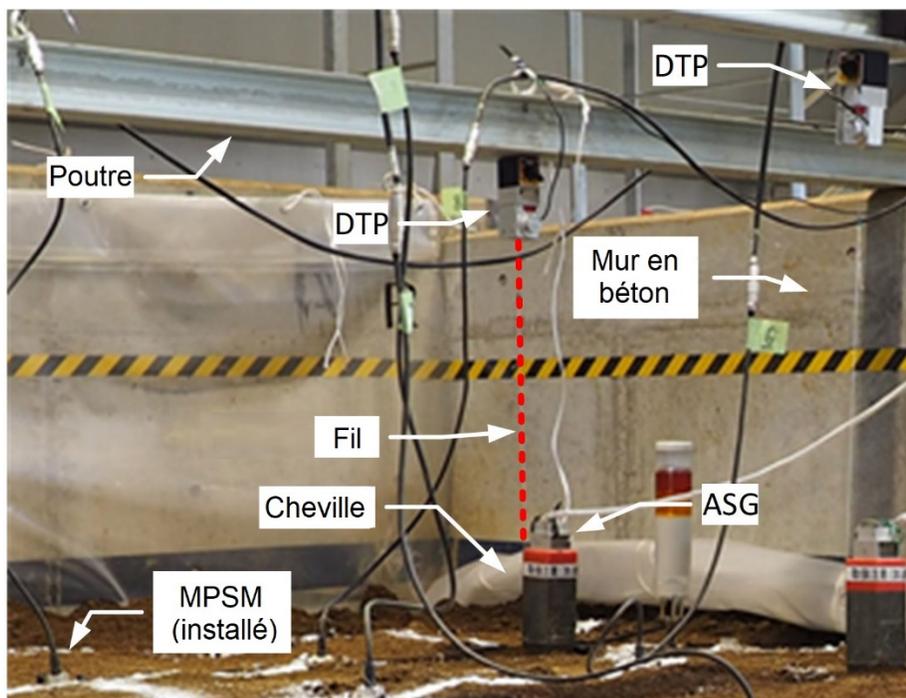


Figure 5. Progression de l'excavation, qui a fini par rendre la pente instable.

Tableau 3. Caractéristiques des capteurs

Symbole	Type de capteur	Fabricant	Capacité nominale	Sortie nominale
MPSM	Transducteurs de type « à flexion de poutre » développés au JNIOSSH en tant que <i>Mini Pipe Strain Meter</i>	MARUTO Testing Machine Co., Ltd	10,37 % (déformation de cisaillement interprétée $q$ )	3,0 mV/V
DTP	Transducteurs de déplacement de type « à fil » (DTP-05MDS) utilisés comme extensomètres	Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd.	500 mm	5,0 mV/V
ASG	Accéléromètres (AS-5TG) utilisés comme inclinomètres		$\pm 49,03 \text{ m/s}^2$ ( $\pm 5G$ )	0,5 mV/V

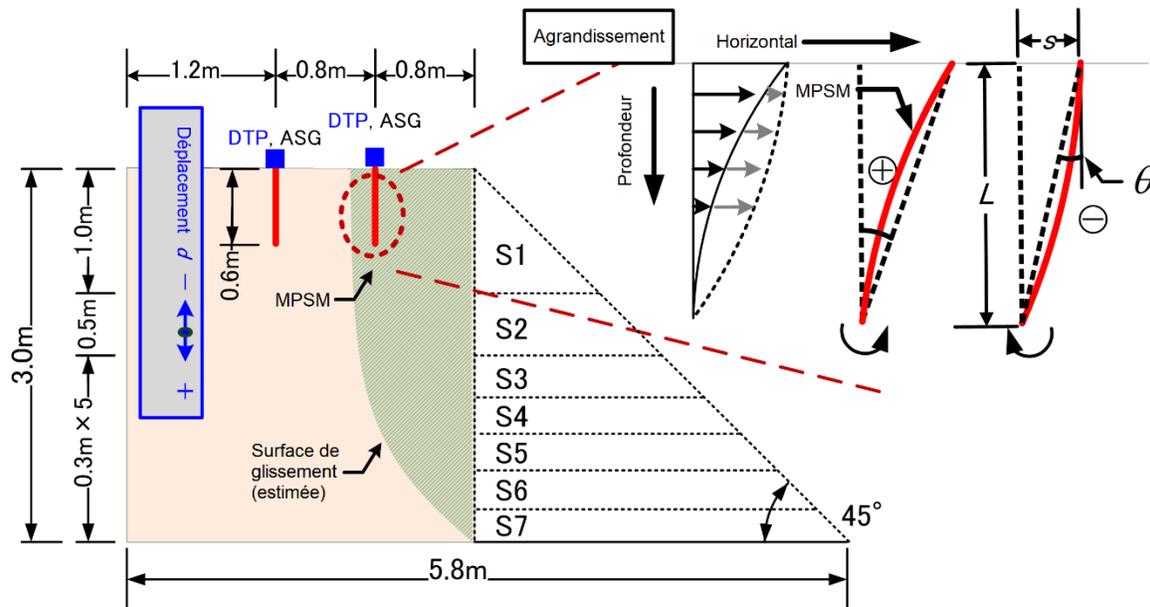


**Figure 6. Installation de DTP pour mesurer le tassement de la surface près de l'épaulement.**

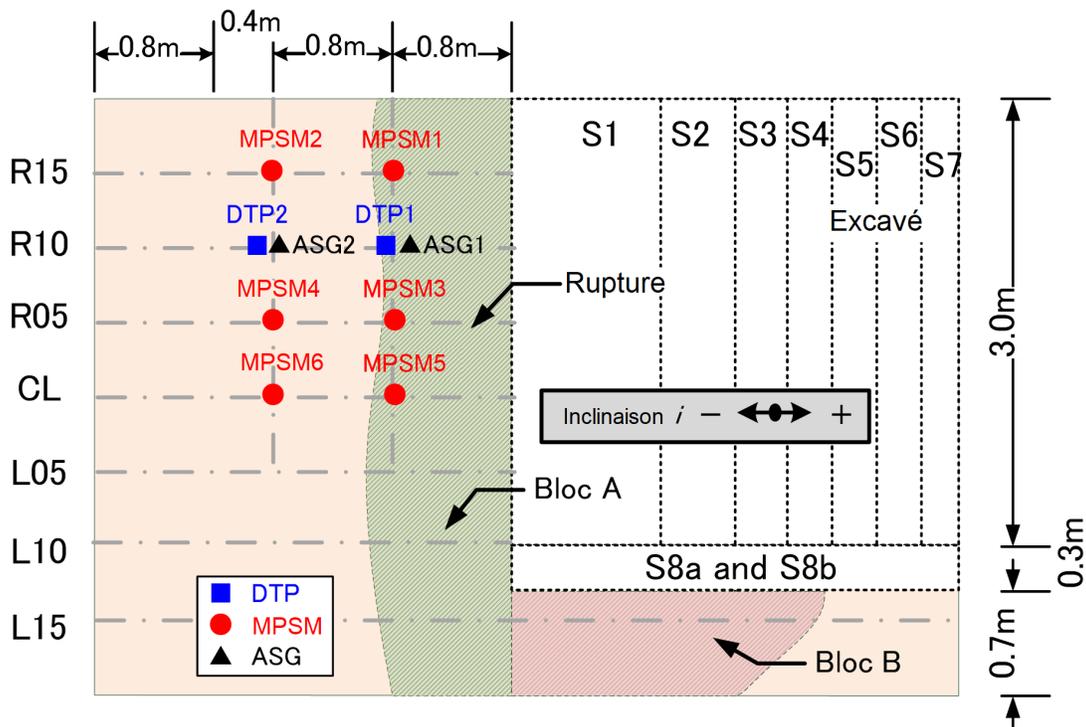
Huit étapes d'excavation verticale (S1 à S8) ont été réalisées avec l'excavatrice pour rendre la pente instable (figure 7a,b). Après l'étape S7, alors que les mouvements n'étaient pas enregistrés par les capteurs, les étapes S8a et S8b ont été ajoutées au plan expérimental. Au cours des étapes S1 à S7, une excavation de 3,0 m de large a été réalisée dans l'épaulement, tandis que l'étape S8 consistait à excaver une bande de 0,3 m de large le long du côté gauche du modèle de pente, et ce, en deux sous-étapes (S8a sur une largeur de 0,15 m et S8b sur une largeur de 0,15 m, pour une largeur totale de 0,3 m). Comme l'indique la figure 10, l'intervalle de temps entre ces deux sous-étapes a été d'environ 15 minutes.

Un intervalle de 30 minutes a été accordé entre chaque étape pour observer tout mouvement éventuel après excavation (sauf entre les étapes S5 et S6, où l'intervalle a été d'environ une heure, comme on le voit dans la figure 10). Chaque segment d'excavation n'a duré que quelques minutes sur les 30 minutes d'intervalle entre chaque étape.

Un effondrement catastrophique s'est produit 23 minutes après l'excavation finale, au cours de l'étape S8b, réalisée à 3,0 m de profondeur.



a) Vue latérale

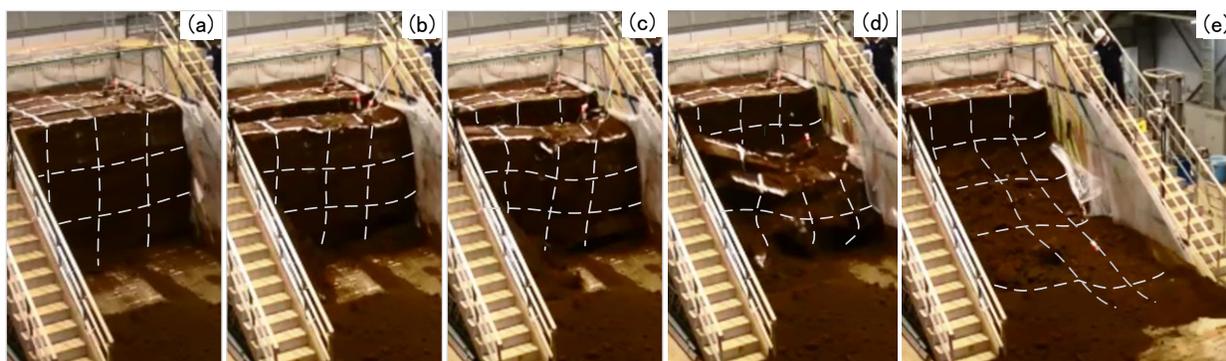


b) Vue en plan

Figure 7. Position des capteurs installés et portions de l’excavation illustrées avec a) vue latérale et b) vue en plan.

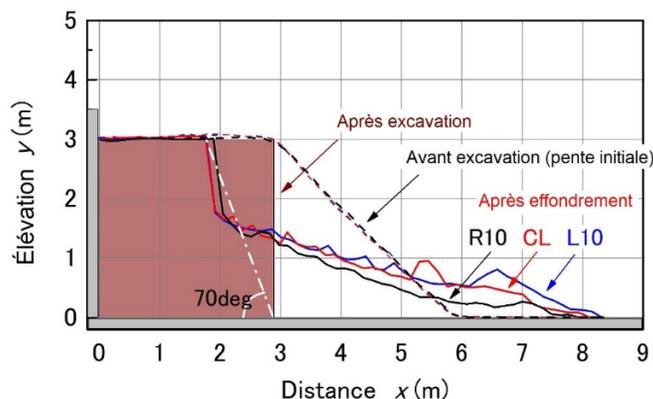
### 2.3.2 Analyse expérimentale du mouvement près de l’épaulement

La figure 8 montre le processus d’effondrement de la paroi excavée en cinq photos prises en cinq secondes environ. Des fissures apparaissent en surface au sommet du remblai dans la figure 8(a). La position du bloc effondré est aussi indiquée dans la figure 7b. La figure 8(b) et (c) montre qu’une masse de sol s’est affaissée. Cette masse s’est fractionnée en deux plus petites parties (figure 8(d)). La masse effondrée s’est ensuite étalée sur le sol (figure 8(e)). Comme la pente restante du côté gauche soutenait toujours la paroi de la tranchée, l’épaulement ne s’est pas déplacé parallèlement au début de l’effondrement. Cependant, la paroi de la tranchée s’est finalement entièrement effondrée.



**Figure 8. Processus d’effondrement de la paroi excavée en cinq secondes.**

Il était impossible de détecter une augmentation du risque avant effondrement par simple observation visuelle de la paroi de la tranchée. Une telle situation est dangereuse, car les personnes qui travaillent dans les tranchées n’ont pas conscience de la menace croissante indiquée par l’élargissement des fissures (Tamate et Hori, 2018a). La figure 9 montre la forme de la tranchée après effondrement. Étant donné que les trois courbes R10, CL et L10 (voir leur emplacement dans la figure 7) sont presque identiques, l’effondrement enregistré en laboratoire est comparable aux conditions de déformation plane. Une paroi verticale est apparue à une hauteur comprise entre 1,6 et 3,0 m. Le sol effondré s’est étalé sur une distance d’environ 5 m.



**Figure 9. Profil de la pente avant et après excavation, et après effondrement.**

La figure 10 montre la réaction des trois types de capteurs – DTP, ASG et MPSM – du début de l'excavation jusqu'à l'effondrement. Le temps écoulé  $T$  est indiqué sur l'axe horizontal inférieur. Les étapes d'excavation sont étiquetées S1 à S8b sur l'axe horizontal supérieur. Des intervalles de quinze minutes ont été inclus pour indiquer une convergence de l'augmentation entre S8a et S8b. Deux courbes dans chaque groupe de capteurs montrent les données obtenues sur deux lignes différentes. Les résultats expérimentaux ont été calculés dans des conditions équivalentes en ce qui concerne la distance de l'épaulement. La paroi excavée s'est effondrée à 4,6 heures, 23 minutes après le segment S8b de l'étape d'excavation finale.

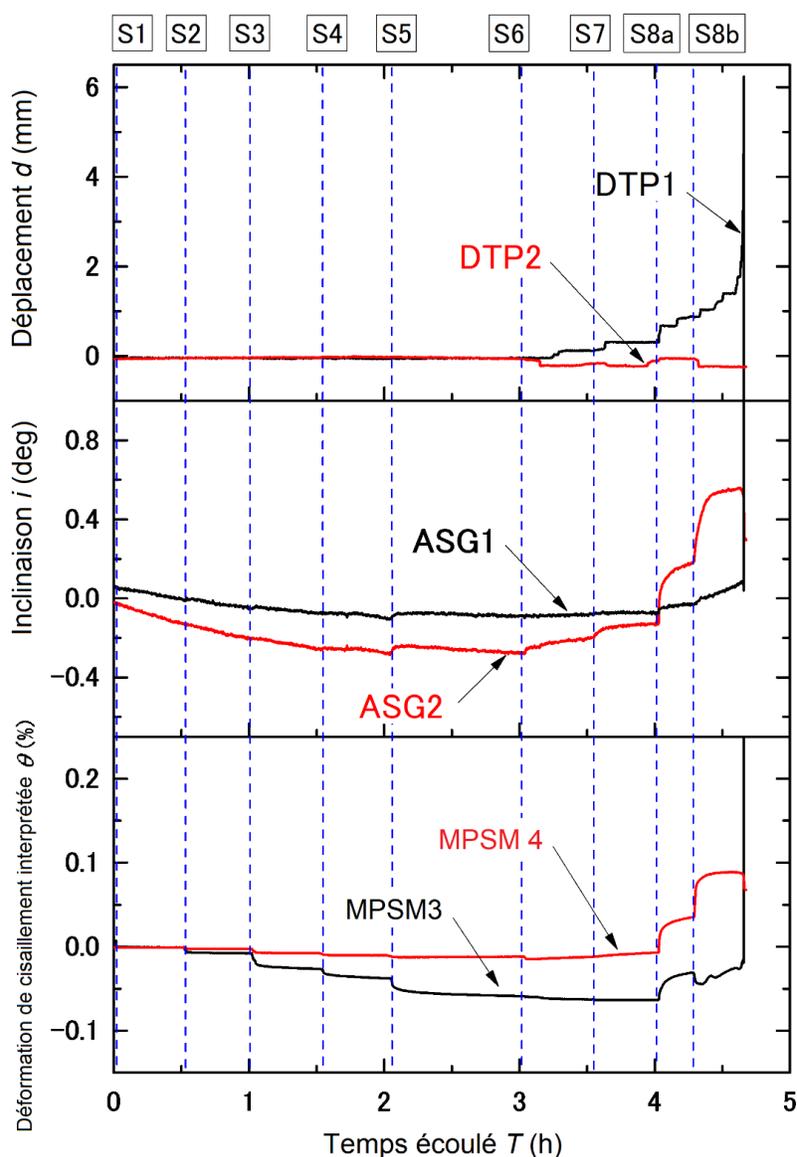


Figure 10. Réaction des capteurs des DTP, des ASG et des MPSM avant effondrement.

Une réaction accrue des capteurs est survenue avant l'effondrement. La valeur de déplacement  $d$  sur le capteur du DTP1, situé à 0,8 m de l'épaulement, a affiché une nette augmentation après l'excavation de l'étape S6. De plus, cette valeur a augmenté de manière significative quelques minutes à peine avant l'effondrement. Pendant ce temps, le DTP2 se trouvait à l'extérieur de la zone d'effondrement (à 1,6 m de l'épaulement), et ses données n'ont pas montré une nette augmentation.

Le signal d'inclinaison  $i$  a affiché une lente décroissance à partir du début de l'excavation de l'étape S1. La décroissance de l'ASG2, qui se trouvait plus loin de l'épaulement, s'est avérée plus importante que celle de l'ASG1. Plus tard, ces deux signaux d'ASG ont commencé à augmenter peu de temps après l'excavation de l'étape S6. Les données de l'ASG2 ont affiché un incrément en deux temps avant l'effondrement, tandis que l'ASG1 a présenté une augmentation rapide et importante lors de l'effondrement après avoir connu une augmentation progressive. En ce qui concerne les ASG, une réaction plus importante a été enregistrée au capteur le plus éloigné de l'épaulement. Par conséquent, les données des DTP et des ASG affichent des résultats opposés quant à la relation entre l'amplitude de la réaction et la distance de l'épaulement. Cela pourrait être dû au fait que la direction des réactions, lesquelles sont verticales ou horizontales, est enregistrée différemment par les capteurs.

Les courbes du MPSM3 et du MPSM4 se sont accentuées après l'étape S8a, suivant une décroissance entre 0 et 4 h. Les formes des courbes d'ASG et de MPSM étaient assez semblables (forme en deux segments). En outre, l'amplitude de l'augmentation pour le MPSM3 était de près de 0,1 % de  $\theta$ , ce qui était comparable au MPSM4. Il semble que le fait de placer le capteur du MPSM un peu plus loin de l'épaulement (le MPSM4 se trouvait à une distance de 1,6 m de l'épaulement) assure une lecture plus claire du mouvement de terrain.

Une baisse de la valeur  $\theta$  d'un MPSM (ou l'augmentation d'une lecture négative) signifie qu'un déplacement horizontal a une distribution en forme de tonneau avec une augmentation de la profondeur excavée. Une augmentation positive indique une déformation horizontale ayant une distribution en forme d'arc. Après l'étape S8b, les courbes du DTP1, de l'ASG1 et du MPSM3 ont affiché une augmentation linéaire avant l'effondrement, bien que la charge appliquée dans le modèle ait déjà été constante au moment où l'excavation finale de l'étape S8b s'est achevée. Par conséquent, des phénomènes de fluage ont été détectés dans les mesures autour de l'épaulement de la tranchée.

### **2.3.3 Discussion**

#### **2.3.3.1 Détection d'une menace d'effondrement à partir des phénomènes de fluage**

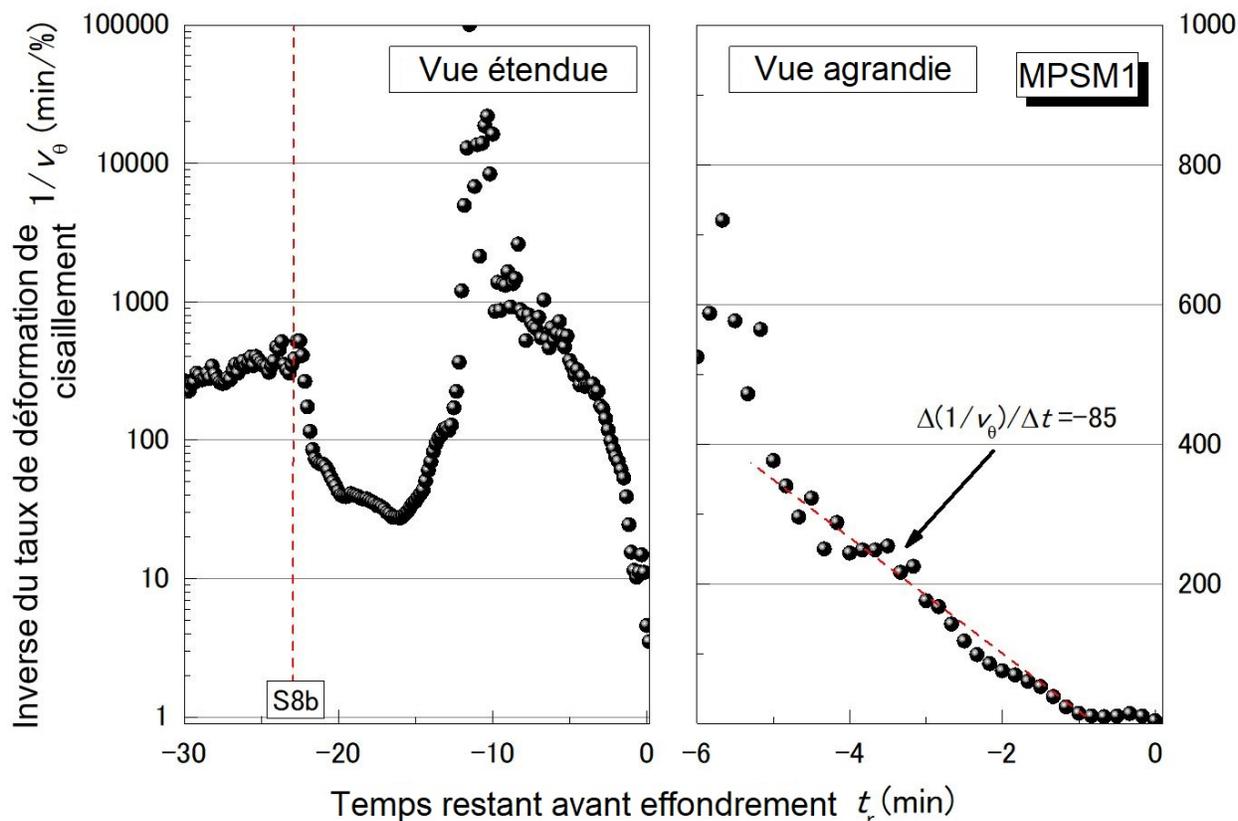
La distribution de la déformation horizontale dans la figure 1 montre l'existence d'une déformation de cisaillement horizontale en sous-surface peu profonde. Le MPSM réagit au mouvement du sol et à sa déformation de flexion.

En 1965, Saito (1965) a présenté une étude visant à prévoir le moment de survenue d'un glissement de pente en repérant un deuxième et un troisième fluage dans les données de déplacement enregistrées par des extensomètres. Fukuzono (1985, 1996) a également proposé une méthode pour prédire le moment de survenue d'un glissement en fonction de la relation entre le temps écoulé ( $t_e$ ) et la valeur inversée du taux de déplacement ( $1/v_d$ ). Un glissement se produit lorsque la valeur de  $1/v_d$  tend vers zéro. Par conséquent, le temps restant avant un glissement peut être estimé à partir d'une courbe de régression entre  $t_e$  et  $1/v_d$ . Le modèle de pente d'essai a révélé que des phénomènes de fluage existent sous forme de déformation de cisaillement dans la sous-surface peu profonde, de même qu'il y a déplacement à la surface de la pente.

De fait, une nette augmentation de la déformation de cisaillement dans la sous-surface peu profonde a été confirmée par le MPSM dans le modèle de pente à l'échelle réelle. Il a en outre été prouvé que ce phénomène reflète une augmentation de la menace de glissement d'une pente. Par conséquent, la détection du deuxième ou du troisième fluage pourrait donner quelques minutes aux travailleurs pour évacuer les lieux.

Le côté gauche de la figure 11 montre la relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement  $1/v_\theta$  et le temps restant avant l'effondrement d'une tranchée  $t_r$  selon une échelle logarithmique dans l'axe vertical. Dans cette figure,  $v_\theta$  se définit comme la valeur par minute de l'incrément de  $\theta$ . Une valeur nulle (zéro) de  $t_r$  correspond au moment de l'effondrement de la tranchée. Les valeurs négatives de  $t_r$  indiquent le temps restant avant effondrement. On peut donc y voir une forme de vitesse. Lorsque  $t_r$  était de  $-10$ , les valeurs de  $1/v_\theta$  du MPSM1 étaient distribuées à plus de 1000 min/%. Cela signifie que moins de 0,001 %/min de  $v_\theta$  est apparu 10 min avant effondrement. Cependant,  $1/v_\theta$  a affiché une diminution radicale alors que  $v_\theta$  a augmenté lorsque  $t_r$  est passé de  $-10$  à 0 min.

Le côté droit de la figure 11 fournit une vue étendue selon une échelle linéaire dans l'axe vertical, et affiche des valeurs de  $1/v_\theta$  comprises entre 10 et 400 min/% lorsque  $t_r$  était de  $-5$  à  $-1$  min. Les valeurs de  $v_\theta$  ont été calculées comme étant comprises entre 0,0025 et 0,1 %/min. Par conséquent, tout comme dans le cas du deuxième fluage, la déformation de cisaillement s'est essentiellement accélérée au gré de son augmentation. Une nette augmentation de la déformation de cisaillement en sous-surface peu profonde a de fait été confirmée dans le modèle à l'échelle réelle. Il a en outre été prouvé que ce phénomène reflète une augmentation de la menace d'effondrement d'une tranchée. Il en découle que la détection des phénomènes de fluage donnerait aux travailleurs quelques minutes pour évacuer les lieux.



**Figure 11. Inverse de la vitesse de déformation de cisaillement telle que fournie par le MPSM1.**

## 2.4 Conclusions de l’expérience en laboratoire

Des essais ont été effectués avec le modèle de pente à l’échelle réelle pour évaluer la méthode de détection du risque d’effondrement d’une tranchée durant une excavation. Les essais ont confirmé que les capteurs conventionnels et le MPSM détectaient tous deux la menace d’effondrement plus tôt qu’une simple observation visuelle de la part d’un expérimentateur. Étant donné que de petits mouvements ont été enregistrés par les capteurs avant effondrement, une surveillance de cet ordre peut permettre de détecter une menace imminente.

Les inclinomètres et les extensomètres sont largement utilisés comme appareils de surveillance conventionnels des glissements de terrain, lesquels prennent généralement la forme d’importants glissements de pentes. Ces systèmes comportent de nombreux ensembles de capteurs, de dispositifs d’acquisition de données, d’appareils de communication électriques, etc. De plus, l’installation de tels systèmes sur un site s’avère très coûteuse et chronophage. La surveillance des ruptures de sol relative aux glissements de terrain diffère considérablement de celle qui concerne les effondrements de tranchées, car les conditions de mesure y sont très différentes en termes de temps et d’espace. La taille de la zone à surveiller est particulièrement restreinte sur les petits chantiers de construction où il s’agit, par exemple, d’excaver une tranchée ou d’effectuer des travaux sur une pente. En revanche, quelques semaines sont nécessaires pour installer les appareils de surveillance requis pour de grandes pentes présentant un risque de glissement de

terrain. Compte tenu du temps qu'il faut pour les installer, les capteurs conventionnels ne sont donc pas adaptés à la surveillance de petites pentes et excavations dans le but d'assurer la sécurité des travailleurs; un système plus facile à installer et à utiliser s'avère nécessaire.

La méthode faisant appel au MPSM a l'avantage d'être simple et réactive, et elle peut avantageusement faciliter les observations humaines sur les chantiers de construction. Avant effondrement, la déformation de cisaillement augmente aussi bien dans la sous-surface peu profonde que dans la surface de glissement. Il a été déterminé que la détection du deuxième ou du troisième fluage pouvait donner quelques minutes aux travailleurs pour évacuer les lieux. Par conséquent, cette expérience en laboratoire permet de conclure que la menace de blessures dues à un effondrement du sol peut être réduite en utilisant la méthode et le capteur proposés (Tamate, Satoshi et Hori, 2017).

En résumé, les essais en laboratoire sur le modèle à l'échelle réelle en matière de glissement de pente et de paroi (National Institute of Occupational Health and Safety, Japan [JNIOOSH], 2012) ont montré que :

- 1) le MPSM avait détecté le risque de glissement de pente dans les conditions propres aux essais;
- 2) de petites déformations de cisaillement à faible profondeur avaient clairement été mobilisées, et correspondaient au développement de surfaces de glissement plus en profondeur;
- 3) la détection du deuxième ou du troisième fluage pouvait laisser quelques minutes aux travailleurs pour évacuer la tranchée;
- 4) l'augmentation du risque de glissement de pente ou d'effondrement de paroi n'était pas détectable par simple observation;
- 5) aucune fissure et aucun mouvement de terrain n'avaient pu être observés avant effondrement;
- 6) le temps écoulé avant effondrement dépendait du sol et des conditions d'excavation;
- 7) le glissement de la pente ou l'effondrement de la paroi pouvait être prédit par des mesures; par conséquent, le risque pouvait également être détecté à l'avance grâce à la surveillance.

En prévenant d'un effondrement imminent, le MPSM aide à réduire le risque de blessures par effondrement. Bref, le MPSM n'est pas un système de prévention de glissement de pente ou d'effondrement de paroi, mais une méthode de surveillance des risques. D'autres mesures de sécurité doivent être utilisées conjointement au MPSM.

### 3. OBJECTIF

Le MPSM a été développé pour surveiller la stabilité des tranchées et l'effondrement des parois dans des sols types du Japon, et les résultats d'essais en laboratoire ont montré que le MPSM fonctionnait efficacement avec de tels sols. La présente expertise visait donc à déterminer si le MPSM fonctionnerait efficacement *in situ* dans l'argile sensible, caractéristique de la mer de Champlain et de la sous-surface de plus de 80 % du territoire habité de la province de Québec (Lafleur, Chiasson, Asselin et Ducharme, 1987; Lafleur, Silvestri, Asselin et Soulié, 1988; Péloquin, 1992).

En vertu d'une collaboration entre le JNIOHSH et l'IRSST, le *Mini Pipe Strain Meter*, développé par les chercheurs du JNIOHSH, a été utilisé dans la paroi verticale d'une excavation non étançonnée lors d'essais sur le terrain réalisés dans le cadre d'un grand projet de recherche intitulé *Classification des sols et sélection des systèmes d'étaçonnement pour l'excavation des tranchées* (Galy, LeBoeuf, Chaallal et Lan, 2021, Rapport n° [R-1144-fr](#)). Le MPSM a été utilisé pour surveiller le comportement de la paroi d'une tranchée et pour déterminer sa capacité à prévenir les travailleurs d'un effondrement imminent de la paroi de sorte qu'ils puissent évacuer l'excavation à temps.



## 4. MÉTHODOLOGIE

### 4.1 Site d'essai de Louiseville

D'après les résultats d'un programme d'essais en laboratoire réalisés en 2017 et portant sur des échantillons d'argile intacts provenant du dépôt d'argile de la mer de Champlain (Lafleur, Chiasson, Asselin et Ducharme, 1987; Lafleur, Silvestri, Asselin et Soulié, 1988; Péroquin, 1992), le site de Louiseville du ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) a été retenu comme site d'essai. Ce site se trouve à environ 100 km au nord-est de Montréal (Figure 12).



**Figure 12. Emplacement de la municipalité de Louiseville par rapport à la mer de Champlain et au golfe de Laflamme.**

Adapté de « Mer de Champlain », 2012 (consulté le 20 juin 2020, [https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer\\_de\\_Champlain#/media/Fichier:Champlain\\_Sea.png](https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer_de_Champlain#/media/Fichier:Champlain_Sea.png)).

Le tableau 4 présente les propriétés géotechniques du site d'essai de Louiseville (Demers et Leroueil, 2002; Leroueil *et al.*, 2003) : teneur en eau ( $e$ ), indice de plasticité ( $I_p$ ), indice de liquidité ( $I_L$ ), sensibilité ( $S_t$ ), pourcentage de particules d'un diamètre inférieur à  $2\ \mu\text{m}$ , angle de friction effectif du sol normalement consolidé ( $\Phi'_{nc}$ ), taux de surconsolidation (OCR) et pression de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ).

**Tableau 4. Propriétés géotechniques des sols de Louiseville selon un échantillon de 200 mm**

$e$ (%)	$I_p$ (%)	$I_L$ (%)	$S_t$	< $2\ \mu\text{m}$ (%)	$\Phi'_{nc}$ (°)	OCR	$\sigma'_p$ (kPa)
55–88	42	0,9–1,6	1,1–1,6	73–85	28	1,7–5,4	82–280

La figure 13 montre la résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ ) et la résistance résiduelle au cisaillement non drainé ( $S_{ur}$ ) du site de Louiseville du MTMDET, telles que mesurées par l'IRSST et l'Université Laval en 2018, et comparées aux valeurs obtenues par Leroueil *et al.* (2003). Les valeurs de résistance au cisaillement non drainé ont été obtenues soit par essai scissométrique, soit par essai de pénétration au cône (CPT).

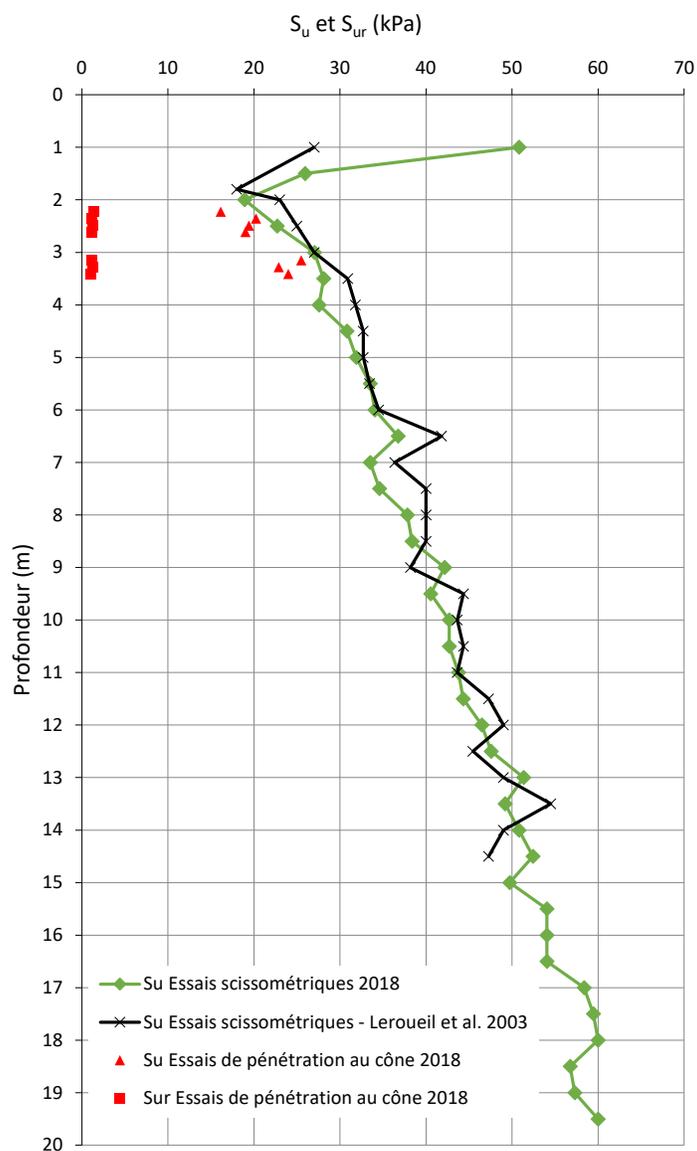


Figure 13. Résistance au cisaillement non drainé ( $S_u$ ) et résistance résiduelle au cisaillement non drainé ( $S_{ur}$ ) de l'argile de Louiseville.

## 4.2 Essais expérimentaux sur le terrain

Des essais expérimentaux sur le terrain ont été effectués dans deux des tranchées préparées pour le projet de recherche de l’IRSST portant sur la classification des sols et la sélection des systèmes d’étaionnement pour l’excavation des tranchées (Galy *et al.*, 2021). Les tranchées A1 et A2, illustrées dans la figure 14, ont été creusées dans un sol argileux sensible sur le site d’essai de Louiseville. Une surcharge ( $q$ ) de 30 kPa a été appliquée au moyen de blocs en béton installés près des parois de l’A2 (tableau 5).

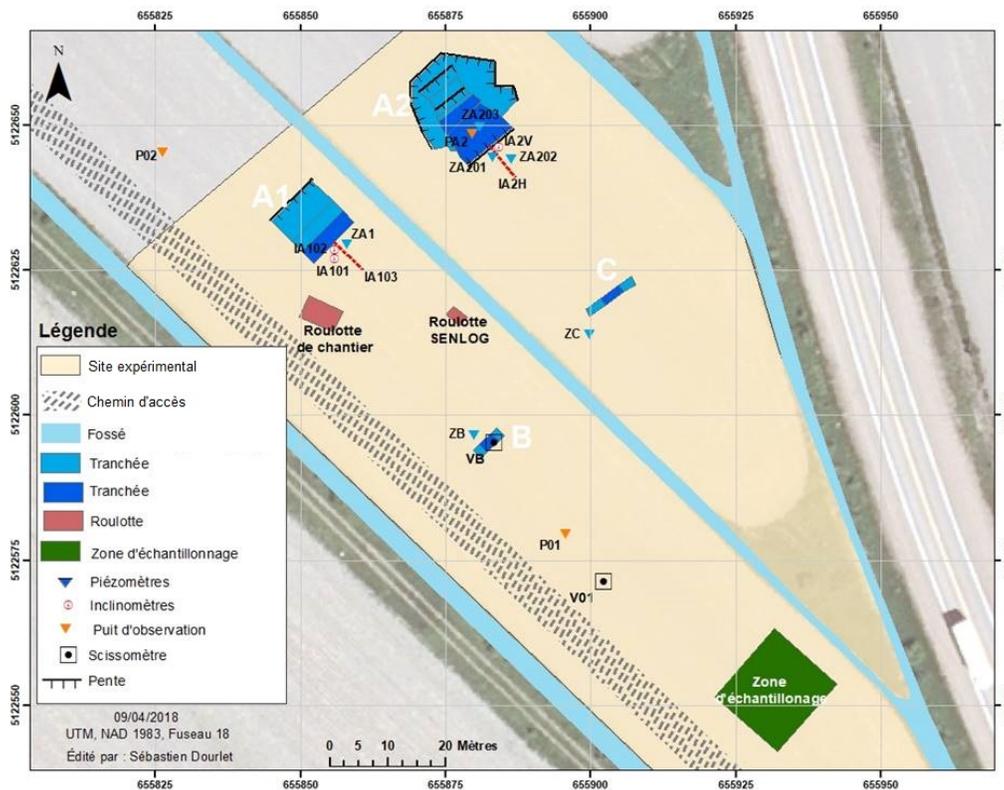


Figure 14. Implantation des tranchées.

**Tableau 5. Caractéristiques des essais expérimentaux en sol argileux sensible.**

Série	Longueur (m)	Section d'essai	Essai n°	Description	Hauteur H (m)	Surcharge q (kPa)
A	10	1	A1	Non étançonné, 1 paroi verticale et 1 paroi en gradins	5	0
		1	A2	Non étançonné, 1 paroi avec une pente de 1,6:1 et 1 paroi en gradins	4,2	0
		1	A2	Non étançonné, 1 paroi avec une pente de 1,6:1 et 1 paroi en gradins	4,2	30

### 4.3 Configuration du site et instruments

La figure 14 montre l'implantation des tranchées et les instruments utilisés par l'IRSST sur le site d'essai. Les instruments utilisés au site d'essai sont décrits dans le tableau 6, et les détails relatifs à l'emplacement des différents instruments utilisés pour les tranchées A1 et A2 sont donnés dans les figures 15, 16 et 18.

**Tableau 6. Instruments utilisés au site d'essai et essais géotechniques.**

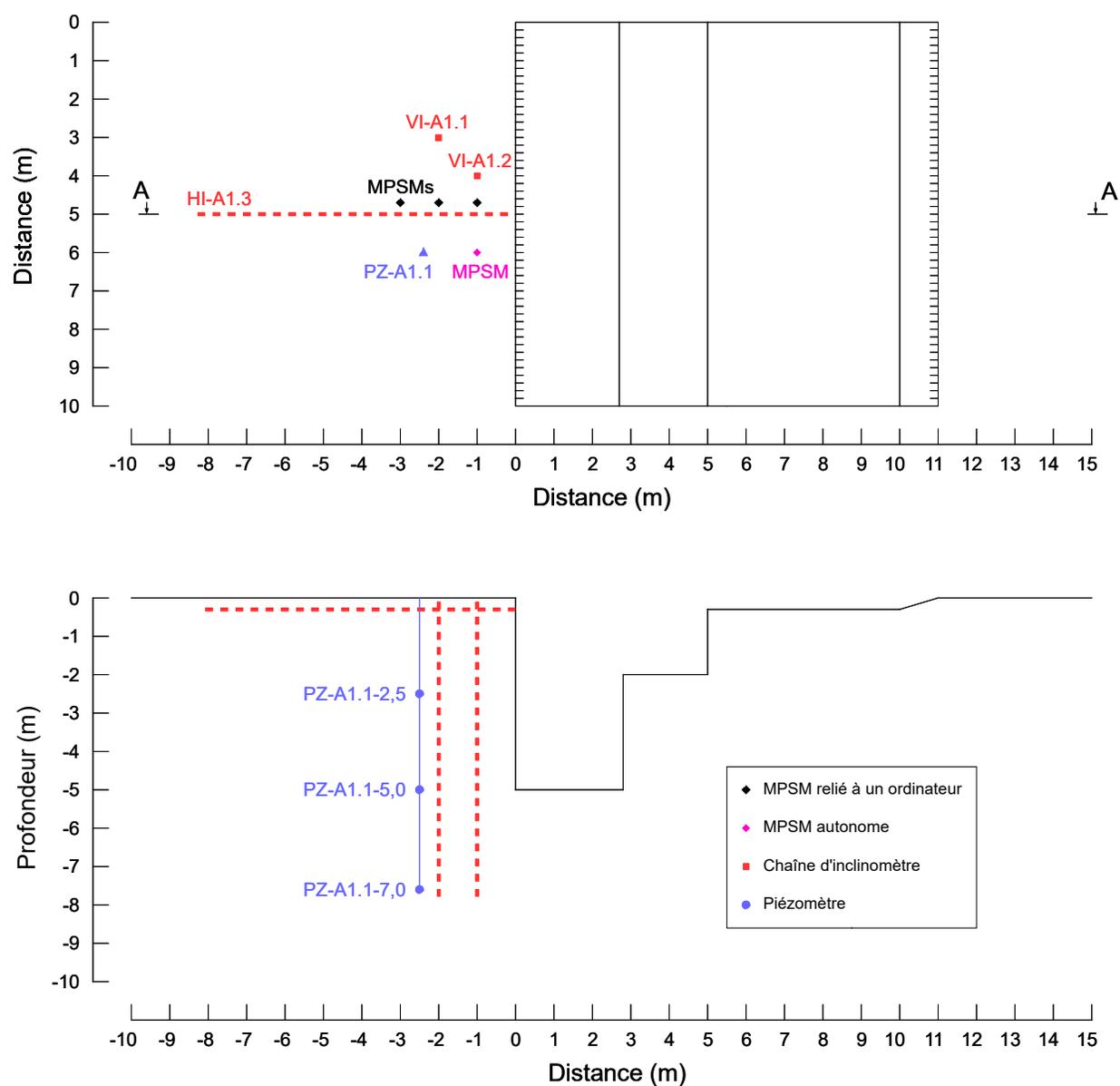
Instrument/essai	Numéro	Description	Symbole
Piézomètre	6	Piézomètres à fil vibrant Roctest, modèles PWL et PWS (modèle PWL : capacité de 0,070 MPa; modèle PWS : capacité de 0,2 MPa)	
Inclinomètre	5	Mesurand SAAV, 5 m de longueur, subdivisé en dix sections de 500 mm, installé dans des tubes Geo-Lok de 70 mm	
Tubes d'échantillonnage	4	Échantillonneur de l'Université Laval (φ 200 mm, hauteur 600 mm) (Rochelle, Sarrailh, Tavenas, Roy et Leroueil, 1981)	
Fosse d'observation de la nappe phréatique	3	1,8 m de profondeur, colonne ouverte	
Essai scissométrique	2	Roctest M-1000	
Fosse d'exploration	1	Réalisée en juin 2017	
MPSM	4	1 MPSM autonome 3 MPSM reliés à un ordinateur	

Le système SENSLOG utilisé pour l'enregistrement des données a été préparé par la Roctest Company. Dans son mémoire, Dourlet (2019) a détaillé l'étalonnage des instruments, leur installation et l'enregistrement des données utilisées dans le cadre du projet. Il a également décrit les procédures suivies pour les essais scissométriques et l'échantillonnage des tubes, de même que les observations faites lors de l'excavation de la fosse d'exploration en juin 2017.

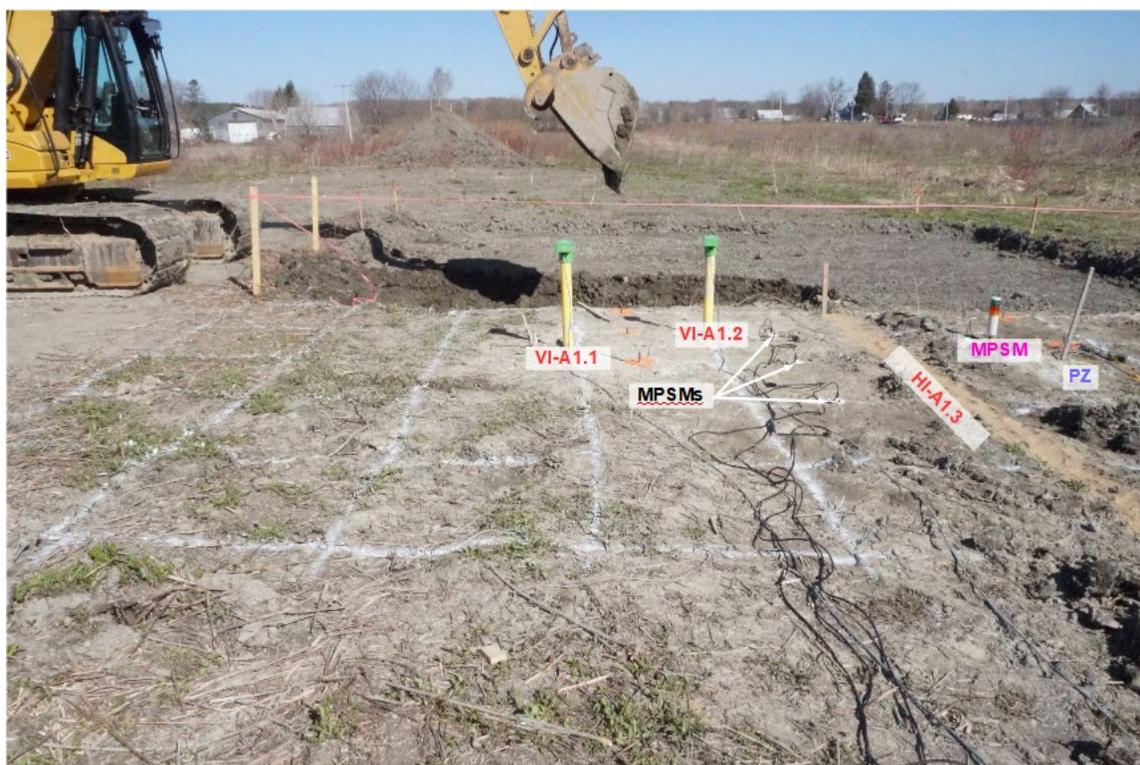
#### **4.3.1 Tranchée A1**

La tranchée A1 mesurait 10 m de long, 8,75 m de large et 5 m de profondeur, comportait 1 paroi verticale et 1 paroi en gradins, et était instrumentée avec des piézomètres, des inclinomètres et des MPSM, comme illustré dans la figure 15. Le *Code de sécurité pour les travaux de construction* mentionne qu'une mesure de protection des travailleurs est obligatoire lorsqu'une tranchée ou une excavation est profonde de plus de 1,2 m. Aux fins de la présente expertise, une profondeur de 5 m a été retenue afin de s'assurer qu'un effondrement de tranchée se produirait lors de nos expériences. Cependant, il est à noter qu'il s'agirait là de conditions de travail hautement dangereuses, et que ce choix s'inscrivait dans un scénario hypothétique conçu pour évaluer la capacité du MPSM à prédire un glissement de paroi à partir d'une estimation du phénomène de fluage.

L'excavation de la tranchée A1 a commencé le 8 mai 2018 avec une excavatrice Caterpillar 315D. Avant le début de l'excavation, un quadrillage du sol adjacent à la paroi verticale a été effectué avec de la peinture blanche aux fins de surveillance des mouvements de terrain (figure 16). Trois MPSM ont été installés à 1 m d'espacement entre axes, le premier d'entre eux se trouvant à environ 1 m de la paroi verticale et étant relié au dispositif d'alerte (MPSM relié à un ordinateur dans la figure 15). Un MPSM supplémentaire a aussi été installé à 1 m de l'épaulement (MPSM autonome dans la figure 15). Cet emplacement a été choisi parce qu'une augmentation de la déformation de cisaillement avant effondrement avait été mesurée à faible profondeur près de l'épaulement lors des essais précédents réalisés au laboratoire du JNIOHSH. Cet emplacement est pratique pour une utilisation réelle *in situ*, car l'espace où les capteurs peuvent être installés est généralement restreint sur les sites d'excavation urbains.



**Figure 15. Vue en plan (haut) et vue latérale (bas) de la tranchée A1, longue de 10 m, large de 8,75 m et profonde de 5 m, comportant 1 paroi verticale et 1 paroi en gradins.**



**Figure 16. Excavation de la tranchée A1.**

Des procédures particulières ont été suivies pour l'excavation de la tranchée A1 par souci de sécurité (figure 17). Bien que la profondeur de tranchée initialement prévue ait été de 6 m, les conditions du site sont devenues dangereuses à environ 5 m, de sorte qu'il a été décidé d'arrêter l'excavation à cette profondeur (5 m).

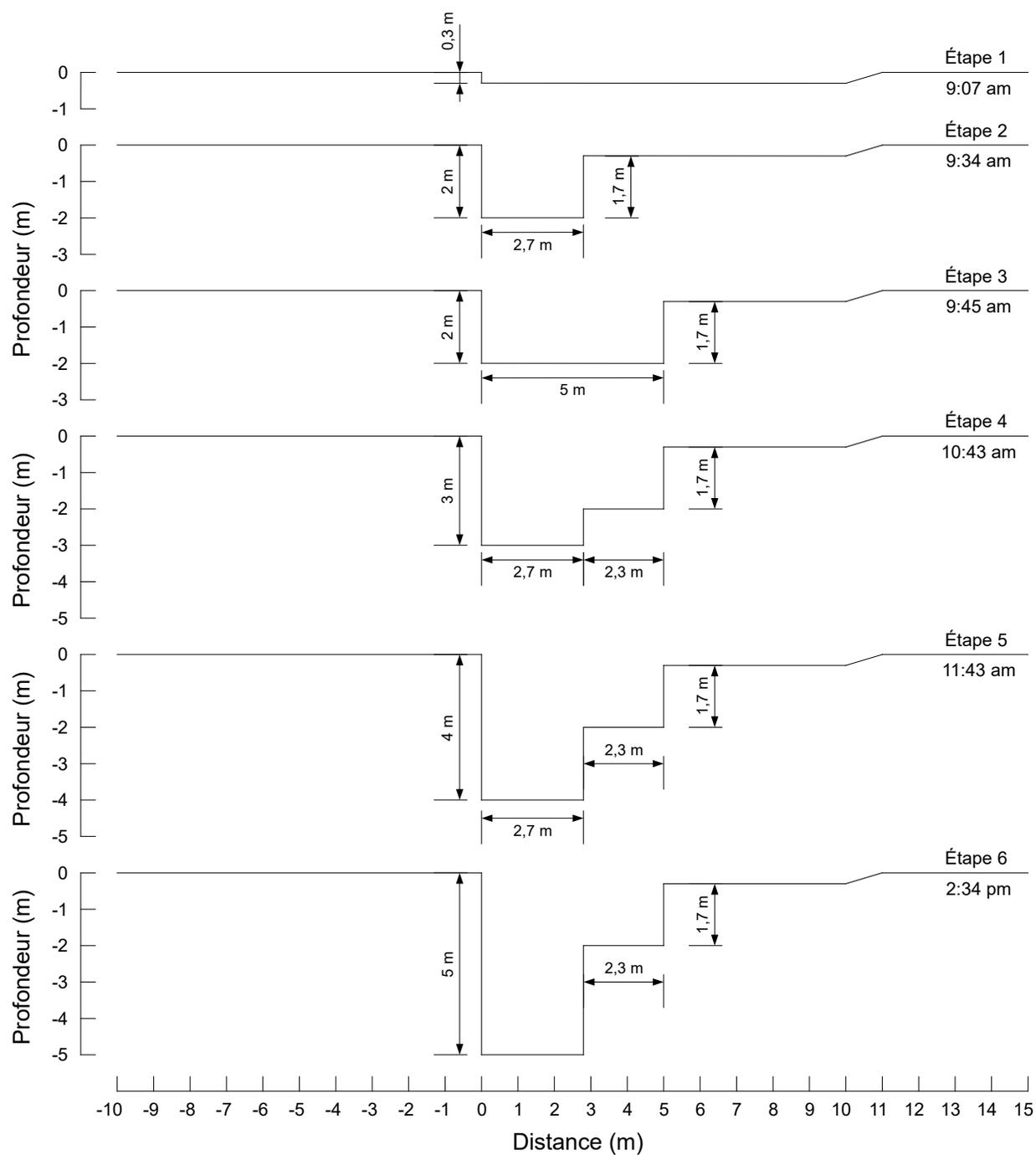
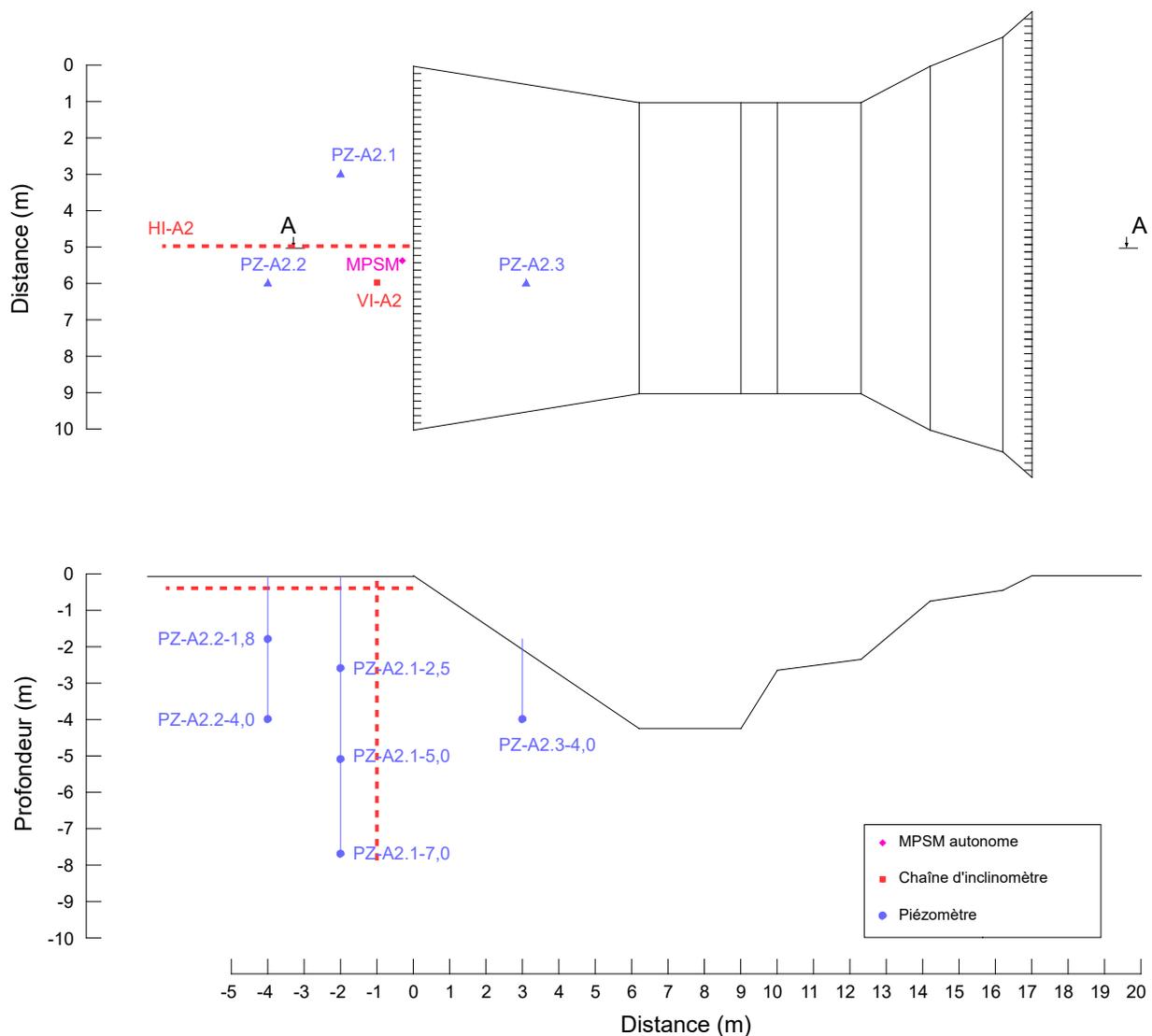


Figure 17. Procédures d'excavation de la tranchée A1.

### 4.3.2 Tranchée A2

La tranchée A2 mesurait 10 m de long, environ 20 m de large et 4,2 m de profondeur, comportait 1 paroi de 1,6:1 et 1 paroi en gradins, et était instrumentée avec des piézomètres, des inclinomètres et des MPSM, comme illustré dans la Figure 18.



**Figure 18. Vue en plan (haut) et vue latérale (bas) de la tranchée A2, longue de 10 m, large d’environ 20 m et profonde de 4,2 m, comportant 1 paroi de 1,6:1 et 1 paroi en gradins.**

#### 4.3.2.1 Excavation de la tranchée A2

Avant le début de l'excavation, un quadrillage du sol adjacent à la paroi de 1,6:1 a été effectué avec de la peinture orange aux fins de surveillance des mouvements de terrain (figure 19). Un MPSM a été installé à environ 1 m de la paroi de 1,6:1, et relié au dispositif d'alerte, comme indiqué dans la figure 19. L'excavation a été effectuée avec une excavatrice Caterpillar 315D et une excavatrice Caterpillar 320 (figure 20).

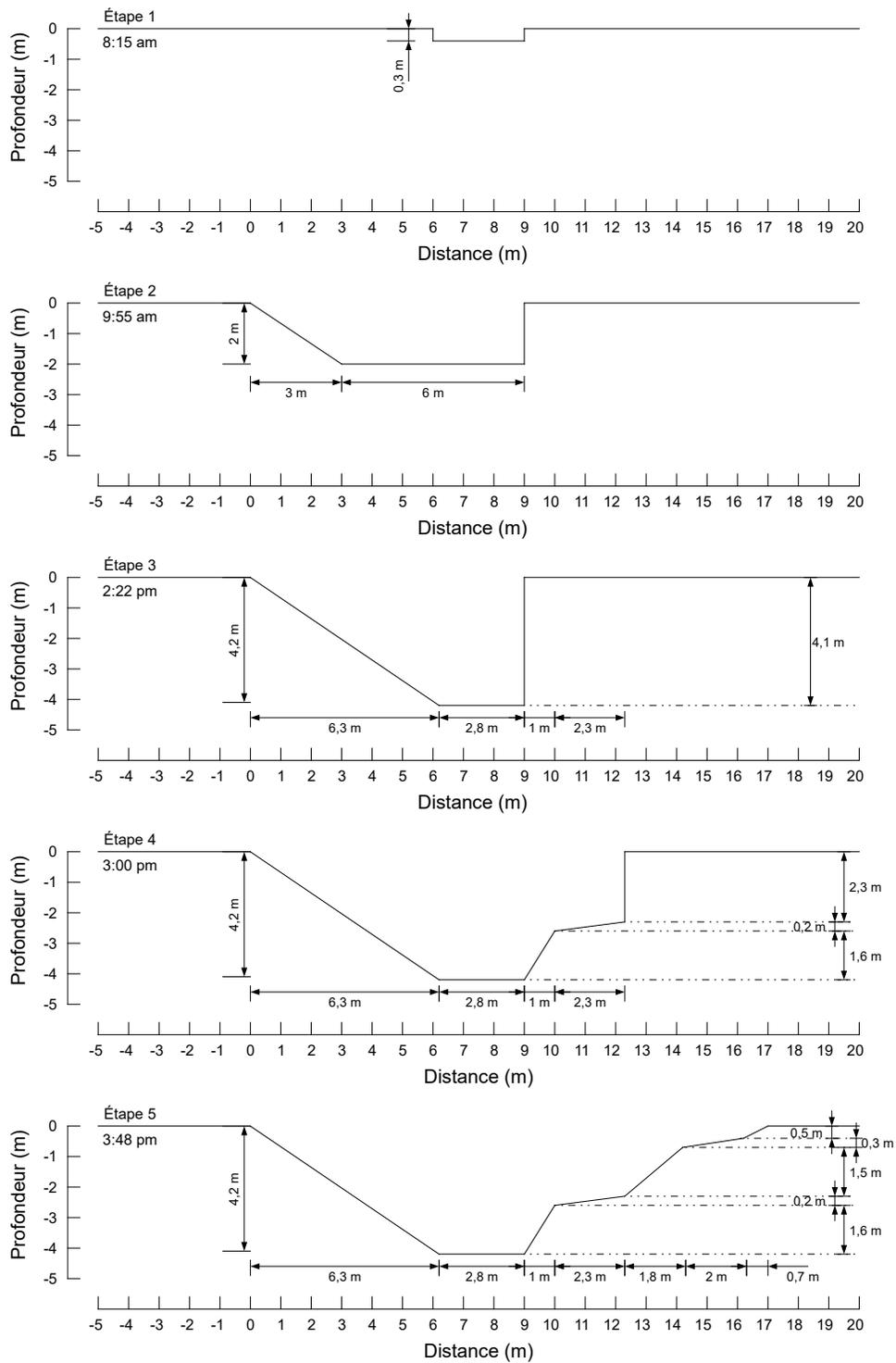
Comme pour la tranchée A1, des procédures particulières ont été suivies pour l'excavation de la tranchée A2 par souci de sécurité (figure 21). La profondeur de tranchée initialement prévue était de 6 m, mais lorsque les conditions du site sont devenues dangereuses à une profondeur d'environ 4 m, il a été décidé d'arrêter l'excavation à une profondeur de 4,2 m et de charger ensuite la paroi de 1,6:1 avec des blocs en béton pour simuler une paroi de 6 m de profondeur. La figure 22 montre la progression de l'excavation de la tranchée A2.



**Figure 19.** Tranchée A2 et quadrillage adjacent à la peinture orange pour surveiller les mouvements de terrain.



**Figure 20.** Excavation de la tranchée A2 avec des excavatrices Caterpillar 315 et 320.



**Figure 21. Procédures d'excavation de la tranchée A2.**

		
Étape 2 Profondeur : 2 m 9:55	Étape 3 Profondeur : 4,18 m 14:22	Finale Profondeur : 4,18 m 15:48
Excavation étape par étape avec une pente de 1,6:1, avec infiltration d'eau dans l'argile oxydée	Profondeur maximale pour la pelle mécanique utilisée sur le site	Tranchée A2 achevée

**Figure 22. Progression de l’excavation de la tranchée A2.**

#### 4.3.2.2 Chargement de la tranchée A2

La tranchée A2 a été laissée ouverte pendant trois mois. Afin de simuler une paroi de 6 m de profondeur, la paroi de 1,6:1 a été chargée de blocs en béton et de sable au cours de la semaine du 6 août 2018. La paroi de 1,6:1 a initialement été chargée de blocs en béton (figure 23) selon un premier (figure 24) et un deuxième (figure 25) schémas de chargement.



**Figure 23. Chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton.**

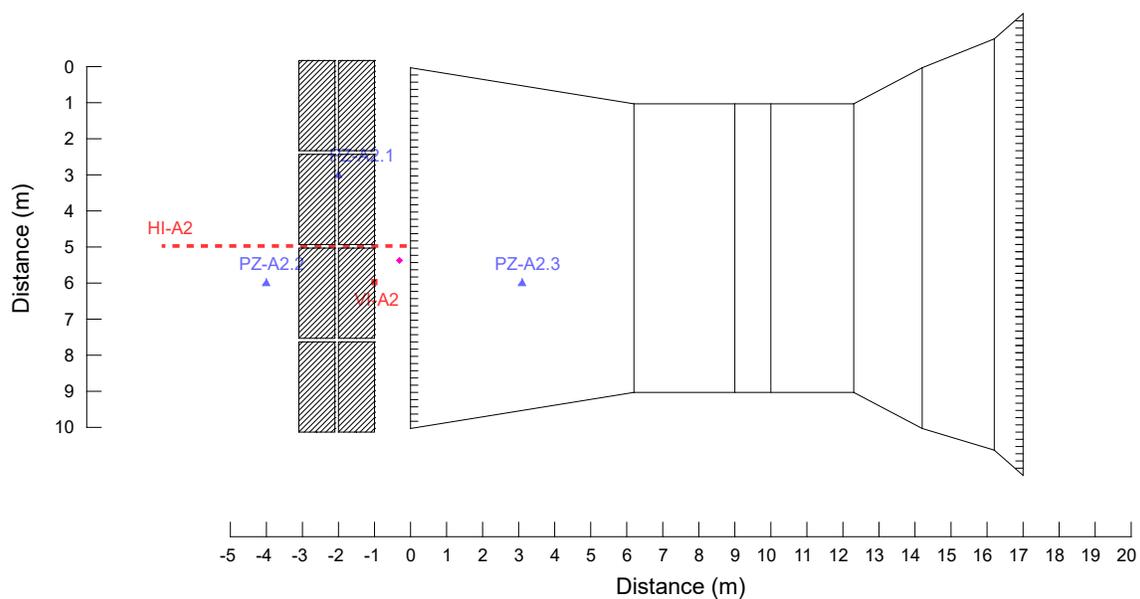


Figure 24. Premier schéma de chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton.

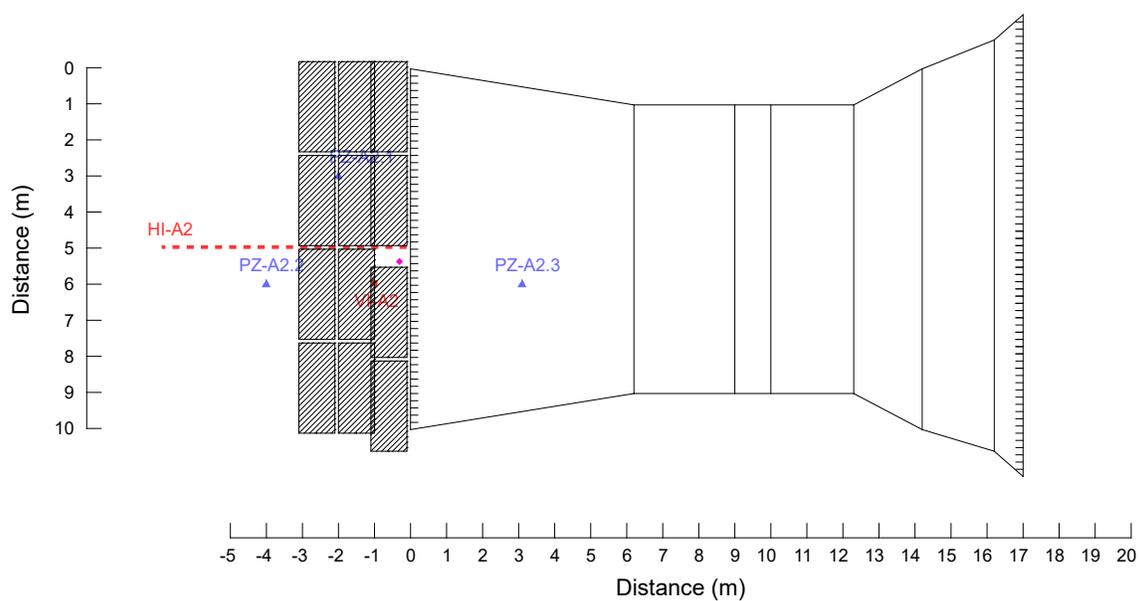


Figure 25. Deuxième schéma de chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton.

La surcharge de la paroi de 1,6:1 était ainsi d’environ 30 kPa lorsque du sable a été ajouté à côté des blocs en béton, comme le montrent la figure 26 et la figure 27.



Figure 26. Chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton et du sable.

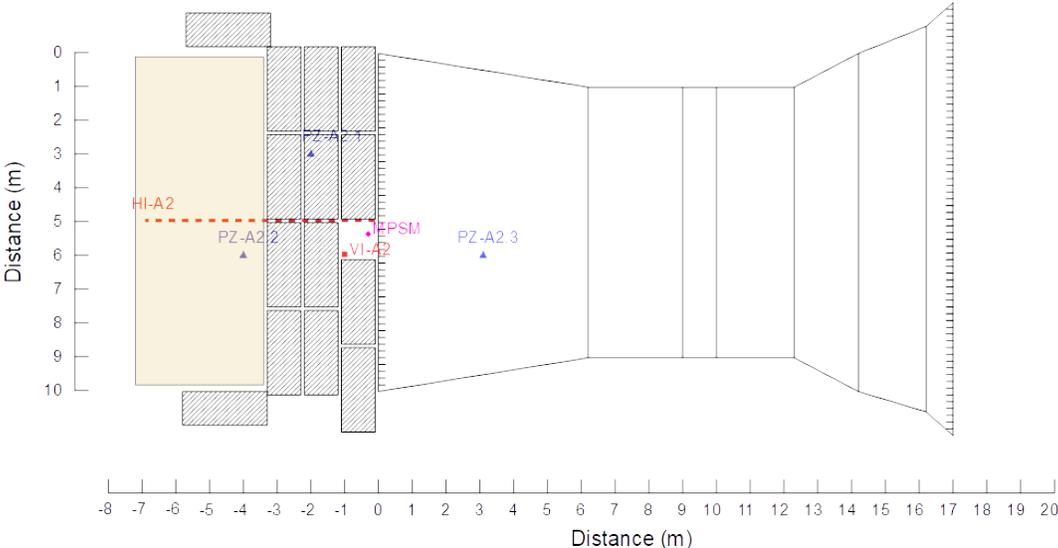


Figure 27. Chargement supplémentaire de la tranchée A2 avec du sable.



## 5. OBSERVATIONS ET RÉSULTATS

### 5.1 Surveillance météorologique pendant les essais

Le tableau 7 présente les observations météorologiques à Louiseville au cours de l'été 2018, assorties d'une comparaison avec les moyennes enregistrées pour la période allant de 1982 à 2012. Lorsque les tranchées ont été excavées, la nappe phréatique était très élevée, et les conditions du sol peuvent avoir compromis la stabilité à long terme des tranchées. Cependant, l'été a été très sec à Louiseville en 2018 (tableau 7), avec seulement 171,3 mm de pluie pour la période de mai à août (contre 360 mm habituellement), et seulement 117,9 mm de pluie pendant la période d'essai comme telle (du 8 mai au 11 août). Non seulement l'été a été plus sec que d'habitude, mais les températures ont aussi été plus élevées, soit de 0,5 à 3,6 °C plus élevées que d'habitude par rapport à la température moyenne de chaque mois. Plus particulièrement, en 2018, des matinées et des nuits plus chaudes (+2,4 à +6 °C) ainsi que des après-midi légèrement plus chauds (+0,3 à +1,2 °C, sauf en juin où ils étaient de -1,7 °C) ont été enregistrés.

**Tableau 7. Observations météorologiques à Louiseville pour l'été 2018**

Période d'observation	1982–2012				2018*				Période d'essai* (8 mai au 11 août 2018)			
	Mai	Juin	Juillet	Août	Mai	Juin	Juillet	Août	Mai	Juin	Juillet	Août
Température moyenne (°C)	12,0	17,4	20,2	18,7	13,6 (1,6)	17,9 (0,5)	22,8 (2,6)	22,3 (3,6)	14,1 (2,1)	17,9 (0,5)	22,8 (2,6)	23,8 (5,1)
Température moyenne minimale (°C)	5,7	11,3	14,1	12,7	8,1 (2,4)	14,0 (2,7)	18,9 (4,8)	18,7 (6)	8,6 (2,9)	14,0 (2,7)	18,9 (4,8)	20,8 (8,1)
Température moyenne maximale (°C)	18,4	23,5	26,3	24,7	19,0 (0,6)	21,8 (-1,7)	26,6 (0,3)	25,9 (1,2)	19,6 (1,2)	21,8 (-1,7)	26,6 (0,3)	26,7 (2)
Pluie (mm)	79	91	93	97	39,2 (-39,8)	30,4 (-60,6)	67,5 (-25,5)	34,2 (-62,8)	15,3 (-63,7)	30,4 (-60,6)	67,5 (-25,5)	4,7 (-92,3)

\* Les nombres entre parenthèses indiquent des écarts par rapport aux valeurs enregistrées pour le même mois au cours de la période de 1982 à 2012.

## 5.2 Tranchée A1

### 5.2.1 Observations et comportement de la tranchée A1 pendant son excavation – 8 mai 2018

L'excavation de la tranchée A1 a débuté le 8 mai 2018 vers 9 h 00. Vers 9 h 34 (vers l'étape 3 dans la figure 17), à une profondeur de 2 m, une rupture verticale causée par écaillage ainsi qu'une fragmentation de l'argile brune altérée et une venue d'eau dans l'argile oxydée ont été observées (figure 28).



**Figure 28. Rupture causée par écaillage et venue d'eau durant l'excavation de la tranchée A1 (étape 3).**

Le feu jaune clignotant du MPSM s'est allumé pour indiquer la détection du deuxième phénomène de fluage de D1 vers 12:06:15 (étape 5), qui a duré 22 minutes. À 12:27:18, le feu rouge clignotant du MPSM s'est allumé pour indiquer la détection du troisième phénomène de fluage, qui a duré 22 secondes, et un gros bloc de terre s'est détaché, faisant reculer la paroi de 1 m. Le dispositif d'alerte du JNIOOSH a alors été emporté avec des débris au fond de la tranchée (figure 29). La tranchée a été laissée telle quelle pendant environ 2 heures, après quoi l'étape 6 a débuté, à 14 h 34.



**Figure 29.** Rupture de paroi verticale à une profondeur de 5 m, entraînant le MPSM au fond de la tranchée.

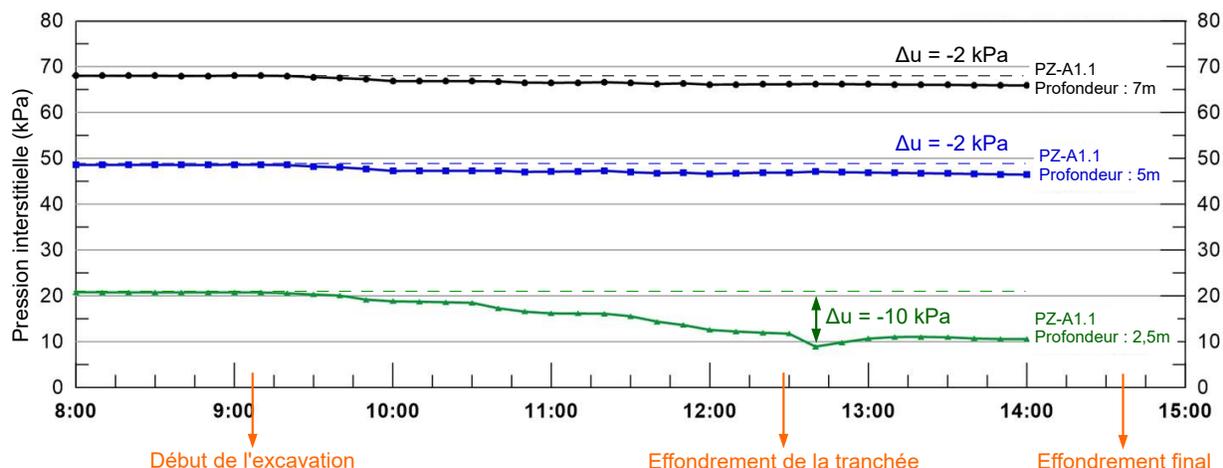
Vers 14 h 34, durant l'excavation de l'étape 6, à une profondeur de 5 m, un gros bloc de terre s'est détaché, faisant reculer la paroi de 1,75 m, de sorte que la tranchée avait désormais une largeur totale de 9,75 m. L'inclinomètre IA1-2 a été emporté dans l'effondrement (figure 30). Le dispositif d'alerte du JNIOHSH avait été retiré du fond de la tranchée avant l'excavation de l'étape 6. La stabilité de la tranchée étant devenue douteuse, les chercheurs avaient décidé, pour des raisons de sécurité, de ne pas procéder à la réinstallation du MPSM sur l'épaulement de la tranchée. Il n'a donc pas été possible d'évaluer la capacité du MPSM à prédire l'effondrement de la tranchée à l'étape 6.



**Figure 30.** Un gros bloc de terre s'est détaché, faisant reculer la paroi de 1,75 m.

### 5.2.2 Données piézométriques

La figure 31 montre les résultats piézométriques relatifs à l'effondrement de la tranchée A1 le 8 mai 2018.



**Figure 31. Résultats piézométriques pour la tranchée A1 durant l'excavation du 8 mai 2018.**

Les données piézométriques montrent une réduction notable de la pression interstitielle au niveau du piézomètre supérieur (PZ-A1.1) : -9 kPa lorsque la paroi verticale de la tranchée s'est effondrée. Cependant, les données ne montrent pas une accélération claire de la chute de pression interstitielle qui aurait pu aider à anticiper avec précision l'effondrement de la paroi verticale.

### 5.2.3 Données inclinométriques

La figure 32, la figure 33 et la figure 34 montrent les résultats fournis par les inclinomètres VI-A1.1, VI-A1.2 (tous deux verticaux) et HI-A1.3 (horizontal), respectivement. Les inclinomètres verticaux indiquent un déplacement horizontal maximal  $\Delta X$  de 45 mm au sommet de l'inclinomètre le plus proche de la paroi verticale de la tranchée (VI-A1.2), et de 23 mm au sommet de l'autre (VI-A1.1). Les tubes des inclinomètres dépassaient de 0,5 m au-dessus du sol, ce qui signifie qu'à une profondeur de 3,5 m, aucun déplacement horizontal notable n'a été mesuré par les instruments. Les déplacements  $\Delta Y$  étaient assez restreints (autour de 5 mm), ce qui indique que le déplacement vertical de la paroi était relativement symétrique. L'inclinomètre horizontal a mesuré un déplacement vertical du sol de 20 mm.

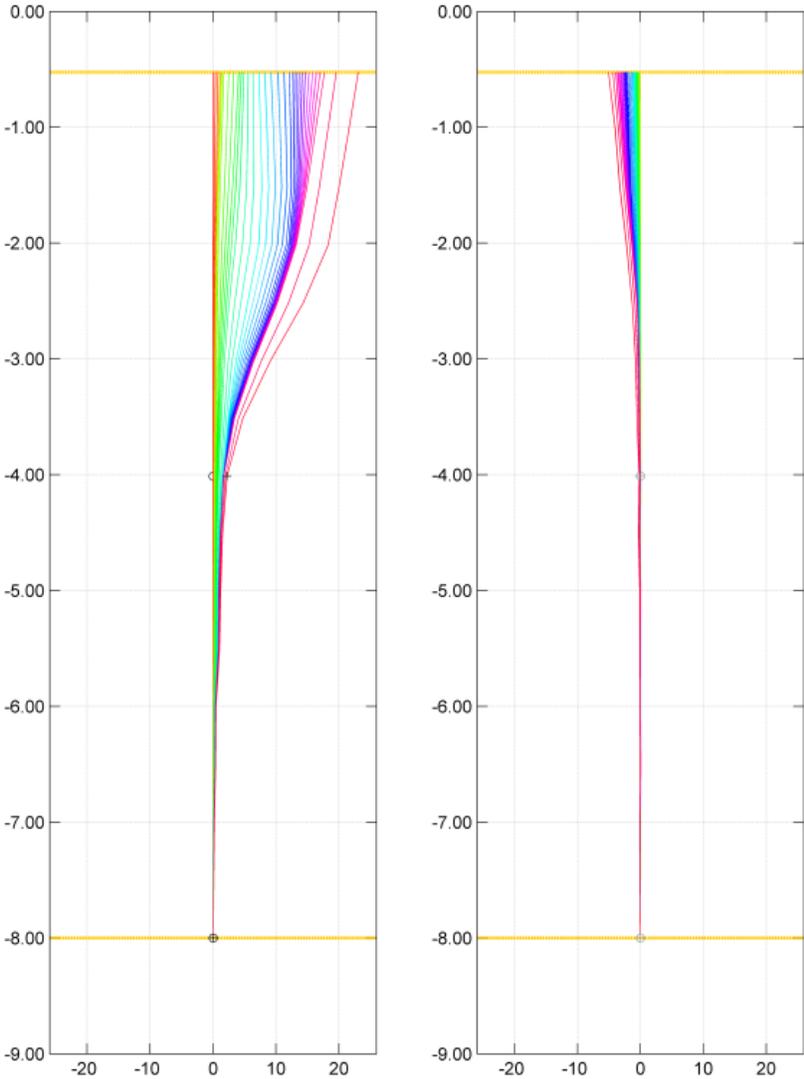


Figure 32. Inclinomètre vertical VI-A1.1 (gauche =  $\Delta X$ , droite =  $\Delta Y$ , résultats en mm).

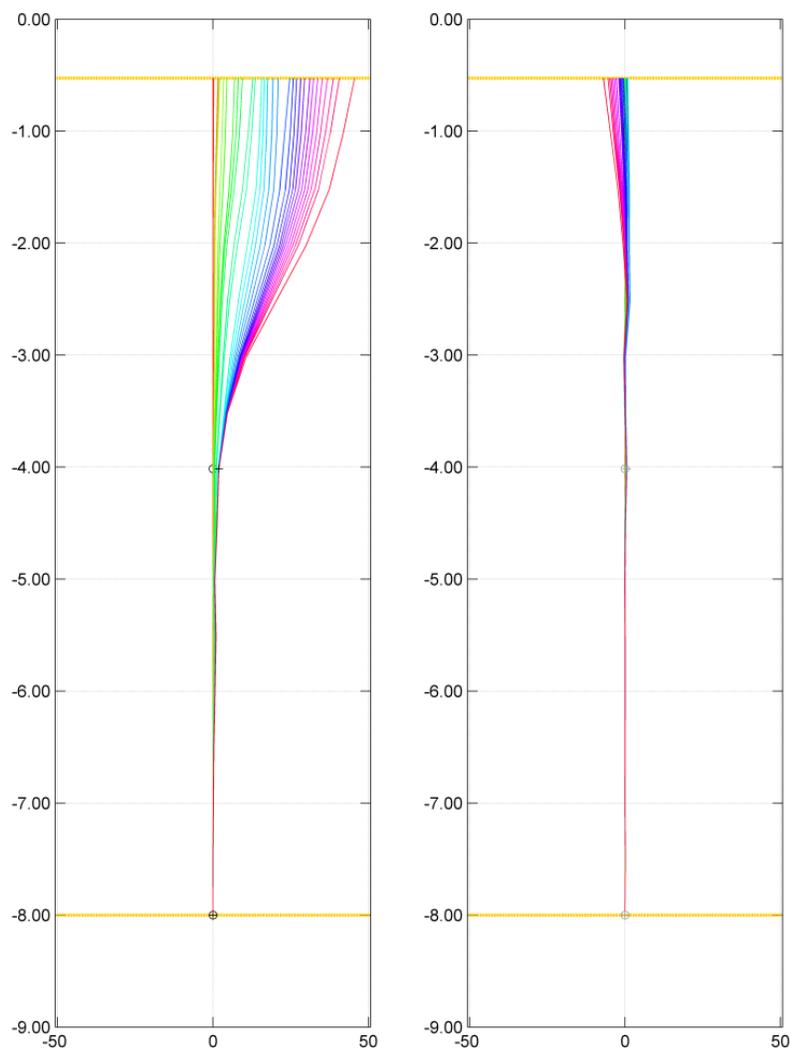


Figure 33. Inclinomètre vertical VI-A1.2 (gauche =  $\Delta X$ , droite =  $\Delta Y$ , résultats en mm).

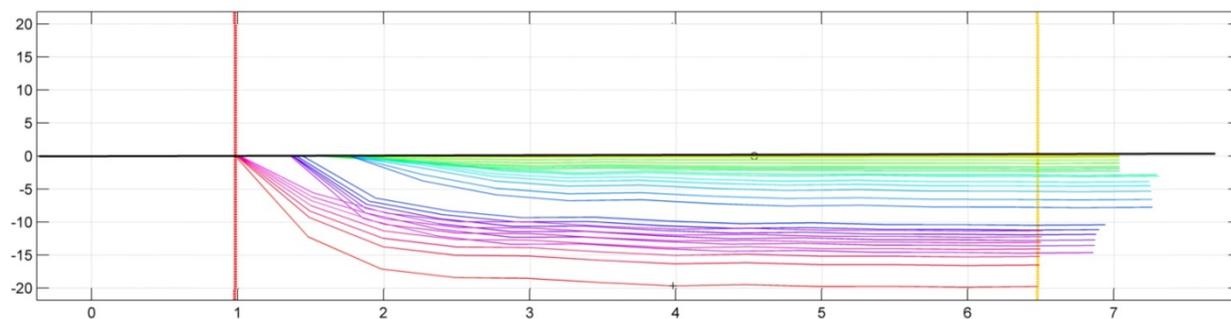


Figure 34. Inclinomètre horizontal HI-A1.3 (résultats en mm).

### 5.2.4 Données du MPSM

L'effondrement de la tranchée A1 s'est produit pendant des heures sans surveillance ; il a été enregistré par la caméra de l'IRSST. Les photos prises par la caméra couvrent la période allant du début de l'observation de la tranchée A1 à son effondrement, détecté par le MPSM. Leur analyse nous a également aidés à voir et à comprendre si le système d'alerte du MPSM avait fonctionné ou non avant effondrement.

La figure 35 montre le feu jaune clignotant du dispositif d'alerte D1 après détection du deuxième phénomène de fluage, tandis que la figure 36 montre le feu rouge clignotant du dispositif d'alerte D2 après détection du troisième phénomène de fluage.



**Figure 35. Feu jaune clignotant du dispositif d'alerte D1 après détection du deuxième phénomène de fluage avant effondrement.**



**Figure 36. Feu rouge clignotant du dispositif d'alerte D2 après détection du troisième phénomène de fluage avant effondrement.**

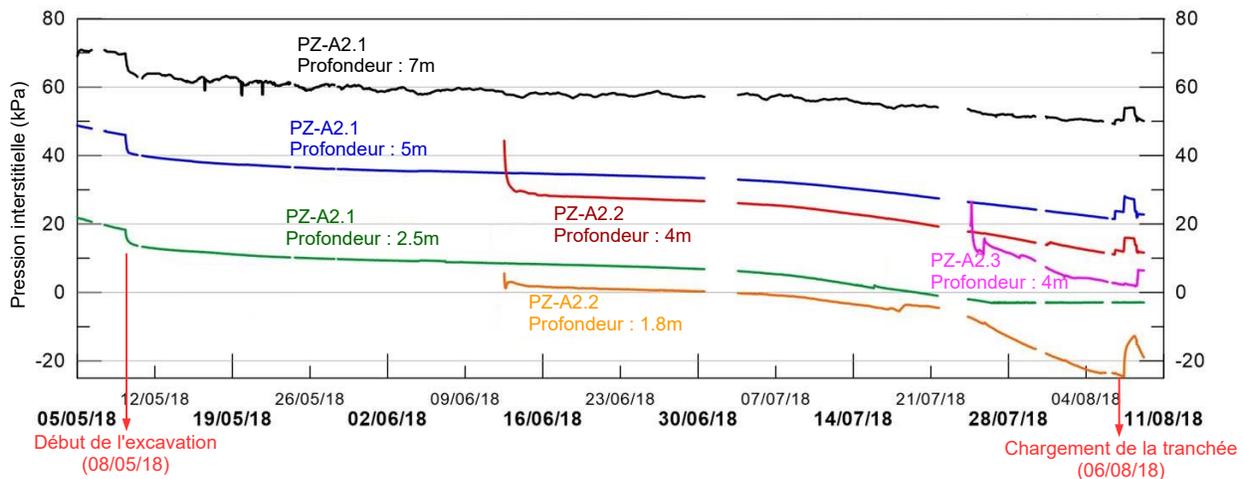
Les feux d'alerte se sont effectivement allumés avant l'effondrement, même s'il était difficile de voir les signaux clignotants en raison d'un fort ensoleillement. Les moments où les signaux d'alerte D1 et D2 se sont déclenchés coïncidaient parfaitement avec le relevé photographique et avec les résultats d'analyse. Le système d'alerte MPSM a donc pleinement fonctionné lors des essais sur le terrain. Les signaux d'alerte D1 et D2 ont été donnés avant effondrement lorsque le matériel de surveillance a détecté une augmentation de la déformation de cisaillement en sous-surface peu profonde près de l'épaulement de la tranchée A1. La figure 35 et la figure 36 montrent une bonne réaction au mouvement de terrain. Le MPSM a mesuré une augmentation du risque d'effondrement de la tranchée en cours d'excavation.

### 5.3 Tranchée A2

La tranchée A2 est restée ouverte tout l'été, pour un total de 92 jours, sans aucun signe visible d'effondrement.

#### 5.3.1 Données piézométriques

La figure 37 montre les résultats piézométriques relatifs à la tranchée A2 pour la période du 5 mai au 11 août 2018. Le chargement des blocs en béton a été effectué le 6 août 2018. Comme l'indiquent les données piézométriques, la pression interstitielle a diminué tout au long de l'été, ce qui suggère que la contrainte horizontale dans le sol s'est progressivement dissipée au fur et à mesure que l'été avançait. Il convient de noter que la nappe phréatique se trouvait à environ 0,5 m sous la surface du sol au début de mai, et à environ 2,5 m sous la surface en août. Comme mentionné à la section 5.1, l'été 2018 a été plus chaud et plus sec que d'habitude. Une augmentation de la pression interstitielle a été enregistrée le 6 août, ce qui correspond à la charge de 30 kPa appliquée au sommet de la tranchée.



**Figure 37. Résultats fournis par les piézomètres A2.1, A2.2 et A2.3 pour la période du 5 mai au 11 août 2018.**

### 5.3.2 Données inclinométriques

La figure 38 montre les résultats fournis par l'inclinomètre vertical (VI-A2). L'inclinomètre vertical a enregistré un petit déplacement horizontal (7 mm) au sommet de la tranchée, mais presque aucun déplacement au fond de la tranchée (à une profondeur de 4,2 m).

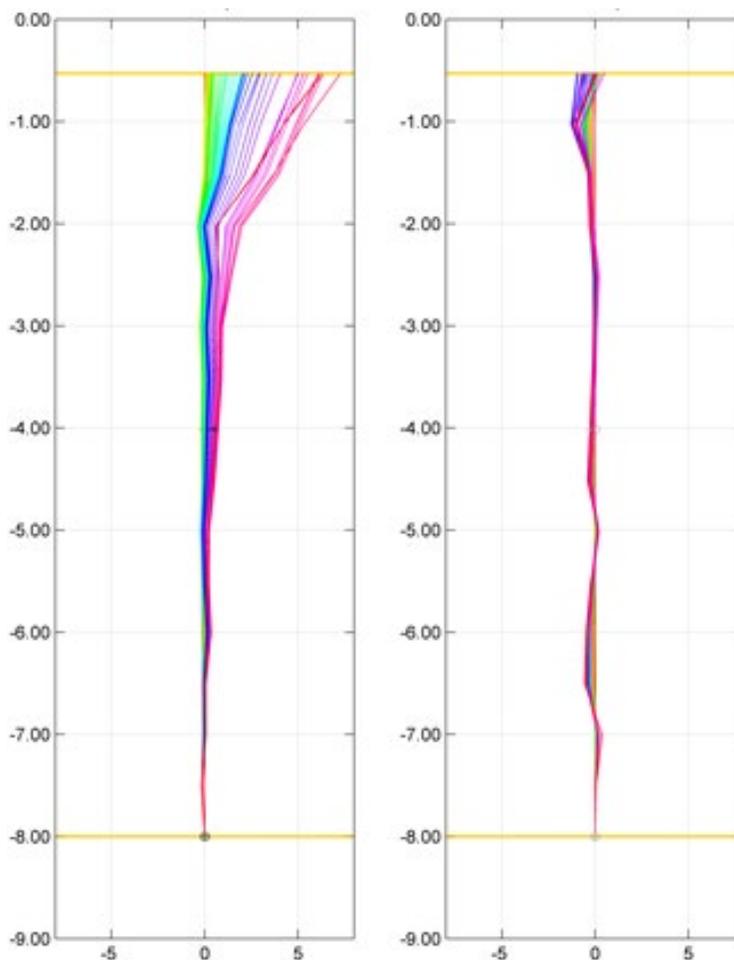
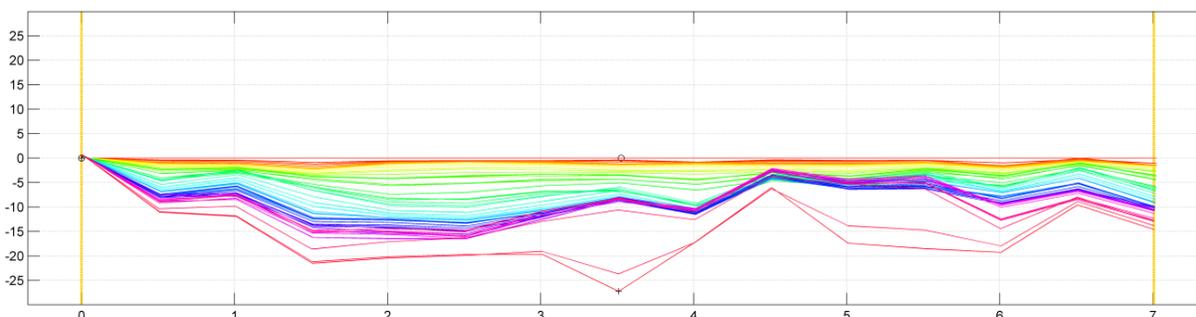


Figure 38. Résultats fournis par l'inclinomètre vertical (VI-A2) pour la tranchée A2 (gauche =  $\Delta X$ , droite =  $\Delta Y$ , résultats en mm).

L'inclinomètre horizontal (HI-A2) a enregistré un déplacement vertical maximal de 27 mm à une distance de 3,5 m du sommet de la tranchée, ce qui correspond à la dernière rangée de blocs en béton installés le 7 août (figure 39).



**Figure 39. Résultats fournis par l'inclinomètre horizontal (HI-A2) pour la tranchée A2 (résultats en mm).**

### 5.3.3 Données du MPSM avec chargement de blocs en béton

Le MPSM a été installé au sommet de la tranchée le 6 août à 10 h 42 (jour 1). Le chargement a débuté à 14 h 15 le même jour. L'enregistrement a cessé le 8 août à 9 h 00, ce qui donne une durée totale d'enregistrement d'environ 46 heures (figure 40). Les événements notables survenus au cours de cette période d'enregistrement sont décrits dans le tableau 8 pour le jour 1 et dans le tableau 9 pour le jour 2.

Comme on peut le voir dans la figure 40, une légère augmentation de la déformation de cisaillement a été enregistrée peu de temps après l'installation du MPSM dans le sol, alors que le sol se tassait autour du capteur du MPSM. Puis, au début du chargement de la tranchée avec des blocs en béton, une nette augmentation de la déformation de cisaillement peut être observée autour d'environ quatre heures après l'installation du MPSM. L'alerte du système s'est déclenchée deux fois (tableau 8), concurremment au placement de blocs en béton à proximité immédiate du capteur MPSM. Ces deux événements sont également visibles dans la figure 41, de même que dans la figure 42, au moment où l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $(1/v_e)$ ) est tombé en dessous de 100 min/%.

Après le chargement initial le jour 1, la tranchée a été laissée au repos pendant environ 18 heures. Une légère augmentation progressive suivie d'une lente réduction de la déformation de cisaillement interprétée peut être observée au cours de cette période (figure 40, visible entre les deux jours de chargement).

La figure 43 montre la déformation de cisaillement interprétée en fonction du temps pour le deuxième chargement de la tranchée A2, le jour 2. Une troisième rangée de blocs en béton a d'abord été mise en place, plus près du bord de la tranchée. Ce chargement n'a pas clairement eu d'effet sur la déformation de cisaillement interprétée. Une fois la troisième rangée de blocs en place, du sable a été chargé derrière les rangées de blocs. Une réduction de la déformation de cisaillement interprétée a initialement été enregistrée pendant le chargement, après quoi, lorsque le dépôt de sol a été laissé à reposer, la déformation de cisaillement interprétée a de nouveau

augmenté jusqu'à 18 h 00. La déformation de cisaillement interprétée a ensuite diminué tout au long de la nuit et a semblé s'être stabilisée au matin (figure 40,  $t_{\dot{\epsilon}} \approx 45$  h).

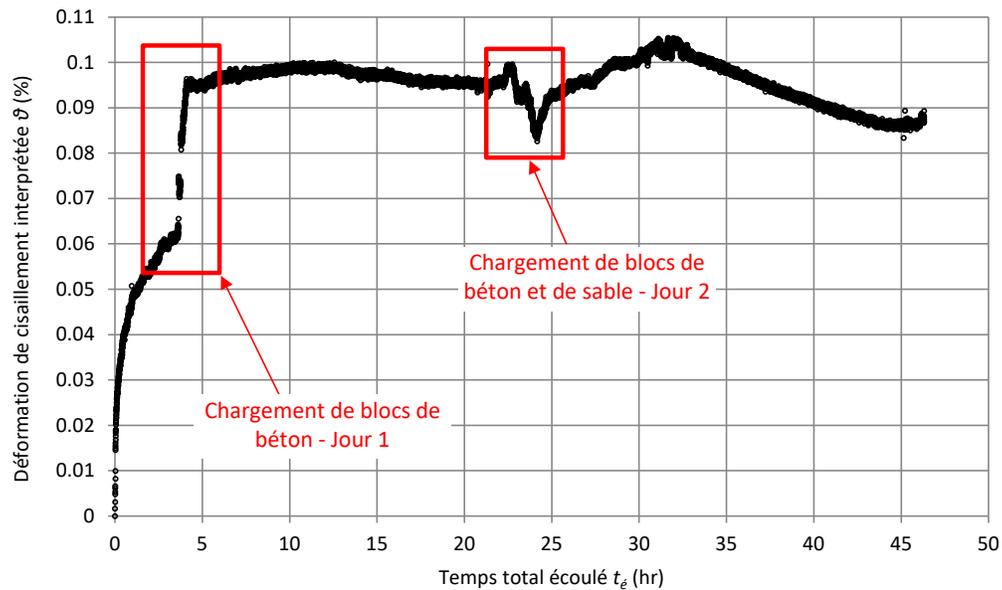
Le chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton et du sable, pour une pression totale de 30 kPa, n'a pas affecté la stabilité de la tranchée. La tranchée A2 a été laissée ouverte pendant 92 jours au total, sans aucun signe visible d'effondrement susceptible d'être mesuré par nos instruments. La fiabilité du système d'alerte MPSM à prévenir d'un effondrement de tranchée imminent n'a donc pas pu être évaluée dans le cas de la tranchée A2, puisque aucune rupture de sol ne s'est produite.

**Tableau 8. Chronologie des événements notables durant le chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton le jour 1 (6 août 2018)**

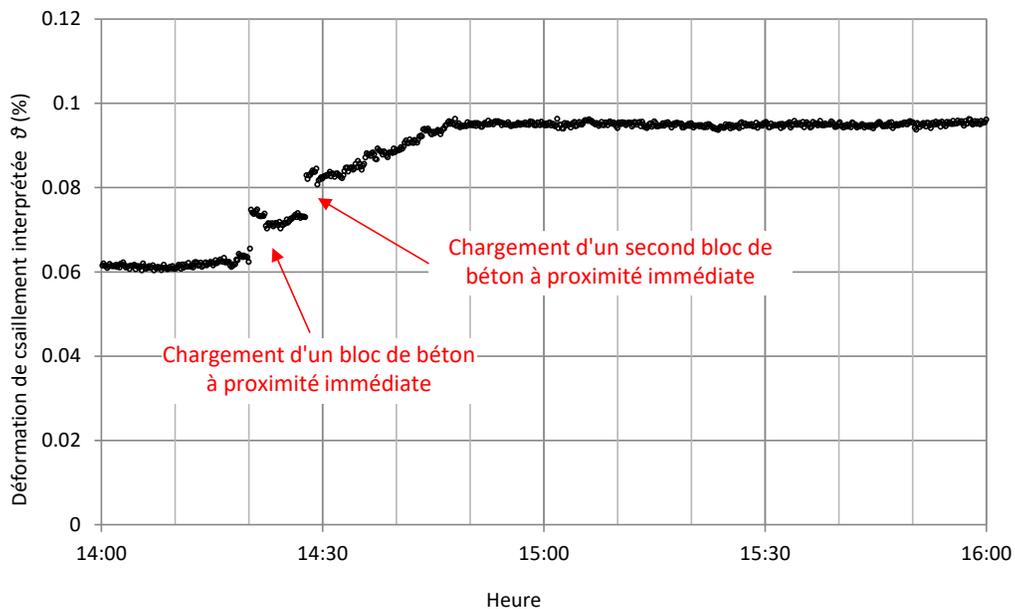
Heure	Alerte	Événement	Figure
14:15	-	Début du chargement	
14:20:17	D1 et D2	Mise en place de blocs en béton à proximité (première rangée)	
14:27:47	D1 et D2	Mise en place de blocs en béton à proximité (deuxième pile de la première rangée)	
14:58	-	Fin du chargement, le jour 1, de deux rangées de blocs en béton (deux piles de haut pour chaque rangée)	

**Tableau 9. Chronologie des événements notables durant le chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton le jour 2 (7 août 2018)**

Heure	Événement	Figure
9:25	Début du chargement le jour 2, mise en place d’une troisième rangée de blocs en béton	
9:42	Mise en place de blocs en béton latéraux	
9:50	Chargement de sable	
11:10	Fin du chargement (il a commencé à pleuvoir vers 10 h 15)	



**Figure 40.** Résultats fournis par le MPSM lors du chargement de la tranchée A2, montrant deux périodes de chargement distinctes (jour 1 et jour 2).



**Figure 41.** Résultats fournis par le MPSM lors du premier chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton, montrant l'effet de la mise en place de blocs à proximité immédiate de l'appareil.

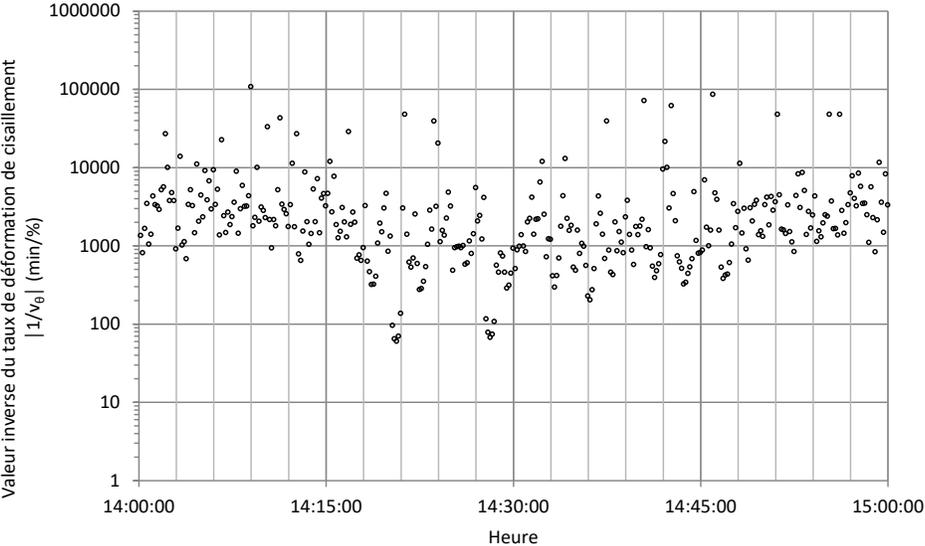


Figure 42. Inverse du taux de déformation de cisaillement  $|1/v_{\theta}|$  en fonction du temps pour la tranchée A2 lors du premier chargement de blocs en béton (jour 1).

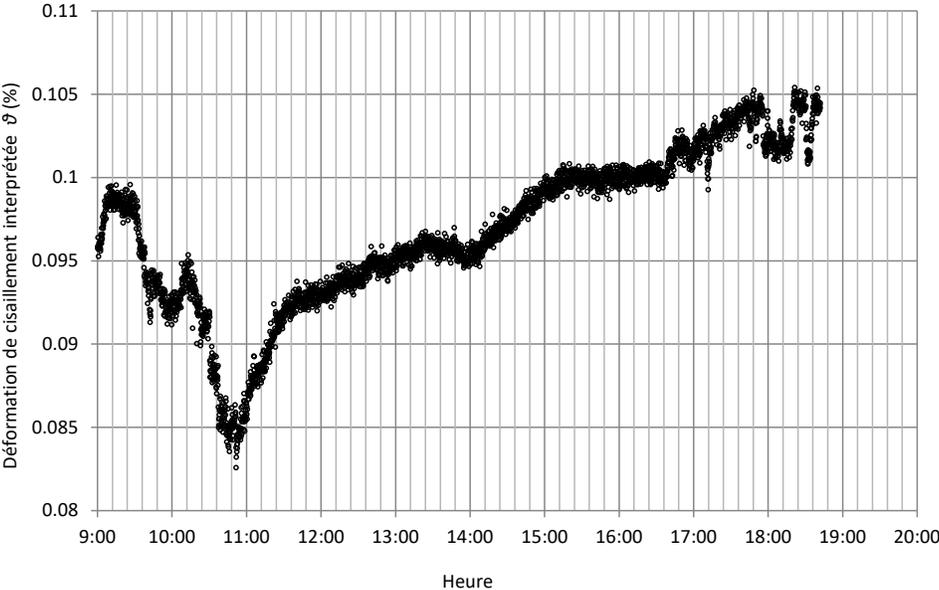
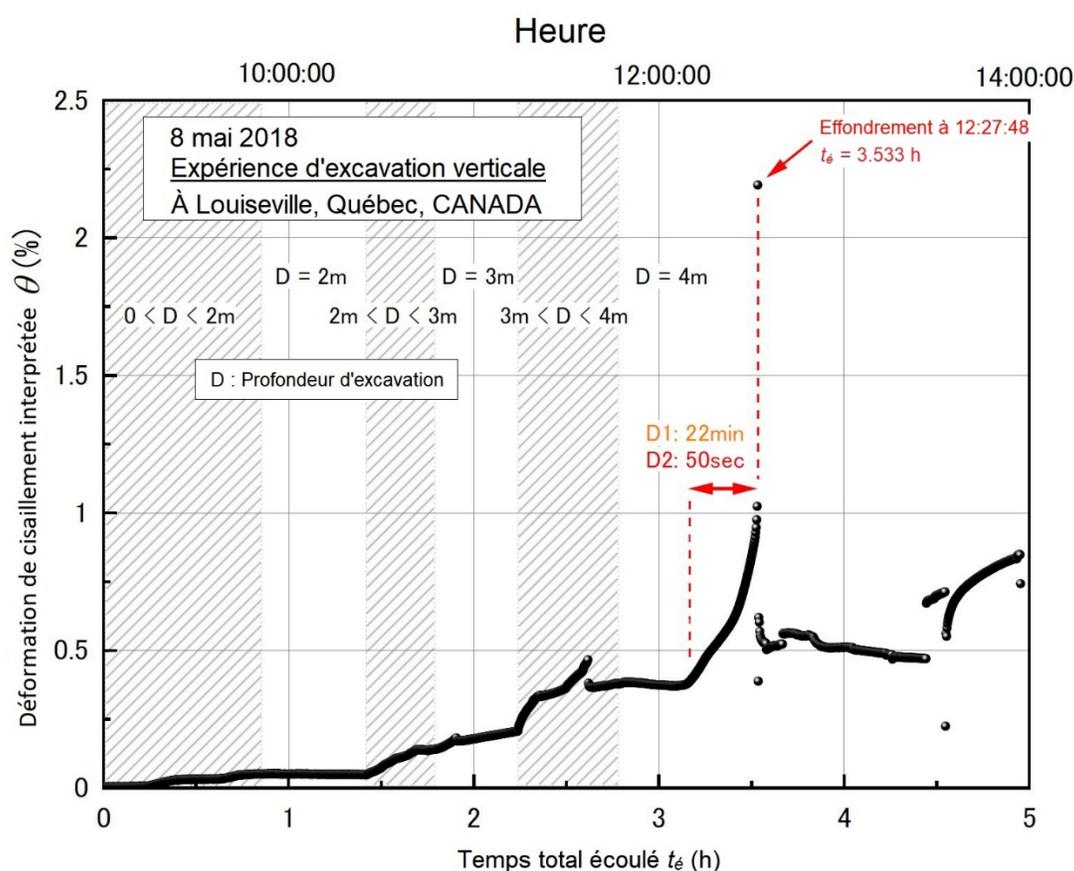


Figure 43. Résultats fournis par le MPSM lors du second chargement de la tranchée A2 avec des blocs en béton et du sable.



## 6. ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES DONNÉES DU MPSM POUR LA TRANCHÉE A1

Ce chapitre porte sur l'analyse et l'interprétation des données du MPSM. La figure 44 montre la relation entre la déformation de cisaillement interprétée  $\theta$  et le temps total écoulé ( $t_{\theta}$ ) lors de l'excavation de la tranchée A1. Les valeurs de  $\theta$  ont progressivement augmenté au cours de la première excavation, tandis que la profondeur de la tranchée passait de zéro à 2 m. Après la première excavation, les valeurs de  $\theta$  ont été presque constantes entre 0,84 h et 1,43 h du temps écoulé ( $t_{\theta}$ ).



**Figure 44.** Relation entre la déformation de cisaillement interprétée  $\theta$  et le temps total écoulé.

Une forte augmentation de  $\theta$  est survenue lors de la deuxième excavation alors que la profondeur passait de 2 à 3 m. Cependant, les valeurs de  $\theta$  ont essentiellement convergé à nouveau après l'achèvement de la deuxième excavation. Les valeurs de  $\theta$  ont plus augmenté lors de la troisième excavation que lors de la seconde. Les valeurs de  $\theta$  ont chuté abruptement à 2,63 h du  $t_{\theta}$ , de sorte que la courbe présente une discontinuité. Il semble qu'un petit bloc de terre soit tombé dans la surface de coupe verticale à ce moment-là. La valeur de  $\theta$  est restée constante après cette petite rupture.

Cependant, les valeurs de  $\theta$  ont alors recommencé à augmenter, à partir de 3,16 h du  $t_e$ . Le taux d’augmentation a été presque constant. Après que  $\theta$  ait augmenté pendant environ 20 minutes, la paroi de la tranchée s’est complètement effondrée à 3,533 h du  $t_e$ .

La figure 45 montre une vue élargie de la relation entre  $\theta$  et le  $t_e$  avant effondrement. Les valeurs de  $\theta$  ont augmenté de façon presque linéaire entre 3,16 h et 3,44 h du  $t_e$ , bien qu’aucune excavation n’ait alors été réalisée (D est resté constant à 4 m). Cette augmentation linéaire a donc été tenue pour être attribuable au deuxième fluage. Le dispositif d’alerte du MPSM a fonctionné et a déclenché un signal d’avertissement D1 (feu jaune clignotant) pendant cette période. Un module tangent de la courbe se définit comme un taux de déformation de cisaillement moyen  $v_\theta$  (%/min) correspondant à un incrément de  $\theta$  par minute.

L’augmentation de la valeur de  $\theta$  s’est en outre progressivement accélérée à partir de 3,46 h du  $t_e$ , au moment où un troisième phénomène de fluage est survenu. Le dispositif d’alerte du MPSM a estimé la survenue du troisième fluage à 50 secondes avant effondrement, ce qui a causé le déclenchement du signal d’avertissement D2 (feu rouge clignotant).

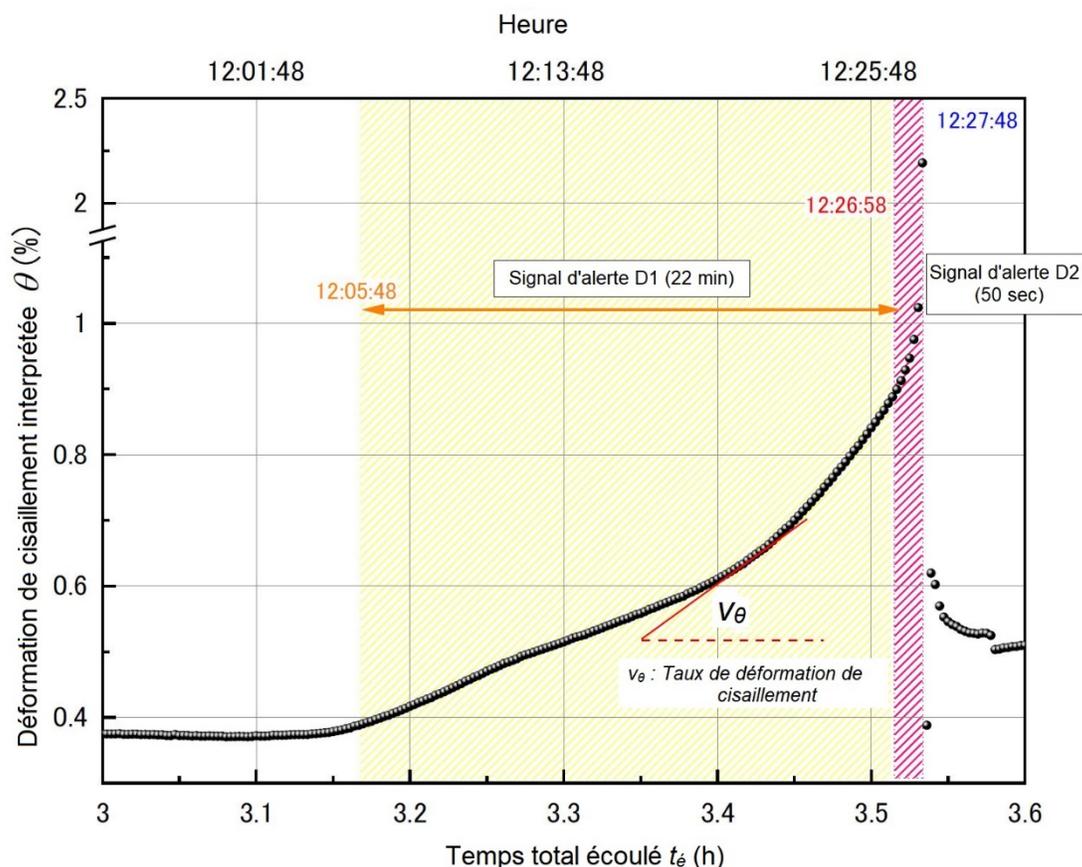
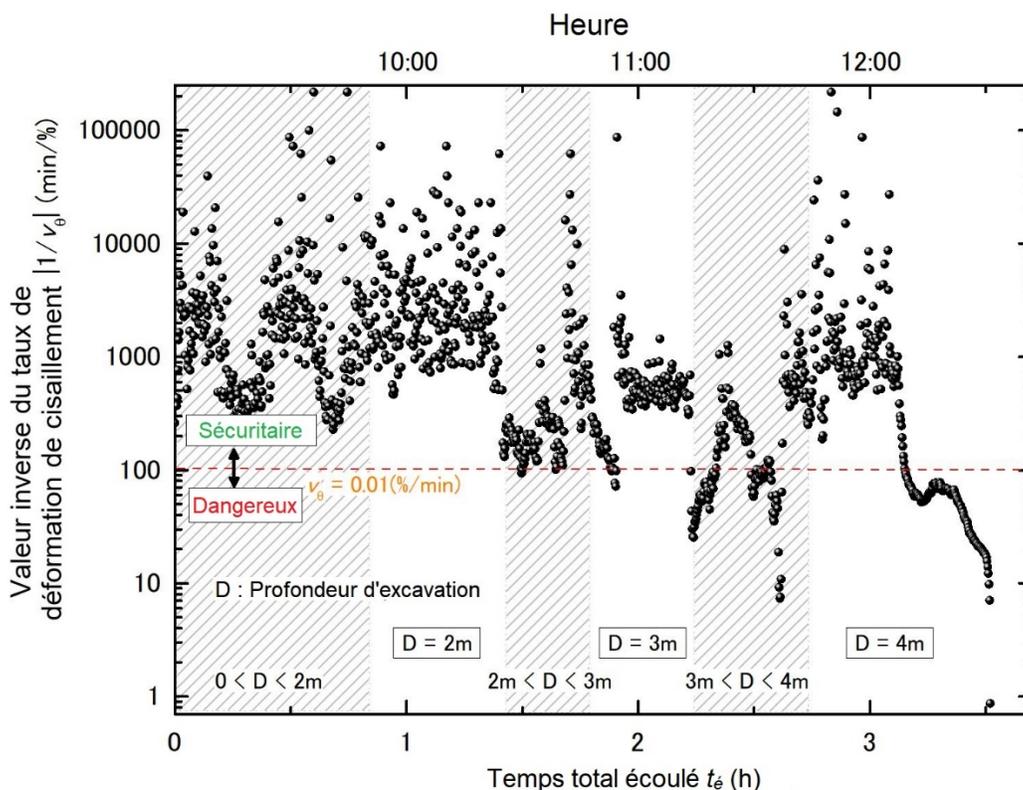


Figure 45. Vue élargie de la relation entre  $\theta$  et le temps écoulé ( $t_e$ ) avant effondrement.

La figure 46 montre la relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $|1/v_\theta|$ ) et le temps total écoulé ( $t_\theta$ ). L'inverse du taux de déformation de cisaillement est largement distribué de 0,8 à plus de 100 000 min/%. Une valeur élevée de  $|1/v_\theta|$  résulte d'une faible valeur de  $v_\theta$ , même s'il n'y a eu aucun mouvement de terrain pendant cette période. Cependant, les valeurs de  $|1/v_\theta|$  ont diminué jusqu'à environ 100 au début de la deuxième excavation (étape 2 à étape 4, figure 17), de 2 à 3 m de profondeur. Cela indique une légère déformation du sol près de l'épaulement. Les valeurs sont ensuite redescendues en dessous de 10 lors de la troisième excavation (étape 5, figure 17). Cela est dû à la petite rupture survenue dans la surface de coupe verticale, comme mentionné précédemment.



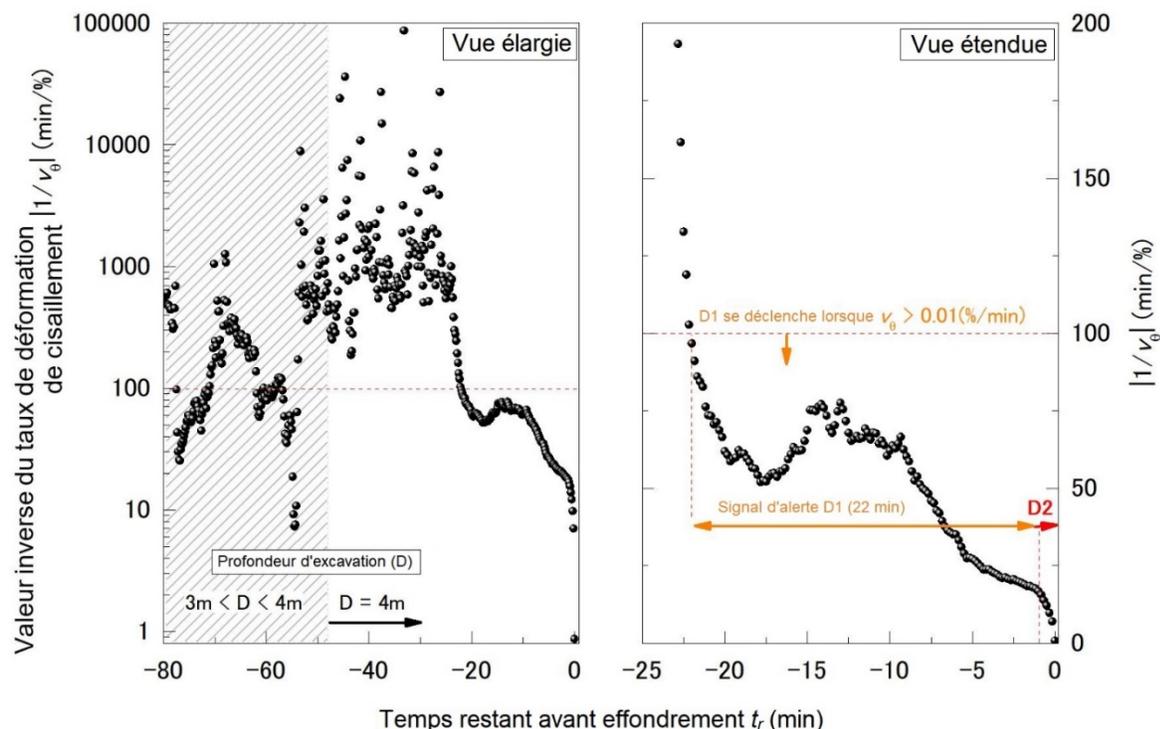
**Figure 46. Relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $|1/v_\theta|$ ) et le temps total écoulé ( $t_\theta$ ).**

Les valeurs les plus élevées de  $|1/v_\theta|$ , soit celles de plus de 1000, ont été enregistrées après l'achèvement d'une série d'excavations. Alors que la paroi de la tranchée était stable de 2,63 h à 3,12 h du  $t_\theta$ , une nette diminution de  $|1/v_\theta|$  est de nouveau survenue après 3,12 h du  $t_\theta$ .

La figure 47 montre une vue élargie de la relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $|1/v_\theta|$ ) et le temps restant avant effondrement ( $t_r$ ). Dans ce graphique, un  $t_r$  de zéro (0) correspond au moment de l'effondrement de la tranchée. Les valeurs négatives de  $t_r$  indiquent le temps restant avant effondrement. Les valeurs de  $|1/v_\theta|$  ont diminué à  $-23$  min de  $t_r$  bien qu'aucun mouvement n'ait pu être observé dans l'enregistrement vidéo. Aucune fissure n'était visible à la surface du sol sur les photos prises jusqu'à l'instant précédant l'effondrement. Cependant, le MPSM a réussi à détecter les signes avant-coureurs d'un effondrement en mesurant de petits mouvements dans le sol.

Le graphique de droite dans la figure 47 montre la diminution de l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $|1/v_\theta|$ ) à partir de 25 minutes avant effondrement. Après une diminution marquée (radicale), les valeurs de  $|1/v_\theta|$  ont légèrement augmenté, puis sont restées relativement stables dans la plage de 50 à 80 min/%. Cette légère augmentation était similaire à celle du deuxième fluage. En conséquence, la déformation de cisaillement  $\theta$  a augmenté à un taux presque constant entre  $-22$  et  $-10$  min de  $t_r$ .

Cependant,  $|1/v_\theta|$  a ensuite diminué de nouveau à partir de  $-10$  min de  $t_r$ . Notez qu'une diminution de  $|1/v_\theta|$  indique une accélération de l'augmentation de  $\theta$ . La courbe a chuté vers le bas à  $-50$  secondes de  $t_r$ , indiquant une accélération de l'augmentation de  $\theta$ . Le dispositif d'alerte du MPSM a signalé la survenue d'un troisième fluage, ce qui a déclenché un signal d'avertissement D2.



**Figure 47. Vue élargie de la relation entre l'inverse du taux de déformation de cisaillement ( $|1/v_\theta|$ ) et le temps restant avant effondrement ( $t_r$ ), sur 80 minutes avant effondrement (graphique de gauche) et sur 25 minutes avant effondrement (graphique de droite).**

## 7. CONCLUSION ET LIMITES

Sur la base des essais réalisés dans la tranchée A1, il s'avère que le MPSM est facile à installer sur un site avec une clé à molette. Le MPSM a bien fonctionné lors des essais *in situ* dans l'argile type de la mer de Champlain. Les signaux d'alerte D1 (feu jaune) et D2 (feu rouge) ont été déclenchés, indiquant un effondrement imminent. D1 s'est déclenché 22 minutes avant effondrement, et D2, 50 secondes avant effondrement. Le MPSM a donc permis de mesurer un risque d'effondrement accru durant l'excavation de la tranchée. D'après le résultat positif des essais réalisés dans la tranchée A1, le MPSM présente un potentiel d'utilisation sur des sites d'argile type de la mer de Champlain au Québec à des fins de détection et d'avertissement préalable en cas d'effondrement imminent de la paroi d'une tranchée. Le coût actuel d'un système MPSM est d'environ 7000 \$ US, selon les chercheurs du JNIOHSH.

Les essais réalisés dans la tranchée A2 révèlent que le MPSM a pu détecter une augmentation de la déformation de cisaillement correspondant au tassement du sol autour de l'appareil. L'alerte du MPSM s'est déclenchée deux fois, concurremment à la mise en place de blocs en béton à proximité immédiate du capteur MPSM. Cette réponse type du MPSM est prévisible, et le signal d'alerte dure généralement environ une minute, tandis que le sol se tasse, puis s'arrête. Aucune fausse alerte n'a été détectée durant les 46 heures qui ont suivi le chargement de la tranchée A2. Malheureusement, aucun glissement de pente n'est survenu dans la tranchée A2, ce qui nous a empêché d'évaluer la capacité du MPSM à détecter le risque accru d'un tel glissement.

### Limites

Des recherches ultérieures sont requises pour tester le MPSM avec d'autres types de sols québécois et évaluer sa fiabilité dans l'argile de la mer de Champlain. Même si le MPSM fonctionne bien sur le plan technique, d'autres essais sont également nécessaires pour évaluer sa validité et son utilisation dans le cadre du *Code de sécurité pour les travaux de construction*.

Une étude de sensibilité devrait être effectuée avec différents types de sols afin d'évaluer l'influence du positionnement du MPSM par rapport à la paroi d'une tranchée. Des indications claires pourraient ainsi être données à l'utilisateur final quant à l'endroit où installer le MPSM pour lui permettre de prédire adéquatement une éventuelle rupture du sol.

La longueur de la tige flexible du MPSM est fixée à 0,6 m. Bien que les résultats d'essais en laboratoire (au JNIOHSH) avec la glaise de Kanto semblent indiquer que cette longueur de tige est suffisante pour mesurer les phénomènes de fluage et prédire une rupture du sol avant qu'elle ne survienne, il se pourrait qu'elle ne soit pas optimale. De fait, selon le type de sol et le mécanisme de rupture, une tige flexible plus longue pourrait rehausser la précision du MPSM. Par conséquent, une étude paramétrique devrait être menée pour évaluer la performance du MPSM avec une longueur de tige flexible de 0,6 m pour tous les types de sols du Québec.

Enfin, la présente expertise n'a pas évalué la susceptibilité à l'erreur du MPSM. D'autres essais sont donc nécessaires pour calculer la probabilité de défaillance à la demande de l'appareil, compte tenu de sa conception électronique et de son emplacement par rapport à une pente ou une tranchée.



## BIBLIOGRAPHIE

- Code de sécurité pour les travaux de construction*, c. S-2.1, r. 4.  
*Construction Projects*, O Reg 213/91
- Demers, D. et Leroueil, S. (2002). Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 174-192. doi: 10.1139/t01-071
- Dourlet, S. (2019). *Étude expérimentale de deux excavations à Louiseville*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC).
- Fukuzono, T. (1985). A new method for predicting the failure time of a slope. Dans *Proceedings of the Fourth International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, Japan* (p. 145-150). Tokyo, Japon: Tokyo University Press.
- Fukuzono, T. (1996). Creep model of Kanto loam and its application to time prediction of landslide. Dans *Proceeding of the Eighth International Conference and Field Workshop on Landslides* (p. 221-233). Rotterdam, Pays-Bas: A.A. Balkema.
- Galy, B., LeBoeuf, D., Chaallal, O. et Lan, A. (2021). *Classification des sols et sélection des systèmes d'étalement pour l'excavation des tranchées* (Rapport n° R-1144-fr). Montreal, QC: IRSST.
- Health and Safety Executive. (1974). *Health and safety at work etc Act 1974*. Londres, Angleterre: HSE.
- Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Loye, A., Metzger, R. et Pedrazzini, A. (2012). Use of LIDAR in landslide investigations: A review. *Natural Hazards*, 61(1), 5-28. doi: 10.1007/s11069-010-9634-2
- Kovacevic, M. S., Car, M., Bacic, M., Stipanovic, I., Gavin, K., Noren-Cosgriff, K. et Kaynia, A. (2018). *Report on the use of remote monitoring for slope stability assessments*. Tiré de <http://www.destinationrail.eu/ajax/DownloadHandler.php?file=2134>
- Kumar, A. et Villuri, V. G. K. (2015). Role of mining radar in mine slope stability monitoring at open cast mines. *Procedia Earth and Planetary Science*, 11, 76-83. doi: 10.1016/j.proeps.2015.06.010
- 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 de Montréal.
- 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
- Lan, A. (2015). *Analysis of serious/fatal accidents reports of the CNESST in excavation work from 1973 to 2015* [Données non publiées]. Montreal, QC: IRSST.
- 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: Swets & Zeitlinger.
- Manetti, L. et Steinmann, G. (2007). *3DeMoN ROBOVEC: Integration of a new measuring instrument in an existing generic remote monitoring platform*. Communication présentée au Seventh International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Boston, MA. doi:10.1061/40940(307)91

- Occupational Health and Safety Act*, SA 2020, c O-2.2.
- Occupational Health and Safety Regulation*, BC Reg 296/97
- National Institute of Occupational Health and Safety, Japan. (2012). *Full scale of experimental test of slope failure*. Tokyo, Japon: JNIOHSH.
- Occupational Health and Safety Administration. (1989a). *1926.550: Scope, application, and definitions applicable to subpart P*. Norme OSHA 1926.550. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Health and Safety Administration. (1989b). *1926.651: Specific excavation requirements*. Norme OSHA 1926.651. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Health and Safety Administration. (1989c). *1926.652: Requirements for protections systems*. Norme OSHA 1926.652. Washington, DC: OSHA.
- Occupational Health and Safety Administration. (1994). *OSHA Part 1926: Subpart P: Excavations*. Norme OSHA 1926. Washington, DC: OSHA.
- Péloquin, É. (1992). *Étude d'un système de blindage géotextile pour les tranchées de faibles profondeurs*. (Mémoire de Maîtrise, Polytechnique Montréal, Montréal, QC).
- Prokop, A. et Panholzer, H. (2009). Assessing the capability of terrestrial laser scanning for monitoring slow moving landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(6), 1921-1928. doi: 10.5194/nhess-9-1921-2009
- Rochelle, P. L., Sarrailh, 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
- Saito, M. (1965). Forecasting the time of occurrence of a slope failure. Dans *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 8-15 September, 1965 (vol. 2, p. 537-541). Toronto, ON: Toronto University Press.
- Tamate, S. (2010). *U.S. Patent No. 7,762,143 B2*. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.
- Tamate, S. et Hori, T. (2017). Study on monitoring for detection of potential risk of slope failure for labor safety. Dans J. Huang, G. A. Fenton, L. Zhang et D. V. Griffiths (Édit.), *Geo-risk 2017: Impact of spatial variability, probabilistic site characterization, and geohazards* (p. 267-279). Reston, VA: ASCE. doi: 10.1061/9780784480717.025
- Tamate, S. et Hori, T. (2018a). *A combined study of centrifuge and full scale models on detection of threat of failure in trench excavations*. Communication présentée à l'International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Londres, Angleterre.
- Tamate, S. et Hori, T. (2018b). Monitoring shear strain in shallow subsurface using mini pipe strain meter for detecting potential threat of slope failure. *Geotechnical Testing Journal*, 41(2), 413-424. doi: 10.1520/GTJ20160117
- Tamate, S., Hori, T., Mikuni, C. et Suemasa, N. (2013). *Experimental analyses on detection of potential risk of slope failure by monitoring of shear strain in the shallow section*. Dans P. Delage, J. Desrues, R. Frank, A. Puech et F. Schlosser (Édit.), *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (p. 1901-1904). Paris, France: Presses des Ponts
- Tamate, S., Suemasa, N. et Katada, T. (2005). Analyses of instability in mobile cranes due to ground penetration by outriggers. *Journal of Construction Engineering and Management*, 131(6), 689-704. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9364(2005)131:6(689)
- Wang, M., Liu, K., Yang, G. et Xie, J. (2017). Three-dimensional slope stability analysis using laser scanning and numerical simulation. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 8(2), 997-1011. doi: 10.1080/19475705.2017.1290696