

**CARACTÉRISATION DYNAMIQUE DES ARGILES ET SILTS DU QUÉBEC ET
VALIDATION DE L'ANALYSE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE**



Septembre 2021

**SECTION GÉOTECHNIQUE
ET DYNAMIQUE DES SOLS**



**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE**

CARACTÉRISATION DYNAMIQUE DES ARGILES ET SILTS DU QUÉBEC ET VALIDATION DE L'ANALYSE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE

Rapport final du projet R799.1

Mustapha Abdellaziz, Mourad Karray, Ibrahim Lashin, Jonathan Mole, et Justine Sirois
Département de génie civil et génie du bâtiment
Université de Sherbrooke
Et
Yannic Ethier, Guillaume Dion-Gagnier, et Amin Torabi École de Technologie
supérieure, Montréal

Présenté à :

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC
DIRECTION GÉNÉRALE DU LABORATOIRE DES CHAUSSÉES
DIRECTION DE LA GÉOTECHNIQUE ET DE LA GÉOLOGIE
2700 rue Einstein, bloc F
Québec (Québec) G1P 3W8

Septembre 2021

Avant-Propos

Ce document constitue le rapport final du projet de recherche « Caractérisation dynamique des argiles et silts du Québec et validation de l'analyse pseudo-statique spectrale », selon le contrat intervenu entre le Ministère des Transports (Projet R799.1) et l'Université de Sherbrooke. Ce rapport a été réalisé à l'Université de Sherbrooke par Mustapha Abdellaziz, Jonathan Mole, Ibrahim Lashin, Justine Sirois et Mourad Karray, professeur au département de génie civil, en collaboration avec Amin Torabi, Guillaume Dion-Gagnier et Yannic Ethier, professeur à l'École de technologie supérieure de Montréal. Les responsables et membres du comité de suivi du projet au ministère des Transports du Québec sont : Marie-Christine Delisle, Pascal Locat, Catherine Ledoux, Remi Mompin, Maxime Bolduc, et Sarah Bouchard.

Ce rapport fait état des résultats des travaux de recherches effectués dans le cadre de ce projet et qui portaient sur la caractérisation du comportement dynamique des argiles et silts du Québec ainsi que la validation de l'analyse pseudo-statique spectrale. Dans ce sens, le projet comporte principalement six volets qui sont énumérés ci-dessous :

- 1- Étude de l'effet de la fréquence et de la vitesse de chargement sur le comportement monotone et cyclique des sols naturels du Québec ;
- 2- Évaluation de l'effet du mode de sollicitation et de l'appareillage sur les mesures des propriétés dynamiques des sols naturels du Québec ;
- 3- Établissement d'un modèle du module de cisaillement normalisé et du coefficient d'amortissement des argiles sensibles du Québec ;
- 4- Étude de cas d'un glissement de terrain survenu sous chargement dynamique ;
- 5- Poursuite du développement et examen de la robustesse de la méthode pseudo-statique spectrale développée initialement dans le cadre du projet R673.1.
- 6- Étude des paramètres qui influence la vitesse de propagation des ondes de cisaillement des argiles du Québec.

Dans l'ensemble, ce projet de recherche a permis d'établir une base de données des propriétés géotechnique des argiles du Québec, ainsi que des modèles simplifiés pour leurs propriétés dynamiques. Il a permis aussi de poursuivre le développement ? et d'améliorer la robustesse de la méthode pseudo-statique spectrale, et dans ce sens, les objectifs définis dans le cadre de ce projet

ont été atteints. Les résultats de ce projet de recherche permettent ainsi de doter les ingénieurs géotechniciens du Québec d'outils d'analyse et de calculs géotechniques afin de mieux cerner la problématique du comportement dynamique des argiles sensibles qui sont présents dans une grande partie du Québec.

Table des matières

Avant-Propos.....	3
Table des matières.....	5
Liste des figures.....	9
Liste des tableaux.....	13
Introduction.....	14
Mise en contexte.....	14
But du projet.....	15
Méthodologie et organisation du rapport.....	15
Liste des collaborateurs du projet.....	16
Liste des publications des résultats du projet.....	17
Partie 1. Effet de la fréquence de chargement sur le comportement dynamique des argiles sensibles du Québec.....	20
1.1 Introduction et revue de littérature.....	20
1.2 Sols étudiés.....	22
1.3 Programme expérimental.....	23
1.4 Résultats expérimentaux.....	24
1.5 Conclusion.....	34

Partie 2.	Effet du mode de sollicitation et de l'appareillage sur les mesures des propriétés dynamiques des sols naturels de l'est du Canada	35
2.1	Introduction et revue de littérature	35
2.2	Sols testés	37
2.3	Appareillage	38
2.4	Résultats expérimentaux.....	46
2.5	Discussions sur l'effet de l'appareillage et du mode de sollicitation	52
2.6	Conclusions	59
Partie 3.	Établissement d'un modèle du module de cisaillement normalisé et de coefficient d'amortissement des argiles sensibles de l'est du Canada.....	60
3.1	Introduction	60
3.2	Établissement d'une base de données des propriétés dynamiques des argiles sensibles de l'est du Canada	62
3.3	Modèle de courbes de réduction du module de cisaillement et d'amortissement proposé...68	
3.4	Conclusions	76
Partie 4.	Étude du cas du glissement de Saint-Adelphe en 1988	77
4.1	Introduction et présentation du glissement.....	77
4.2	Caractérisation géotechnique du dépôt.....	80
4.3	Résultats des essais monotones	83

4.4 Courbes de réduction du module de cisaillement et du matériau amortissant de l'argile de Saint-Adelphe.....	84
4.5 Évaluation de la stabilité de la pente.....	86
4.6 Conclusions.....	94
Partie 5. Examen de la robustesse de la méthode pseudo-statique spectrale.....	96
5.1 Introduction sur la méthode pseudo-statique spectrale.....	96
5.2 Effet de l'indice de plasticité et de la zone sismique.....	97
5.3 Effet du contenu fréquentiel.....	103
5.4 Validation de la méthode pseudo-statique spectrale a l'équilibre limite.....	105
Partie 6. :Études de vs.....	109
6.1 Sols testés.....	109
6.2 Corrélations entre la vitesse normalisée et l'indice des vides.....	111
6.3 Utilisation de la vitesse pour l'évaluation de σ'_p	113
6.4 Relation entre V_s et le pourcentage d'argile.....	115
6.5 Mesure de V_s en continue.....	117
6.6 Répétitivité des essais.....	120
6.7 Effet de l'anisotropie sur les vitesses de propagation des ondes de cisaillement.....	121
Mesures de V_s dans la paroi latérale d'un anneau oedométrique.....	121
K_0 par déformation latérale d'un anneau oedométrique.....	123
Examen des échantillons au microscope électronique.....	128

Partie 7.	Conclusions	129
	Références	133
	Annexe: Courbes du coefficient sismique $kh(z)$ en surface	147

Liste des figures

Figure 1.2: Résultats des essais de cisaillement simple non drainés : a) argile de Matagami b) argile de Beauharnois.	25
Figure 1.3: Changement de la résistance non drainé normalisé au rapport de résistance non drainé $g = 1 \text{ \%}/h$ pour les sols de l'est du Canada.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 1.4: Courbes de contrainte-déformation des argiles de Limoilou et de Saint-Luc-De-Vincennes à différentes vitesses de déformation.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 1.5: Variation du module de cisaillement sécant (G) avec la vitesse de déformation dans les essais cycliques de cisaillement simple.	30
Figure 1.6: Variation du coefficient de vitesse de déformation en fonction de la déformation de cisaillement pour les sols de l'est du Canada.	31
Figure 1.7: Illustrations de l'effet de la vitesse de déformation sur les courbes contrainte-déformation: a) argile de Charlesbourg b) argile de Saint-Luc-De-Vincennes	32
Figure 2.1: Sols étudiés : a) classification selon la charte USCS, b) distribution granulométrique.	37
Figure 2.2: Schéma de l'appareil à colonne de résonance (Modifié d'après Karray et coll. 2021)	39
Figure 2.3: a) résultats CR avec la connexion rigide ; b) fréquence du système d'entraînement avec la connexion flexible ; et c) exemple de résultats CR pour un échantillon d'argile avec la connexion flexible.	41
Figure 2.4: validation tests on different soil specimens: a) Shear wave velocity b) Shear modulus reduction curves	42
Figure 2.5: Schéma de l'appareil de cisaillement simple triaxial	44
Figure 2.6: Schéma de l'appareil de cisaillement simple direct	45
Figure 2.7: Résultats de l'essai P-RAT : a) courbe de consolidation unidimensionnelle b) vitesse normalisée de l'onde de cisaillement en fonction de l'indice des vides	47
Figure 2.8: Résultats typiques de la colonne de résonance	49
Figure 2.9: Résultats typiques d'un essai DSS a) boucles d'hystérésis de contrainte-déformation b) module de cisaillement et pression d'eau interstitielle en fonction de la contrainte de cisaillement	51

Figure 2.10: Résultats typiques d'un essai triaxial de cisaillement simple a) boucles d'hystérésis de contrainte-déformation b) module de cisaillement et pression interstitielle en fonction de la contrainte de cisaillement	52
Figure 2.11: Comparaison de la vitesse des ondes de cisaillement dans la colonne de résonance et les essais P-RAT a) Argile de Saint-Luc-De-Vincennes b) Argile de Saint-Adelphe	53
Figure 2.12: Résumé des mesures expérimentales du module de cisaillement a) Module de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement b) Module de cisaillement normalisé en fonction de la déformation de cisaillement	55
Figure 2.13: Simulation numérique de l'essai CR a) Maillage du modèle 3D FLAC (modifié à partir de Lashin et coll. 2018) b) Courbes de réduction du module de cisaillement obtenues.	58
Figure 3.1: Courbes de réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement des argiles sensibles de l'Est canadien	64
Figure 3.2: Argiles sensibles de l'est du Canada utilisées dans cette étude, représentées sur la carte de Casagrande.	67
Figure 3.3: Corrélations entre la déformation de référence et : a) l'indice de plasticité b) l'OCR c) la contrainte effective moyenne d) l'indice de liquidité	71
Figure 3.4: Corrélations des paramètres de courbure avec : a) l'indice de plasticité b) l'OCR c) la contrainte effective moyenne d) l'indice de liquidité	72
Figure 4.1: localisation du glissement de Saint-Adelphe	78
Figure 4.2: Photo aérienne prise en 1988 du glissement de Saint-Adelphe	79
Figure 4.3: Photo prise en 1988 de l'escarpement du glissement de Saint-Adelphe	80
Figure 4.4: Coupe transversale AA' de la surface de rupture déterminée par des essais in-situ	81
Figure 4.5: Profil géotechnique A en amont de la pente	82
Figure 4.6: : Results of monotonic TxSS tests: (a) stress-strain curves and (b) stress paths	84
Figure 4.7 : (a) courbe de réduction du module de cisaillement (b) courbe d'amortissement et de pression interstitielle de l'argile de Saint-Adelphe	86
Figure 4.8: : Géométrie et maillage utilisé pour la simulation de la pente de Saint-Adelphe	87
Figure 4.8: : contour de la déformation de cisaillement pour l'analyse drainée, b) contour de la déformation en cisaillement pour l'analyse dynamique non drainée à la fin du séisme, c) contour du rapport de pression interstitielle résiduelle avec le concept énergétique, d) contour du ratio de pression interstitielle avec le modèle de Cao et Law (1992).	88

Figure 4.10: : facteur de sécurité des différentes simulations	90
Figure 4.11: : Surfaces de rupture obtenue : a) l'analyse drainée, b) l'analyse dynamique non drainée, c) le calcul post-sismique utilisant le modèle de déformation-anti-écrouissage	93
Figure 4.12: : Comparaison du modèle Mohr-Coulomb au modèle anti-écrouissage	94
Figure 5.1: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 1,5$ kPa/m pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.	99
Figure 5.2: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 2$ kPa/m pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.	100
Figure 5.3: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 2,5$ kPa/m pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.	101
Figure 5.4: Variation du coefficient pseudo-statique à la surface avec l'accélération spectrale déterminée à la période fondamentale du dépôt du sol : (a) prof de 10 m et (b) prof de 20 m.	102
Figure 5.5: Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 1,75 H:1V, $H_S = 5$ m et $\Delta S_u = 1,5$ kPa / m.	103
Figure 5.6.: Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 2H:1V, $H_S = 10$ m et $\Delta S_u = 2,5$ kPa / m.	104
Figure 5.7: Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, $H_S = 15$ m et $\Delta S_u = 2,0$ kPa/ m.	104
Figure 6.1: Corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant plus de 50 % d'argile	112
Figure 6.2 Corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les silts argileux ayant moins de 50 % d'argile	113
Figure 6.3 a) courbe σ'_{v-e} conventionnelle et b) courbe de consolidation σ'_{v-Vs} .	114
Figure 6.4 Validation de la corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant plus de 50 % de particules inférieures à 2 μm	116
Figure 6.5 Validation de la corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant moins de 50 % de particules inférieures à 2 μm	116
Figure 6.6 Contours d'amplitudes des ondes enregistrées durant un essai de consolidation effectué sur une argile de l'Ile Perrot.	118
Figure 6.7 a) contours d'amplitude dans le plan vitesse-racine du temps ; b) Variation de la déformation et du module de cisaillement en fonction du temps.	119

Figure 6.1: Anneau oedométrique découpée pour accueillir des anneaux piézoélectriques	122
Figure 6.2: Anneaux piezoélectriques installés dans la paroi latérale de l'anneau oedométrique	122
Figure 6.3: Anneau et spécimen d'argile avant insertion des anneaux piézoélectriques	122
Figure 6.4: Anneau oedométrique équipé de jauges de déformation	123
Figure 6.5: Équations pour l'estimation de la contrainte horizontale à partir des déformations	124
Figure 6.6 Montage pour la calibration de l'anneau oedométrique équipé de jauges	124
Figure 6.5 : Courbe de calibration des jauges installés sur l'anneau oedométrique	125
Figure 6.8 : Courbes de consolidation a) échantillon de Beauharnois découpé dans le sens vertical (sens habituel) et b) découpé dans le sens horizontal	126
Figure 6.9 : Courbes de consolidation en termes de V_s et de la contrainte effective moyenne	127
Figure 6.10 : Évolution du paramètre K_0 en fonction de l'état de consolidation	127
Figure 6.11 : Alignement des particules observé au microscope électronique	128

Liste des tableaux

Tableau 1-1:: Résumé des propriétés géotechniques des sols testés	23
Tableau 1-2:: Paramètres d'ajustement de Eq. (1.2)	27
Tableau 2-1: Propriétés géotechniques de base des sols testés	37
Tableau 2-2: Propriétés du sol et paramètres du modèle Sigmoidal-4 utilisés dans les simulations 3D de FLAC	57
Tableau 3-1: Résumé de la base de données pour les tests des argiles sensibles de l'est du Canada	65
Tableau 3-2: Analyse de la corrélation entre γ_r et α et les propriétés du sol.	70
Tableau 3-3: Analyses de régression pour le paramètre de courbure	73
Tableau 3-4: analyses de régression pour la déformation de référence	73
Tableau 4-1: Résultats des simulations avec le modèle anti-écrouissage	94
Tableau 5-1: Facteurs de sécurité obtenus pour une pente de 1,75H :1V et une résistance au cisaillement de 1,5 kPa/m en utilisant l'équilibre limite et les analyses dynamiques	106
Tableau 5-2: Facteurs de sécurité obtenus pour une pente de 3H :1V et une résistance au cisaillement de 2,0 kPa/m en utilisant l'équilibre limite et les analyses dynamiques	107
Tableau 6-1:Caractéristiques des argiles ayant un pourcentage d'argile supérieur à 50 %	110
Tableau 6-2Caractéristiques des sols ayant un pourcentage d'argile inférieur à 50 %	111
Tableau 6-3 :Caractéristiques des argiles ayant un pourcentage d'argile supérieur à 50 %	115
Tableau 6-4 : Caractéristiques des sols ayant un pourcentage d'argile inférieur à 50 %	116

Introduction

Mise en contexte

Les argiles sensibles couvrent une partie des basses terres au sud de la province de Québec où vit environ 90 % de sa population. Du fait de leur formation et de leur histoire géologique, ces sols sont caractérisés par une forte structuration et une sensibilité au remaniement très élevée. La réponse mécanique de ce type de sol reste peu connue, notamment lors de sollicitations dynamiques et sismiques. Les récents séismes (par exemple Val-Des-Bois 2010) ont montré que la réponse des argiles sensibles à l'activité sismique ne peut pas être expliquée par les lois de comportements usuelles proposées dans la littérature qui ont été en général établies sur d'autres types de sols cohésifs peu ou non sensibles et non structurés. Par ailleurs, l'activité sismique au Québec est concentrée principalement le long du fleuve Saint-Laurent, où il y a présence de dépôts d'argile sensible. De ce fait, ces dépôts ont été et seront soumis à des sollicitations dynamiques. De plus, il a été reconnu que l'activité sismique de la côte est de l'Amérique du Nord est différente de l'activité sismique de la côte ouest, particulièrement en ce qui concerne le contenu fréquentiel des séismes. Par conséquent, l'application directe des méthodes d'analyse dynamique usuelles qui ne tiennent pas compte des particularités et du contexte des argiles sensibles du Québec (séismicité et sensibilité) est susceptible de mener à des erreurs de conceptions. Dans ce contexte, et afin d'atténuer les risques des sollicitations dynamiques, les récentes versions du Code national du bâtiment du Canada (depuis 2005) ont introduit une nouvelle classification des sols, incluant une sixième catégorie « Classe F » pour les sols fragiles, qui comprend les argiles très sensibles. Pour cette catégorie, le Code national du bâtiment du Canada requiert une étude approfondie de la réponse dynamique et du risque sismique de ces dépôts d'argiles. Par conséquent, le développement d'outils de calcul dynamique adapté au contexte du Québec ainsi que l'évaluation des paramètres et des caractéristiques dynamiques de ce type de sol est nécessaire afin d'améliorer la conception des ouvrages et atténuer les risques sur les structures et la population Québécoise en général en cas de sollicitations dynamiques.

But du projet

Les principaux objectifs de ce projet sont :

- 1- Établir une base de données des propriétés dynamiques des argiles sensibles du Québec, particulièrement des vitesses de propagation des ondes de cisaillement, des courbes de réduction du module de cisaillement, ainsi que des courbes d'amortissement.
- 2- Établir un modèle simplifié du module de cisaillement normalisé et du coefficient d'amortissement des argiles sensibles du Québec qui tient compte des particularités du contexte des argiles du Québec.
- 3- Poursuivre le développement et examiner la robustesse de la méthode pseudo-statique spectrale pour l'analyse de stabilité dynamique des pentes argileuses initialement développée dans le cadre du projet de recherche R673.1.

Méthodologie et organisation du rapport

Afin de répondre aux objectifs énumérés ci-dessus, le projet a été divisé en plusieurs parties qui sont détaillées dans ce rapport. Tout d'abord, le rapport commence par présenter une étude sur l'effet de la fréquence et de la vitesse de chargement sur le comportement monotone et cyclique des argiles naturelles du Québec. Comme mentionné précédemment, le contenu fréquentiel des séismes de l'est de l'Amérique du Nord est différent de celui des séismes de la côte ouest, et de ce fait, la compréhension de cet effet est primordiale afin de cerner le comportement dynamique des argiles du Québec. La deuxième partie du rapport présente une étude sur la consistance et la cohérence des mesures des propriétés dynamiques avec quatre appareils de laboratoire. Par la suite, la troisième partie du rapport présente une base de données des mesures du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement des argiles du Québec. Cette base de données a été utilisée pour établir un modèle simplifié du module de cisaillement normalisé et du coefficient d'amortissement qui tient compte des particularités des argiles sensibles du Québec. La quatrième partie du rapport présente une étude du cas du glissement de Saint-Adelphe qui est survenu à la suite du séisme du Saguenay en 1988. Cette étude a été effectuée afin d'essayer d'expliquer les mécanismes de rupture de ces argiles, en utilisant les propriétés dynamiques expérimentales précédemment établies. La cinquième partie du rapport porte sur la poursuite du développement de la méthode pseudo-statique

spectrale pour le calcul dynamique de stabilité des pentes développée initialement dans le projet R673.1 avec l'étude des effets de l'indice de plasticité, du profil de résistance, de la géométrie de la pente, contenu fréquentiel sur les résultats de la méthode ainsi que la validation de la méthode. Enfin, la sixième partie présente les résultats de l'étude des paramètres qui influence la vitesse de propagation des ondes de cisaillement des argiles du Québec.

Liste des collaborateurs du projet

- **Mourad Karray**, Professeur titulaire, Département de génie civil et génie du bâtiment, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Sherbrooke, QC.
- **Yannick Ethier**, Professeur titulaire, Département de génie de la construction, École de Technologie supérieure, Montréal, QC.
- **Mahmoud N. Hussein**, Attaché de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Sherbrooke, QC.
- **Marie-Christine Delisle**, Chef d'équipe, Section mécanique des sols, Service géotechnique & géologie, ministère de Transport du Québec, QC, Canada
- **Sarah Bouchard**, Ingénieure en géotechnique, Section mécanique des sols, Direction de la géotechnique et de la géologie, ministère de Transport du Québec, QC, Canada.
- **Maxime Bolduc**, Ingénieur en géotechnique, Direction de la géotechnique et de la géologie, ministère de Transport du Québec, QC, Canada.
- **Pascal Locat**, Chargé de projet, Section mouvement de terrain, Direction de la géotechnique et de la géologie, ministère de Transport du Québec, QC, Canada.
- **Catherine Ledoux**, Ingénieure en géotechnique, Secteur mécanique des sols, Direction de la géotechnique et de la géologie, ministère des Transports, QC, Canada.
- **Remi Mompin**, Ingénieur en géotechnique, Section mouvement de terrain, Direction de la géotechnique et de la géologie, ministère de Transport du Québec, QC, Canada.

Étudiants :

- **Mustapha Abdellaziz**, doctorant, Université de Sherbrooke ;
- **Ibrahim Lashin**, doctorant, Université de Sherbrooke ;
- **Jeudy Betegard**, doctorant, Université de Sherbrooke ;
- **Amin Torabi**, doctorant, École Technologie supérieure ;

- **Guillaume Dion-Gagnier**, doctorant, École Technologie supérieure ;
- **Jonathan Mole**, étudiant à la Maîtrise, Université de Sherbrooke ;
- **Justine Sirois**, Étudiante à la Maîtrise, Université de Sherbrooke ;
- **Mohamed Souilem**, étudiant à la Maîtrise, Université de Sherbrooke.

Liste des publications des résultats du projet

Les résultats de ce projet de recherche sont présentés dans ce rapport mais aussi dans plusieurs publications dans des journaux et conférences scientifiques ainsi que mémoires et thèses qui sont énumérés ci-dessous :

Thèses et mémoires :

1. Mole, J. (2021). Validation de la méthode pseudo-statique spectrale pour l'analyse de stabilité sismique des talus argileux. Mémoire de maîtrise soumis. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
2. Sirois, J. (2021). Contribution à l'établissement des courbes de dégradation des argiles sensibles du Québec. Mémoire de maîtrise soumis. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
3. Lashin, I. (2021). Assessment of shear modulus for granular soils, with small- to large-strain moduli correlations. Thèse de doctorat. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
4. Abdellaziz, M. (2021). Développement d'un modèle pour les courbes de réduction du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement des argiles sensibles de l'est du Canada. Thèse de doctorat soumise. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
5. Ghobrial, F. (2019). Analyse dynamique des pentes argileuses et développement d'une nouvelle méthode pseudo-statique spectrale. Thèse de doctorat. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
6. Dion Gagnier, Guillaume (2019). Analyse de la méthode P-RAT et caractérisation des argiles de la mer Champlain par la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s . Mémoire de maîtrise. École de technologie supérieure.
7. Souilem, M. (2017). Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile sous l'effet de la variation de l'indice de plasticité et de la zone sismique. Mémoire de maitrise. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Articles dans des journaux

1. Abdellaziz, M., Betegard, J., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2021). Strain rate effect on static and dynamic behaviors of natural soils from eastern Canada. *La revue Canadienne de Géotechnique* ;
2. Abdellaziz, M., Delisle, M.C., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2020). Shear modulus and damping ratio of sensitive Eastern Canada clays. *Revue Canadienne de géotechnique* ;
3. Abdellaziz, M., Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., Ledoux, C., Locat, P. & Chekired, M. (2020). Experimental and numerical investigation of the Saint-Adelphé landslide after the 1988 Saguenay earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(12), 1936-1952.
4. Abdellaziz, M., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2021). Normalized shear modulus and damping ratio model of sensitive Eastern Canada clays. *Soumis à la revue Canadienne de Géotechnique* ;
5. Abdellaziz, M., Lashin, I., Karray, M. (2021). Framework to assess the shear modulus degradation curve (G/G_{max}) of clay soils. *Soumis à Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
6. Chehat, A., Hussien, M. N., Abdellaziz, M., Chekired MC, M., Harichane, Z., & Karray, M. (2018). Stiffness-and damping-strain curves of sensitive Champlain clays through experimental and analytical approaches. *Revue Canadienne de géotechnique* ;
7. Karray, M., Abdellaziz, M., Lashin, I. (2021). Effect of driving system on Hardin-Type resonant columns. *Soumis à la revue Canadienne de Géotechnique*.
8. Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., & Ledoux, C. (2018). Framework to assess pseudo-static approach for seismic stability of clayey slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(12), 1860-1876.
9. Karray, M., Hussien, M. N., Souilem, M., Locat, P., & Mompin, R. (2019). Adjustment of spectral pseudo-static approach to account for soil plasticity and zone seismicity. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(2), 173-186.
10. Lashin, I., Hussien, M. N., Karray, M., & Chekired, M. (2018). Assessment of conventional interpretation methods of RC results based on 3D numerical simulations. *International Journal of Geomechanics*, 18(12), 04018160.

Articles dans des conférences scientifiques

1. Abdellaziz, M., Karray, M., & Chekired, M. (2019). Shear modulus and damping ratio curves of sensitive Eastern Canadian clays in cyclic simple shear triaxial test. In the proceeding of 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec City, Quebec, Canada.
2. Abdellaziz, M., Karray, M., Hussien, M. N., & Mohamed, C. (2017) Assessment of the effect of loading frequency on cyclic behaviour of sensitive clay. In Canadian Geotechnical Conference, GeoOttawa, Ontario, Canada.
3. Abdellaziz, Mustapha, Mourad Karray, and Mohamed Chekired. "Shear modulus and damping ratio curves of sensitive Eastern Canadian clays in cyclic simple shear triaxial test." the proceeding of 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec City, Quebec, Canada. 2019.
4. d'Onofrio, A., Chiaradonna, A., Lanzo, G., & Karray, M. (2019). Cyclic and dynamic behaviour of a Canadian sensitive clay. In E3S Web of Conferences (Vol. 92, p. 08003). EDP Sciences.
5. Ghobrial, F., Karray, M., Delisle, M. C., & Ledoux, C. (2015). Development of spectral pseudo-static method for dynamic clayey slope stability analysis. In 68th Canadian Geotechnical Conference, Quebec City, Quebec, Canada.
6. Karray, M., Ghobrial, F. H. M., Delisle, M. C., Ledoux, C. F. M., Lu, H., & Thode, R. (2017). Incorporation of the spectral pseudo-static procedure into the limit equilibrium slope stability software–SVSLOPE. In 70th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, Canada.
7. Lashin, I. & Hussien, M. & Karray, M. & Chekired, M. (2017). 3D sensitivity analyses of the factors affecting the estimation of the small-strain shear modulus from RC outcomes. In Canadian Geotechnical Conference, GeoOttawa, Ontario, Canada.
8. Mole, J., Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., Locat, P., Mompin, R., & Ledoux, C. (2018). Effects of frequency content on dynamic slopes stability for Eastern Canada clays. In 71st Canadian Geotechnical Conference.

Partie 1. Effet de la fréquence de chargement sur le comportement dynamique des argiles sensibles du Québec

Un effort considérable a été déployé durant les dernières années pour essayer d'examiner l'effet de la fréquence du chargement sur le comportement dynamique des argiles sensibles du Québec. Cette région est connue pour une sismicité caractérisée par un contenu fréquentiel riche en énergie en hautes fréquences, contrairement à la côte ouest où les séismes sont caractérisés par un contenu fréquentiel riche en basses fréquences (Atkinson 1996). Dans ce sens, l'évaluation de l'effet de la fréquence de chargement est primordiale afin de définir de manière précise le mode et la ou les fréquences pour lesquelles les propriétés dynamiques (module de cisaillement, amortissement...etc.) des argiles du Québec devraient être établies.

Cette partie présente les résultats de l'étude de l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement monotone et dynamique des sols naturels du Québec. Au total, huit sols naturels ont été investigués sur l'appareil de cisaillement simple en utilisant différentes vitesses de chargement. Les résultats obtenus ont permis d'évaluer l'effet de la vitesse de chargement sur le module de cisaillement, ainsi que sur la résistance non drainée des argiles sensibles Québec. À noter que les résultats présentés dans ce chapitre ont déjà été publiés dans un article de la revue Canadienne de géotechnique dans la référence suivante :

- Abdellaziz, M., Betegard, J., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2021). Strain rate effect on static and dynamic behaviors of natural soils from eastern Canada. La revue Canadienne de Géotechnique.

1.1 Introduction et revue de littérature

Plusieurs études expérimentales ont montré que la vitesse de chargement (ou la fréquence) pouvait influencer le comportement monotone et dynamique des sols argileux. Lefebvre & LeBoeuf (1987) ont étudié l'effet de la vitesse de chargement sur la résistance au cisaillement monotone et ils ont observé une augmentation de la résistance au cisaillement non drainé (S_u) avec la vitesse de chargement ($\dot{\epsilon}$) de 7 à 14% par cycle logarithmique de ($\dot{\epsilon}$) dans des essais triaxiaux. D'autres études ont confirmé cette observation où les essais monotones ont montré une augmentation de S_u

d'environ 5-10% par cycle logarithmique de ($\dot{\epsilon}$) (Graham et coll., 1983; Mun et coll., 2016; Vaid et coll., 1979). Cet effet a également été observé lors d'essais cycliques où il a été constaté que l'augmentation de la fréquence de chargement augmente la résistance au cisaillement cyclique (Ansal & Erken, 1989; Lefebvre & Pfendler, 1996; Zergoun & Vaid, 1994). Comme expliqué par Lefebvre & LeBoeuf (1987) et Leroueil & Hight (2003), ce comportement est induit par le fluage de la structure de l'argile sous chargement. En revanche, l'effet de la fréquence de chargement sur les propriétés à faible déformation de l'argile (module de cisaillement initial (G_0) et rapport d'amortissement (ξ)) est un sujet controversé en géotechnique. Selon certaines études, l'effet de la fréquence observée à grandes déformations existe également à faibles déformations (Matešić & Vucetic, 2003; Park & Hashash, 2008; Rix & Meng, 2005; Stokoe & Santamarina, 2000). Selon Stokoe & Santamarina (2000), pour les fréquences d'excitation passant de 1 à environ 100 Hz, on peut observer une augmentation de G_{max} d'environ 5 à 30%, et l'effet augmente généralement avec l'augmentation de I_p . Sur la même plage de fréquences, ξ est beaucoup plus affecté, et sa valeur peut doubler facilement. Basé sur des travaux expérimentaux, Rix & Meng (2005) ; Matešić & Vucetic (2003); Kim et coll. (1992) et d'autres, Park et Hashash (2008) ont proposé une procédure d'analyse linéaire équivalente modifiée pour tenir compte de la dépendance du comportement du sol à la fréquence de chargement. D'autre part, les travaux expérimentaux de Aggour et coll. (1987); Lo Presti et coll. (1997) et Santucci de Magistris et coll. (1999) ont montré que le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement à faible déformation ne sont pas influencés par la fréquence de chargement. Selon Lo Presti et coll. (1997) ; Aggour et coll. (1987) et Santucci de Magistris et coll. (1999), l'effet de la fréquence de chargement sur G et ξ diminue avec la diminution de la déformation jusqu'à disparaître à très faibles déformations. Il est important de noter que ces observations ont été faites sur divers appareils qui présentent certaines limitations qui peuvent altérer les mesures de G et ξ . Par exemple, selon Ishihara (1996), les résultats obtenus sur la colonne de résonance ne représentent pas seulement les propriétés du sol investigué mais contiennent aussi la réponse de l'appareil, ce qui induit des erreurs dans les mesures. Par conséquent, des investigations plus approfondies sont nécessaires afin de déterminer plus précisément l'effet de la fréquence de chargement sur le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement, notamment dans le cas de l'est du Canada où le contenu fréquentiel des séismes probables est différent de celui de l'ouest de l'Amérique du Nord.

Dans l'est du Canada, l'effet de la vitesse de déformation a été étudié par plusieurs chercheurs, dont Law (1974) ; Vaid et coll. (1979) ; Demers (1980) ; Leroueil et coll. (1985) ; Lefebvre et LeBoeuf (1987). Ces recherches ont été réalisées principalement sur des argiles sensibles. Ces argiles ont la particularité d'être extrêmement sensibles au remaniement et très structurées (Leroueil et coll., 1983). Lefebvre et LeBoeuf (1987) ont étudié l'effet de structure et ont conclu que même si ces argiles sont considérées comme très structurées, l'amplitude de l'effet de la vitesse de chargement sur la résistance monotone est pratiquement identique pour les argiles structurées et déstructurées. Leroueil et coll. (1985) ont montré que le comportement des argiles de la mer Champlain sous compression unidimensionnelle est contrôlé par une relation unique contrainte-déformation-vitesse de déformation. Ils ont conclu que le comportement des argiles de la mer Champlain peut être décrit

par les deux courbes expérimentales de $\sigma'_p - \varepsilon_v$ et $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} - \varepsilon_v$. Malgré ces efforts considérables, les

données disponibles dans la littérature sur l'effet de la vitesse de déformation sur les propriétés des sols du Québec sont plutôt limitées et certains aspects doivent être étudiés plus en profondeur (par exemple, l'effet de la vitesse de déformation sur le module de cisaillement). De plus, comme l'activité sismique dans l'est du Canada est différente en termes de fréquence de chargement de l'activité sismique de la côte ouest, les méthodes d'analyse de la réponse des sols aux séismes et les corrélations développées pour la côte ouest pourraient être inappropriées dans l'est du Canada sans correction de fréquence. Par conséquent, cet effet devrait être examiné de plus près afin de mieux évaluer la réponse du sol dans l'est du Canada.

1.2 Sols étudiés

Huit sols naturels de l'est du Canada ont été étudiés dans cette étude ; sept sols cohésifs et un sol pulvérulent. Les sols étudiés ont été échantillonnés à différents endroits dans l'est du Canada : Saint-Adelphe, Saint-Luc-De-Vincennes, Matagami, Beauharnois, Québec (Limoilou), Baie-Saint-Paul, Charlesbourg et Sorel. Un piston stationnaire muni de tubes Shelby a été utilisé pour échantillonner les sols cohésifs, tandis que les sols pulvérulents ont été échantillonnés à l'aide d'une cuillère fendue. Les échantillons ont été soigneusement transportés au laboratoire géotechnique de l'Université de Sherbrooke. Les propriétés géotechniques générales des sols étudiés sont présentées dans le tableau 1.1, à la figure 1.1-a et à la figure 1.1-b. Le tableau 1.1 énumère les propriétés

géotechniques de base, la Fig. 1.1-a présente le système unifié de classification des sols (USCS) et la Fig. 1.1-b présente la distribution granulométrique.

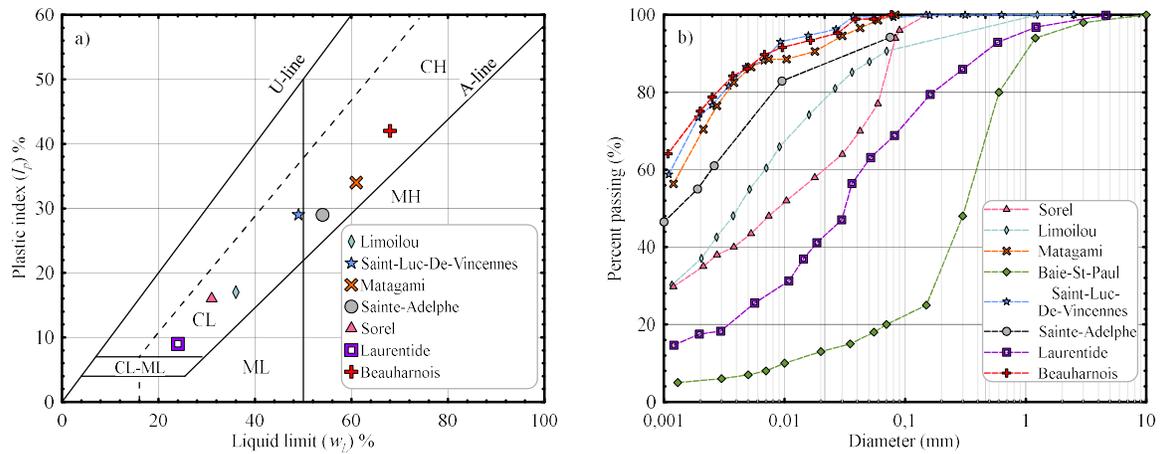


Tableau 1-1: Résumé des propriétés géotechniques des sols étudiés

<i>Sols cohésifs</i>						
<i>Site</i>	<i>W (%)</i>	<i>w_{Lc} (%)</i>	<i>w_p (%)</i>	<i>I_p (%)</i>	<i>I_L (%)</i>	<i>G_s</i>
St-Luc-De-Vincennes	72	49	20	29	1.80	2.74
Matagami	87	61	27	34	1.59	2.79
Saint-Adelphe	71	54	29	25	1.44	2.80
Limoilou	23	36	19	17	0.23	2.79
Silt Sorel	26-28	31	15	16	0.81-0.63	2.79
Silt Laurentides	20-23	24	15	9	0.88-0.55	2.76
Beauharnois	82	68	26	42	1.33	2.77
<i>Sols pulvérulents</i>						
<i>Site</i>	<i>e_{max}</i>	<i>e_{min}</i>	<i>C_{uniformity}</i>	<i>C_c</i>	<i>D₅₀</i>	<i>G_s</i>
Baie-Saint Paul	0.91	0.60	2.25	1.00	0.15	2.78

1.3 Programme expérimental

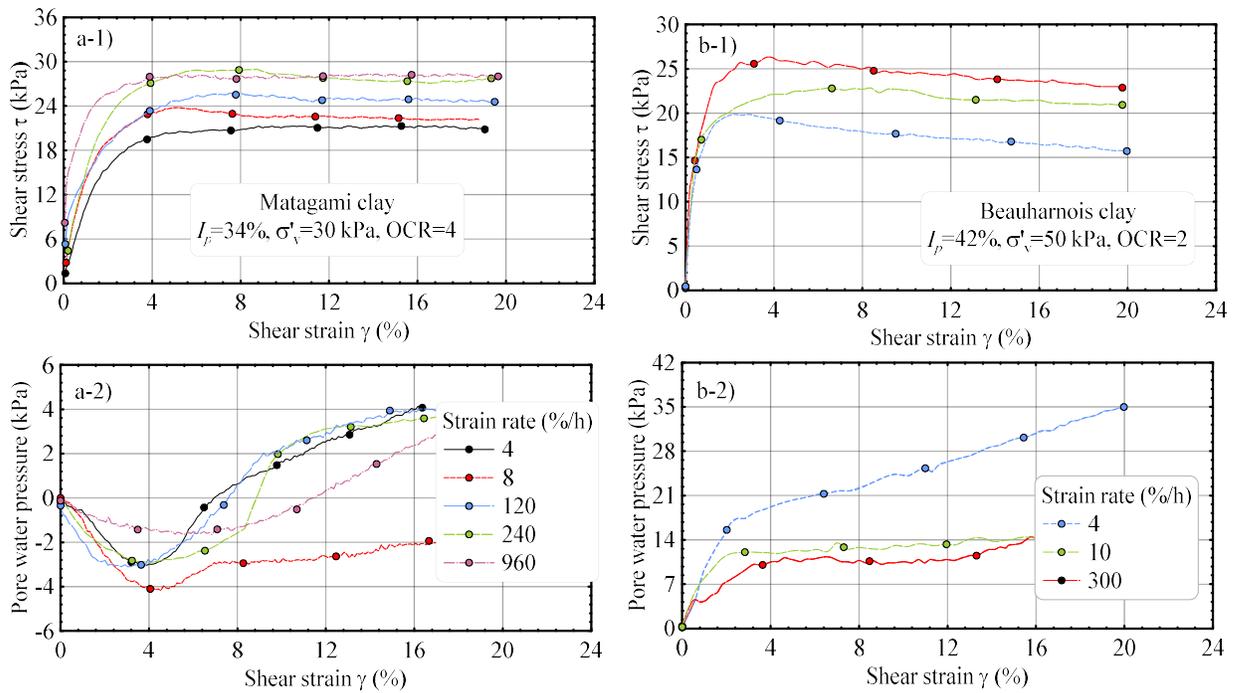
Tout d'abord, les échantillons ont été caractérisés à l'aide d'une série d'essais géotechniques de base en laboratoire. Les normes utilisées pour les essais de limite d'Atterberg, de densité relative G_s ,

d'indice des vides maximum et minimum, et d'analyse de la granulométrie étaient respectivement BNQ-2501-092 (2014), BNQ-2501-070 (2014), ASTM D4254-14 (2014) et BNQ-2501-025 (2013). Par la suite, une série d'essais de cisaillement simple a été réalisée sur les échantillons en suivant la norme ASTM D6528-00. Au total, huit essais monotones et 15 essais cycliques ont été réalisés dans le cadre de cette étude. Les essais de cisaillement simple monotone ont été réalisés sur les argiles de Matagami et de Beauharnois en utilisant une vitesse de déformation en cisaillement couvrant plus de deux cycles logarithmiques (d'environ 4% / h à environ 960% / h). D'autre part, des essais de cisaillement simple cyclique ont été réalisés sur les sols de Saint-Adelphe, Saint-Luc-De-Vincennes, Baie-Saint-Paul, Sorel, Charlesbourg et Limoilou en suivant la norme ASTM D8296-19. Pour chaque essai cyclique, plusieurs mesures ont été effectuées à différentes amplitudes de déformation. En plus des essais réalisés dans cette étude, d'autres données publiées par Law (1974) ; Vaid et coll. (1979) ; Demers (1980) ; et Lefebvre et LeBoeuf (1987) ont été utilisées pour tirer les conclusions de cette étude.

1.4 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux des essais de cisaillement monotone effectués sur les argiles de Matagami et de Beauharnois sont présentés à la figure 1.2. Les échantillons ont été reconsolidés à la pression de confinement in situ. Les courbes de contrainte-déformation montrent que la résistance maximale au cisaillement (τ_f) augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. L'augmentation moyenne calculée de τ_f par $\text{Log}(\dot{\gamma})$ est d'environ 17% pour les deux argiles étudiées. D'autre part, la pression interstitielle ne montre pas de tendance claire pour l'argile de Matagami, où la pression interstitielle ne dépasse pas 4 kPa. Cependant, elle semble diminuer avec l'augmentation de la vitesse de déformation pour l'argile de Beauharnois. Cette différence en termes de pression interstitielle peut s'expliquer par la différence du degré de surconsolidation (OCR) entre les deux argiles. D'autres données publiées sur des essais réalisés sur des argiles de l'est du Canada ont montré que la vitesse de déformation affecte la pression interstitielle, notamment dans les domaines normalement consolidés (Abdellaziz et coll., 2017 ; Lefebvre & LeBoeuf, 1987). Par conséquent, il semble que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la vitesse de déformation et cet effet est plus prononcé dans le domaine normalement consolidé.

Figure 1.1: Résultats des essais de cisaillement simple monotone non drainés : a) argile de Matagami b) argile de Beauharnois.



Pour évaluer la tendance générale de la résistance au cisaillement en fonction de la vitesse de

déformation, les résultats ont été analysés en fonction des courbes $\frac{\tau_f}{\tau_f(\dot{\gamma}_{ref})} - \dot{\gamma}$. En plus des

résultats de Matagami et Beauharnois, des données publiées précédemment sur l'effet de la vitesse de déformation des sols de l'est du Canada ont été ajoutées à l'analyse. Les données de la littérature ont été extraites de Law (1974) ; Vaid et coll. (1979) ; Demers (1980) ; et Lefebvre et LeBoeuf (1987). Même si la revue de la littérature concernant les données publiées sur les sols de l'est du Canada contient une quantité considérable de données, elle peut ne pas être exhaustive. Les données obtenues sont présentées à la figure 1.3 sur un graphique linéaire logarithmique, et la résistance au cisaillement a été normalisée par la résistance au cisaillement non drainée mesurée à une vitesse de déformation de 1 %/h. Pour les sols pour lesquels il n'existe pas d'essai à $\dot{\gamma} = 1\%/h$, une

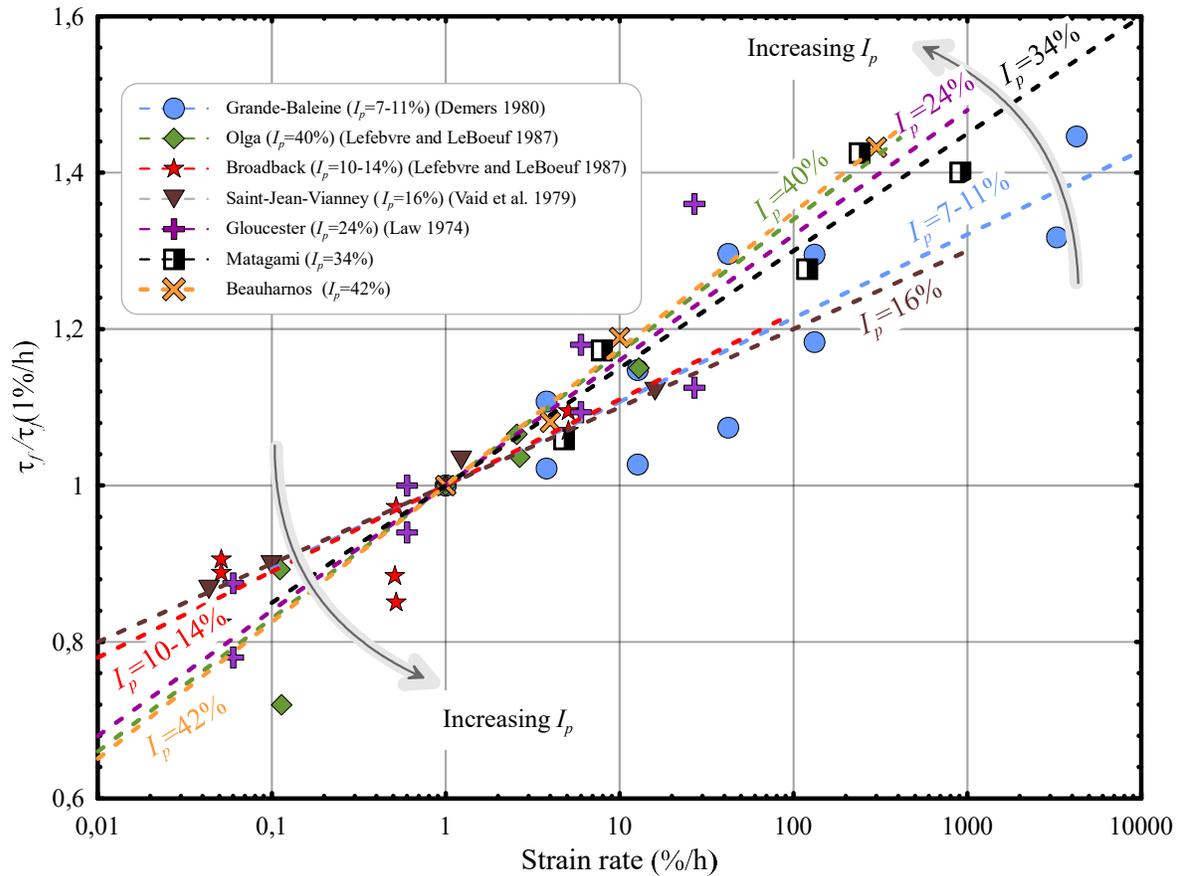
extrapolation linéaire a été utilisée pour obtenir une approximation de $\tau_f(\gamma = 1\%/h)$. La relation

$\frac{\tau_f}{\tau_f(\gamma_{ref})} - \gamma$ peut être exprimée par l'équation (1.2) :

$$\frac{\tau_f}{\tau_f(\gamma_{ref})} = \alpha \times \text{Log}(\gamma) + 1 \quad (1.2)$$

Où α est la pente de la ligne. Des analyses de régression ont été effectuées pour déterminer le paramètre α qui correspond au coefficient de détermination R^2 le plus élevé pour chaque sol.

Figure 1.2: Changement de la résistance non drainée normalisée au rapport de résistance non drainée $\dot{\gamma} = 1\%/h$ pour les sols de l'est du Canada.



Les résultats des analyses de régression sont présentés dans le tableau 1.2. Le R^2 varie de 86% à 99% et la valeur p associée est inférieure à 0,05, ce qui est plutôt satisfaisant. Les valeurs obtenues pour α varient d'environ 0,10 pour les argiles de Grande-Baleine et de Saint-Jean-Vianney à 0,17 pour les argiles d'Olga et de Beauharnois. L'analyse a également montré que le coefficient α généralement augmente avec l'augmentation de la plasticité du sol, sauf pour l'argile de Gloucester, où il est légèrement supérieur aux autres sols. Ceci est corroboré par les observations de Lo Presti et coll. (1997) ; Cavallaro et coll. (1998) ; Vucetic et Tabata (2003) ; Mitchell et Soga (2005). Pour confirmer cette tendance, une analyse de régression a été effectuée pour évaluer la corrélation entre α et I_p . L'analyse révèle que la valeur p associée au coefficient de I_p était de 0,0006. Ce résultat indique qu'il existe une dépendance statistique significative entre α et I_p .

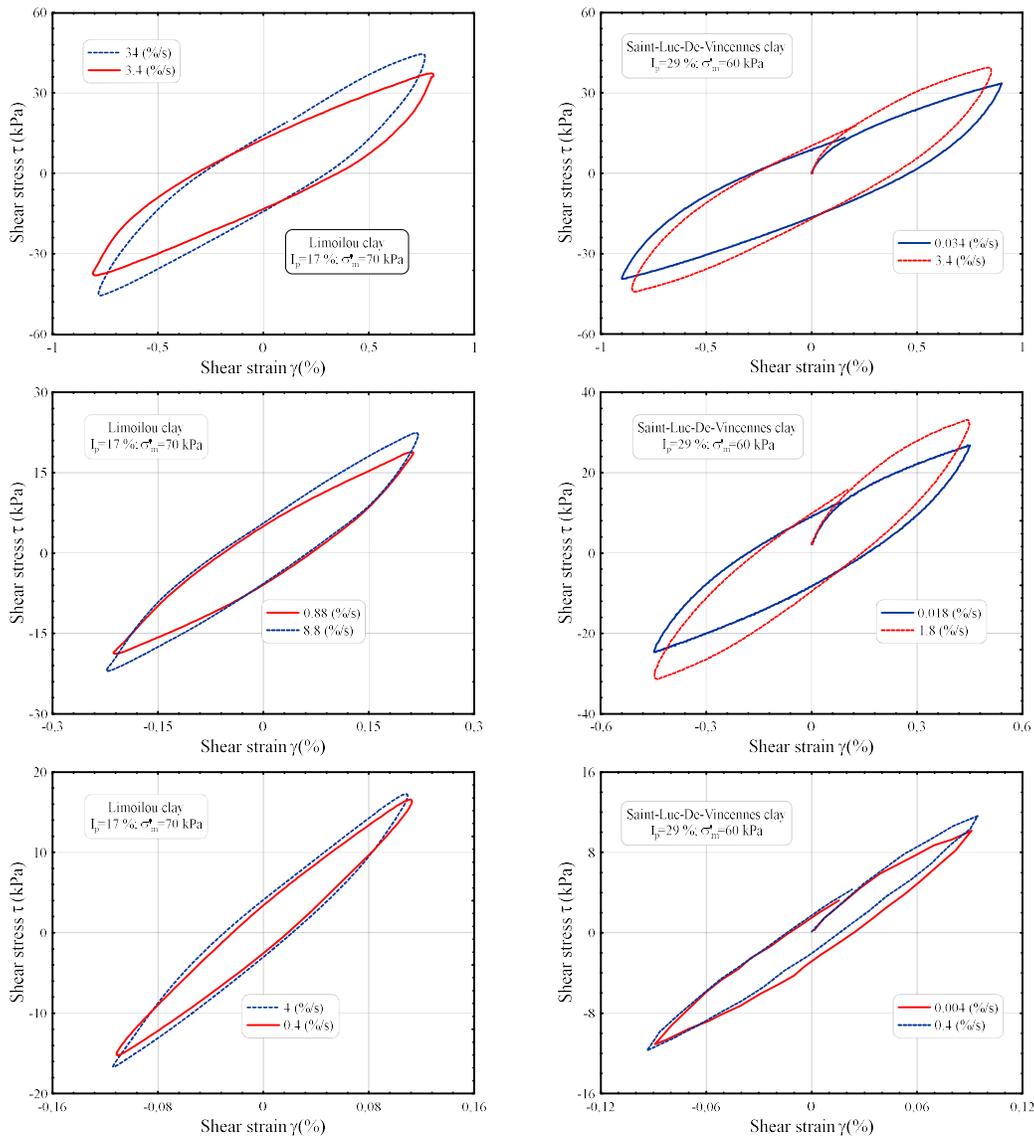
Tableau 1-2: Paramètres d'ajustement de Eq. (1.2)

<i>Sol</i>	<i>I_p</i> (%)	α	R^2
Grande-Baleine	7-11	0.10	0.88
Olga	40	0.17	0.92
Broadback	10-14	0.11	0.86
Saint-Jean-Vianney	16	0.10	0.99
Gloucester	24	0.16	0.92
Matagami	34	0.15	0.94
Beauharnois	42	0.17	0.93

Les résultats des essais cycliques de cisaillement simple sont résumés dans la figure 1.4 et la figure 1.5. Les essais ont été réalisés principalement pour évaluer l'effet de la vitesse de déformation sur le module de cisaillement. L'amplitude de la déformation en cisaillement variait d'environ 0,04% à environ 1,8%. La figure 1.4 présente les résultats types des essais de cisaillement simple pour les argiles de Limoilou et de Saint-Luc-De-Vincennes. Les résultats sont présentés en termes de courbe de contrainte-déformation moyenne calculée à partir des six cycles appliqués. On peut observer sur les boucles d'hystérésis que le module sécant de cisaillement augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. Cette tendance est similaire à celle identifiée dans les études précédentes (par exemple, Cavallaro et coll., 1998 ; Lo-Presti et coll., 1996 ; Matešić et

Vucetic, 2003). Cependant, l'amplitude de l'effet de la vitesse de déformation varie considérablement d'un essai à l'autre. La figure 1.5 présente l'évolution du module de cisaillement avec la vitesse de déformation pour les six sols. Bien que la tendance générale du module de cisaillement augmente avec $\dot{\gamma}$, la magnitude de l'effet de la vitesse varie considérablement entre les sols et l'amplitude de déformation γ_c .

Figure 1.3: Courbes de contrainte-déformation des argiles de Limoilou et de Saint-Luc-De-Vincennes à différentes vitesses de déformation.



Afin d'évaluer plus quantitativement l'effet de la vitesse de déformation sur le module de cisaillement, le coefficient de vitesse de déformation N_{γ} a été calculé pour chaque mesure. En plus des résultats des essais cycliques, le coefficient de vitesse de déformation a également été calculé pour les essais monotones effectués sur les argiles de Matagami et de Beauharnois, ainsi que pour d'autres données disponibles dans la littérature (Law, 1974 ; Vaid et coll., 1979 ; Demers, 1980 ; Lefebvre et LeBoeuf, 1987). Les données issues des essais triaxiaux ont été analysées à l'aide des relations suivantes : $\gamma = 1.5\varepsilon$ et $E = 3G$ (Park et Silver, 1975 ; Dobry, 1982 ; Vardanega et Bolton, 2013). Ces relations ont été obtenues en supposant un coefficient de Poisson d'environ $\nu = 0.48 - 0.50$ (Hamilton, 1971 ; Ishihara, 1996). La figure 1.6 présente les courbes $N_{\gamma} - \gamma_c$ des sols étudiés. Les données montrent que l'effet de la vitesse de déformation (reflété par N_{γ}) varie considérablement avec l'amplitude de la déformation de cisaillement. Pour une faible amplitude de déformation de cisaillement, le coefficient N_{γ} est relativement faible ; cependant, il augmente significativement avec une augmentation de γ_c . En fait, l'extrapolation de la tendance générale des données indique que le module de cisaillement G_{max} pourrait être considéré comme indépendant de la vitesse de déformation. Ces résultats sont cohérents avec ceux de Lo Presti et coll. (1997) ; Cavallaro et coll. (1998) ; d'Onofrio et coll. (2019). Les données révèlent également que l'effet de la vitesse de déformation dépend significativement du type de sol. Pour les sols pulvérulents tels que le sable de Baie-Saint Paul, l'effet de la vitesse de déformation était presque négligeable. Cette observation a été précédemment rapportée par d'autres chercheurs (par exemple, Wong, 1971 ; Boulanger et Seed, 1995 ; Polito, 1999 ; Dash et Sitharam, 2016) où ils ont montré que le sol pulvérulent est relativement insensible à la variation de la vitesse de déformation. Cependant, les données montrent que l'effet de la vitesse de déformation est beaucoup plus prononcé dans les sols cohésifs. Ce comportement est probablement causé par le comportement visqueux prononcé des sols cohésifs par rapport aux sols pulvérulents (Mesri et al, 1995 ; Leroueil et Hight, 2003). Le coefficient N_{γ} est particulièrement élevé pour l'argile d'Olga avec $I_p = 40\%$. En revanche, le sable de Baie-Saint-Paul et le silt de Charlesbourg ($I_p = 9\%$) présentent les plus faibles valeurs de N_{γ} . Cela peut indiquer que l'indice de plasticité I_p pourrait être l'un des facteurs clés

contrôlant l'effet de la vitesse de déformation. En général, les données obtenues indiquent que l'effet de la vitesse de déformation pourrait être principalement contrôlé par l'amplitude de déformation et l'indice de plasticité.

Figure 1.4: Variation du module de cisaillement sécant (G) avec la vitesse de déformation dans les essais cycliques de cisaillement simple.

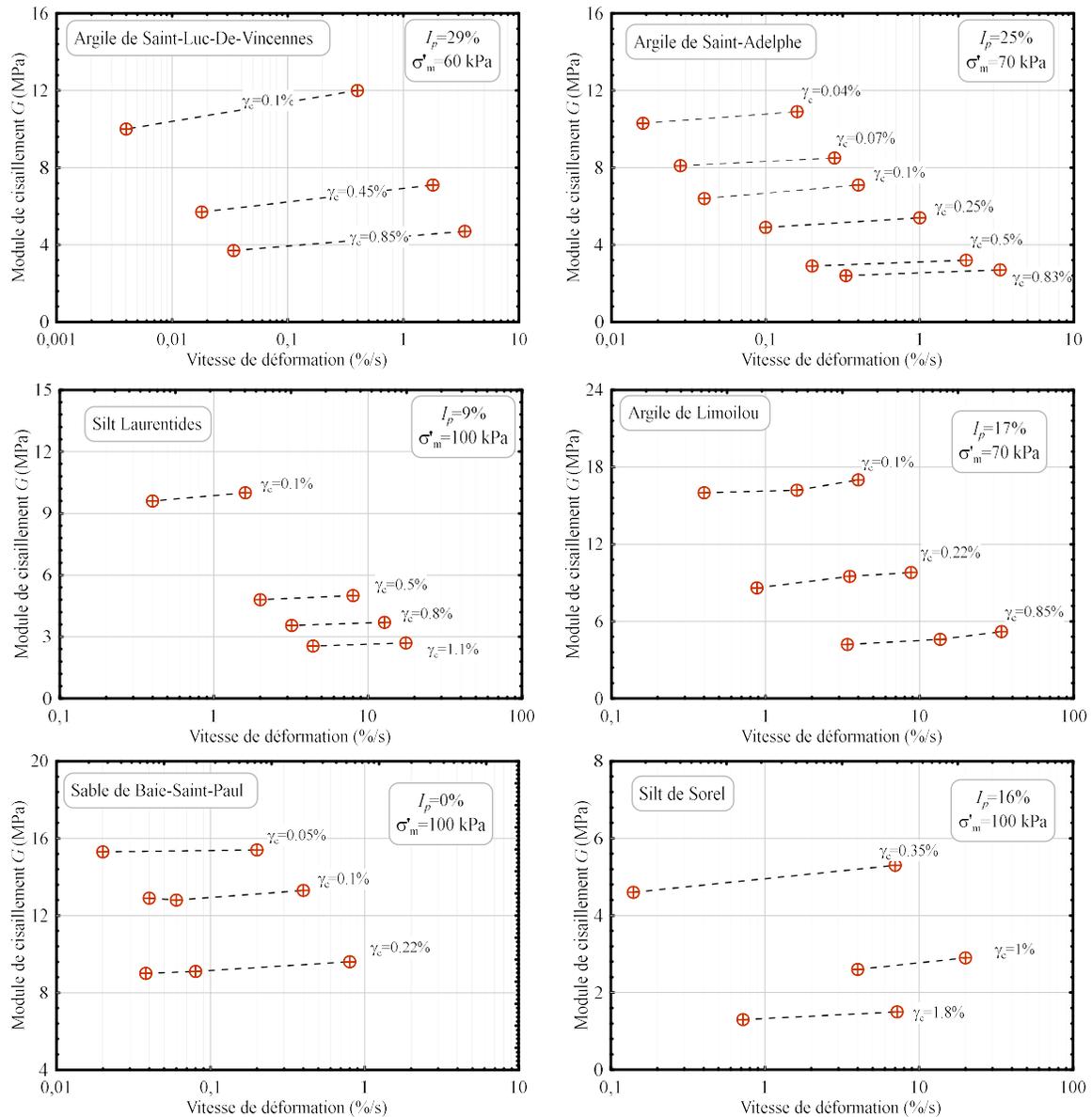
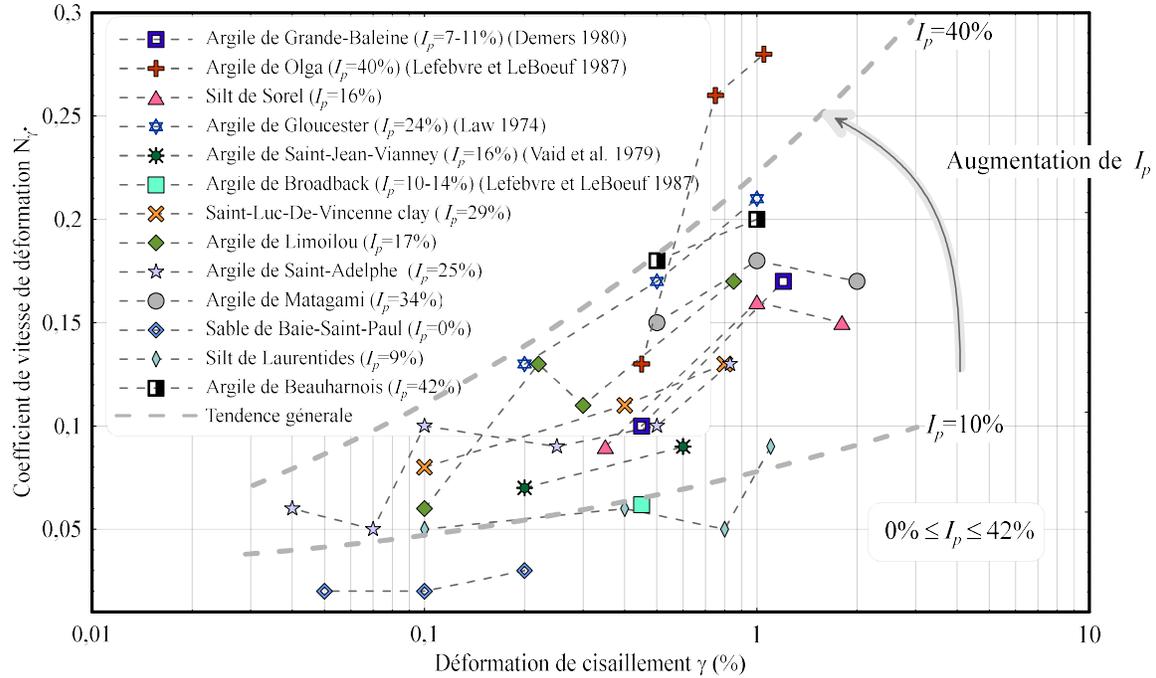


Figure 1.5: Variation du coefficient de vitesse de déformation en fonction de la déformation de cisaillement pour les sols de l'est du Canada.



Pour une utilisation pratique des résultats, le coefficient de vitesse de déformation (Fig. 1.6) peut être utilisé pour déduire les courbes de contrainte-déformation à différentes vitesses de déformation. La procédure pour arriver à cela est décrite comme suit : à partir de l'équation de coefficient de vitesse de chargement, le module de cisaillement obtenu en utilisant la vitesse de déformation peut être calculé comme suit :

$$G(\gamma, \gamma_2) = N_{\gamma} \times \log\left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2}\right) \times G(\gamma, \gamma_1) + G(\gamma, \gamma_1). \quad (1.2)$$

De plus, la contrainte de cisaillement obtenue avec la vitesse de déformation $\dot{\gamma}_2$ peut être exprimée comme suit :

$$\tau(\gamma, \dot{\gamma}_2) = G(\gamma, \dot{\gamma}_2) \cdot \gamma. \quad (1.3)$$

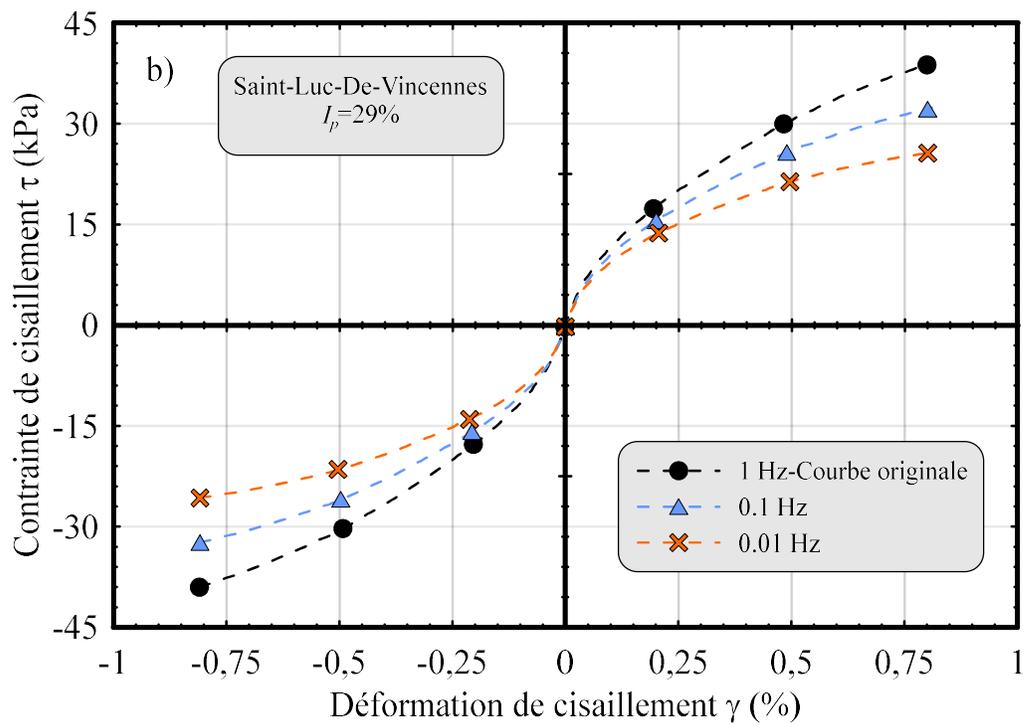
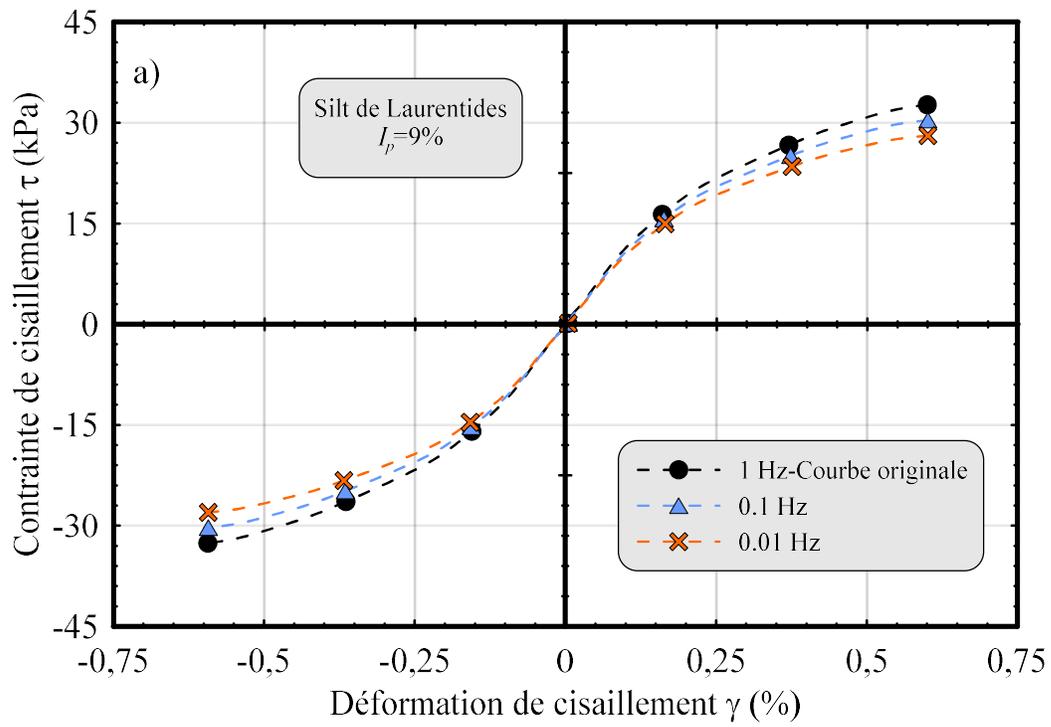
En remplaçant Eq. (1.2) dans Eq. (1.3), $\tau(\gamma, \dot{\gamma}_2)$ peut être calculé comme suit :

$$\tau(\gamma, \dot{\gamma}_2) = N_{\dot{\gamma}} \times \log\left(\frac{\dot{\gamma}_1}{\dot{\gamma}_2}\right) \times \tau(\gamma, \dot{\gamma}_1) + \tau(\gamma, \dot{\gamma}_1). \quad (1.4)$$

Par conséquent, en utilisant l'équation (1.4), la courbe contrainte-déformation obtenue à différentes vitesses de déformation peut être déduite de la courbe contrainte-déformation de référence obtenue à une vitesse de déformation de référence ($\tau(\gamma, \dot{\gamma}_1)$).

La Fig. 1.7 présente une illustration de l'effet de la vitesse de déformation sur les courbes contrainte-déformation des argiles de Charlesbourg et de Saint-Luc-De-Vincennes. La figure montre que pour le silt de Charlesbourg (qui est un sol faiblement plastique avec un $I_p=9\%$), l'effet de la vitesse de déformation n'est pas significatif. Cependant, pour l'argile de Saint-Luc-De-Vincennes ($I_p=29\%$), l'effet est beaucoup plus significatif. Il convient de mentionner que les résultats de cette étude peuvent également être utilisés pour normaliser la courbe de réduction du module de cisaillement en fonction de la vitesse de déformation. Cette courbe est couramment construite en fusionnant les données obtenues à partir de plusieurs appareils (par exemple, colonne de résonance, triaxial, DSS) avec différentes fréquences de chargement, ce qui peut entraîner un certain écart entre les résultats. Par conséquent, en corrigeant l'effet de la vitesse de chargement, l'écart entre les données des différents appareils sera considérablement réduit.

Figure 1.6: Illustrations de l'effet de la vitesse de déformation sur les courbes contrainte-déformation sur le DSS: a) Silt de Charlesbourg b) argile de Saint-Luc-De-Vincennes



1.5 Conclusion

Cette étude a examiné l'effet de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement non drainée et le module de cisaillement des sols naturels de l'est du Canada sur une large plage d'amplitudes de déformation de cisaillement. Huit sols de l'est du Canada ont été étudiés à l'aide d'un appareil de cisaillement simple. Les sols ont été testés en mode monotone ainsi qu'en mode cyclique avec différentes amplitudes de déformation. En plus des résultats expérimentaux obtenus dans cette étude, d'autres données de la littérature sur les sols de l'est du Canada ont été utilisées pour conclure cette étude. L'analyse des données obtenues a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La résistance au cisaillement non drainée monotone τ_f augmente proportionnellement avec γ , et la relation est pratiquement considérée comme linéaire. L'augmentation de τ_f par cycle logarithmique de varie de 10% à 17%.
- L'effet de la vitesse de déformation sur G augmente avec une augmentation de l'amplitude de la déformation de cisaillement. La tendance générale des résultats montre que G_{max} peut être considéré comme indépendant de la vitesse de déformation.
- L'amplitude de l'effet de la vitesse de déformation sur τ_f et G est corrélée avec l'indice de plasticité I_p . Les résultats indiquent que l'effet de la vitesse de déformation peut être négligé dans le cas de sols pulvérulents, mais qu'il a un effet significatif sur les sols cohésifs.

Enfin, les résultats de cette étude peuvent être utilisés par les concepteurs géotechniques pour corriger la courbe $G - \log(\gamma_c)$ ainsi qu' τ_f en termes de vitesse de déformation pour représenter le comportement réel du sol dans le cas d'un chargement avec une vitesse de déformation différente de celle utilisée lors des essais, et donc, améliorer la précision de la conception.

Partie 2. Effet du mode de sollicitation et de l'appareillage sur les mesures des propriétés dynamiques des sols naturels de l'est du Canada

Cette partie présente une étude sur l'effet du mode de sollicitation et de l'appareillage sur les mesures des propriétés dynamiques des sols naturels de l'est du Canada. L'étude consiste à comparer les résultats de quatre appareils de mesures du module de cisaillement au laboratoire, ainsi que d'évaluer la consistance de ces mesures dans le cas des sols cohésifs de l'est du Canada. Les résultats de cette étude permettent d'identifier les erreurs de chaque appareil et ainsi par la suite d'en tenir compte pour corriger les mesures du module de cisaillement. À noter que les résultats présentés dans ce chapitre ont déjà été soumis à la revue Canadienne de Géotechnique et au International Journal of Geomechanics dans les références suivantes :

- Abdellaziz, M., Lashin, I., Karray, M. (2021). Framework to assess the shear modulus degradation curve (G/G_{max}) of clay soils. Soumis à International Journal of Geomechanics.
- Karray, M., Abdellaziz, M., Lashin, I. (2021). Effect of driving system on Hardin-Type resonant columns. Soumis à la revue Canadienne de Géotechnique.

2.1 Introduction et revue de littérature

Le module de cisaillement, G est l'un des principaux paramètres contrôlant la réponse du sol sous une charge monotone et dynamique. Ce paramètre est connu pour sa dépendance significative à l'amplitude de la déformation en cisaillement. Il a été démontré par de nombreux chercheurs que le module de cisaillement diminue avec l'augmentation de l'amplitude de la déformation de cisaillement (Seed et Idriss 1970 ; Hardin et Drnevich 1972 ; Iwasaki et al. 1978 ; Kokusho 1980 ; Vucetic et Dobry 1991 ; Yamashita et Toki 1994 ; Darendeli 2001). Comme illustré par Vucetic (1994), à une très petite déformation (environ $\gamma \leq 10^{-5}$), le comportement du sol peut être considéré comme linéaire et le module de cisaillement est à sa valeur maximale (appelé module de cisaillement initial G_0). En augmentant γ , le comportement du sol devient non linéaire et le module de cisaillement commence à diminuer jusqu'à atteindre une valeur très faible pour une grande amplitude de déformation. Dans la pratique, la diminution de G est couramment représentée en

termes de courbe de réduction du module de cisaillement $\frac{G}{G_0} - \text{Log}(\gamma)$. La construction de la courbe nécessite généralement la combinaison de plusieurs essais géotechniques pour couvrir une large plage d'amplitudes de déformation. À très faible déformation, G_0 peut être déterminée en utilisant les mesures de la vitesse des ondes de cisaillement, car le module de cisaillement du sol est directement lié à sa vitesse de propagation des ondes de cisaillement ($G_{\text{max}} = \rho V_s^2$, où ρ est la densité du sol). Le V_s peut-être estimé à la fois par des essais in-situ tels que SCPTu, ou MASW (p. ex., Campanella et coll., 1986 ; Lefebvre et Karray, 1998) et par des essais en laboratoire tel que la colonne de résonance et les éléments piézocéramiques (p. ex., Hardin et Richart, 1963 ; Rollins et coll., 1998 ; Zhang et coll., 2005 ; Karray et coll., 2015). En augmentant l'amplitude de déformation ($\gamma \geq 0.001$), le module de cisaillement est évalué par d'autres essais spécialisés, tels que le cisaillement simple direct (Lanzo et coll., 1997 ; Doroudian et Vucetic, 1995 ; Bjerrum et Landva, 1966 ; Dyvik et coll. 1987 ; Boulanger et coll. 1993), le cisaillement en torsion (Tatsuoka et coll. 1982 ; Koseki et coll. 2000), triaxial cyclique (Seed et coll. 1986 ; Ghayoomi et coll. 2017), et le cisaillement simple triaxial (Chekired et coll. 2015 ; Karray et Chekired 2019 ; Khashila et coll. 2020). Même si les dispositifs précités sont largement utilisés pour construire des courbes $\frac{G}{G_0} - \text{Log}(\gamma)$, ils souffrent de certaines faiblesses. Par exemple, plusieurs études bibliographiques ont mis en évidence les diverses sources d'erreur dans l'essai de colonne de résonance qui peuvent affecter de manière significative les mesures de G , telles que la distribution non uniforme des contraintes/déformations et la méthode d'interprétation (Richart et coll. 1970 ; Drenvich 1978 ; Isenhower 1979 ; Ishihara 1996 ; Sasanakul et Bay 2008 ; Clayton et coll. 2009 ; Lashin et coll. 2018). D'autres études ont souligné les difficultés associées aux mesures dans les essais DSS, triaxiaux et de torsion (par exemple, Scholey et coll. 1995 ; La Rochelle 1981 ; Boulanger et coll. 1993 ; Degroot et coll. 1994 ; Ishihara 1996 ; Kramer 1996). Ces différentes méthodes d'interprétation ainsi que les sources d'erreur liées à chaque appareil pourraient conduire à un écart important entre les mesures de G (Cavallaro et coll. 2003 ; SzilvÁgyi et coll. 2016 ; Bedr et coll.

2019). Par conséquent, la précision de la courbe $\frac{G}{G_0} - \text{Log}(\gamma)$ est discutable, surtout lorsqu'elle est construite en assemblant les mesures de différents appareils.

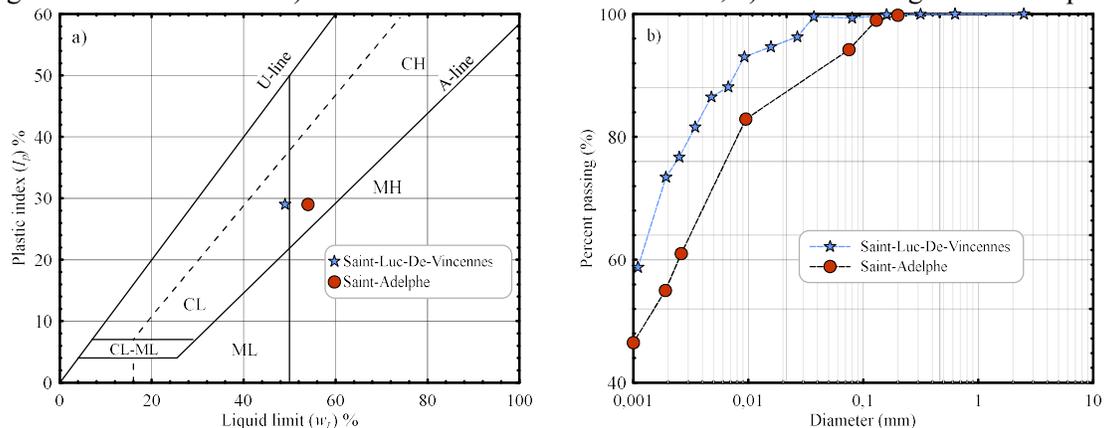
2.2 Sols testés

Les deux sols cohésifs investigués dans cette étude sont présentés au tableau 2.1 avec leurs propriétés géotechniques de base. La figure 2.1 présente leurs classifications USCS et leurs distributions granulométriques. Les sols ont été échantillonnés à l'aide d'un piston stationnaire muni d'un tube de Shelby, et ont été prélevés au niveau d'argiles sensibles. Les deux sols ont relativement les mêmes propriétés géotechniques de base. Ils sont caractérisés par une teneur en eau naturelle d'environ 72-74%, une limite de liquidité de 49-54%, une limite de plasticité de 20-29%, un indice de plasticité de 25-29%, et un indice de liquidité d'environ 1,7-1,8. La densité relative mesurée par le pycnomètre à eau était d'environ 2,77-2,80. L'essai de sédimentométrie a montré que la teneur en particules fines (< 0,08 mm) était d'environ 94 à 100 % et que la teneur en argile (< 0,002 mm) était d'environ 55 à 73 %.

Tableau 2-1: Propriétés géotechniques de base des sols testés

Site	Prof	w (%)	w _{Lc} (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _L (%)	G _s	σ' _p
Saint-Luc-De-Vincennes	14.5	72	49	20	29	1.8	2.77	140
Saint-Adelphe	8.4	74	54	29	25	1.7	2.80	140

Figure 2.1: Sols étudiés : a) classification selon la charte USCS, b) distribution granulométrique.



2.3 Appareillage

2.3.1 La colonne de résonance

L'appareil de colonne de résonance utilisé dans cette étude a été fabriqué par GDS Instruments selon la configuration de type Hardin (Hardin et Music 1965), dans laquelle le spécimen est fixé à la base et partiellement fixé au sommet avec la possibilité d'appliquer des charges axiales. La figure 2.2 présente un schéma du dispositif CR utilisé. Le spécimen est fixé à une base rigide à la base. D'autre part, le haut de l'échantillon est relié à un cap supérieur contraint par des ressorts installés pour ramener l'échantillon à sa position initiale après excitation. Le cap supérieur est relié au système d'excitation composé de quatre bobines avec des aimants installés symétriquement à 90° les uns par rapport aux autres. Les bobines sont reliées à un générateur électrique qui peut générer un signal sinusoïdal de différentes fréquences et amplitudes. Ainsi, lorsque le signal électrique traverse les bobines, la charge de torsion se transmet au spécimen par le cap supérieur. La réponse du système (spécimen de sol et système d'excitation) pendant l'excitation est enregistrée par un accéléromètre intégré.

Comme mentionné précédemment, l'essai de colonne de résonance consiste à appliquer une charge de torsion sinusoïdale d'une fréquence donnée sur le haut de l'échantillon et à enregistrer la réponse du système. Ensuite, on fait varier la fréquence du signal d'entrée jusqu'à ce que la fréquence de résonance du système (f_n) soit atteinte. Une fois la fréquence de résonance du système déterminée, le module de cisaillement peut être calculé à l'aide de la formule ASTM D4015 :

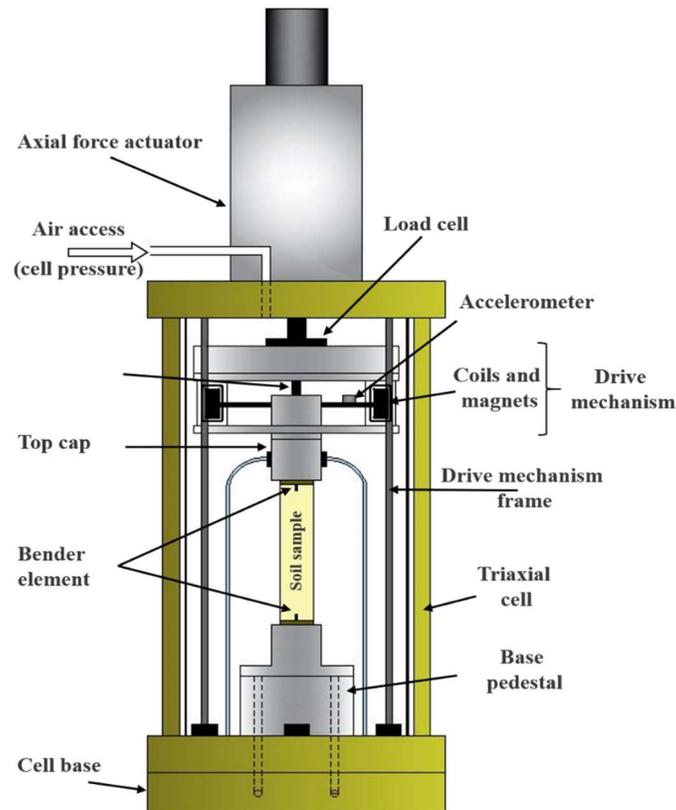
$$G = \rho(2\pi f_n L)^2 \left(\frac{f_T}{F_T}\right) \quad (2.1)$$

Où ρ est la densité de l'échantillon de sol, L est la longueur de l'échantillon, f_T est la fréquence de résonance du système avec l'échantillon, et F_T est le facteur de fréquence sans dimension. L'amplitude de la déformation de cisaillement a été déterminée comme suit (manuel GDS 2018) :

$$\gamma = 4.596VR / f^2 L \quad (2.2)$$

Où V est la tension de sortie de l'accéléromètre (Volts), R est le rayon des échantillons (m), et f est la fréquence du système (Hz). Par conséquent, en répétant ce processus à une tension différente, la courbe de réduction du module de cisaillement peut être construite.

Figure 2.2: Schéma de l'appareil à colonne de résonance (Modifié d'après Karray et coll. 2021)



- Effet de la rigidité du système d'excitation sur les résultats de la colonne de résonance

Avant de commencer l'étude de comparaison entre les différents appareils de laboratoire, une étude sur la consistance des résultats de la colonne de résonance de Type-Hardin a été effectuée au laboratoire de l'université de Sherbrooke. Au début, l'appareil de CR original (tel que reçu de la part du concepteur) a été utilisé. Cet appareil est de Type-Hardin avec une connexion rigide entre l'échantillon et le système d'excitation. Par la suite, une deuxième connexion beaucoup plus flexible a été utilisée.

D'abord, des essais CR ont été effectués sans échantillon de sol pour déterminer la fréquence de résonance propre f_a de l'appareil. Les résultats ont montré que l'appareil avec connexion rigide a donné une valeur de f_a d'environ 49 Hz (Fig. 2.3-a). Cependant, f_a était d'environ 10,5 Hz lorsqu'une connexion flexible est utilisée (Fig. 2.3-b). Par la suite, une série d'essais CR accompagnés d'essais de P-RAT (voir section 2.3.4) ont été réalisés sur différents sols en utilisant les deux types de connexions. La Fig. 2.3-a montre un exemple des résultats expérimentaux obtenus pour de l'argile molle en utilisant une connexion rigide. Les résultats obtenus pour l'argile molle indiquent que la fréquence de résonance était d'environ 50 Hz pour les très petites déformations, correspondant à un module de cisaillement environ 53 MPa, ce qui était très élevé par rapport aux mesures effectuées sur le même échantillon en utilisant le P-RAT (voir section 2.3.4), dans laquelle G est égal à 11 MPa. De plus, une augmentation de l'amplitude de la tension n'était pas accompagnée d'un changement de l'amplitude de la déformation de cisaillement ou de la fréquence de résonance ($f_n=50$ Hz) (Fig. 2.3-a). Les mesures ont été répétées sur d'autres types de sols, et à chaque fois, les résultats CR étaient significativement plus élevés que les valeurs attendues (obtenues avec P-RAT). Cependant, les mêmes mesures sur l'argile en utilisant la connexion flexible ont montré que la fréquence de résonance était d'environ 30 Hz pour une très petite déformation et diminuait progressivement au fur et à mesure que l'amplitude de la déformation augmentait (Fig. 2.3-c). Des résultats analogues ont également été obtenus pour les autres sols testés. La figure 2.4-a représente une comparaison de la vitesse de l'onde de cisaillement (V_s) (

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

avec G_0 est le module de cisaillement initial, et ρ est la densité du sol) obtenue à partir

des essais CR et par P-RAT. Bien que les valeurs mesurées de V_s étaient proches, les valeurs de la mesure CR étaient légèrement plus élevées que celles des mesures de P-RAT ce qui est cohérent avec la littérature. La figure 2.4-b montre les courbes de réduction du module de cisaillement tracées pour les résultats obtenus en utilisant l'appareil CR avec une connexion flexible. En comparant aux modèles obtenus par Seed et Idriss (1970) et Vucetic et Dobry (1991), la méthode CR a donné des courbes relativement proches.

Figure 2.3: a) résultats CR avec la connexion rigide ; b) fréquence du système d'entraînement avec la connexion flexible ; et c) exemple de résultats CR pour un échantillon d'argile avec la connexion flexible.

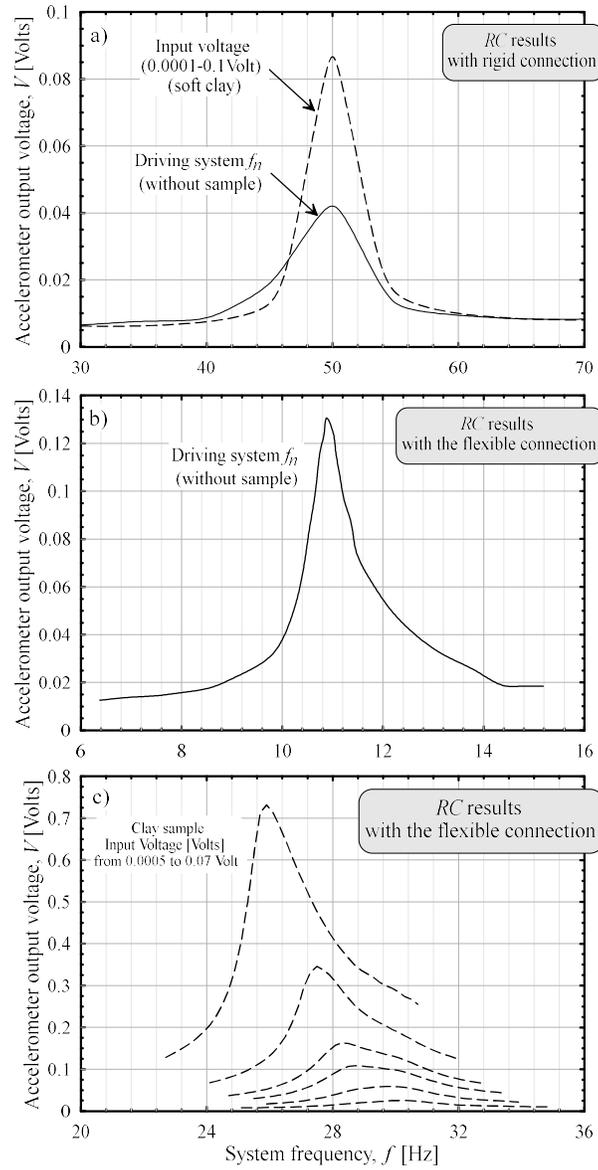
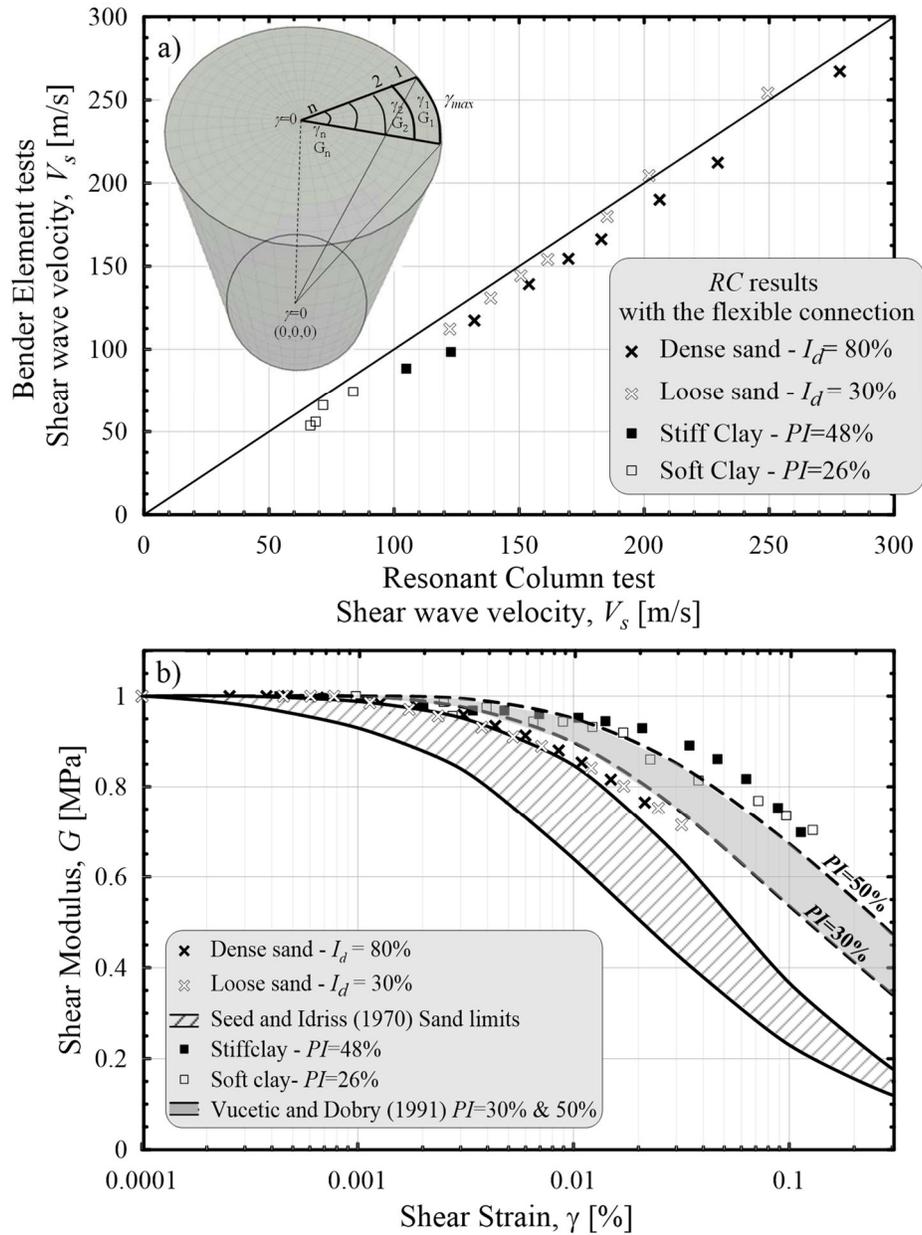


Figure 2.4: essais de validation sur différents échantillons de sol : a) Vitesse des ondes de cisaillement b) Courbes de réduction du module de cisaillement



Les résultats obtenus montrent que la rigidité du système d'excitation influence de manière significative les résultats de la CR de type Hardin, et que l'utilisation d'une connexion flexible semble fournir des résultats plus précis. Quand une connexion rigide a été utilisée, la rigidité du

système d'excitation (reflétée par f_a) était significativement plus élevée que la rigidité du sol (argile molle). Par conséquent, la rigidité du système total (système d'excitation + spécimen de sol) n'a pas été influencée de manière significative par la rigidité du sol, ce qui a généré une fréquence de résonance pratiquement la même avec ou sans le spécimen de sol. Par conséquent, l'appareil CR devrait être conçu avec un système d'excitation ayant une fréquence de résonance de l'appareil f_a significativement inférieure à la fréquence de résonance prévue du système total (sol et appareil). Sinon, les résultats seront significativement affectés par la rigidité du système d'excitation.

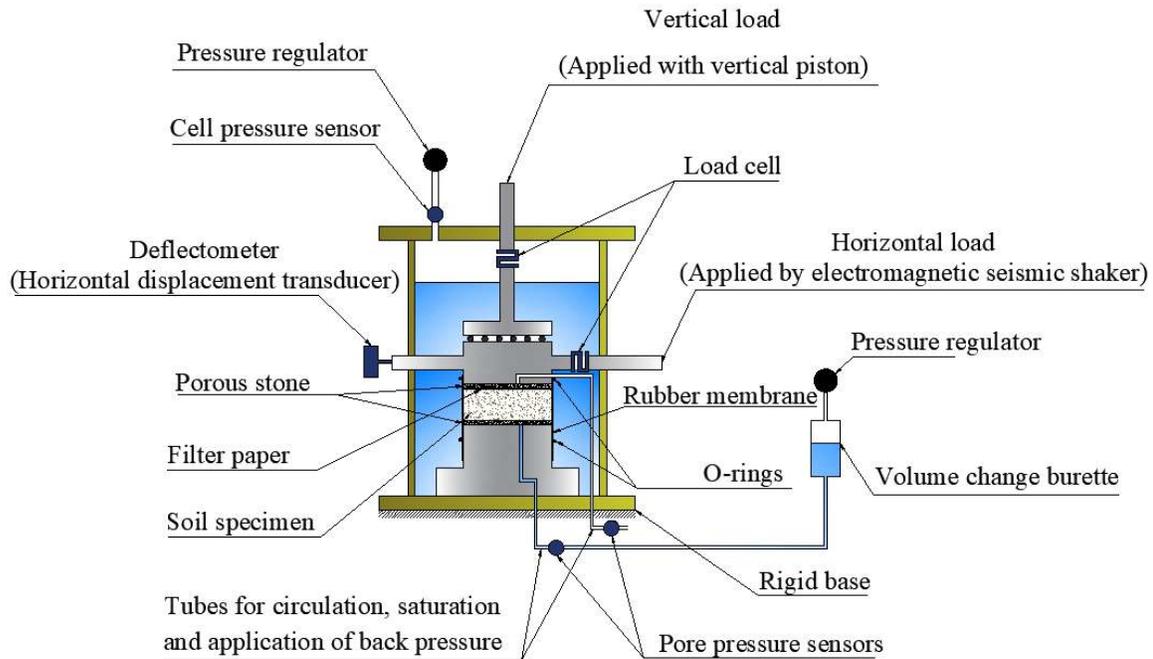
2.3.2 Triaxial à cisaillement simple

L'appareil de cisaillement simple triaxial (TxSS) est une nouvelle version d'un appareil de cisaillement simple conçu pour surmonter les limites de l'appareil de cisaillement simple direct standard (DSS) (Chekired et al., 2015 ; Karray et Chekired 2019). La figure 2.5 présente un schéma de l'appareil TxSS utilisé. Les essais TxSS consistent à appliquer un déplacement horizontal au sommet de l'éprouvette et à mesurer directement la contrainte de cisaillement et la déformation dans des conditions non drainées, ce qui donne plus de précision aux mesures de la pression interstitielle par rapport à l'essai DSS standard (Ladd et Edgers, 1972 ; Saada et coll., 1983 ; Dyvik et Suzuki, 2018). Le dispositif TxSS est équipé d'un système d'acquisition de données de haute précision et peut réaliser des essais sur une large plage d'amplitudes de déformation. La méthode suivie pour la préparation, la saturation et la consolidation des éprouvettes est identique à l'essai triaxial standard. Les dimensions des échantillons utilisées sont de 63 mm de diamètre et 24 mm de hauteur pour les échantillons d'argile, ce qui est conforme à la recommandation de l'ASTM (2007) D6528.

Les essais ont été réalisés en mode déformation contrôlée sur une large plage d'amplitude de déformation en cisaillement (0,01% -3%) avec une fréquence de chargement de 1 Hz. Les mesures du module de cisaillement ont été effectuées en appliquant six cycles de déplacement horizontal sinusoïdal au sommet de l'échantillon, puis en enregistrant la contrainte et la déformation de cisaillement résultantes. La boucle d'hystérésis moyenne est ensuite utilisée pour déterminer le module de cisaillement sécant. La courbe de réduction du module de cisaillement peut ensuite être obtenue en répétant les mesures pour différentes amplitudes de déformation en cisaillement. Il

convient de mentionner que la procédure suivie pour déterminer G est similaire à celle proposée par Seed et Idriss (1986) ; Vucetic et coll. (1997), et Lanzo et coll. (2009).

Figure 2.5: Schéma de l'appareil de cisaillement simple triaxial

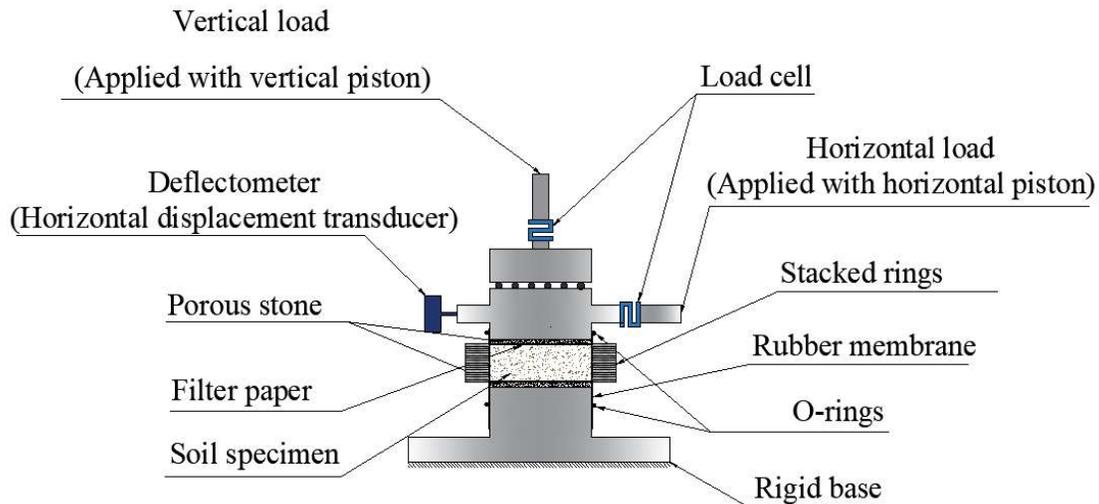


2.3.3 Essai de cisaillement simple direct

Dans cette étude, un appareil standard de cisaillement simple direct fabriqué par GDS a été utilisé. La Fig. 2.6 présente un schéma de l'appareil DSS utilisé. Le dispositif a été initialement développé par Bjerrum et Landva (1966) au NGI pour simuler la réponse d'une fine couche d'argile cisailée et qui sépare deux couches rigides de sol. Selon Terzaghi et coll. (1996), le DSS est l'appareil le plus approprié pour simuler en laboratoire la réponse du sol sous chargement dynamique. L'essai consiste à appliquer un déplacement horizontal en haut de l'échantillon, puis à déterminer la réponse du sol en termes de résistance au cisaillement. La pression interstitielle est estimée par la réduction nécessaire de la contrainte effective verticale pour maintenir constante la hauteur de l'échantillon (Bjerrum et Landva 1966). Selon Dyvik et coll. (1987), cette méthode permet de

simuler les conditions non drainées pendant l'essai. Les échantillons ont été confinés dans une membrane en caoutchouc, qui était entourée d'anneaux rigides.

Figure 2.6: Schéma de l'appareil de cisaillement simple direct



Les dimensions des spécimens étaient de 19 mm de hauteur et de 63 mm de diamètre. Les essais ont été réalisés en utilisant une charge cyclique sur une large plage d'amplitude de déformation en cisaillement (0,01% -3%) avec une fréquence de chargement de 1 Hz. La méthode suivie pour déterminer le module de cisaillement est similaire à l'essai TxSS expliqué ci-dessus.

2.3.4 P-RAT

L'appareil P-RAT est utilisé pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement du sol en laboratoire. Cet appareil a été développé à l'Université de Sherbrooke afin de minimiser les difficultés associées à la mesure de V_s à l'aide d'autres appareils (ex. BE ; RC) (Ethier 2009 ; Karray et al., 2015 ; Hussien et Karray 2020). La méthode consiste à appliquer une onde de cisaillement en bas de l'échantillon et à enregistrer le signal de sortie en haut. En analysant le signal de sortie dans le domaine fréquentiel, la vitesse de l'onde de cisaillement peut être estimée. Le module de cisaillement initial G_0 peut alors être déterminé car il est directement lié à la V_s :

$$G_0 = \rho_T \cdot V_s^2 \quad (2.3)$$

ρ_r est la densité du sol. Dans cette étude, le P-RAT a été incorporé dans l'essai œdométrique et les mesures ont été effectuées à chaque étape du chargement. Les résultats obtenus sont généralement analysés en termes de V_{s1} qui est défini comme suit (Youd et coll. 2001 ; Hussien et Karray 2020 ; Elbeggo et coll. 2019) :

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (2.4)$$

P_a est la pression atmosphérique (généralement prise comme 100 kPa) et σ'_v est la contrainte verticale effective appliquée à l'éprouvette. Plus de détails sur l'appareil P-RAT et la méthode d'interprétation peuvent être trouvés dans Karray et coll. (2015) et Hussien et Karray (2020).

2.4 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux sont présentés graphiquement de la Fig. 2.7 à la Fig. 2.12. Les résultats expérimentaux typiques des systèmes P-RAT, TxSS, DSS et CR sont présentés dans les Fig. 2.7, 2.8, 2.9 et 2.10, respectivement. La Fig. 2.11 présente les mesures de V_s en fonction de l'amplitude de déformation effectuée dans la CR et le P-RAT, tandis que la Fig. 2.12 présente un résumé des mesures de G et des quatre essais en fonction de l'amplitude de déformation. À noter que seuls des résultats expérimentaux représentatifs sont présentés.

2.4.1 P-RAT

Les résultats expérimentaux des essais P-RAT sont présentés à la Fig. 2.7. Les résultats sont présentés en termes de courbe de compression unidimensionnelle $e - \text{Log}(\sigma'_v)$ (Fig. 2.7. a) et de vitesse normalisée des ondes de cisaillement en fonction de l'indice des vides $V_{s1} / OCR^\alpha - e$ (Fig. 2.7-b). Les courbes de compression unidimensionnelle ont montré que la pression de préconsolidation est de 140 kPa pour les deux argiles. Les courbes ont montré que la pression de préconsolidation est relativement bien définie, ce qui indique une qualité élevée de l'échantillonnage. Selon le critère de Lunne et coll. (1997), la qualité des échantillons est considérée comme excellente pour les deux argiles. À noter que le critère de Lunne et al. (2007) est basé sur

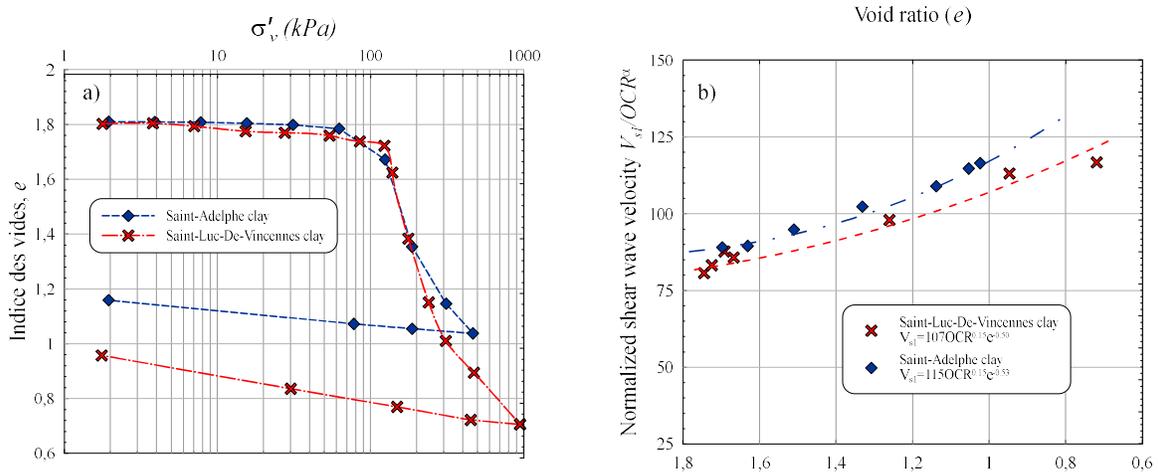
la valeur du rapport $\frac{\Delta e}{e_0}$ qui représente le changement de l'indice des vides lors de la compression à la pression in-situ divisé par l'indice des vides initial. Les mesures ont montré que Saint-Luc-De-Vincennes est caractérisée par une V_{sl} plus faible par rapport à l'argile de Saint-Adelphe d'environ 5 à 10 m/s. Les résultats de la vitesse des ondes de cisaillement ont montré une forte dépendance de V_{sl} à l'indice des vides (e) qui est en concordance avec les résultats de la littérature (par exemple, Hardin et Drnevich 1972 ; Hussien et Karray 2015). La V_{sl} obtenue est corrélée à l'indice des vides (e) et à l'OCR (Hardin et Drnevich 1972 ; Kim et Novak 1981 ; Elbeggo et coll. 2019 ; Grimard et coll. 2020). Les relations $V_{sl}-e-OCR$ sont données par l'équation (2.5) pour l'argile de Saint-Adelphe et l'équation (2.6) pour l'argile de Saint-Luc-De-Vincennes :

$$V_{sl} = 115OCR^{0.15} e^{-0.53} \quad (2.5)$$

$$V_{sl} = 107OCR^{0.15} e^{-0.50} \quad (2.6)$$

Le module de cisaillement initial calculé correspondant à une contrainte verticale effective de 100 kPa (en utilisant l'équation 4.3) est d'environ 16 MPa et 14,5 MPa pour Saint-Adelphe et Saint-Luc-De-Vincennes, respectivement.

Figure 2.7: Résultats de l'essai P-RAT : a) courbe de consolidation unidimensionnelle b) vitesse normalisée de l'onde de cisaillement en fonction de l'indice des vides



2.4.2 Colonne de résonance

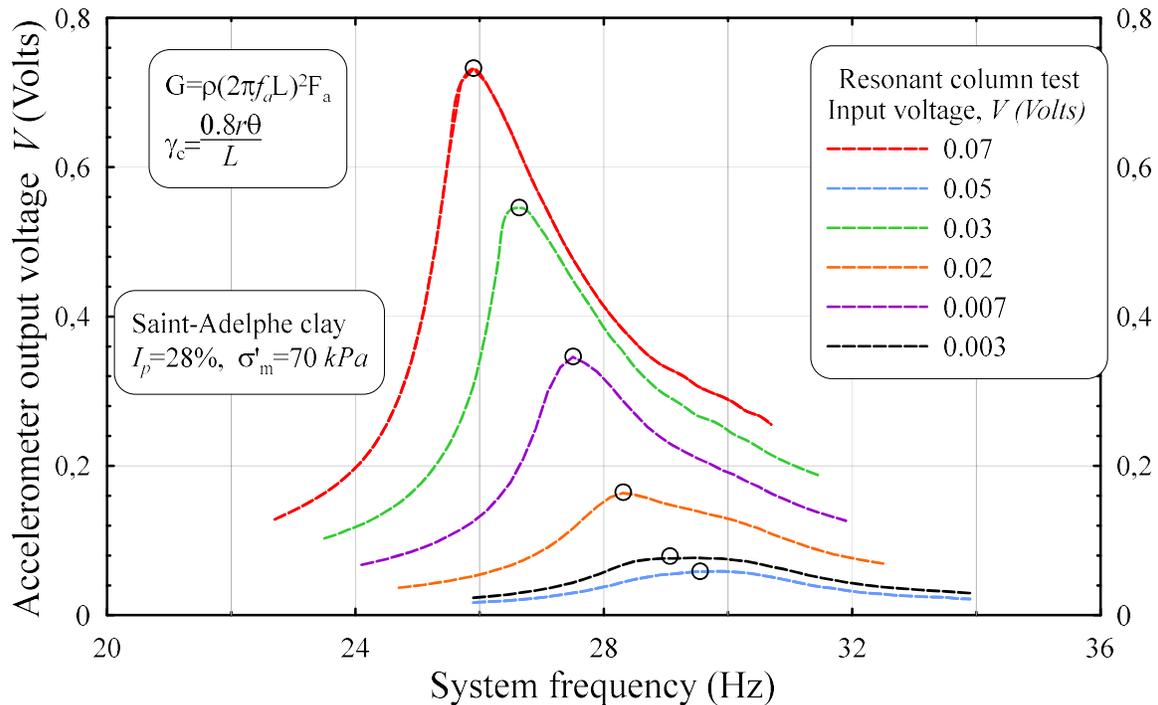
Les résultats expérimentaux des essais de la colonne de résonance avec système d'excitation flexible sont présentés dans les Fig. 2.8 et Fig. 2.12. La Fig. 2.8 présente les résultats typiques de CR obtenus à différentes amplitudes de déformation. Les résultats montrent que la fréquence de résonance du système diminue avec l'augmentation de l'amplitude de la déformation de cisaillement ou de la tension d'entrée. En utilisant l'équation (2.1), le module de cisaillement correspondant peut alors être obtenu pour chaque amplitude de déformation en cisaillement. Les essais ont été réalisés avec une amplitude de déformation en cisaillement comprise entre 0,001% et 0,1% pour les deux sols étudiés. Vucetic (1994) a montré que les mesures effectuées à environ 0,001% peuvent être considérées comme étant dans la partie du comportement linéaire élastique et représentent le module de cisaillement initial G_0 . En conséquence, la valeur de G_0 était d'environ 18 MPa et 17,5 MPa pour Saint-Adelphe et Saint-Luc-De-Vincennes, respectivement.

Les résultats montrent que le module de cisaillement diminue avec l'augmentation de l'amplitude de déformation et atteint environ 13,5 MPa et 13 MPa à Saint-Adelphe et Saint-Luc-De-Vincennes, respectivement. En comparant les résultats des essais CR avec le modèle de Vucetic et Dobry

(1991), on constate que les résultats des essais CR donnent des courbes $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma)$

relativement plus élevées. Il est à noter que les mesures ont montré qu'il n'y avait pas de pression interstitielle générée pendant les essais, ce qui est en concordance avec les études précédentes (par exemple, Vucetic 1994).

Figure 2.8: Résultats typiques de la colonne de résonance



2.4.3 Essai de cisaillement simple

Les essais de cisaillement simple direct ont été effectués sur une amplitude de déformation de cisaillement allant d'environ 0,01% à environ 3%. Les essais ont été réalisés sous $\sigma'_v = 90 \text{ kPa}$ ce qui correspond à environ $\sigma'_m = 70 \text{ kPa}$, en prenant $K_0 = 0.7$ (Mayne et Kulhawy 1982). Par conséquent, les conditions d'essai DSS peuvent être considérées comme relativement équivalentes aux essais CR et TxSS. La figure 2.9 présente des boucles d'hystérésis contrainte-déformation typiques obtenues à différentes amplitudes de déformation. Les boucles montrent que l'augmentation de l'amplitude de déformation diminue le module de cisaillement sécant et augmente l'énergie dissipée (reflétée par la zone à l'intérieur de la boucle). Le module de cisaillement obtenu pour différentes amplitudes de déformation est représenté sur la figure 2.12. Pour Saint-Adelphe, le module de cisaillement diminue de 10 MPa à environ $\gamma_c = 0.01\%$ à 1,5 MPa à $\gamma_c = 2\%$. De même, le module de cisaillement diminue de 8,5 MPa à environ $\gamma_c = 0.01\%$ à 1 MPa à $\gamma_c = 3\%$.

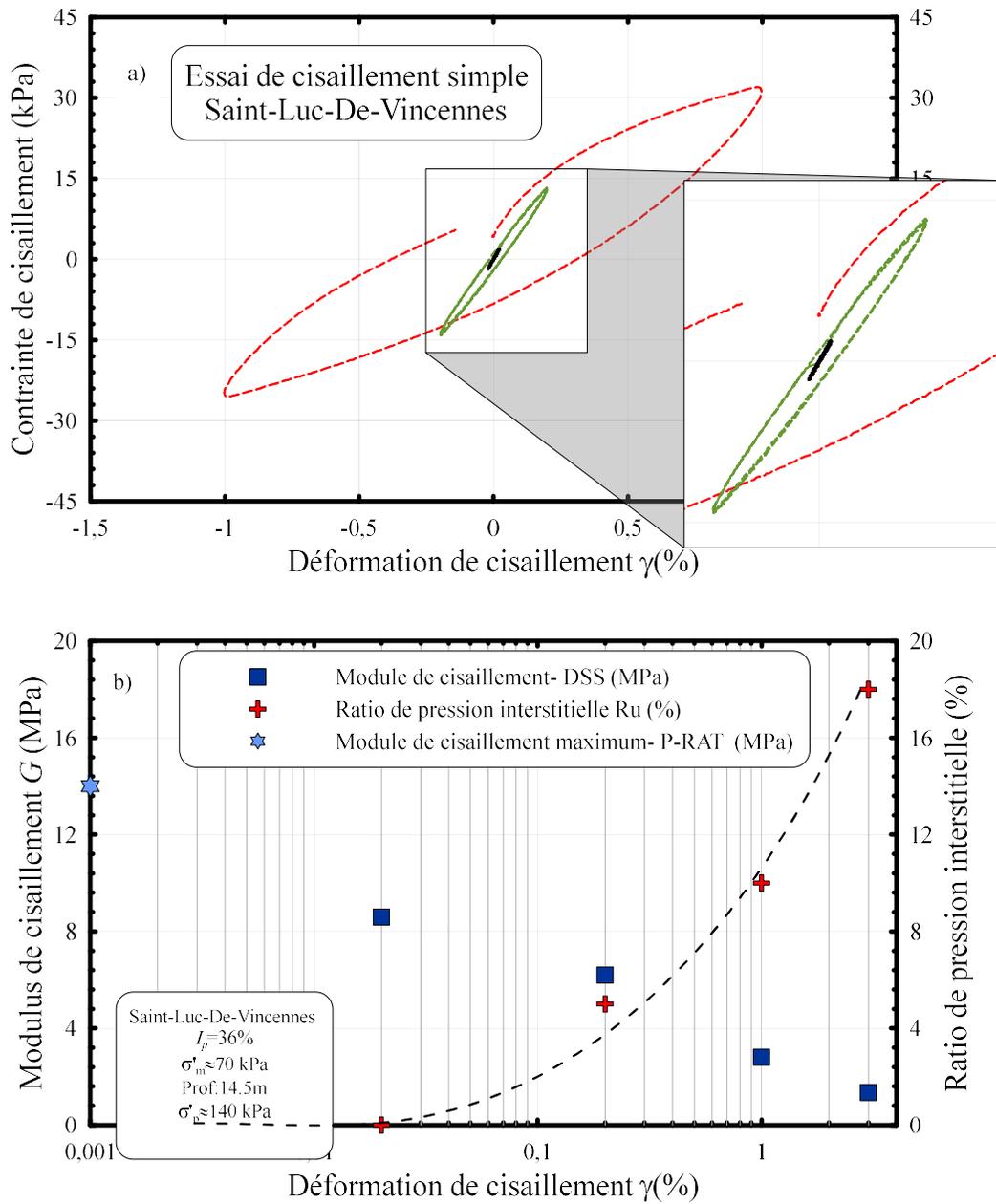
pour Saint-Luc-De-Vincennes. Les mesures ont montré que la pression interstitielle a commencé à s'accumuler à environ $\gamma_c = 0.08 \%$ pour les deux argiles.

2.4.4 Cisaillement simple triaxial

Les essais de cisaillement simple triaxial ont été effectués sur une amplitude de déformation allant de 0,01% à environ 3%. Les échantillons ont été confinés sous une contrainte effective isotrope d'environ 70 kPa, ce qui est équivalent aux conditions des essais CR et DSS. La figure 2.10 présente une boucle d'hystérésis contrainte-déformation typique obtenue à différentes amplitudes de déformation sur le TxSS.

Comme pour les résultats du DSS, les boucles ont montré que l'augmentation de l'amplitude de déformation diminue le module de cisaillement sécant et augmente l'énergie dissipée. Le module de cisaillement obtenu dans le TxSS à différentes amplitudes de déformation est représenté sur la Fig. 2.12. Comme on peut le voir, le module de cisaillement sécant mesuré était plus élevé dans le TxSS par rapport au DSS. Le module de cisaillement diminue de 14 MPa à environ $\gamma_c = 0.01\%$ jusqu'à 2 MPa à $\gamma_c = 2 \%$ pour l'argile de Saint-Adelphe, et de 13 MPa à environ $\gamma_c = 0.01\%$ jusqu'à 1 MPa à $\gamma_c = 3 \%$ pour Saint-Luc-De-Vincennes. De plus, les mesures ont montré que la pression interstitielle a commencé à augmenter à environ $\gamma_c = 0.2 \%$ pour les deux argiles, ce qui est assez différent des résultats du DSS.

Figure 2.9: Résultats typiques d'un essai DSS a) boucles d'hystérésis de contrainte-déformation b) module de cisaillement et pression d'eau interstitielle en fonction de la contrainte de cisaillement



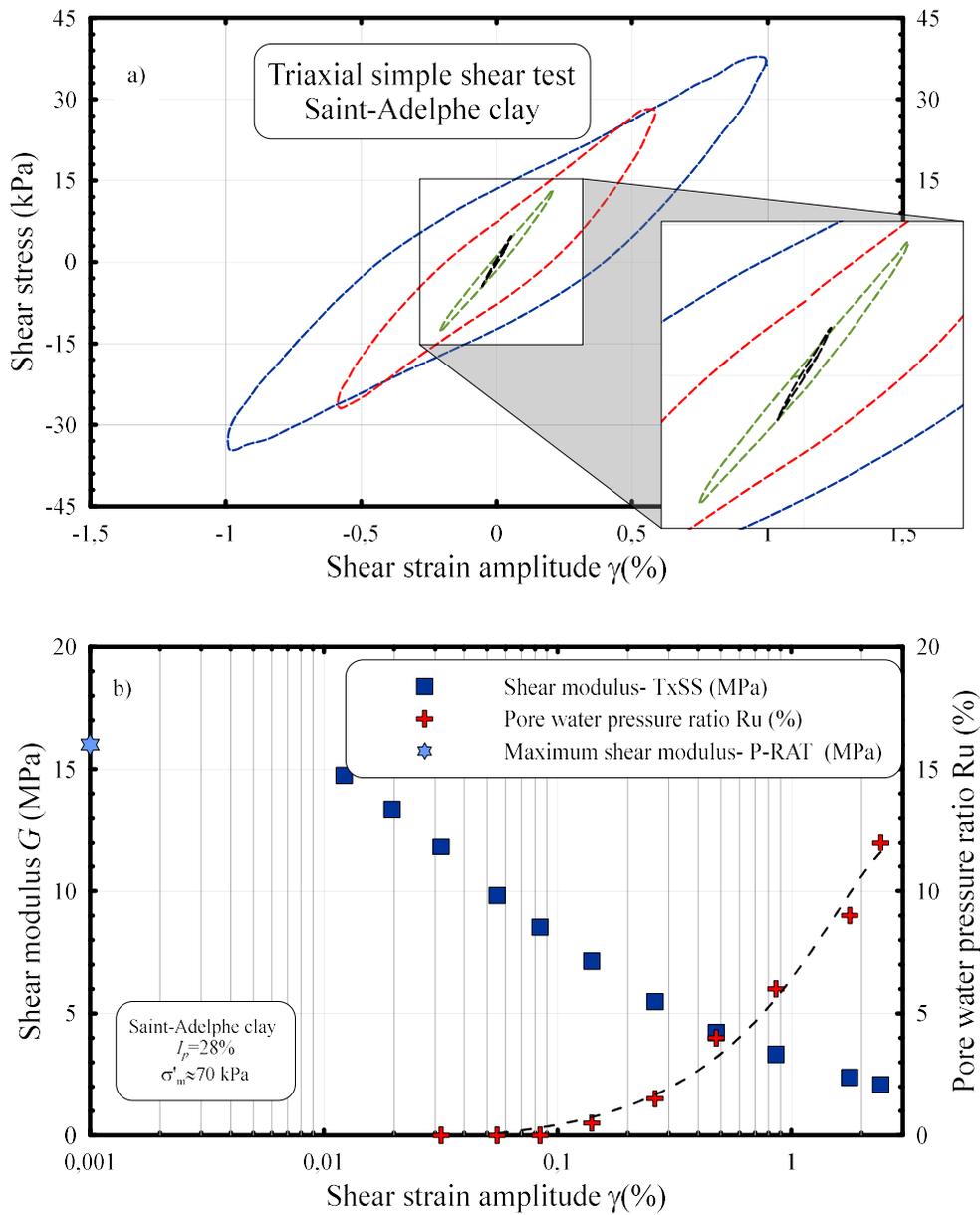


Figure 2.10: Résultats typiques d'un essai triaxial de cisaillement simple a) boucles d'hystérésis de contrainte-déformation b) module de cisaillement et pression interstitielle en fonction de la contrainte de cisaillement

2.5 Discussions sur l'effet de l'appareillage et du mode de sollicitation

La Fig. 2.11 présente une comparaison des mesures de V_s effectuées dans les appareils P-RAT et CR. Les résultats des deux argiles testées montrent approximativement la même tendance, avec une

différence significative à une contrainte effective d'environ 70 kPa, cependant, la différence devient plus faible avec l'augmentation de la contrainte effective jusqu'à 200 kPa où les V_s mesurés sont approximativement les mêmes. Ce résultat indique que les méthodes d'interprétation suivies sont intrinsèquement incohérentes et contiennent certaines erreurs. Ces erreurs sont probablement attribuées à la méthode d'interprétation de la CR plutôt qu'au P-RAT pour plusieurs raisons : (1) le V_s est directement mesuré dans le P-RAT contrairement à la CR où le V_s est estimé en utilisant un calcul à rebours qui peut conduire à certaines erreurs (Ishihara 1996) (2) les résultats du P-RAT sont analysés en utilisant une analyse dans le domaine fréquentiel qui est plus précise que le domaine temporel (Viggiani et Atkinson 1995 ; Karray et al. 2015) (3) l'amplitude de déformation dans le P-RAT est d'environ $10^{-5}\%$, ce qui est significativement plus faible que pour la CR où $\gamma = 10^{-3}\%$, et donc, assure un comportement élastique linéaire des sols (4) en considérant l'effet de remaniement, les résultats du P-RAT ont montré une bonne concordance avec les tests in situ (Ethier 2009 ; Grimad et al. 2020).

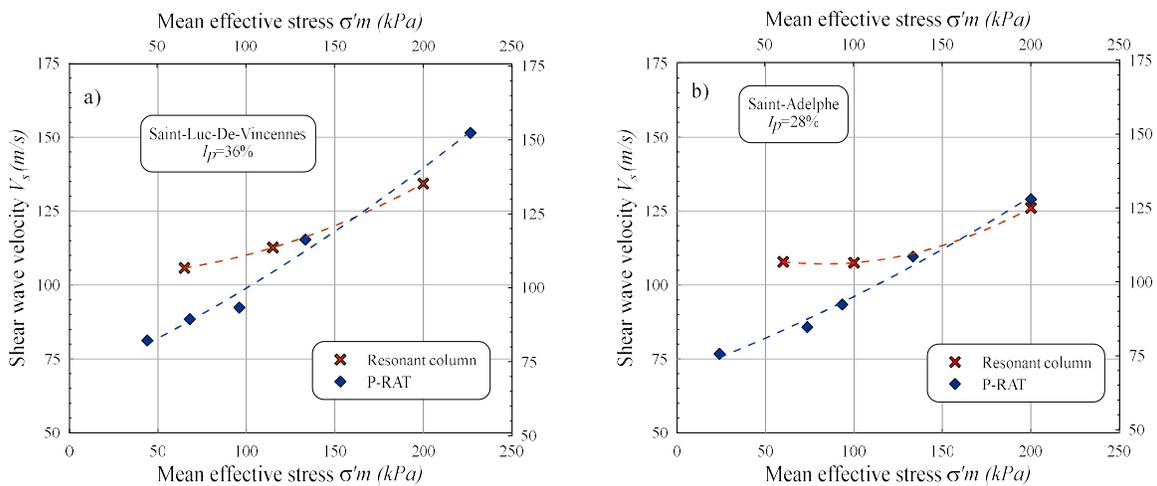


Figure 2.11: Comparaison de la vitesse des ondes de cisaillement dans la colonne de résonance et les essais P-RAT a) Argile de Saint-Luc-De-Vincennes b) Argile de Saint-Adelphe

La Fig. 2.12 compare les résultats de CR, DSS et TxSS en termes de courbes $G - \text{Log}(\gamma)$ et

$\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma)$. Les résultats montrent un écart important entre les mesures. Pour des amplitudes

de déformation comprises entre 0,001 % et 0,1 %, la CR donne un G plus élevé que le TxSS et le

DSS. D'autre part, les résultats ont montré que les G mesurés dans le DSS étaient inférieurs à ceux du TxSS, sauf pour les grandes déformations $\gamma \geq 1\%$ où les mesures étaient presque identiques. De plus, la pression interstitielle équivalente générée dans le DSS pendant les tests était plus élevée que la pression interstitielle mesurée dans le TxSS.

Les différences observées pourraient être attribuées à plusieurs sources d'erreurs et de phénomènes. L'une des principales sources de l'écart observé est la différence dans la vitesse de déformation employée dans chaque appareil. Plusieurs études ont mis en évidence le fait que cet effet pouvait affecter le module de cisaillement (Richardson et Whitman 1963 ; Lo-Presti et coll. 1997 ; Cavallaro et coll. 1998 ; Mukabi et coll. 1991). De plus, la divergence observée pourrait être attribuée en partie à l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol prise dans la méthode d'interprétation de la CR.

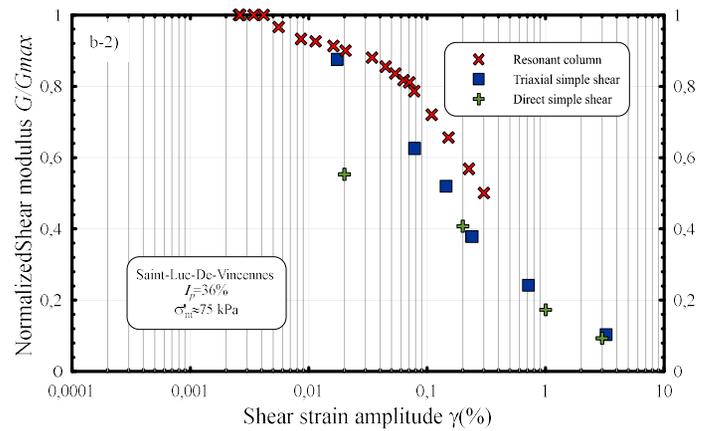
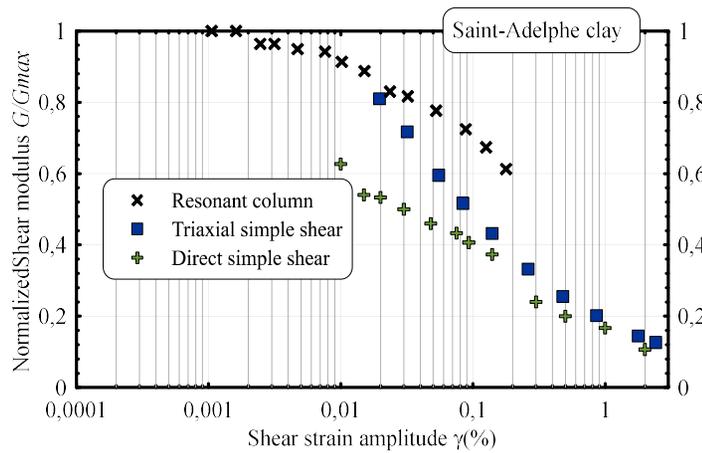
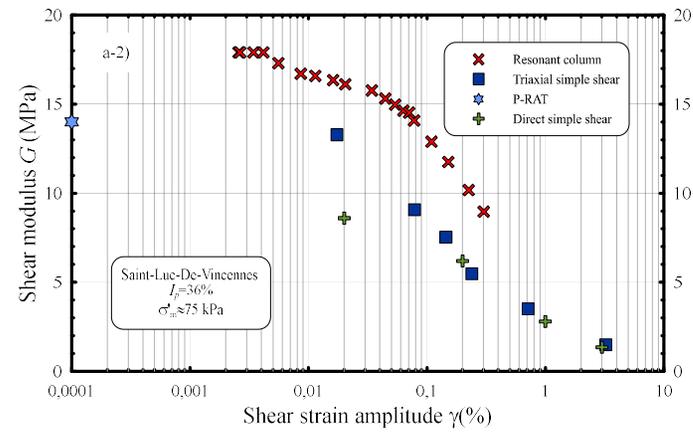
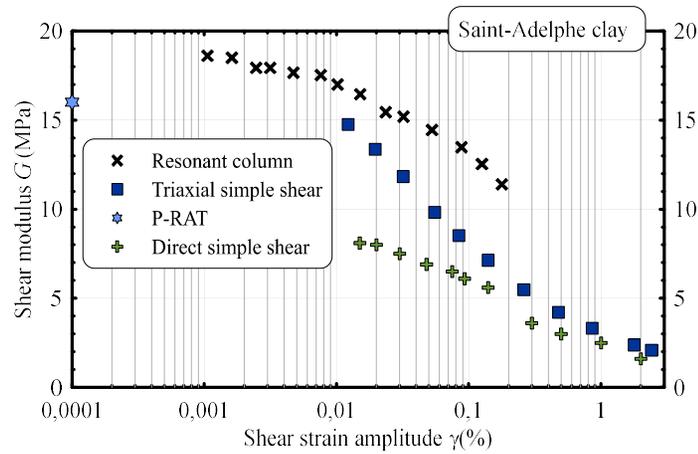


Figure 2.12: Résumé des mesures expérimentales du module de cisailment a) Module de cisailment en fonction de la déformation de cisailment b) Module de cisailment normalisé en fonction de la déformation de cisailment

Les données tracées dans la Fig. 2.12 indiquent que la colonne de résonance donne une valeur plus élevée du module de cisaillement par rapport au P-RAT, au DSS et au TxSS pour les deux argiles. Cette observation est en accord avec les résultats de plusieurs études expérimentales telles que Bedr et coll. (2018) et Cavallaro et coll. (2003) où ils ont montré que la CR surestime le G par rapport aux autres essais de laboratoire. En fait, ce résultat peut être expliqué en partie par l'hypothèse prise dans la méthode d'interprétation de la CR que le sol a un comportement linéaire élastique qui est incompatible avec le comportement non linéaire réel du sol à (Jardine et coll. 1992 ; Bowden et Tabor 1964 ; Johnson 1987). De plus, selon Jardine (1992), il est difficile de prouver que G_0 a une valeur constante à $\gamma < 10^{-4}\%$. En d'autres termes, l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol n'est probablement pas vraie même à petite déformation (Jardine 1992). Par conséquent, la méthode d'interprétation de la CR devrait être corrigée pour prendre en compte le comportement non linéaire des sols.

Pour estimer l'erreur due à l'hypothèse d'un comportement linéaire du sol, une analyse numérique tridimensionnelle a été réalisée sur FLAC3D pour simuler l'essai CR. La simulation consiste à appliquer une charge de torsion sinusoïdale en haut de l'échantillon de sol par le biais d'un système d'excitation et, en faisant varier la fréquence de chargement, la fréquence de résonance du système peut alors être obtenue. Les propriétés du sol et du système d'excitation utilisés sont listées dans le tableau 2.2. Ces propriétés sont proches des propriétés des sols testés expérimentalement. D'autre part, la rigidité du système d'excitation a été fixée à 10 fois la rigidité du sol, ce qui est en accord avec la recommandation de Drnevich (1978). La Fig. 2.13-a présente le modèle FLAC3D de l'appareil CR simulé dans cette étude. Ce modèle a été utilisé précédemment par Lashin et coll. (2018). Les dimensions de l'échantillon de sol étaient de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur, ce qui correspond aux dimensions utilisées dans les essais expérimentaux. La taille maximale des éléments a été fixée pour être inférieure à un dixième de la longueur d'onde associée à la composante de fréquence la plus élevée de l'onde d'entrée (Kuhlemeyer et Lysmer 1973) :

$$\Delta h_{\max} \leq \frac{V_s}{10f} \quad (2.7)$$

Où V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement et f la fréquence de chargement. Pour assurer la stabilité du modèle à une très petite déformation, 0,2% d'amortissement de Rayleigh a été utilisé (Itasca 2008).

Les simulations numériques ont été effectuées en appliquant un signal sinusoïdal sur le haut de l'échantillon par le biais du système d'excitation. Comme expliqué précédemment, la fréquence a été modifiée jusqu'à ce que la fréquence de résonance du système soit atteinte et en utilisant l'équation (2.1), le module de cisaillement peut être estimé.

Tableau 2-2: Propriétés du sol et paramètres du modèle Sigmoidal-4 utilisés dans les simulations 3D de FLAC

		RC
Densité ρ		1600 kg/m ³
Coefficient de Poisson ν		0.48
G_{max}		70 MPa
V_s		210 m/s
Paramètre Sigmoidal-4	a	0.98
	b	-0.57
	x_0	-1.02
	y_0	0.045
Amortissement de Rayleigh		0.002

Pour construire la courbe $G - \text{Log}(\gamma_c)$, l'amplitude du signal est augmentée progressivement, jusqu'à atteindre environ 0,1% de l'amplitude de la déformation. La figure 2.13-b présente la courbe obtenue en utilisant l'équation (2.1). La courbe est comparée à la courbe d'entrée théorique sig-4 dans chaque élément. Comme prévu, les résultats indiquent que la courbe obtenue en utilisant la méthode d'interprétation standard du test de la colonne de résonance donne une courbe plus élevée que la courbe théorique du sol. Ce résultat corrobore la discussion sur l'effet du comportement non linéaire sur le test de la colonne de résonance et confirme que la méthode d'interprétation standard de ce test surestime le module de cisaillement. Par conséquent, il est nécessaire de corriger la

méthode d'interprétation en tenant compte du comportement non linéaire du sol, même à faible amplitude de déformation en cisaillement.

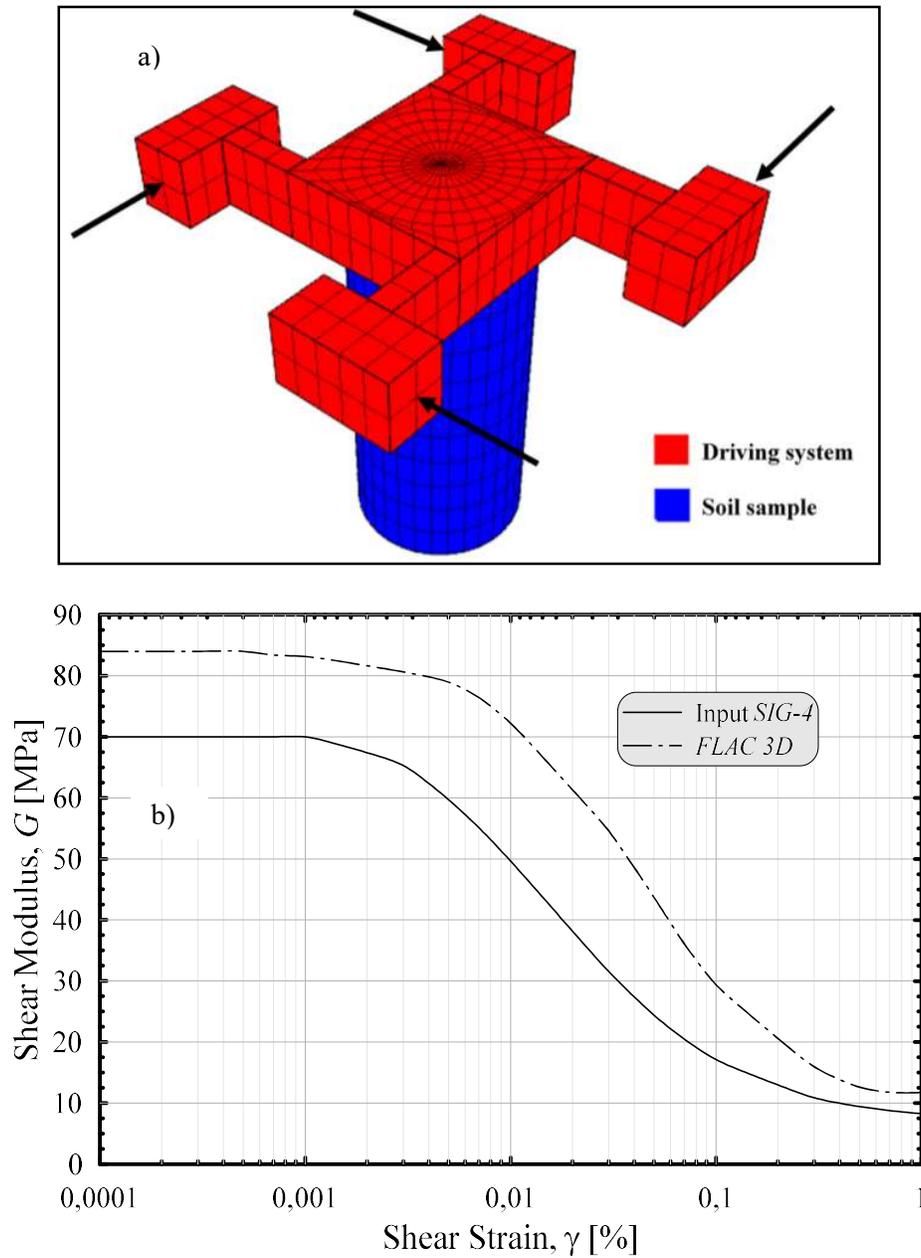


Figure 2.13: Simulation numérique de l'essai CR a) Maillage du modèle 3D FLAC (modifié à partir de Lashin et coll. 2018) b) Courbes de réduction du module de cisaillement obtenues.

2.6 Conclusions

La comparaison des modules de cisaillement obtenus dans la colonne de résonance avec système d'excitation flexible, le cisaillement simple direct, le cisaillement simple triaxial et les essais P-RAT réalisés sur des sols cohésifs indique un écart important entre les mesures. Cette différence met en cause l'exactitude des courbes de réduction du module de cisaillement obtenues en rassemblant les données de différents appareils. Les investigations indiquent que deux sources d'erreurs contribuent à cette divergence entre les mesures :

1- L'effet de la fréquence de chargement : la fréquence élevée employée dans la colonne de résonance (supérieure à 20Hz) induit une augmentation du module de cisaillement par rapport aux appareils de cisaillement simple où la fréquence est d'environ 0.1-1Hz.

2- Le comportement non linéaire du sol à petite déformation : La méthode d'interprétation de la colonne de résonance néglige le comportement non linéaire du sol et considère que le sol a un comportement linéaire même à grande déformation. Cette erreur d'interprétation conduit systématiquement à surestimer le module de cisaillement mesuré dans la CR.

Partie 3. Établissement d'un modèle du module de cisaillement normalisé et de coefficient d'amortissement des argiles sensibles de l'est du Canada

Cette partie du rapport présente un nouveau modèle de courbe de réduction du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement conçu spécialement pour les argiles sensibles de l'est du Canada. Tout d'abord, une étude sur les différents paramètres qui peuvent influencer le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement a été effectuée. Par la suite, et en utilisant les analyses de régression, un nouveau modèle prédictif du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement a été établi. Le modèle a été par la suite comparé aux modèles déjà existants afin de mesurer sa précision dans le cas des argiles sensibles de l'est du Canada. À noter que les résultats présentés dans cette partie ont déjà été soumis pour publication à la revue Canadienne de Géotechnique dans la référence suivante :

- Abdellaziz, M., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2021). Normalized shear modulus and damping ratio model of sensitive Eastern Canada clays. Soumis à la revue Canadienne de Géotechnique ;

3.1 Introduction

L'évaluation de la réponse dynamique des dépôts de sol a attiré une attention considérable au Canada au cours des dernières années, surtout après que plusieurs modifications importantes ont été incorporées au Code national du bâtiment du Canada dans ses versions récentes (CNB 2005, 2010, 2015). L'un des principaux changements dans le CNBC est l'introduction d'une nouvelle classe de sol appelée classe F pour les sols spécifiques qui comprennent des argiles sensibles et ultrasensibles. La sensibilité d'une argile, notée " S_l ", est définie comme le rapport de la résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte (S_u) sur la résistance au cisaillement non drainé de la même argile à l'état remanié (S_{ur}), à la même teneur en eau (Skempton et Northey 1952 ; Rosenqvist 1953 ; Terzaghi et al, 1996 ; L'Heureux et coll., 2014). L'argile ultrasensible est caractérisée par sa tendance à se transformer d'un matériau rigide en un liquide visqueux lorsqu'elle est remaniée. Le CNBC (2015) mentionne que ces sols nécessitent une investigation géotechnique spécifique et une analyse de la réponse dynamique du site étudié. Dans l'est du Canada, la sensibilité

des argiles est généralement supérieure à 15 (Leroueil et coll., 1983), ce qui est considéré comme des argiles très sensibles (CGS 2013 ; Terzaghi et coll. 1996), et nécessite donc une étude géotechnique spécifique et une analyse de la réponse dynamique du site. Ces dépôts argileux couvrent une partie de l'est du Canada où vit la majorité de la population. Les dépôts sont concentrés principalement autour du fleuve Saint-Laurent, du Saguenay Lac-Saint-Jean, ainsi que dans le nord de la province de Québec. D'autre part, cette région est connue pour son activité sismique où plusieurs tremblements de terre importants ont eu lieu. Par exemple, Charlevoix 1663 (Ebel, 2011 ; Locat, 2011), Montréal 1732 (Lamontagne et coll., 2008), Charlevoix 1925 (Bent, 1992), et Saguenay 1988 (Somerville et coll., 1990). Ainsi, une évaluation précise de la réponse dynamique des argiles sensibles de l'est du Canada est nécessaire afin d'atténuer les conséquences et le risque de l'activité sismique sur les structures.

Plusieurs méthodes d'analyses de réponse dynamique des sols ont été proposées dans la littérature. Par exemple, l'analyse linéaire équivalente proposée par Schnabel et coll. (1972), ou l'analyse non linéaire qui est implémentée dans de nombreux logiciels tels que FLAC (Itasca 2017), et DEEPSOIL (Hashash et coll. 2020) et largement utilisée de nos jours. La validité de la réponse du sol calculée en utilisant ces méthodes numériques dépend principalement de la représentativité et de la précision des paramètres d'entrée tels que les courbes de réduction du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement. Ces courbes peuvent être déterminées soit en laboratoire à l'aide d'appareils tels que la colonne de résonance (CR), Triaxial et DSS, soit à l'aide de certains essais de terrain tels que le dilatomètre et le SCPTu. En fait, le processus de construction de l'ensemble des courbes $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$ et $\xi - \text{Log}(\gamma_c)$ est un processus complexe où plusieurs appareils

sont nécessaires en général pour couvrir une plage d'amplitude de déformation de très petites déformations (considérée comme la partie du comportement linéaire élastique) à grande déformation (la partie du comportement non linéaire plastique). Par conséquent, pour éviter ces processus coûteux et longs, des modèles numériques basés sur des paramètres de sol simples ont été proposés, tels que les modèles proposés par Vucetic & Dobry (1991), Darendeli (2001), Zhang et coll. (2005), et Okur & Ansal (2007). Ces modèles ont grandement amélioré la précision de l'analyse de la réponse dynamique et ils sont couramment utilisés par les concepteurs en géotechnique.

Même si ces modèles ont été utilisés avec succès dans diverses régions sismiques, leur applicabilité dans le cas particulier des argiles sensibles de l'est du Canada est discutable. En fait, plusieurs études sur les propriétés dynamiques des argiles sensibles de l'est du Canada ont montré que ces argiles ont un comportement dynamique différent de celui d'autres argiles moins sensibles (Abdellaziz et coll., 2020 ; Bourgeois, 1997 ; Chahde, 1987 ; Chehat et coll., 2019 ; d'Onofrio et coll., 2019 ; Javed, 2002 ; Lee, 1979 ; Lefebvre et coll., 1994 ; Rahhal, 1991 ; Rasmussen, 2012 ; Warde, 1989). Les données expérimentales disponibles ont montré que ce type d'argile a des courbes $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$ relativement plus élevées et des courbes du coefficient d'amortissement $\xi - \text{Log}(\gamma_c)$ plus faibles par rapport aux autres argiles moins sensibles. Cette différence est probablement due à la forte structuration des argiles sensibles de l'est du Canada (Abdellaziz et coll., 2020). En effet, l'effet de structure dans les sols argileux tend à augmenter la résistance et à élargir le domaine de contrainte dans lequel le sol présente un comportement rigide (Leroueil & Vaughan, 1990). Ces observations de laboratoire sont soutenues par certaines mesures de terrain. Crow et coll. (2011) ont rapporté qu'une forte amplification inhabituelle a été enregistrée dans l'argile d'Ottawa (une partie de l'argile de *Leda*) pendant un séisme de faible magnitude ($M=2.0-3.0$). Leur étude a montré que ce type d'argile a un faible coefficient d'amortissement (0,2 à 0,4 %) aux faibles déformations. Par conséquent, en considérant les observations susmentionnées, un nouveau modèle de propriétés dynamiques qui prend en compte la particularité de l'argile sensible de l'est du Canada est nécessaire pour mieux évaluer la réponse dynamique de ce type de sol.

3.2 Établissement d'une base de données des propriétés dynamiques des argiles sensibles de l'est du Canada

Une base de données des mesures $\frac{G}{G_{\max}} - \xi$ effectuées sur les argiles de l'est du Canada a été compilée. Les données ont été obtenues à partir d'essais de laboratoire effectués au laboratoire de géotechnique de l'Université de Sherbrooke en plus des données publiées dans différents articles de revues (Abdellaziz et coll., 2020 ; Chehat et coll., 2019), articles de conférences (Abdellaziz et coll., 2019 ; d'Onofrio et coll., 2019 ; Karray et coll., 2016) ou thèses (Anderson, 1974 ; Bouchard,

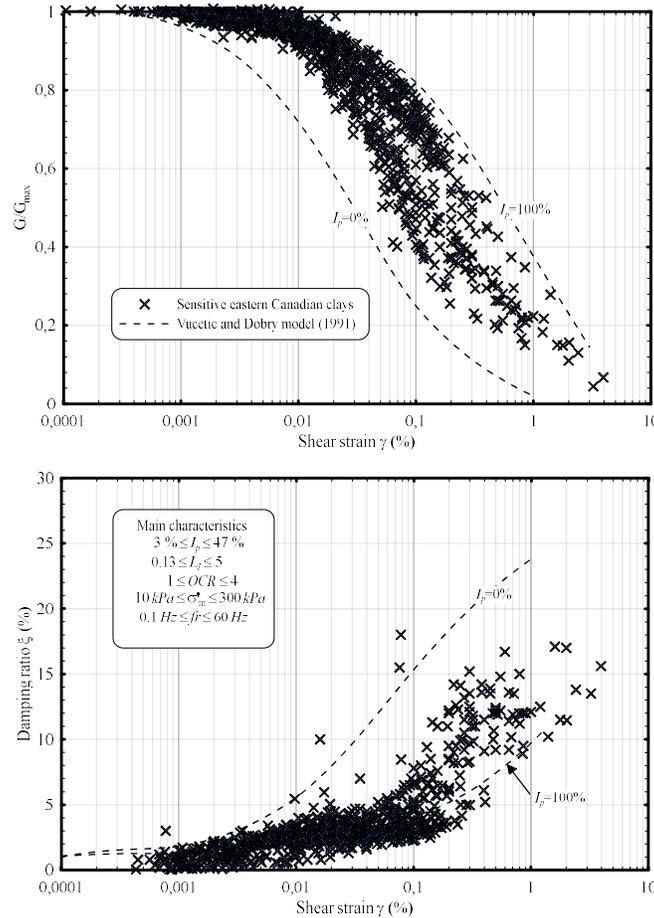
2020 ; Chahde, 1987 ; Rahhal, 1991 ; Rasmussen, 2012 ; Warde, 1989). D'autres données de la littérature sur $\frac{G}{G_{\max}}$ et ξ des argiles sensibles de l'est du Canada n'ont pas été retenues en raison du manque d'informations sur les propriétés des sols (par exemple, Law et coll., 1985).

Les données compilées proviennent d'essais réalisés dans les laboratoires géotechniques de différentes universités, notamment l'Université de Sherbrooke (Canada), l'Université Sapienza (Italie), l'Université de Naples Federico (Italie), l'Université Laval, l'Université du Michigan et l'Université de Waterloo (Canada). Les spécimens ont été prélevés à l'aide de trois échantillonneurs différents : l'échantillonneur de Sherbrooke (Lefebvre et Poulin 1979), l'échantillonneur de Laval (La Rochelle et coll. (1981)), et l'échantillonneur à tube Shelby (ASTM D1587). Les essais ont été réalisés sur la colonne de résonance (Drnevich et coll. 1978), l'appareil triaxial de cisaillement simple (Chekired et coll. 2015), et P-RAT (Karray et coll. 2015). Il convient de mentionner que ces différences dans le laboratoire, la méthode d'échantillonnage et l'appareillage conduisent inévitablement à une certaine variabilité dans les mesures. Cependant, comme les mesures ont été effectuées selon une méthode bien établie et en suivant la même procédure, la variabilité résultante peut être considérée comme relativement faible. De plus, plusieurs bases de données établies à partir de mesures obtenues dans différents laboratoires et échantillonnées selon différentes méthodes ont été utilisées avec succès (Ishibashi & Zhang, 1993 ; Vardanega & Bolton, 2013 ; Vucetic & Dobry, 1991).

Les spécimens ont été obtenus de différents endroits dans l'est du Canada : Saint-Alban, Saint-Hilaire, Saint-Luc-de-Vincenne, Saint-Adelphe, Beauharnois, Québec (Limoilou), Varennes, Ile-Perrot, La-Grande-1, Baie-James, La Romaine, Saint-Hyacinthe, Ottawa et Montréal. Les origines géologiques de ces argiles sont en grande partie les produits de la sédimentation dans les mers postglaciaires (Quigley 1980) telles que la mer de Champlain (Saint-Alban, Saint-Hilaire, Saint-Hyacinthe, Québec (Limoilou), Saint-Luc-de-Vincennes, Saint-Adelphe, Beauharnois, Varennes, Ile-Perrot, Ottawa et Montréal), la mer de Goldwaith (La Romaine) et la mer de Tyrrel (La-Grande-1, Baie-James).

La figure 3.1 présente les mesures de $\frac{G}{G_{\max}}$ et ξ en fonction de l'amplitude de la déformation de cisaillement. Le tableau 3.1 résume la provenance et les propriétés géotechniques de base (c'est-à-dire les limites d'Atterberg, l'indice des vides...), ainsi que les conditions d'essai (c'est-à-dire σ'_m , γ_c ...). Au total, la base de données contient les résultats de 69 essais réalisés sur 21 argiles sensibles différentes de l'est du Canada. L'indice de plasticité varie de 3,6% à 47% avec une valeur moyenne de 25% et un écart-type de 9%, et la limite de liquidité varie de 23% à 66% avec une valeur moyenne de 51% et un écart-type de 12%.

Figure 3.1: Courbes de réduction du module de cisaillement et du rapport d'amortissement des argiles sensibles de l'est du Canada



La classification des sols selon la classification USCS (Fig. 3.2) révèle que 57% des sols sont considérés comme des argiles de haute plasticité (CH), 28% comme des argiles de faible plasticité (CL), et 15% comme des silts (ML). La contrainte effective moyenne des essais varie de 10 kPa à 300 kPa avec une valeur moyenne de 100 kPa et un écart-type de 70 kPa. Les essais ont été réalisés avec un OCR ($\frac{\sigma'_p}{\sigma'_m}$) variant de 1 à 10. L'amplitude de la déformation de cisaillement varie de 0,0001% à 3,9%. Cette plage couvre approximativement toutes les amplitudes dans les applications de la dynamique des sols (p. ex. les tremblements de terre).

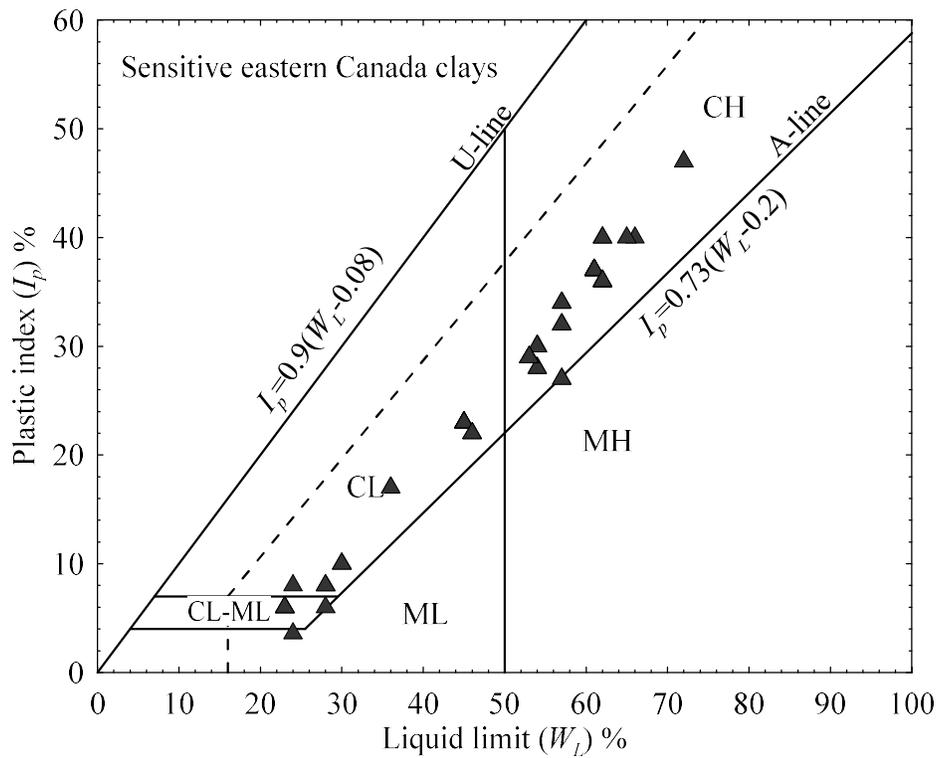
Tableau 3-1: Résumé de la base de données pour les tests des argiles sensibles de l'est du Canada

Argile	Prof (m)	W_N (%)	I_p (%)	OCR	σ'_m (kPa)	I_L	Fr (Hz)	Référence
Saint-Hilaire	8.0	80	40	1,4	50	1,35	17-21	Données de UdeS
	8.0	80	40	1	70	1,13	18-24	Données de UdeS
Saint-Luc-De-Vincennes	14.0	72	36	2	50	1,28	24-32	Données de UdeS
	14.0	72	36	1	200	1,22	29-39	Données de UdeS
	14.0	72	36	1,6	120	0,94	26-34	Données de UdeS
Saint-Adelphe	9.2	75	29	10	10	1,76	22-31	Données de UdeS
	9.2	75	29	2	50	1,69	24-30	Données de UdeS
	9.2	75	29	1	100	1,62	25-30	Données de UdeS
	9.2	75	29	1	200	1,07	30-35	Données de UdeS
	9.2	75	29	2	100	1,07	28-33	Données de UdeS
	9.2	75	29	4	50	1,07	25-30	Données de UdeS
	9.2	75	29	1	300	0,86	34-38	Données de UdeS
	9.2	75	29	2	150	0,86	33-38	Données de UdeS
Limoilou	-	25	17	2	150	0,35	30-53	Données de UdeS
	-	25	17	1	300	0,33	40-71	Données de UdeS
Ile-Perrot	18.5	55	11	2	50	3.0	1	Données de UdeS
	18.5	55	11	1.5	100	2.9	1	Données de UdeS
	18.5	55	11	1	150	2.5	1	Données de UdeS
Beauharnois-TM-10	5.50	52	37	2	45	0,85	23-28	Données de UdeS
	5.50	52	37	1,4	65	0,79	26-31	Données de UdeS
	5.50	52	37	1	100	0,71	29-35	Données de UdeS
Beauharnois-TM-4	2.00	41	37	3	30	0,46	22-30	Données de UdeS
	2.00	41	37	1,5	60	0,46	27-35	Données de UdeS
	2.00	41	37	1	120	0,41	34-40	Données de UdeS
	2.00	41	37	1	150	0,38	36-43	Données de UdeS
	2.00	41	37	1	200	0,35	37-46	Données de UdeS
	2.00	41	37	1,5	120	0,35	35-44	Données de UdeS

	2.00	41	37	3	60	0,35	31-38	Données de UdeS
	2.00	41	37	1	300	0,32	44-52	Données de UdeS
	2.00	41	37	1,5	200	0,32	45-51	Données de UdeS
	2.00	41	37	3	100	0,32	36-44	Données de UdeS
	2.00	41	37	6	50	0,32	32-39	Données de UdeS
Beauharnois -TM-15	9.0	74	30	3	40	1,67	21-26	Données de UdeS
	9.0	74	30	2	60	1,63	22-27	Données de UdeS
	9.0	74	30	1	100	1,37	25-30	Données de UdeS
	9.0	74	30	1	200	0,93	32-37	Données de UdeS
	9.0	74	30	2	100	0,93	30-36	Données de UdeS
Beauharnois -TM-21	12.5	78	27	1,5	65	1,78	26-31	Données de UdeS
	12.5	78	27	1	200	1,33	30-36	Données de UdeS
La Romaine	17	53	6	1,35	48	5.0	50	Bouchard (2020)
	20	48	3.6	1,7	80	7.5	50	Bouchard (2020)
	22	59	8	1	160	4.8	50	Bouchard (2020)
	22	59	8	1,7	80	4.8	50	Bouchard (2020)
Varennes	7.10	64	39	2.7	95	60	50	Chahde (1987)
Saint-Alban	3.96	61	23	1	275	0.13	50	Warde (1989)
	3.96	56	23	1.3	35	1,65	50	Warde (1989)
	3.96	56	23	1	75	1.35	50	Warde (1989)
	7.98	39	6	1.24	65	3.33	50	Warde (1989)
	3.96	65	23	74	35	1.65	50	Warde (1989)
	3.96	65	23	1	75	1.87	50	Warde (1989)
	7.98	42	6	2.25	46	3.83	50	Warde (1989)
LG-1	9.57	62	10	1.5	80	4.2	50	Rahhal (1991)
	9.57	62	10	3.3	36	4.2	50	Rahhal (1991)
B-2	10.7-11.5	40	8	2	66	2	50	Chahde (1987)
Beauharnois -TM-21	12.4	76	27	1.4	70	1.7	1	Abdellaziz et coll. (2019)
Beauharnois -GD-10	6.2	78	32	1.3	50	1.4	1	Abdellaziz et coll. (2020)
	6.2	78	32	1.6	40	1.4	1	Abdellaziz et coll. (2020)
	6.2	78	32	1.6	40	1.4	1	Abdellaziz et coll. (2020)
Saint- Hilaire	5.0	64-80	40	1.3	40	1.2	1	Abdellaziz et coll. (2020)
	5.0	64-80	40	1.2	45	1.2	1	Abdellaziz et coll. (2020)
Ile-Perrot	8.0	60	28	1.5	50	1.7	1	Abdellaziz et coll. (2020)
	8.0	60	28	1.5	50	1.7	1	Abdellaziz et coll. (2020)
	13.3	62	29	1.9	75	1.2	0.5	D'Onofrio et coll. (2019)

Saint-Luc-De-Vincenne	13.3	62	29	1.7	80	1.2	12	D'Onofrio et coll. (2019)
Saint-Adelphe	4.2	70	22	1.8	70	2.1	1	Chehat et coll. (2018)
	8.2	70	28	2.6	75	1.65	1	Chehat et coll. (2018)
Ottawa	14.7	85	25	1.5	100	2	33	Rasmussen (2012)
Montréal	4.2-5.2	74-79	44	1.5	137	1.2	50	Anderson (1974)

Figure 3.2: Argiles sensibles de l'est du Canada utilisées dans cette étude, représentées sur l'abaque de Casagrande.



3.3 Modèle de courbes de réduction du module de cisaillement et d'amortissement proposé

Cette section présente un nouveau modèle des courbes $(\frac{G}{G_{\max}}) - \text{Log}(\gamma_c)$ et $\xi - \text{Log}(\gamma_c)$ des argiles sensibles de l'est du Canada. Dans un premier temps, les corrélations entre $\frac{G}{G_{\max}}$ et les paramètres basiques du sol ont été étudiés. Par la suite, en se basant sur les corrélations les plus significatives, un nouveau modèle de $\frac{G}{G_{\max}}$ est présenté. Dans la deuxième partie, la relation du coefficient d'amortissement en fonction de $\frac{G}{G_{\max}}$ est présentée. Enfin, la précision du modèle proposé est évaluée et discutée.

3.3.1 - $\frac{G}{G_{\max}}$

Le modèle hyperbolique proposé par Hardin & Drnevich, (1972a) a été largement utilisé pour simuler le module de cisaillement normalisé. Ce modèle est défini comme suit

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_c}{\gamma_r}} \quad (3.1)$$

Où γ_r est un paramètre d'ajustement de la courbe défini comme la déformation de référence. Le modèle est basé sur l'hypothèse que la courbe contrainte-déformation peut être représentée par une hyperbole asymptotique à la déformation de cisaillement maximale et γ_r est l'amplitude de la déformation où $\frac{G}{G_{\max}}$ est égal à 0,5. Par la suite, ce modèle hyperbolique a été amélioré par l'ajout d'un second paramètre d'ajustement (Stokoe et coll. (1999)) :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_r}\right)^\alpha} \quad (3.2)$$

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{0.016(I_p)^{0.53}}\right)^{0.13I_L + 0.66}}$$

Où α est le second paramètre d'ajustement de la courbe défini comme paramètre de courbure.

Les deux paramètres de la courbe d'ajustement (γ_r et α) utilisés dans ce modèle ont deux effets différents sur $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$. Alors que γ_r tend à décaler la courbe $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$,

l'augmentation de α tend à augmenter la courbure de la courbe $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$. Ce modèle a été utilisé avec succès dans plusieurs études, dont Darendeli (2001), Vardanega et Bolton (2013) et Zhang et coll. (2005).

Dans cette étude, le modèle hyperbolique modifié a été adopté pour modéliser la courbe $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$ des argiles sensibles de l'est du Canada. Les valeurs de γ_r et α ont été déterminées pour chaque essai par une analyse de régression multiple. Les valeurs de la déformation de référence allaient de 0,07 % à 0,29 % et le paramètre de courbure de 0,64 à 1,42. Le coefficient de détermination R^2 lié à toutes les analyses de régression était supérieur à 0,95. Une fois les valeurs de γ_r et α déterminées, la corrélation empirique entre ces deux paramètres et les paramètres du sol a été examinée.

Tout d'abord, une analyse de corrélation a été réalisée. Le tableau 3.2 présente la matrice de corrélation entre les propriétés du sol, γ_r , et α . L'analyse a montré que les paramètres du sol sont indépendants (faible coefficient de corrélation) sauf pour I_p et I_L où R est de -0,77. La Fig. 3.3 présente la déformation de référence en fonction de I_p , OCR , σ'_m , et I_L . Les données tracées ont

montré que γ_r peut être significativement corrélé à I_p où le coefficient de corrélation était de 0,64. Cependant, γ_r ne semble pas être affecté par OCR , I_L , et σ'_m où le coefficient de corrélation est de 0,09, 0,38 et 0,23 respectivement. La Fig. 3.4 présente le paramètre de courbure en fonction de I_p , OCR , σ'_m , et I_L . Au contraire de γ_r , le coefficient est significativement corrélé à I_L où le coefficient de corrélation était de 0,85. Cependant, les données tracées montrent qu'il n'y a pas de corrélation significative entre α et OCR , I_p , et σ'_m où le coefficient de corrélation est de 0,02, 0,38 et 0,17 respectivement.

Tableau 3-2: Valeur de R issue de l'analyse de la corrélation entre γ_r et α et les propriétés du sol.

	I_p (%)	σ'_m (kPa)	I_L	OCR	γ_r	α
I_p (%)	1,00	0,05	-0,77	0,05	0,63	-0,73
σ'_m (kPa)	0,05	1,00	-0,28	-0,39	0,23	-0,17
I_L	-0,77	-0,28	1,00	-0,01	-0,49	0,82
OCR	0,05	-0,39	-0,01	1,00	-0,09	-0,02
γ_r	0,63	0,23	-0,49	-0,09	1,00	-0,41
α	-0,73	-0,17	0,82	-0,02	-0,41	1,00

Figure 3.3: Corrélations entre la déformation de référence et : a) l'indice de plasticité b) l'OCR c) la contrainte effective moyenne d) l'indice de liquidité

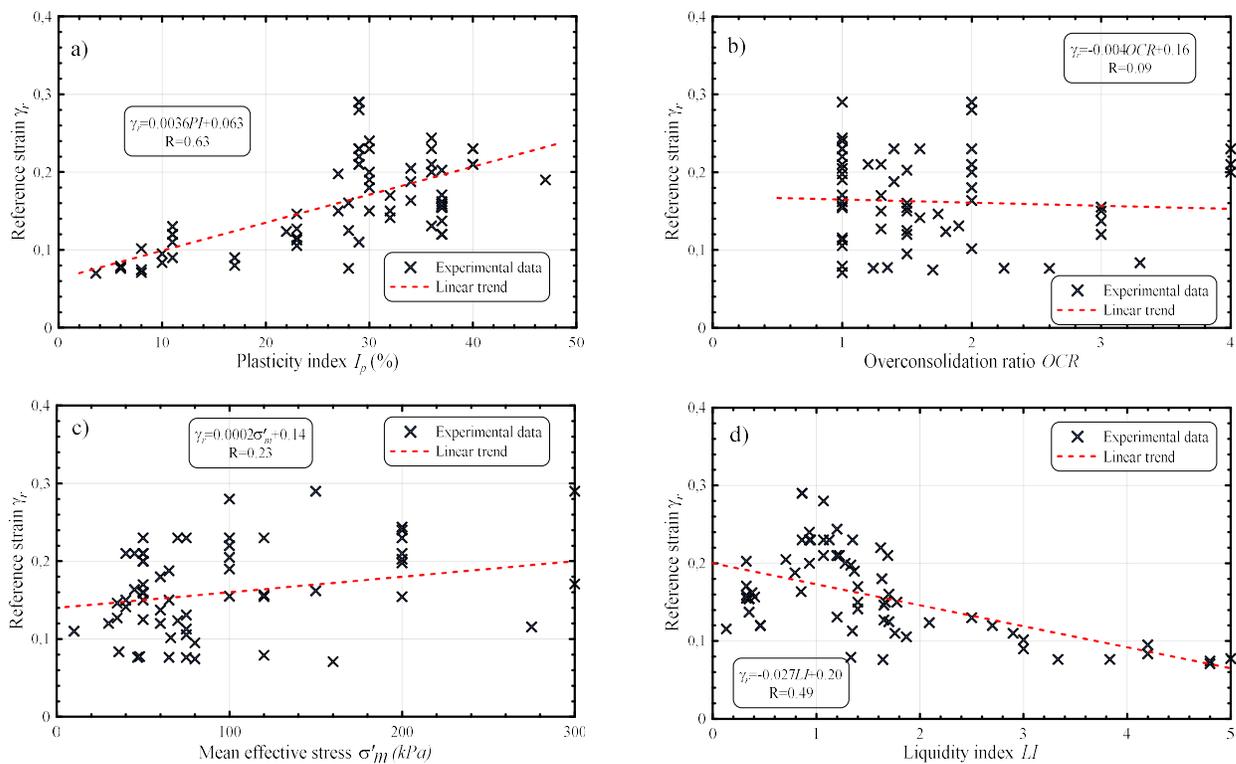
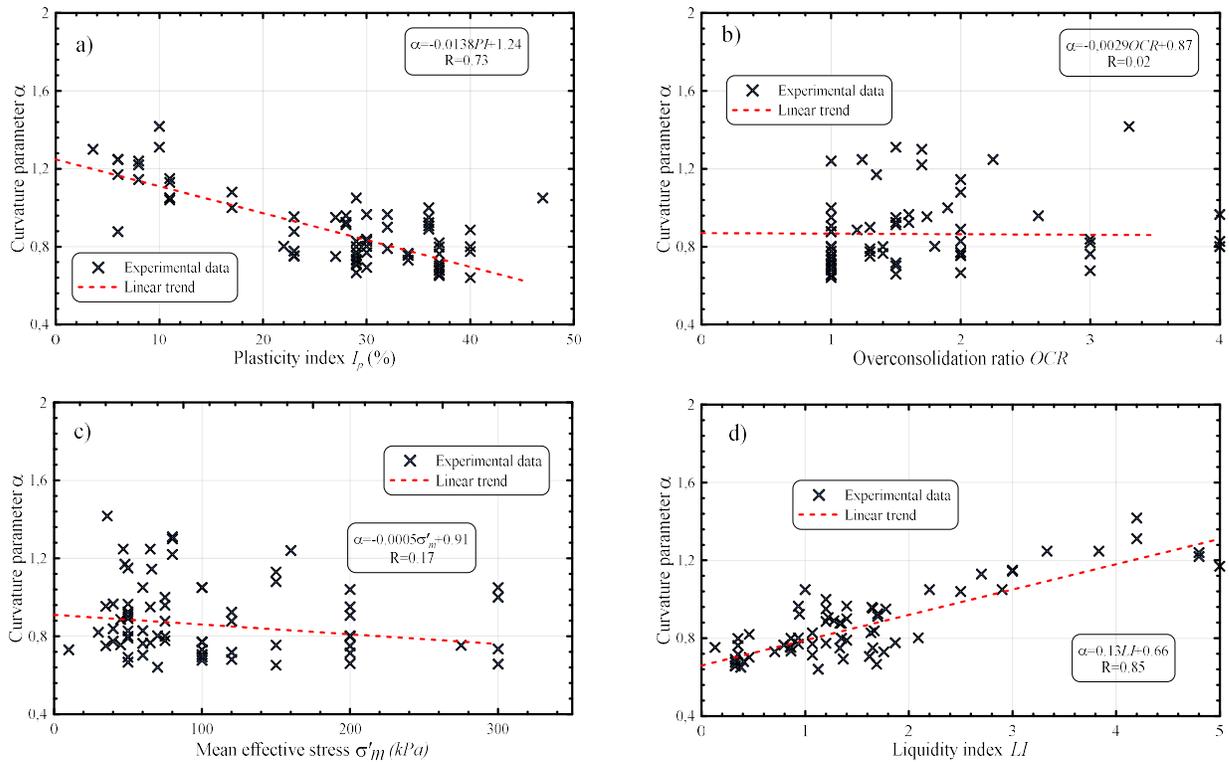


Figure 3.4: Corrélations des paramètres de courbure avec : a) l'indice de plasticité b) l'OCR c) la contrainte effective moyenne d) l'indice de liquidité



En fait, les effets de I_p et I_L sur γ_r et α sont en accord avec la tendance observée dans la littérature.

Plusieurs études montrent que l'indice de plasticité est le principal paramètre contrôlant la forme

de la courbe $\frac{G}{G_{\max}} - \text{Log}(\gamma_c)$ (Vucetic et Dobry 1991). De plus, l'effet de structure (reflété par

le I_L) tend à augmenter le comportement linéaire de l'argile sensible à petite déformation, cependant, à grande déformation, il y a un ramollissement brutal de l'argile qui tend par conséquent à

augmenter le paramètre de courbure. D'autre part, les corrélations ont montré que l'effet σ'_m sur γ_r

et α n'est pas clair. En fait, comme γ_r et α peuvent être fonction de plusieurs paramètres,

l'analyse de régression linéaire ne peut être utilisée que pour déterminer les facteurs les plus

importants, et la dispersion observée dans les corrélations de σ'_m peut être facilement liée aux effets

I_p ou I_L .

Afin de prendre en compte l'effet de plusieurs facteurs sur γ_r et α , des analyses de régression non linéaires utilisant les quatre paramètres étudiés ont été réalisées. L'analyse consiste à essayer plusieurs formes d'équations basées sur des fonctions mathématiques (exponentielles, logarithmiques, polynomiales, etc.) puis à évaluer leur précision en calculant le coefficient de détermination et l'erreur standard. Cinq combinaisons de paramètres d'entrée ont été analysées : I_p , I_L , σ'_m , I_p et σ'_m , I_L et σ'_m . Les tableaux 3.3 et 3.4 présentent les résultats des analyses de régression sur γ_r et α .

Tableau 3-3: Analyses de régression pour le paramètre de courbure

Paramètre d'entrée	Équation	R	Erreur standard
I_L	$\alpha = 0.13I_L + 0.66$	0.72	0.16
I_p	$\alpha = -0.013I_p + 1.24$	0.55	0.18
σ'_m	$\alpha = 0.9e^{-0.0008\sigma'_m}$	0.07	0.17
I_L, σ'_m	$\alpha = 0.1I_L + 0.00011\sigma'_m + 0.68$	0.72	0.16
I_p, σ'_m	$\alpha = -0.013I_p + -0.0004\sigma'_m + 1.29$	0.53	0.19

Tableau 3-4: analyses de régression pour la déformation de référence

Paramètre d'entrée	Équation	R	Erreur standard
I_L	$\gamma_r = 0.21 \exp^{(-0.21I_L)}$	0.28	0.0523
I_p	$\gamma_r = 0.028(I_p)^{0.52}$	0.40	0.0578
σ'_m	$\gamma_r = 0.0003\sigma'_m + 0.13$	0.11	0.0519
I_L, σ'_m	$\gamma_r = 0.11(I_L)^{-0.075}(\sigma'_m)^{0.086}$	0.30	0.0601
I_p, σ'_m	$\gamma_r = 0.016(I_p)^{0.53}(\sigma'_m)^{0.12}$	0.50	0.0593

Les résultats ont montré que l'utilisation de I_p et σ'_m comme paramètres d'entrée avec la fonction de puissance donne la corrélation la plus précise de γ_r avec R^2 de 0,5 et une erreur standard de 0,05. D'autre part, l'analyse du paramètre de courbure a montré que la meilleure corrélation de α est obtenue en utilisant I_L comme paramètre d'entrée dans l'équation linéaire avec R^2 de 0,72 et une erreur standard de 0,16. Par conséquent, γ_r et α peuvent être exprimés comme suit :

$$\gamma_r = 0.016(I_p)^{0.53}(\sigma'_m)^{0.12} \quad (3.3)$$

$$\alpha = 0.13I_L + 0.66 \quad (3.4)$$

En substituant ces équations dans l'équation (3.2), le module de cisaillement normalisé peut être exprimé comme suit :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{0.016(I_p)^{0.53}(\sigma'_m)^{0.12}} \right)^{0.13I_L + 0.66}} \quad (3.5)$$

Les valeurs $\frac{G}{G_{\max}}$ calculées à l'aide de l'éq. (3.5) ont été comparées aux valeurs mesurées. La

comparaison a montré que l'erreur est négligeable lorsque $\frac{G}{G_{\max}} > 0,85$, cependant, la dispersion

augmente avec la diminution de $\frac{G}{G_{\max}}$. Le coefficient de détermination entre les valeurs mesurées

et calculées de $\frac{G}{G_{\max}}$ est de 0,94 et l'erreur standard est d'environ 6%, ce qui est acceptable.

-

3.3.2 Coefficient d'amortissement

Plusieurs études ont montré que le coefficient d'amortissement est fortement lié à $\frac{G}{G_{\max}}$ (Darendeli, 2001 ; Hardin & Drnevich, 1972a ; Zhang et coll., 2005). Cette approche présente l'avantage de pouvoir déterminer directement le coefficient d'amortissement sans avoir à le mesurer expérimentalement (Zhang et coll., 2005). Hardin & Drnevich (1972a) ont proposé que ξ peut être exprimé comme :

$$\xi = f\left(\frac{G}{G_{\max}}\right) \quad (3.6)$$

Où $f\left(\frac{G}{G_{\max}}\right)$ est une fonction polynomiale de $\frac{G}{G_{\max}}$. Plus récemment, Darendeli (2001) et Zhang et coll. (2005) ont amélioré cette équation comme suit :

$$\xi = f\left(\frac{G}{G_{\max}}\right) + \xi_{\min} \quad (3.7)$$

Où ξ_{\min} est l'amortissement mesuré dans la partie du comportement linéaire (supposé $\gamma_c \leq 0.001\%$). Selon Zhang et coll. (2005), ξ_{\min} est une fonction de I_p et σ'_m tandis que Darendeli (2001) a supposé que ξ_{\min} est une fonction de I_p , OCR , fréquence, et σ'_m . Dans cette étude, l'équation (3.7) est adoptée pour calculer l'amortissement des argiles sensibles de l'est du Canada. Tout d'abord, une analyse de régression a été effectuée pour déterminer la corrélation possible entre ξ_{\min} et les propriétés du sol. Le même processus suivi pour γ_r et α a été répété pour ξ_{\min} . L'analyse a montré qu'aucune corrélation significative ne peut être trouvée entre ξ_{\min} et les propriétés énumérées dans le tableau 3.1 où le coefficient de détermination ne dépasse pas 0,12. Par conséquent, on a supposé que la valeur de ξ_{\min} est constante. Par la suite, une deuxième analyse de régression a été effectuée pour déterminer la fonction polynomiale de ξ . Les résultats montrent que ξ peut être exprimé comme suit :

$$\xi = 15.6\left(\frac{G}{G_{\max}}\right)^2 - 32.5\left(\frac{G}{G_{\max}}\right) + 18.6 \quad (3.8)$$

Les valeurs calculées ξ à l'aide de l'éq. (3.8) ont été comparées aux valeurs mesurées. Bien que la comparaison ait montré que les valeurs mesurées et estimées de ξ sont plutôt proches, une certaine dispersion a été observée. Le coefficient de détermination est de 0,85 et l'erreur standard est de 1,3%, ce qui est relativement acceptable.

3.4 Conclusions

À l'aide d'une base de données compilées de mesures expérimentales effectuées sur des argiles sensibles de l'est du Canada, un nouveau modèle prédictif de $\frac{G}{G_{\max}}$ et ξ a été proposé. Il a été

démonstré que les principaux facteurs contrôlants $\frac{G}{G_{\max}}$ et ξ sont : I_p , la structure, qui est reflétée

par I_L , et σ'_m . Alors que les effets de I_p et σ'_m ont été bien documentés dans la littérature, l'effet de la structure n'est pas encore bien connu. Les résultats expérimentaux ont montré que ce paramètre a un effet majeur sur le comportement des argiles sensibles. Pour une amplitude de déformation donnée, l'augmentation de I_p et σ'_m augmente $\frac{G}{G_{\max}}$ et diminue ξ . Cependant,

l'augmentation de I_L tend à augmenter la courbure des courbes $\left(\frac{G}{G_{\max}}\right) - \text{Log}(\gamma_c)$ et $\xi - \text{Log}(\gamma_c)$

. Enfin, il est suggéré que le modèle proposé dans cette étude est plus approprié pour être utilisé dans l'analyse dynamique des dépôts d'argiles sensibles de l'est du Canada ainsi que d'autres sols similaires.

Partie 4. Étude du cas du glissement de Saint-Adelphe en 1988

Cette partie du rapport présente une étude du cas du glissement de Saint-Adelphe qui est survenu à la suite du séisme de Saguenay en 1988. Ce glissement est survenu dans un dépôt d'argiles sensible. Les calculs à rebours dynamiques standards effectués précédemment donnent un facteur de sécurité supérieur à 1 et n'arrivent pas à expliquer le glissement (c.-à-d. L'Ecuyer 2000). Par conséquent, il était nécessaire d'approfondir les investigations sur le comportement dynamique de ce dépôt et particulièrement sur ses propriétés dynamiques. Dans ce sens, une investigation géotechnique extensive a été réalisée in-situ et au laboratoire afin de caractériser le dépôt de sol et identifier la surface de rupture. Ensuite, et à l'aide d'essais de laboratoire spécialisés, les propriétés dynamiques du sol ont été déterminées. Les résultats obtenus ont été par la suite utilisés pour simuler numériquement le glissement de terrain à l'aide du logiciel FLAC 2D. Les simulations numériques ont été réalisées en trois étapes différentes : (1) une analyse statique de la stabilité de la pente avant le séisme, (2) une analyse de la réponse dynamique de la pente pendant le séisme, et (3) une simulation post-séismique de la pente, en utilisant un modèle de déformation-anti-écrouissage de l'argile sensible. À noter que les résultats présentés dans cette partie ont déjà été publiés dans la Revue Canadienne de Géotechnique dans la référence suivante :

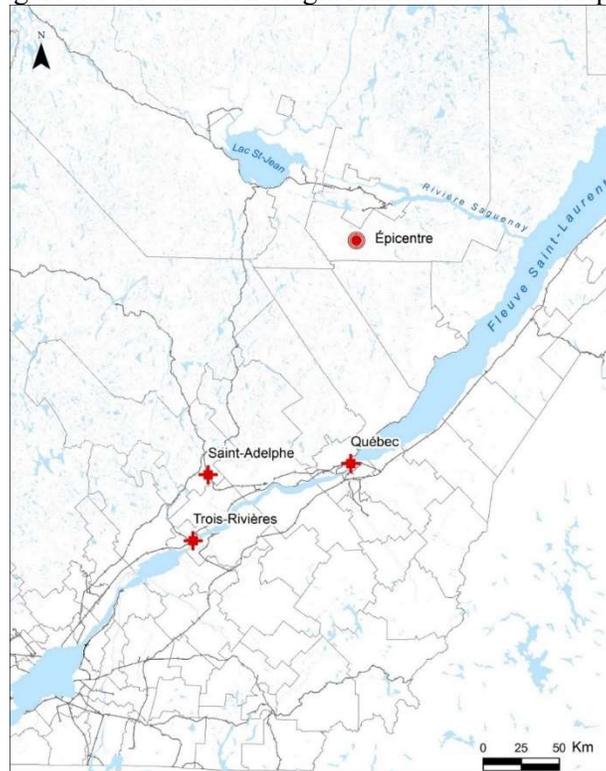
1. Abdellaziz, M., Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., Ledoux, C., Locat, P. & Chekired, M. (2020). Experimental and numerical investigation of the Saint-Adelphe landslide after the 1988 Saguenay earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(12), 1936-1952.

4.1 Introduction et présentation du glissement

Un glissement de terrain s'est produit dans la municipalité de Saint-Adelphe (85 km à l'ouest de la ville de Québec) à la suite du tremblement de terre de 1988 au Saguenay ($M_w=5.9$). Il s'est produit dans un dépôt composé d'une couche d'argile molle à raide avec une couche de till en dessous. La pente était inclinée vers le bas de 6° par rapport à l'horizontale, et augmentait graduellement à 26° à l'approche du pied de la pente. Les dimensions du glissement de terrain étaient de 65 m de large et 45 m de long, avec une masse de sols déplacée de $15\ 000\text{ m}^3$. La figure 4.1 présente la localisation

du glissement de terrain de Saint-Adelphe, et les figures 4.2 et 4.3 présentent des photographies de l'événement. L'investigation géotechnique du site du glissement a été réalisée en trois phases différentes par le laboratoire de recherche en géotechnique de l'Université de Sherbrooke et par le laboratoire du Ministère des Transports, du Québec (MTQ). La première investigation a été menée en 1988, immédiatement après le glissement de terrain. Certaines des données de cette investigation ont été documentées par Lefebvre et al. (1992) et L'Ecuyer (1998). L'objectif de cette investigation était de décrire le site et les conditions dans lesquelles la rupture s'est développée. En 1993, une deuxième campagne d'investigation a été réalisée par le MTQ afin de déterminer la surface de rupture à l'aide d'essais au piézocône. Certaines des données de cette campagne ont été documentées par Delisle et al. (2000). La troisième campagne d'investigation a été réalisée en 2015 pour déterminer les paramètres dynamiques de l'argile de Saint-Adelphe. Les essais in-situ réalisés comprenaient des essais de vitesse des ondes de cisaillement MMASW, des essais de scissomètre, des essais de pénétration au cône (SCPTu) et des essais de pénétration standard (SPT).

Figure 4.1: localisation du glissement de Saint-Adelphe



D'autres essais de laboratoire ont été réalisés au laboratoire de géotechnique de l'Université de Sherbrooke, notamment les limites d'Atterberg, les essais œdométriques avec la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement à l'aide de la technique de P-RAT (Karray et al. 2015), et les essais de cône tombant. Dans cette étude, des essais TxSS monotones et cycliques ont été réalisés sur des échantillons de sol à différentes profondeurs à proximité de la zone de glissement de terrain sur le site de Saint-Adelphe afin d'essayer de comprendre les mécanismes de rupture de cette pente.

Figure 4.2: Photo aérienne prise en 1988 du glissement de Saint-Adelphe



Figure 4.3: Photo prise en 1988 de l'escarpement arrière du glissement de Saint-Adelphe



4.2 Caractérisation géotechnique du dépôt

L'investigation in-situ comprenait cinq profils. Le profil A est situé en amont du glissement. Les profils I, F, J et G sont situés à l'intérieur de la zone du glissement et ont été utilisés pour déterminer la position de la surface de rupture. La localisation précise de la surface de rupture a été effectuée à partir de la diminution soudaine de la résistance en pointe des essais au piézocône, des valeurs du module de cisaillement maximal à petite déformation (G_{max}) des tests MMASW, et des valeurs de la résistance au cisaillement non drainé (S_u) des essais au scissomètre. La figure 4.4 présente la surface de rupture déterminée. À noter que la surface de rupture a été localisée en prenant la moyenne des points de faiblesse déterminés par les essais in-situ. Delisle et Leroueil (2000) ont étudié la surface de rupture du glissement de terrain de Saint-Adelphe en utilisant des essais au piézocône et ont rapporté que la surface de rupture était située entre 5 m et 6 m de profondeur, ce qui est très proche de la surface de rupture identifiée dans cette étude. La figure 4.5 présente un profil géotechnique (profil A) de la zone située en haut de la pente. Cette figure montre que la pente est recouverte d'une couche de terre végétale d'environ 0,6 m de profondeur. Sous la terre végétale, il y a une couche d'argile raide (croûte argileuse) jusqu'à une profondeur de 2 m, suivie d'une couche d'argile molle qui s'étendait entre 2 m et 11,0 m sous la surface du sol existant, recouvrant une couche de sable silteux (probablement du till). La profondeur du refus varie entre 10,5 m et 13,7 m. L'argile molle a un indice de plasticité (I_p) compris entre 10 % et 27 % et un indice de liquidité

(I_L) entre 1 et 4. Les valeurs de sensibilité étudiées par L'Ecuyer (1998) à l'aide d'essais de scissomètre et au cône tombant varient entre 20 et 533. Les tests de sédimentation ont montré que la fraction argileuse est d'environ 70 % mais qu'elle diminuait progressivement en dessous d'une profondeur de 10 m jusqu'à ce qu'elle se rapproche de la couche de till (sable silteux). La pression de préconsolidation (σ'_p) évaluée par le test œdométrique conventionnel et le $SCPT_u$ est d'environ 100 kPa à une profondeur de 3 m (correspondant à un degré de surconsolidation OCR de 3) et augmentait avec la profondeur pour atteindre 200 kPa à une profondeur de 10 m. La résistance au cisaillement des couches d'argile a été étudiée par des essais au scissomètre, $SCPT_u$, cône tombant et TxSS. Le profil A (Fig. 4.5) montre que directement sous la terre végétale, la résistance au cisaillement était d'environ 60 kPa dans la couche argileuse raide et diminuait rapidement à 15 kPa à une profondeur de 4 m. Ensuite, d'une profondeur de 4 à 11 m, la résistance au cisaillement augmentait graduellement à 50 kPa. La densité relative de la couche de sable silteux sous-jacente a ensuite été étudiée à l'aide de nombreux SPT avec des valeurs de N comprises entre 28 et 30. Le module de cisaillement a été étudié en utilisant le MMASW en plus des corrélations des données $SCPT_u$ (Karray, 2000). Le profil de G_{max} est pratiquement constant à des profondeurs comprises entre 1 m et 8 m avec des valeurs comprises entre 10 et 30 MPa, mais il augmente rapidement jusqu'à 100 MPa à 14 m. La fréquence fondamentale calculée du dépôt était de 2,85 Hz.

Figure 4.4: Coupe transversale AA' de la surface de rupture déterminée par des essais in-situ

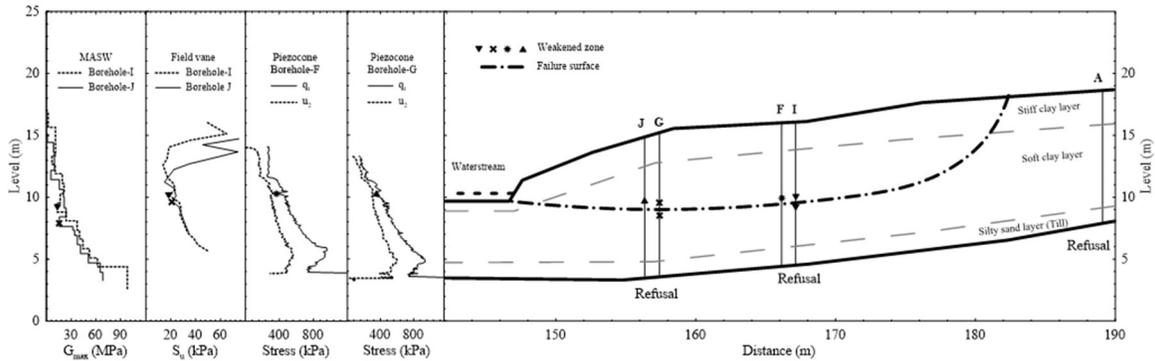
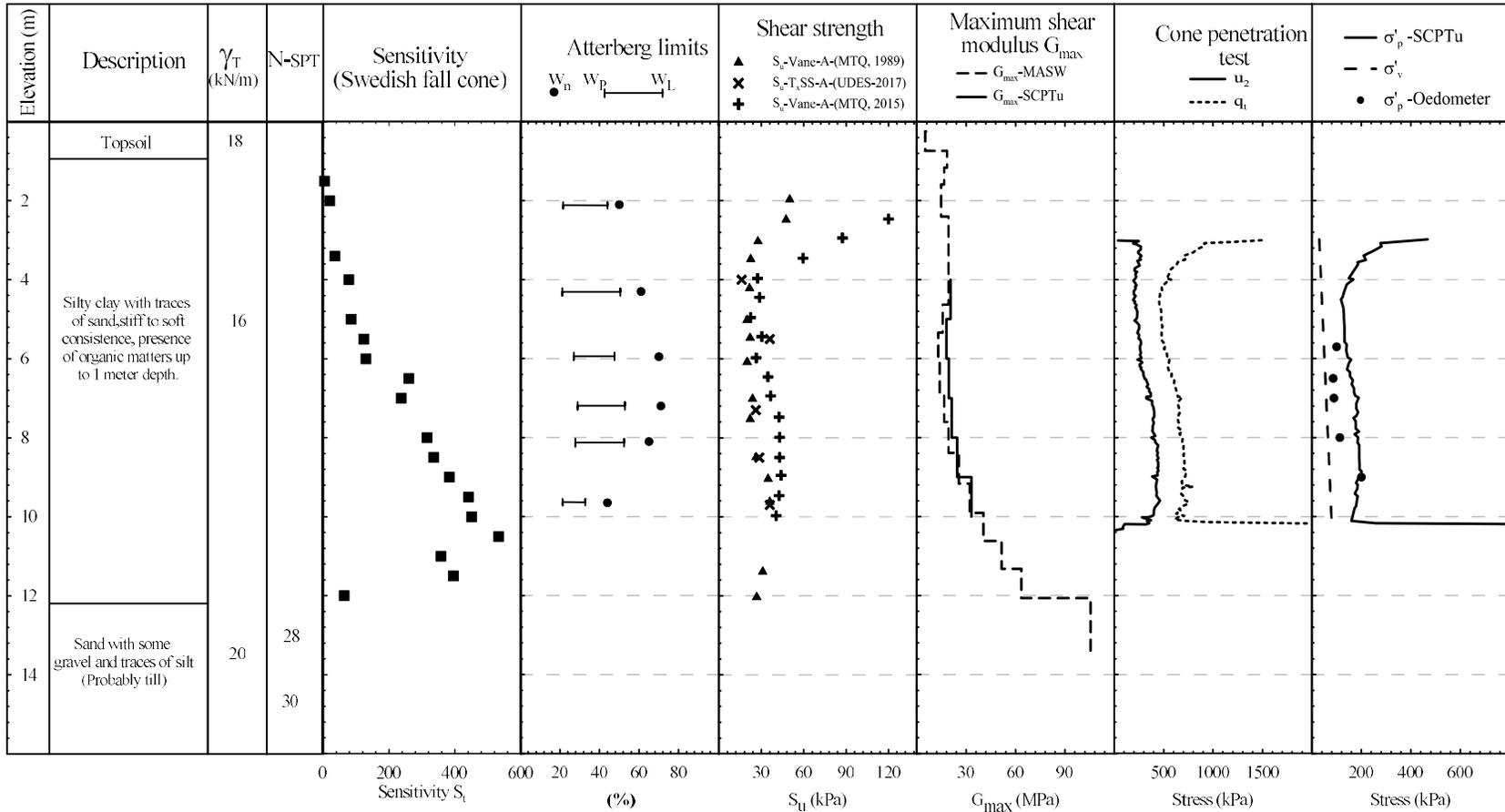


Figure 4.5: Profil géotechnique A en amont de la pente

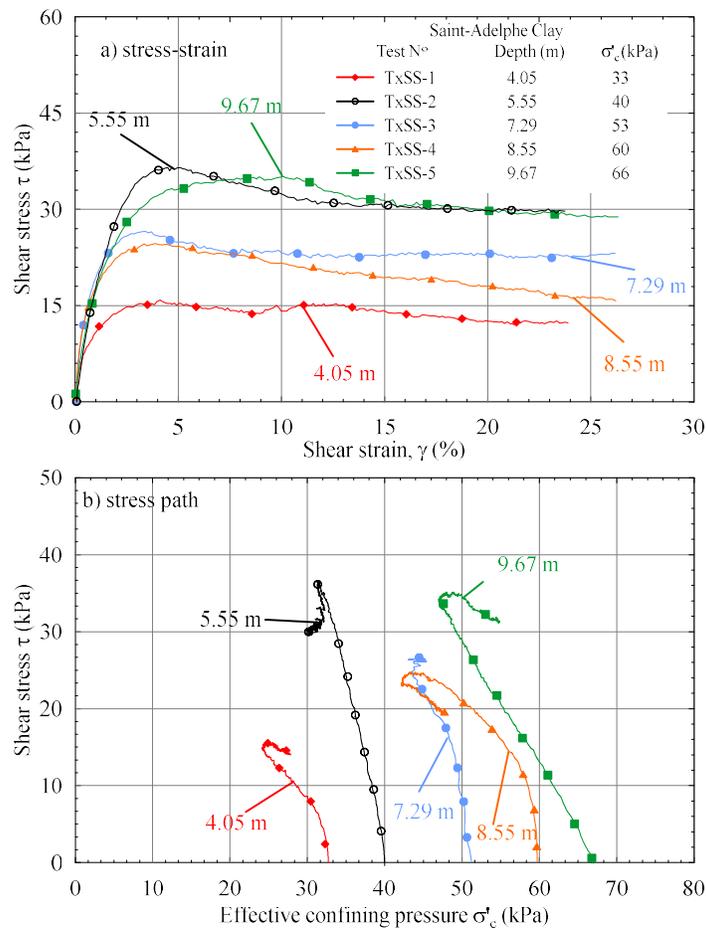


4.3 Résultats des essais monotones

La figure 4.6-a présente les courbes de contrainte-déformation, tandis que la figure 4.6-b montre les courbes de cheminement de contrainte pour les essais TxSS monotones réalisés sur des échantillons du profil A. Les courbes contrainte-déformation indiquent qu'à des petites déformations, il y a une augmentation rapide de la résistance de l'argile, sauf pour TxSS-5. Le pic était bien défini et généralement atteint à une déformation de cisaillement d'environ 3,5 % à l'exception de TxSS-1, où le comportement anti-écrouissage n'a pas été observé. Les résultats ont indiqué que la contrainte de cisaillement maximale augmentait avec la profondeur, avec des valeurs variantes entre 16 et 36 kPa à des profondeurs de 4,05 et 9,67 m, respectivement.

La figure 4.6-a montre également qu'après le pic, il y a eu un comportement anti-écrouissage et une réduction de la résistance de l'argile. Pour les essais TxSS-1, TxSS-2 et TxSS-3, il n'y a pas eu de changement significatif dans la contrainte verticale effective. Cependant, pour les essais TxSS-4 et TxSS-5, il y a eu une diminution de la contrainte verticale effective due au développement de la pression interstitielle, et ils ont atteint des valeurs minimales de 46 et 42 kPa, respectivement. Ensuite, la contrainte effective a augmenté à 56 et 48 kPa, respectivement, ce qui correspond à une pression interstitielle de 10-12 kPa. D'autres essais triaxiaux monotones drainés ont été réalisés par L'Ecuyer (1998) sur des échantillons d'argile de Saint-Adelphe à l'Université de Sherbrooke et ont montré que l'angle de friction et la cohésion étaient respectivement de $31,7^\circ$ et 7,7 kPa.

Figure 4.6: Résultats des essais TxSS monotones: a) courbes contraintes-déformations b) cheminement de contraintes

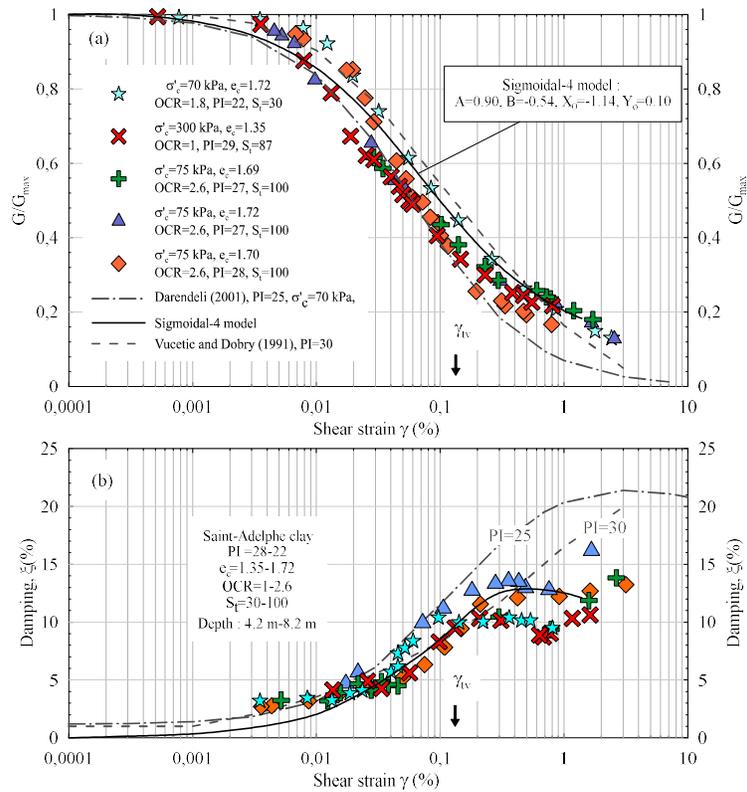


4.4 Courbes de réduction du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement de l'argile de Saint-Adelphe

Dans cette étude, la courbe de réduction du module de cisaillement de l'argile de Saint-Adelphe ainsi que du coefficient d'amortissement ont été construites à partir des résultats des essais TxSS. Le calcul du module de cisaillement sécant a été effectué en adoptant la procédure suggérée par Seed et Idriss (1986). Les courbes de dégradation ont été construites en utilisant des échantillons de sol extraits de deux profondeurs différentes (4 m et 8 m). La Fig. 4.7 présente les courbes G/G_{max} et ξ pour l'argile de Saint-Adelphe. Une comparaison entre les résultats obtenus pour l'argile de Saint-Adelphe et le

graphique de Vucetic et Dobry (1991) à un I_p de 30% a montré que la variation du module de cisaillement de l'argile de Saint-Adelphe avec la déformation de cisaillement était approximativement la même à de faibles déformations (jusqu'à 0,02%). Au-delà de cette limite, le module de cisaillement déterminé expérimentalement chute plus que la courbe de dégradation de Vucetic et Dobry (1991). Par rapport au modèle de Darendeli (2001) à $I_p = 25\%$, les résultats expérimentaux ont montré des valeurs plus élevées de G/G_{max} , surtout à grandes déformations où la différence était significative. En ce qui concerne la courbe d'amortissement, il semble y avoir un bon accord entre la relation de Vucetic et Dobry (1991) et l'argile de Saint-Adelphe pour des déformations de cisaillement inférieures à 0,3%. Cependant, pour des déformations de cisaillement plus importantes, les rapports d'amortissement étaient significativement inférieurs aux courbes qu'ils proposaient. De plus, comparé au modèle de Darendeli (2001) à $I_p = 25\%$, les résultats expérimentaux ont montré des valeurs d'amortissement plus faibles, en particulier pour des déformations de cisaillement supérieures à 0,1%. En considérant la particularité de l'argile de la mer de Champlain par rapport aux autres types d'argiles (Leroueil et al., 1983 ; Leroueil, 1997), les différences dans la dégradation du module de cisaillement et de l'amortissement de l'argile de Saint-Adelphe et celles proposées par Vucetic et Dobry (1991) et Darendeli (2001) pourraient être attribuées à la structure et à la sensibilité.

Figure 4.7: : (a) courbe de réduction du module de cisailement (b) courbe d'amortissement et de pression interstitielle de l'argile de Saint-Adelphe



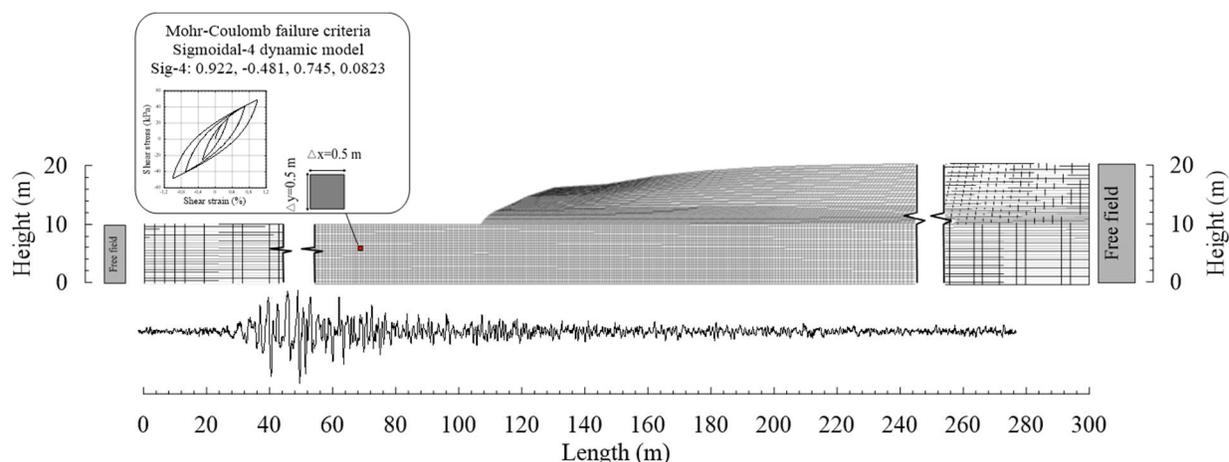
4.5 Évaluation de la stabilité de la pente

Avant le séisme

Cette section présente les résultats de la simulation numérique de la pente de Saint-Adelphe avant le tremblement de terre de 1988 au Saguenay. Une méthode de réduction de la résistance mise en œuvre dans l'analyse 2-D de FLAC a été utilisée pour déterminer le coefficient de sécurité. On a supposé qu'avant le tremblement de terre, la pente était dans un état drainé (Lefebvre, 1981). Par conséquent, l'analyse a été effectuée en utilisant les paramètres drainés pour l'argile afin d'évaluer le coefficient de sécurité avant le tremblement de terre. Le modèle élastique parfaitement plastique implémenté dans FLAC 2-D a été utilisé dans cette analyse. Ce modèle a été largement utilisé en ingénierie géotechnique en raison de sa robustesse et de sa fiabilité pour évaluer le coefficient de sécurité des pentes (Griffith et Lane, 1999 ; Krahn, 2004). Le modèle de pente utilisé dans cette étude est présenté à la Fig. 4.8. La largeur du modèle était de 320 m avec une profondeur de 20 m. Il convient de noter que la largeur du

modèle a été choisie en suivant la recommandation de Karray et al. (2018). Un maillage avec des éléments quadrilatéraux a été utilisé avec un rapport de dimensions des côtés compris entre 1 et 2. Le maillage était composé de 15 166 éléments quadrilatéraux. La dimension maximale des éléments de maillage a été sélectionnée pour assurer une transmission adéquate des ondes. Les conditions aux limites suivantes ont été utilisées dans la simulation : x et y ont été fixés au bas de la pente, et x a également été fixé à la limite latérale. La nappe phréatique a été supposée être à une profondeur de 1 m selon les niveaux piézométriques sur le site et les tests SCPTu. Ensuite, la distribution de la pression interstitielle a été appliquée directement dans le modèle. Le profil V_s utilisé dans la simulation a été déterminé par les essais MMASW et SCPTu. Des valeurs de $31,7^\circ$ et $7,7$ kPa ont été utilisées pour l'angle de friction et la cohésion du sol argileux modélisé, respectivement (L'Ecuyer, 1998). Un angle de friction de 40° a été utilisé pour la couche de till, qui a été déterminé selon le test N-SPT (Hatanaka et Uchida (1996)).

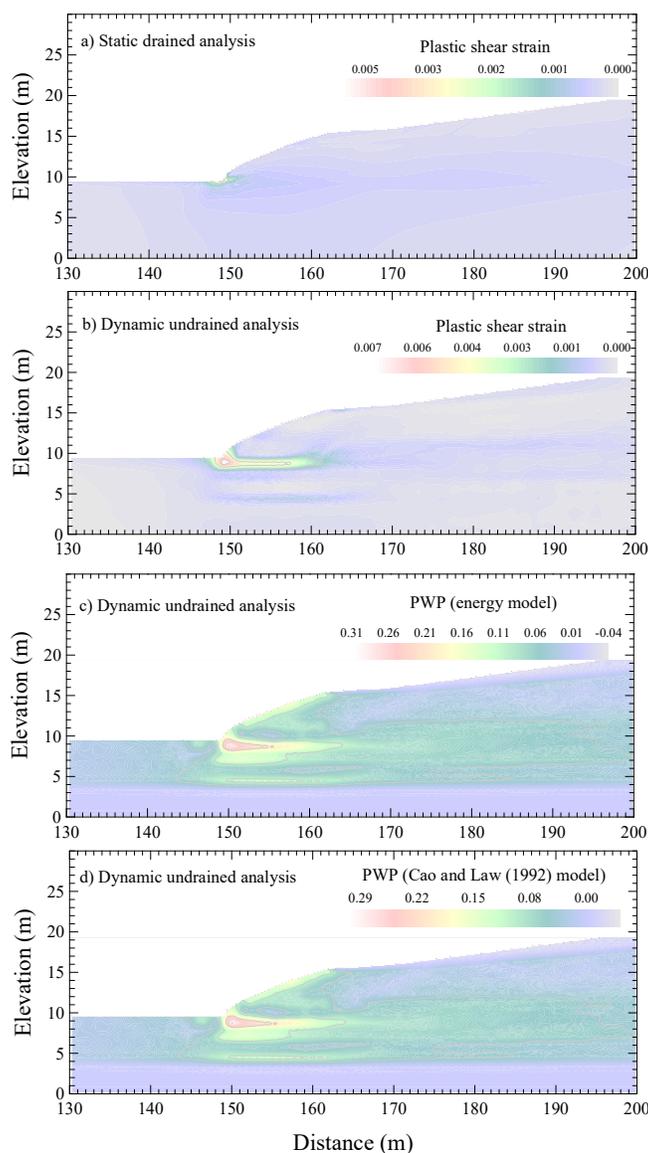
Figure 4.8: : Géométrie et maillage utilisé pour la simulation de la pente de Saint-Adelphe



La Fig.4.9-a montre le contour de la déformation plastique obtenue à la fin de l'analyse drainée. L'analyse a montré que la déformation était concentrée au bas du talus, avec une déformation plastique d'environ 0,4 % située dans la couche d'argile (Fig. 4.9-a). Cette déformation plastique indique que la contrainte de cisaillement a atteint la résistance au cisaillement en certains points de la pente. Cependant, la pente est restée globalement stable. Le coefficient de sécurité calculé pour l'état drainé était de 1,4. Une analyse non drainée a également été effectuée en utilisant un profil de résistance au cisaillement non drainé déterminé par des tests in situ et en laboratoire (TxSS, cône tombant,

scissomètre de terrain et SCPTu). Cette analyse sert à comparer la stabilité à court terme de la pente avant le séisme. À une profondeur de 3 m sous la surface du sol, la résistance était égale à 18 kPa et augmentait avec la profondeur d'environ 3 kPa par mètre de profondeur jusqu'à atteindre la couche de till. Le coefficient de sécurité calculée s'est avéré être de 1,5, ce qui est nettement supérieur à l'unité.

Figure 4.9: : a) contour de la déformation de cisaillement pour l'analyse drainée, b) contour de la déformation en cisaillement pour l'analyse dynamique non drainée à la fin du séisme, c) contour du rapport de pression interstitielle résiduelle avec le concept énergétique, d) contour du ratio de pression interstitielle avec le modèle de Cao et Law (1992).

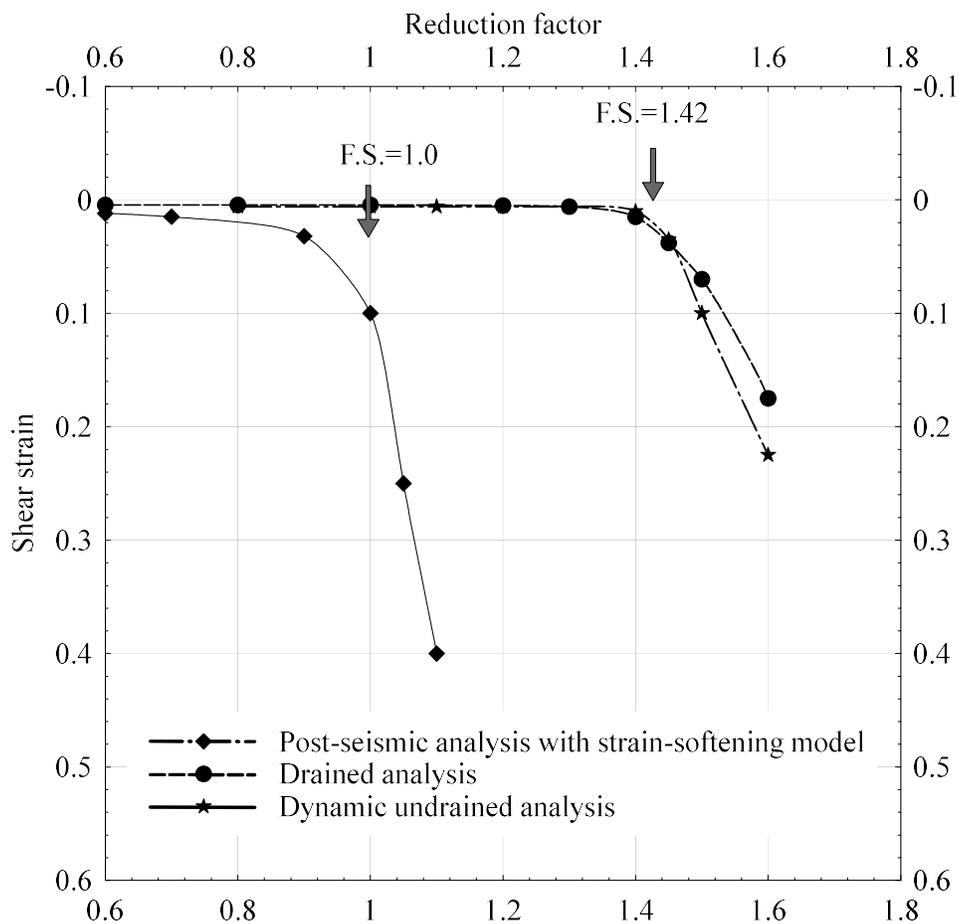


Analyse dynamique

Les résultats des simulations dynamiques sont présentés dans les Figs. 4.9 et 4.10. Les figures 4.9-a et 4.9-b présentent le contour de la déformation de cisaillement du sol obtenu à la fin des simulations pour les cas avant et après le tremblement de terre, respectivement. On peut voir qu'il y avait une propagation horizontale de la zone de déformation plastique en cisaillement dans la pente de la couche d'argile. Cela indique que la contrainte de cisaillement a atteint la résistance au cisaillement et, par conséquent, a induit la propagation de la zone de déformation plastique. La zone de déformation plastique a augmenté avec le temps. Avant l'application de l'accélération maximale, il n'y avait pas de changement significatif dans la zone plastique. Cependant, après l'application de l'accélération maximale, la zone plastique a augmenté de manière significative. La zone de déformation plastique a augmenté horizontalement de 10 mètres dans la pente. L'augmentation des pressions d'eau interstitielle pendant le séisme obtenue à la fin de la simulation par l'approche basée sur l'énergie (Fig. 4.9-c) et le modèle proposé par Cao et Law (1992) (Figs. 4.9-d) ont donné des résultats similaires. On peut voir que r_u a augmenté de manière significative dans la zone où la déformation de cisaillement était élevée. La valeur maximale de r_u a été observée au bas de la pente avec une valeur d'environ 25%. Les résultats étaient cohérents avec d'autres études concernant le développement d'une pression interstitielle excessive dans les zones de cisaillement (par exemple, Thakur et al., 2017). La valeur élevée de r_u dans la zone où la déformation de cisaillement était élevée était cohérente avec les résultats expérimentaux des essais TxSS (voir fig. 4-6). De plus, le coefficient de sécurité dynamique a été déterminé par la méthode de réduction (Matsui et San, 1992 ; Dawson et al., 1999). La Fig. 4.10 présente la courbe du facteur de pondération avec la déformation de cisaillement près du pied de la pente. On peut voir que le coefficient de sécurité dynamique était de 1,4 pour le séisme de 1988 au Saguenay. Les figures 4.11-a et 4.11-b présentent les surfaces de rupture obtenues numériquement pour les analyses statiques drainées et dynamiques non drainées, respectivement. Les deux figures montrent que les surfaces de rupture calculées étaient plus petites que la surface de rupture observée. Les résultats de l'analyse statique drainée montrent que la surface de rupture était d'environ 15 m de long. La surface de rupture calculée à partir de l'analyse dynamique non drainée était légèrement plus profonde que la surface obtenue à partir de l'analyse statique drainée. Par conséquent, la simulation dynamique a montré que

la pente de Saint-Adelphé était stable pendant le tremblement de terre, et qu'un mécanisme différent pourrait expliquer sa rupture.

Figure 4.9: : coefficients de sécurité des différentes simulations



Afin d'étudier la possibilité d'un glissement de type progressif, une simulation numérique basée sur un modèle de déformation-anti-écrouissage a été réalisée à l'aide de FLAC 2-D. Le modèle numérique utilisé dans cette simulation était le même modèle géométrique que celui utilisé dans l'analyse dynamique précédente. Cependant, un modèle constitutif anti-écrouissage a été utilisé pour l'argile sensible, au lieu du modèle standard de Mohr-Coulomb. La Fig. 4.12 montre les différences entre le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle d'anti-écrouissage. Le modèle de Mohr-Coulomb est caractérisé par un comportement linéaire aux petites déformations et un comportement parfaitement plastique une fois que le critère de rupture de Mohr-Coulomb est atteint. Cependant, le modèle de

déformation-anti-écrouissage simule d'une manière réaliste la relation contrainte-déformation du sol, qui était plus représentative du comportement du sol. Par conséquent, la résistance au cisaillement de chaque élément a été ajustée dans la simulation numérique en fonction de la déformation en cisaillement développée dans cet élément. Le sol a été considéré comme étant dans des conditions non drainées. La croûte et les couches de till ont été modélisées avec le modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle anti-écrouissage a été utilisé pour la couche d'argile extra-sensible. Cette couche était plus sensible à la perte de résistance avec l'augmentation de la déformation de cisaillement, en raison de sa faible résistance au cisaillement remanié (Bjerrum et Landva, 1966). Comme le montre la figure 4.5, l'argile extra-sensible se trouvait entre 7 et 11 m de profondeur. Le pic de résistance au cisaillement de la relation contrainte-déformation utilisée dans cette simulation était basé sur les essais monotones TxSS. La diminution de la résistance au cisaillement après le pic peut être définie par le facteur k . Les essais TxSS montrent qu'après le pic, la résistance au cisaillement a diminué en moyenne de $k = 0,5$ kPa/%. Même si les essais monotones de cisaillement simple TxSS ont montré un certain comportement anti-écrouissage, l'utilisation de cette relation est conservatrice en raison de la limitation d'un essai de cisaillement simple à atteindre la résistance au cisaillement remanié, comme il a été observé par DeGroot et al. (1992) et Locat et al. (2014). Par conséquent, le comportement réel de l'argile est plus fragile que le comportement observé dans les essais de cisaillement simple. Pour cette raison, trois cas ont été simulés avec k égal à 0,2, 0,5 et 0,8 kPa/%. La figure 4.12 présente les relations contrainte-déformation utilisées dans cette étude. Le tableau 4.1 présente les résultats de la simulation numérique qui ont montré que, dans le cas-1 et le cas-2, le sol a dépassé la résistance au cisaillement maximale dans certaines zones de la pente. Cependant, la rupture globale ne s'est pas produite, et la pente est restée globalement stable. Dans le cas-3, la zone où le sol a dépassé la résistance au cisaillement maximale s'est propagée horizontalement dans la couche d'argile sensible jusqu'à ce qu'elle atteigne l'instabilité globale et une surface de rupture globale a été formée. La Fig. 4.11-c présente la déformation plastique en cisaillement obtenue par l'application du modèle de déformation-anti-écrouissage dans le cas-3. La simulation a montré que la zone plastique a commencé dans la pente où la déformation de cisaillement maximale a été dépassée. La zone de cisaillement plastique s'est propagée horizontalement jusqu'à atteindre l'instabilité globale, où une surface de rupture bien définie est apparue. La surface de rupture calculée avec le modèle d'écrouissage était plus horizontale que la surface de rupture calculée avec le modèle de Mohr-Coulomb. On peut voir sur la Fig. 4.11-c que la surface de rupture calculée avec le modèle d'écrouissage du cas 3 était proche de la surface de rupture

observée. Ce résultat indique que la diminution de la résistance au cisaillement après le pic était égale ou supérieure à 0,8 kPa/%, ce qui est supérieur à la diminution de la résistance au cisaillement observée dans l'essai TxSS de cisaillement simple, pour atteindre la rupture globale de la pente. Cette constatation est en accord avec les conclusions de DeGroot et al. (1992), où il a été observé que l'essai de cisaillement simple ne peut pas atteindre la résistance au cisaillement remanié. Le coefficient de sécurité calculé à l'aide de la méthode de réduction pour le cas 3 est présenté à la Fig. 4.10. On peut voir que le coefficient de sécurité est d'environ un. Ceci indique que le modèle d'anti-écrouissage est plus approprié dans le cas du glissement de Saint-Adelphe, et l'application d'un tel modèle dans la simulation a indiqué que la pente avait un coefficient de sécurité précaire et qu'un mécanisme de rupture progressive peut expliquer ce glissement.

Figure 4.10: : Surfaces de rupture obtenue : a) l'analyse drainée, b) l'analyse dynamique non drainée, c) le calcul post-sismique utilisant le modèle de déformation-anti-écrouissage

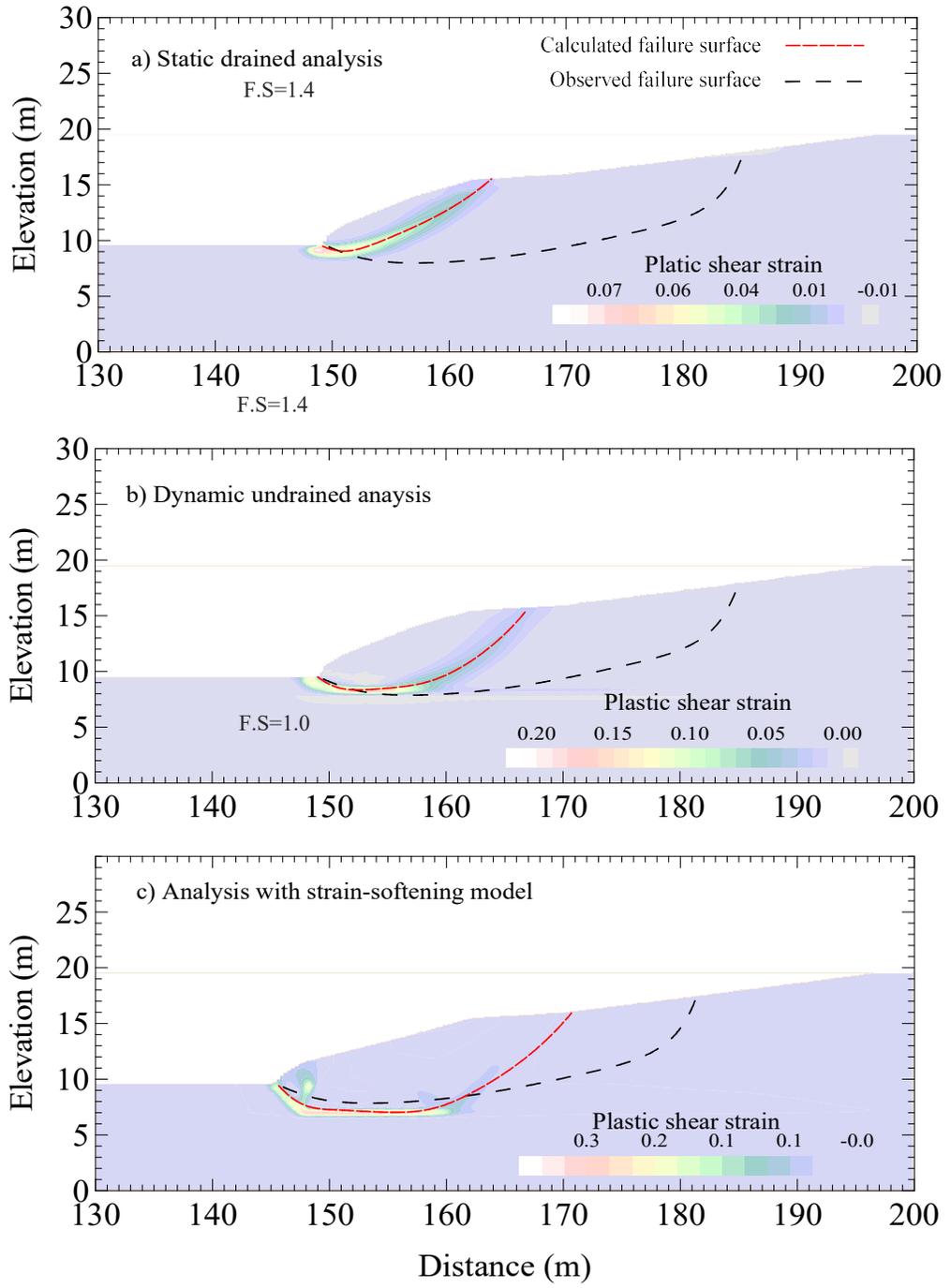


Figure 4.11 : Comparaison du modèle Mohr-Coulomb au modèle anti-écrouissage

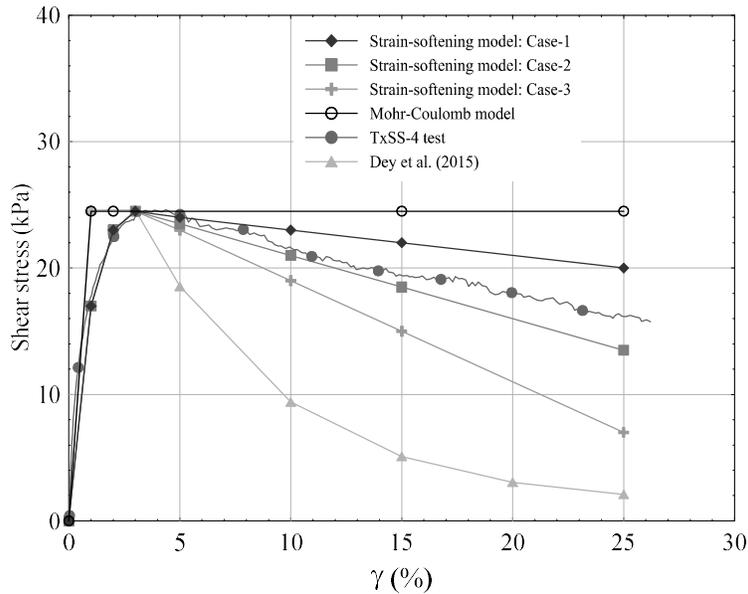


Tableau 4-1: Résultats des simulations avec le modèle anti-écrouissage

Modèle	Diminution après le pic (kPa/%)	Rupture
Mohr-Coulomb	0	No
Strain-Softening: Cas-1	0.2	No
Strain-Softening: Cas-2	0.5	No
Strain-Softening: Cas-3	0.8	Yes
Dey et al. (2015)	$S_u = \left[\frac{1}{S_t} + \left(1 - \frac{1}{S_t} \right) e^{-\frac{3\delta}{\delta_{95}}} \right] S_{up}$	Yes

4.6 Conclusions

Le glissement de terrain de Saint-Adelphe provoqué par le séisme du Saguenay de 1988 a fait l'objet d'investigations géotechniques approfondies. Ce glissement s'est produit dans une argile extra-sensible. Les investigations in-situ et au laboratoire ont permis de définir les propriétés dynamiques de ce dépôt, et en particulier la courbe de réduction du module de cisaillement, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, ainsi que la courbe d'amortissement. Ces propriétés ont par la suite été utilisées dans les simulations numériques à l'aide du logiciel FLAC 2D. Les simulations statiques et dynamiques ont

montré que le coefficient de sécurité avant le séisme était supérieur à l'unité. La simulation dynamique a montré que la pression interstitielle générée par le séisme n'a pas dépassé 25%. Cependant, la simulation a montré une amplification du mouvement du sol, et une augmentation de la zone de déformation plastique de la pente. Le coefficient de sécurité dynamique, déterminé par la méthode de réduction, était de 1,4. L'application d'un modèle de comportement anti-écrouissage a montré que le tremblement de terre semblait être l'initiateur d'un mécanisme de rupture progressive dans la pente avec un coefficient de sécurité de 1 et une surface de rupture s'approchant de la réalité.

Partie 5. Examen de la robustesse de la méthode pseudo-statique spectrale

5.1 Introduction sur la méthode pseudo-statique spectrale

Comme alternative à la méthode pseudo-statique classique, l'Université de Sherbrooke, en collaboration avec le ministère des Transports du Québec, a développé le concept d'une méthode pseudo-statique spectrale pour l'analyse de stabilité sismique des talus argileux. Le développement de la méthode spectrale pseudo-statique est principalement basé sur l'analyse conventionnelle statique et dynamique en utilisant le programme de calcul numérique en deux dimensions (2D) FLAC7. L'analyse des résultats montre que l'hypothèse de remplacer l'effet sismique par une force unidirectionnelle représentée qui est fonction d'un coefficient sismique variant avec les propriétés du dépôt réduira les incertitudes de la méthode classique.

Durant les premières phases du projet, une nouvelle fonction du coefficient pseudo-statique a été proposée avec comme variable la profondeur du dépôt. Cette fonction suppose que le coefficient pseudo-statique spectral $k_h(z)$ change avec la profondeur du dépôt de sol de manière hyperbolique :

$$k_h(z) = k_{h0} \left(1 + 2 \left(\frac{z}{H_t} \right)^2 \right) \quad (5.1)$$

Avec $k_h(z)$ est le coefficient spectral pseudo-statique qui varie avec la profondeur z (au roc, $z = 0$, à la surface, $z = H_t$), k_{h0} est le coefficient spectral pseudo-statique au roc, et H_t est l'épaisseur totale du dépôt en incluant la hauteur de la pente ainsi que l'épaisseur du dépôt de sol sous la pente.

Par la suite, l'effet des autres paramètres géotechniques sur le coefficient pseudo-statique spectral à la surface $k_h(z)$ ont été étudiés, entre autres :

- L'indice de plasticité I_p
- La zone sismique.
- La période naturelle T_0 ;

Ces effets ont été étudiés à l'aide d'analyses numériques statiques, dynamiques et pseudo-statiques en utilisant le programme de calcul numérique en deux dimensions (2D) FLAC7 ainsi que le logiciel d'équilibre limite Svslope. Dans les sections suivantes, les résultats des études sur l'effet de ces

paramètres sur le coefficient pseudo-statique sont exposés. À noter que les résultats présentés ici ont déjà été publiés dans les articles suivants :

1. Karray, M., Hussien, M. N., Souilem, M., Locat, P., & Mompin, R. (2019). Adjustment of spectral pseudo-static approach to account for soil plasticity and zone seismicity. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(2), 173-186.
2. Karray, M., Ghobrial, F. H. M., Delisle, M. C., Ledoux, C. F. M., Lu, H., & Thode, R. (2017). Incorporation of the spectral pseudo-static procedure into the limit equilibrium slope stability software—SVSLOPE. In 70th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, Canada.
3. Mole, J., Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., Locat, P., Mompin, R., & Ledoux, C. (2018). Effects of frequency content on dynamic slopes stability for Eastern Canada clays. In 71st Canadian Geotechnical Conference.
4. Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., & Ledoux, C. (2018). Framework to assess pseudo-static approach for seismic stability of clayey slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(12), 1860-1876.

5.2 Effet de l'indice de plasticité, de l'inclinaison de la pente, de l'épaisseur du dépôt, et de la zone sismique

L'effet de l'indice de plasticité sur le coefficient pseudo-statique a été étudié à l'aide des simulations numériques sur FLAC 2D en analysant la stabilité sismique de pentes avec différentes combinaisons géométriques (H/V différents) et géotechnique (I_p et S_u différents). L'étude a été effectuée sur des indices de plasticité allant de 0 % jusqu'à 100 %. Les analyses ont d'abord été effectuées en considérant un séisme compatible avec la sismicité de la ville de Québec (zone 4). Les analyses ont été effectuées pour des hauteurs de dépôt de 10 et 20 m. Les variations du coefficient pseudo-statique spectral à la surface du sol en fonction de I_p du sol et de la hauteur du dépôt sont représentées graphiquement dans les Figures 5.1-5.3 pour le ratio d'augmentation de la résistance au cisaillement du sol de 1.5, 2, et 2.5 kPa/m, respectivement. Dans les Figs. 5.1-5.3, les coefficients sismiques à la surface à différents I_p de 0%, 15%, 30%, 50%, et 100% sont normalisés par le coefficient correspondant à I_p de 30% (la valeur

de I_p à laquelle la méthode pseudo-statique spectrale a été initialement développée (Karray et coll. 2018)).

Les tendances générales des figures 5.1 à 5.3 indiquent que le coefficient sismique augmente de manière non linéaire avec l'augmentation de I_p . Cette augmentation ne semble pas être affectée de manière significative par le ratio de changement du profil de résistance au cisaillement. Cependant, l'effet de I_p semble diminuer avec la diminution de l'inclinaison de la pente. Il convient de mentionner que ces analyses sont effectuées en considérant des séismes compatibles avec les zones de sismicité 2-3, 4 et 5 et pour un dépôt constitué d'argile ayant le même I_p . Les tendances présentées dans les figures 5.1-5.3 sont également exprimées mathématiquement et les équations correspondantes sont comme suit :

- Pente 1.75H :1V- Δ Su=1.5 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=30)} 0.8 + 0.0078I_p - 3.3 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.2)$$

- Pente 3H :1V- Δ Su=1.5 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=3)} 0.86 + 0.0055I_p - 2.63 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.3)$$

- Pente 1.75H :1V- Δ Su=2 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=30)} 0.786 + 0.00874I_p - 4.23 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.4)$$

- Pente 3H :1V- Δ Su=2 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=3)} 0.85 + 0.0059I_p - 3.24 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.5)$$

- Pente 1.75H :1V- Δ Su=2.5 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=30)} 0.766 + 0.00924I_p - 4.78 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.6)$$

- Pente 3H :1V- Δ Su=2.5 kPa/m

$$\frac{K_{surface}(I_p)}{K_{surface}(I_p=30)} 0.806 + 0.0079I_p - 3.75 \cdot 10^{-5}I_p^2 \quad (5.7)$$

Ces équations donnent des valeurs acceptables et peuvent être utilisées de manière satisfaisante dans la conception.

L'effet de la zone sismique sur le coefficient pseudo-statique a été aussi étudié dans ce projet de recherche en utilisant les simulations numériques sur FLAC 2D. La figure 5.4 montre la variation du coefficient pseudo-statique avec l'accélération spectrale (c.-à-d. en fonction de la zone sismique et de l'épaisseur du dépôt) pour différentes valeurs de I_p et différents profils de résistance au cisaillement. La figure montre que le coefficient pseudo-statique augmente de manière non linéaire avec l'accélération spectrale. Des valeurs de conception conservatrices du coefficient pseudo-statique à la surface pour un I_p de 30 % et pour différentes zones sismiques ont été proposées dans la figure.

Figure 5.1: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 1,5 \text{ kPa/m}$ pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.

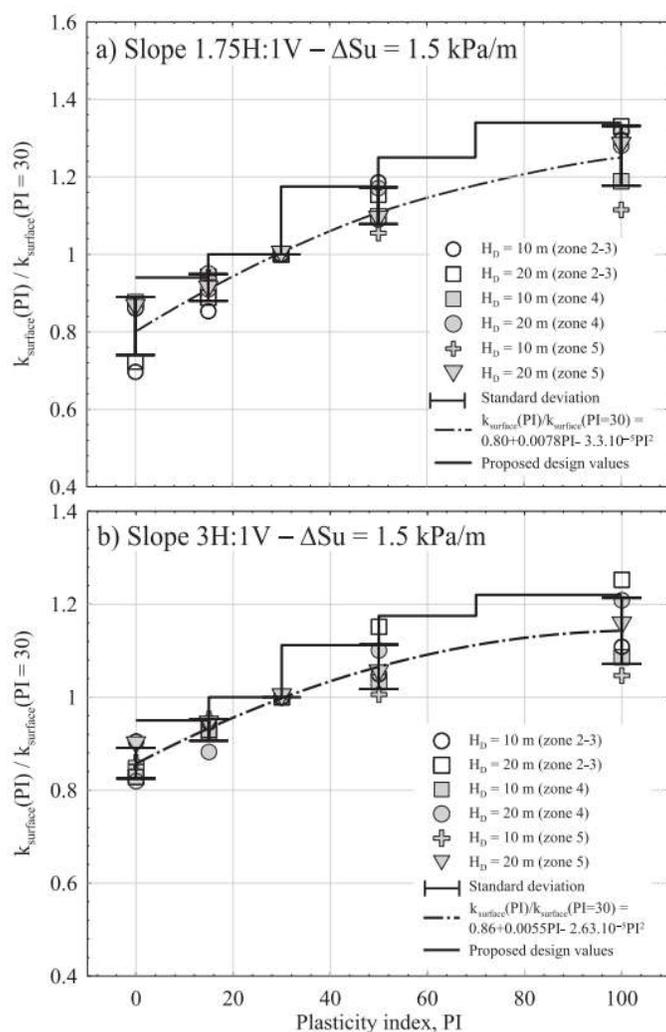


Figure 5.2: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 2 \text{ kPa/m}$ pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.

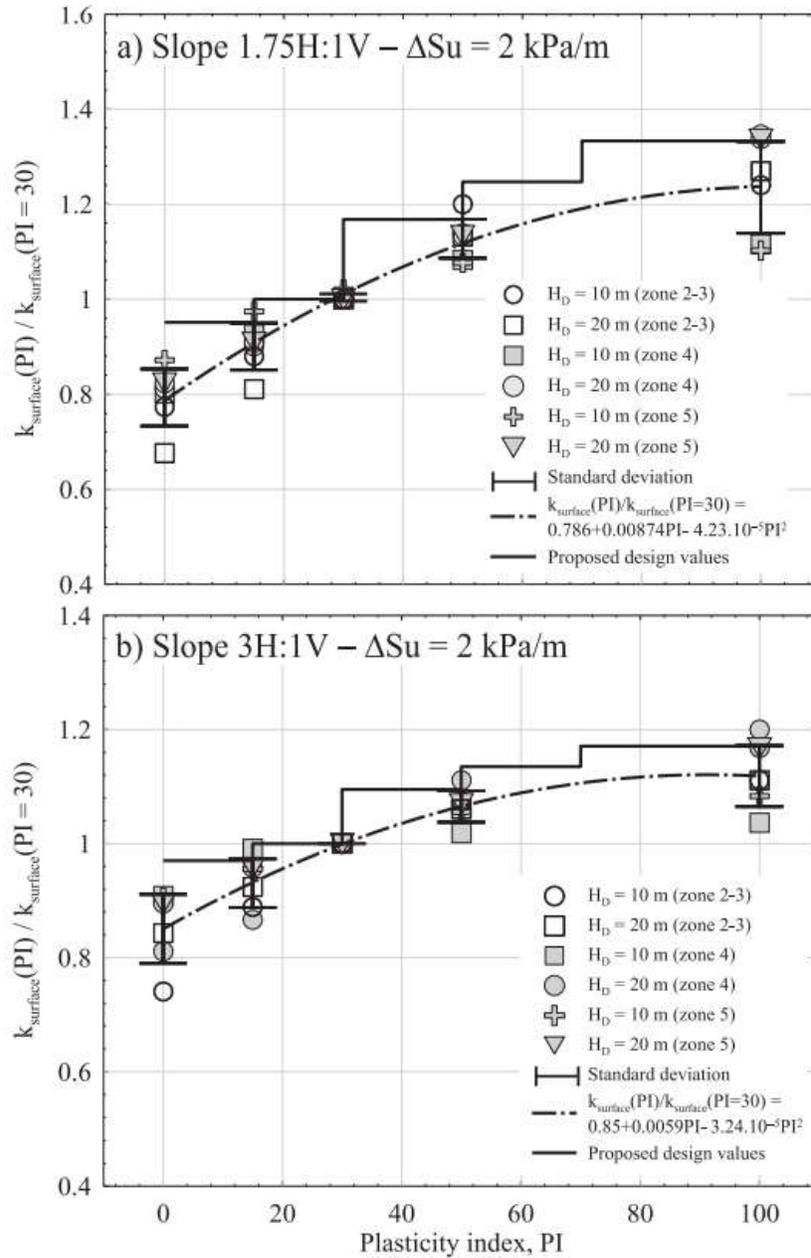


Figure 5.3: Variations du coefficient pseudo-statique spectral avec I_p du sol et la hauteur du dépôt à $S_u = 2,5 \text{ kPa/m}$ pour les zones 2-3, 4 et 5, pour une pente de (a) 1,75 H:1V et (b) 3H:1V.

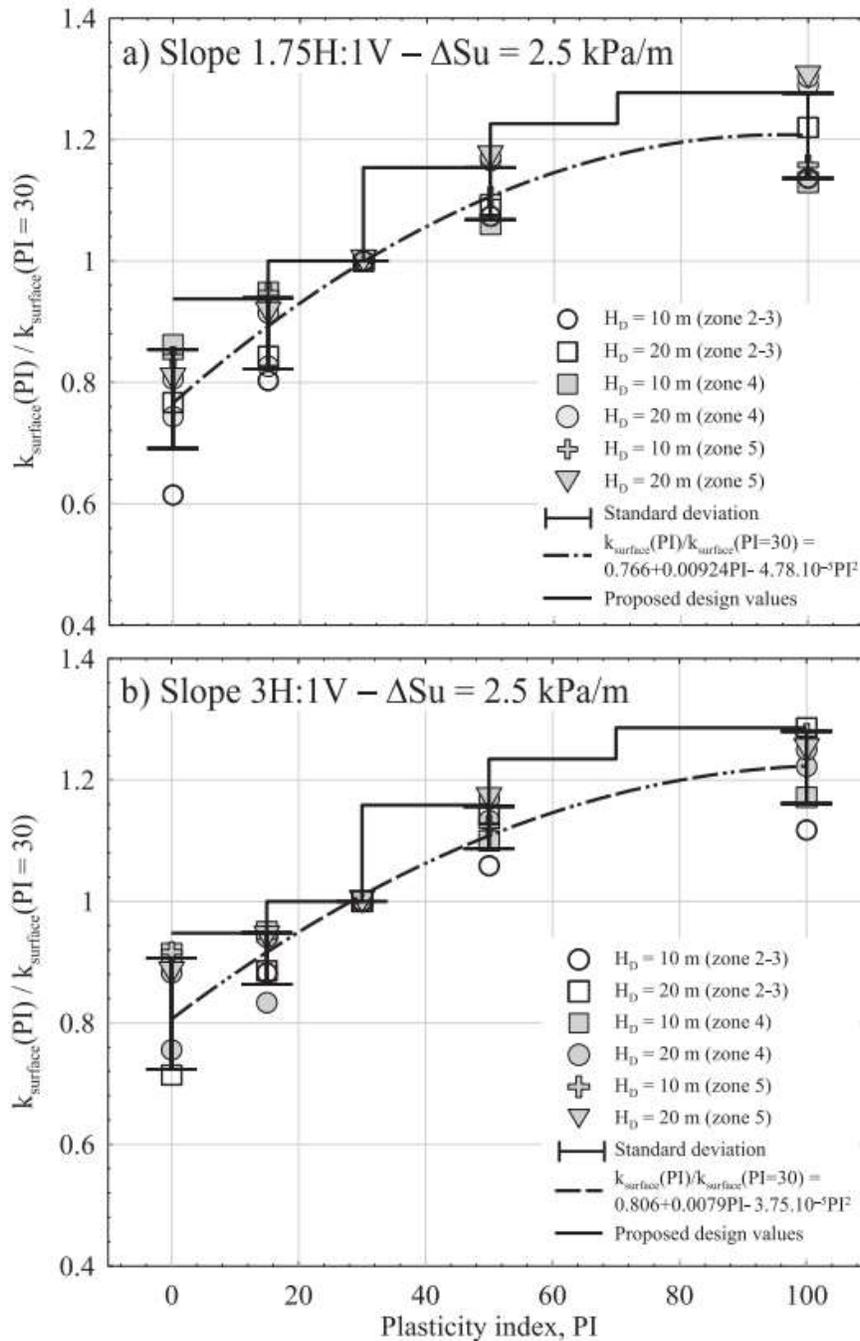
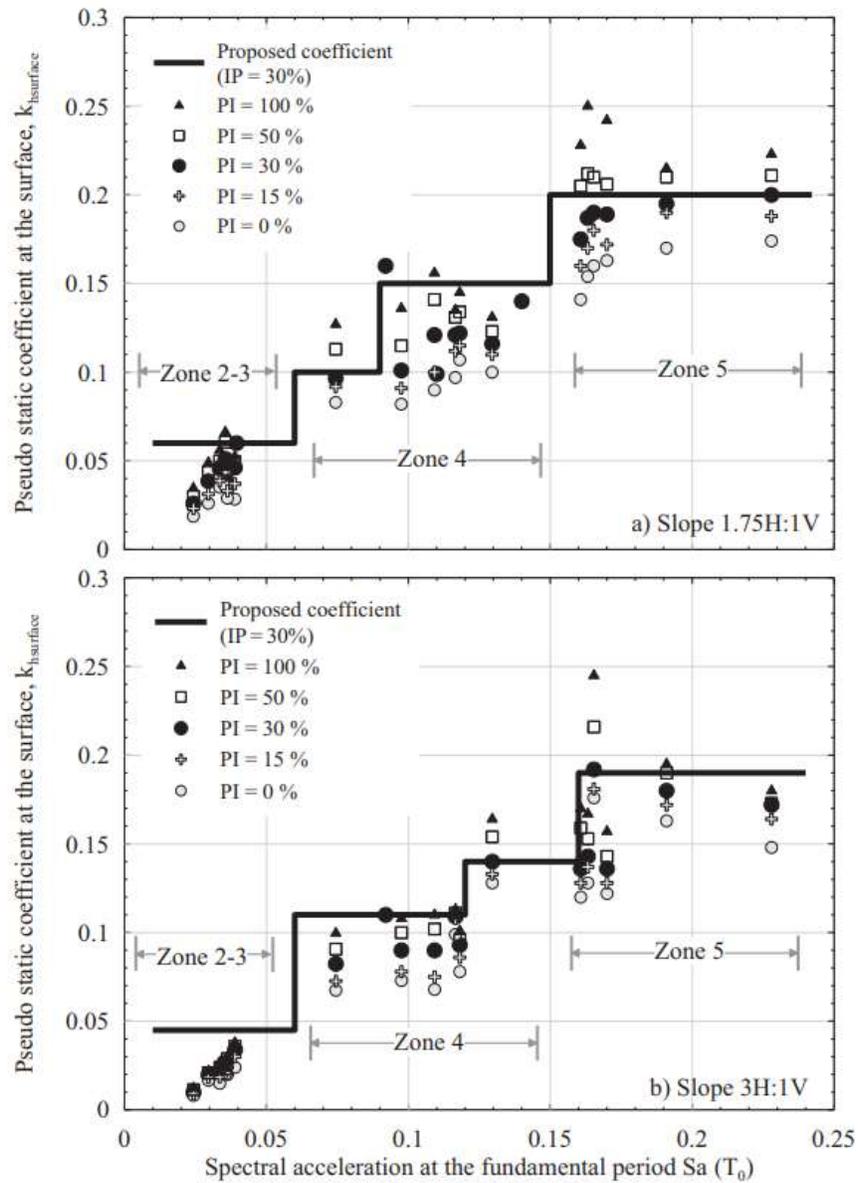


Figure 5.4: Variation du coefficient pseudo-statique à la surface avec l'accélération spectrale déterminée à la période fondamentale du dépôt du sol : (a) prof de 10 m et (b) prof de 20 m.



5.3 Effet du contenu fréquentiel

Cette partie présente les résultats de l'étude de l'effet du contenu fréquentiel sur le coefficient pseudo-statique. À partir des résultats de l'analyse dynamique, une nouvelle charte du coefficient pseudo-statique est générée, dans laquelle le choix des coefficients sismiques est possible tout en étant conservateur et en tenant compte du contexte sismique de l'est du Canada. Ce travail vise à élargir l'utilisation de la méthode pseudo-statique spectrale pour les différentes caractéristiques dynamiques (contenu fréquentiel) d'un dépôt donné.

Au total, trois angles d'inclinaison ont été étudiés : 1,75H : 1V, 2H : 1V et 3H : 1V. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures 5.5-5.7 ainsi que dans l'annexe du document.

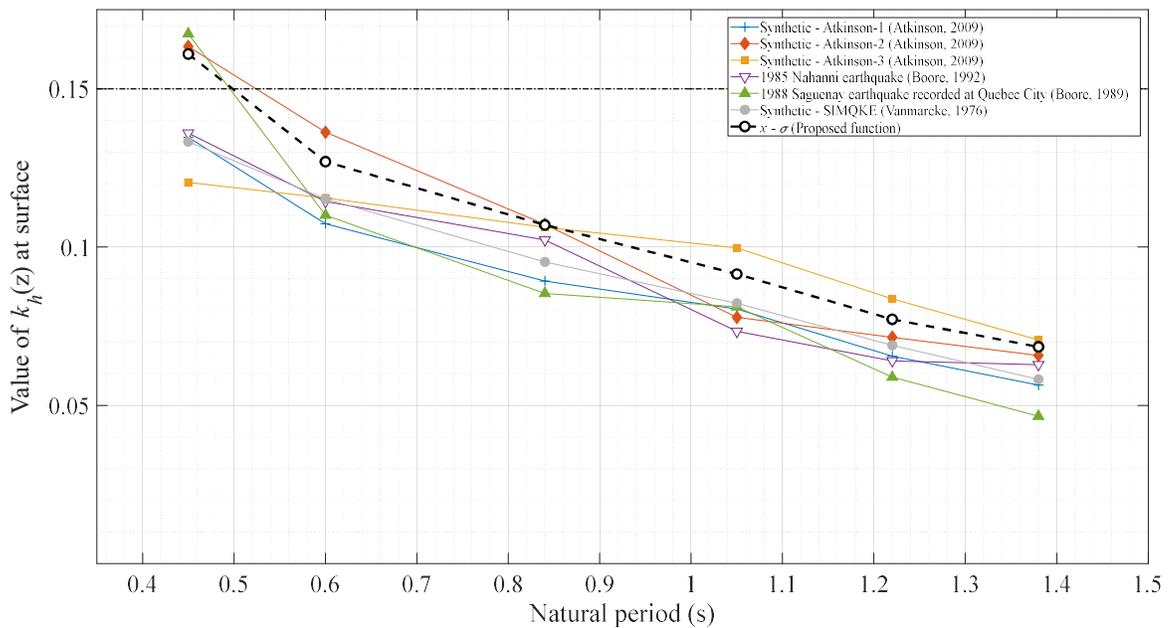


Figure 5.5: Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 1,75 H:1V, $H_S = 5$ m et $\Delta S_u = 1,5$ kPa / m.

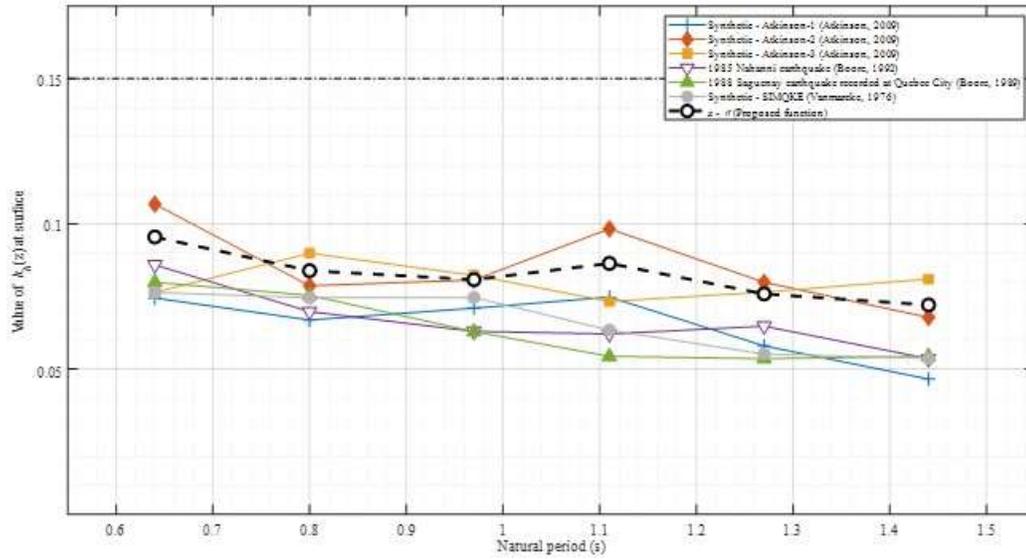


Figure 5.6: Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H:1V, $H_s = 10$ m et $\Delta S_u = 2,5$ kPa / m.

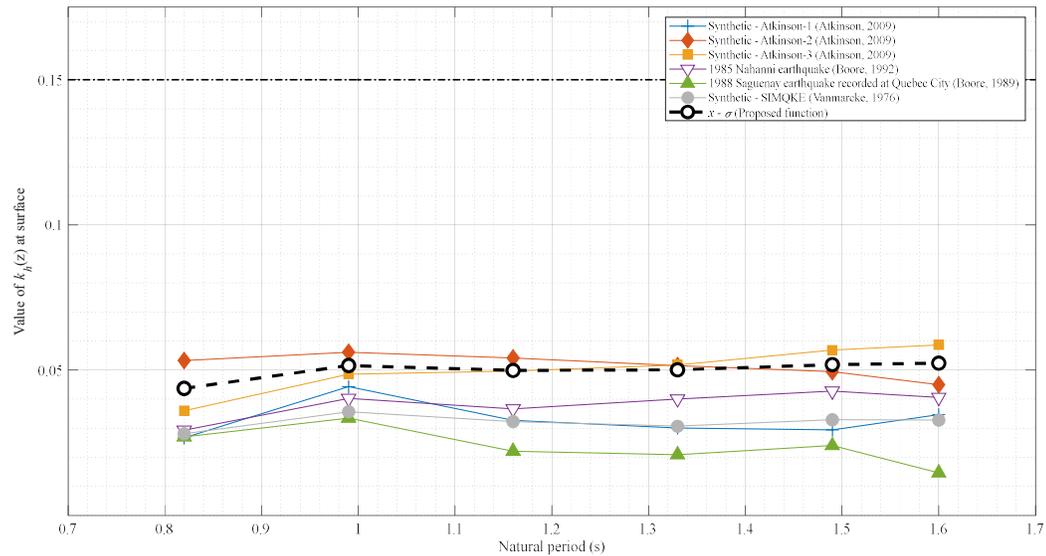


Figure 5.7: Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, $H_s = 15$ m et $\Delta S_u = 2,0$ kPa/ m.

Ces résultats montrent que pour une pente de 1.75H :1V, il y a une diminution quasi linéaire du coefficient pseudo-statique avec la période naturelle. Cet effet devient moins important pour les pentes moins raides avec 2H :1V et 3H :1V. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'il y a deux phénomènes majeurs, qui ont des effets opposés, qui peuvent influencer les résultats de la réponse dynamique. Le premier phénomène est lié au fait que la période naturelle d'un dépôt est liée à son épaisseur par la relation (théorie de l'élasticité) :

$$T_0 = \frac{4H}{V_{SH}} \quad (4.8)$$

De ce fait, quand l'épaisseur diminue, sa période naturelle diminue. Par conséquent, l'énergie sismique devient plus grande et notamment dans le contexte de la sismicité de l'est du Canada qui est caractérisé par des énergies importantes à haute fréquence. Le deuxième phénomène est lié au fait que lorsque la période naturelle d'un dépôt de sol diminue, la longueur d'onde diminue et le mouvement à l'intérieur d'une masse de sol potentiellement instable est par conséquent moins bien synchronisé avec la demande sismique (Karray et coll., 2017).

5.4 Validation de la méthode pseudo-statique spectrale à l'équilibre limite

Afin de valider le concept de la méthode pseudo-statique spectrale nouvellement développé, des analyses par équilibre limite, couramment utilisée par les ingénieurs de la pratique, ont été réalisées à l'aide du logiciel SVSLOPE de la Compagnie Soil Vision. Le but de cette partie est de s'assurer de la fiabilité de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale proposée et qu'elle représente le plus fidèlement possible les résultats de l'analyse dynamique en utilisant l'équilibre limite, afin de permettre l'utilisation de la méthode pseudo-statique spectrale avec plus de confiance dans la pratique.

Les résultats des analyses de validation de la méthode avec le logiciel SVSLOPE sont présentés dans les tableaux 5-1 et 5.2. Le tableau 5.1 présente les résultats pour des pentes de 1,75H :1V et une résistance au cisaillement qui augmente de 1,5 kPa/m. Les valeurs du coefficient de sécurité en utilisant la méthode à l'équilibre limite sont pratiquement semblables à celles obtenues avec une analyse dynamique complète avec FLAC 2D, tout en restant toujours conservatrices (c.-à-d. les valeurs sont plus faibles pour l'équilibre limite). Les résultats obtenus permettent de remarquer qu'en général, la méthode pseudo-statique spectrale présente de bons résultats qui sont cohérents avec les résultats des

analyses dynamiques complètes. Les résultats pour une pente de 3H :1V sont présentés au tableau 5.2 et permettent également de voir une bonne concordance avec les analyses dynamiques complètes.

Tableau 5-1: Coefficients de sécurité obtenus pour une pente de 1,75H :1V et une résistance au cisaillement de 1,5 kPa/m en utilisant l'équilibre limite et les analyses dynamiques

FID	k_{ho}	CS obtenus avec	
		l'analyse dynamique	CS obtenus en utilisant l'équilibre limite (SVSLOPE)
1p75_1p5_Hs05_Hd05	0,054	1,88	1,82
1p75_1p5_Hs05_Hd10	0,042	1,91	1,93
1p75_1p5_Hs05_Hd15	0,036	1,92	1,93
1p75_1p5_Hs05_Hd20	0,031	1,95	1,9
1p75_1p5_Hs05_Hd25	0,026	2,00	2,01
1p75_1p5_Hs05_Hd30	0,023	2,04	2,04
1p75_1p5_Hs10_Hd05	0,031	1,31	1,30
1p75_1p5_Hs10_Hd10	0,027	1,32	1,27
1p75_1p5_Hs10_Hd15	0,030	1,29	1,23
1p75_1p5_Hs10_Hd20	0,026	1,30	1,24
1p75_1p5_Hs10_Hd25	0,026	1,30	1,22
1p75_1p5_Hs10_Hd30	0,024	1,31	1,23

Tableau 5-2: Coefficients de sécurité obtenus pour une pente de 3H :1V et une résistance au cisaillement de 2,0 kPa/m en utilisant l'équilibre limite et les analyses dynamiques

FID	kh0	CS obtenus avec	
		l'analyse dynamique	CS obtenu en utilisant l'équilibre limite (SVSLOPE)
3_2p0_Hs05_Hd05	0,048	2,22	2,18
3_2p0_Hs05_Hd10	0,037	2,25	2,22
3_2p0_Hs05_Hd15	0,035	2,22	2,17
3_2p0_Hs05_Hd20	0,028	2,31	2,2
3_2p0_Hs05_Hd25	0,025	2,35	2,31
3_2p0_Hs05_Hd30	0,020	2,44	2,41
3_2p0_Hs10_Hd05	0,029	1,70	1,54
3_2p0_Hs10_Hd10	0,024	1,69	1,51
3_2p0_Hs10_Hd15	0,024	1,68	1,53
3_2p0_Hs10_Hd20	0,020	1,70	1,55
3_2p0_Hs10_Hd25	0,018	1,72	1,56
3_2p0_Hs10_Hd30	0,016	1,74	1,57
3_2p0_Hs15_Hd05	0,015	1,56	1,21
3_2p0_Hs15_Hd10	0,017	1,47	1,20
3_2p0_Hs15_Hd15	0,017	1,46	1,2
3_2p0_Hs15_Hd20	0,017	1,46	1,25
3_2p0_Hs15_Hd25	0,017	1,44	1,24
3_2p0_Hs15_Hd30	0,017	1,44	1,23

Ces analyses permettent de conclure que la méthode pseudo-statique spectrale nouvellement développée peut être utilisée avec confiance dans un programme de calcul basé sur l'équilibre limite. Lorsque comparée aux résultats de l'analyse dynamique complète et en utilisant le même coefficient k_{h0} que ceux obtenus de l'analyse dynamique, la méthode présente des résultats toujours plus conservateurs en comparaison avec ceux de l'analyse dynamique complète. Ce résultat peut être expliqué par le fait que la fonction utilisée pour le coefficient pseudo-statique a été développée dans le but de présenter des valeurs de coefficient de sécurité un peu plus conservateurs que ceux de l'analyse

dynamique, pour les mêmes propriétés géomécaniques et géométriques. Par conséquent, la méthode peut être utilisée à l'intérieur des logiciels commerciaux à l'équilibre limite avec confiance. Le temps de calcul utilisé pour arriver au coefficient de sécurité à l'intérieur du logiciel SVSLOPE est d'environ une dizaine de secondes. Même si ce temps peut varier selon la puissance et la robustesse de l'ordinateur utilisé, il est nettement plus faible que le temps requis pour effectuer une analyse dynamique en 2D avec le logiciel FLAC7. À noter que d'autres études sont nécessaires afin d'élargir l'utilisation de cette méthode tels que son utilisation pour des formes de pentes moins communs que ceux considérés dans cette étude.

Partie 6. : Études des paramètres qui influencent la vitesse de propagation des ondes de cisaillement des argiles du Québec

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement est un paramètre important en dynamique des sols puisqu'il permet de déterminer le module de cisaillement à faibles déformations ($G_{\max}=\rho V_s^2$). La mesure de V_s durant un essai de consolidation permet également de déterminer la contrainte de pré-consolidation avec précision et d'établir des corrélations entre la vitesse normalisée, V_{s1} , et l'indice des vides. Ces corrélations peuvent avoir une multitude d'utilisations dans la pratique, tel que l'établissement d'un profil de vitesse in-situ ou la vérification des mesures de terrain.

Le dispositif d'anneau piézoélectrique communément appelé P-RAT a été utilisé pour mesurer les V_s . Ce dispositif, développé à l'Université de Sherbrooke (Ethier, 2009, Karray et al., 2015) permet non seulement la mesure de V_s au laboratoire mais aussi une meilleure interprétation des signaux. Le dispositif des anneaux piézoélectriques se caractérise par la facilité de montage dans différents appareils de mesure en géotechnique telles que les cellules œdométriques, les cellules triaxiales et autres. Le mode opératoire est identique à celui des essais œdométriques conventionnels, avec la différence que la cellule est équipée d'un anneau piézoélectrique inséré dans la pierre poreuse de la base et de la tête de l'échantillon. Ces transducteurs permettent d'émettre à une extrémité de l'échantillon une onde de cisaillement et d'en capter le signal à l'autre extrémité. Cette partie présente les résultats des mesures de V_s effectuées dans le cadre de ce projet afin d'investiguer les différents facteurs qui influencent ce paramètre.

6.1 Sols testés

Les essais présentés jusqu'ici dans le cadre de cette étude ont été réalisés sur des spécimens provenant de plusieurs régions du Québec. Ces spécimens ont été prélevés à l'aide de tubes à paroi mince de 3 po (75 mm), de 5 po ou à l'aide d'échantillonneurs de grands diamètres

(Laval ou Sherbrooke). Les caractéristiques des différentes argiles et des silts argileux testés jusqu'ici sont résumées aux tableaux 6.1 et 6.2.

Tableau 6-1: Caractéristiques des argiles ayant un pourcentage d'argile supérieur à 50 %

Site	Prof. (m)	W %	PL	LL	PI	IL	Ic	Sensibilité	% argile
St-Adelphe	4,30	68,2	21,1	50,2	21,1	1,85	-0,85	62,9	63
	5,95	59,3	26,7	48,0	26,7	1,42	-0,42	66,7	60
	7,20	71,4	29,2	54,3	29,2	1,59	-0,59	87,7	61,5
	8,10	62,7	27,5	53,8	27,5	1,32	-0,32	100,5	60
St-Hilaire	8,00	78,0	26	68	42	1,20	-0,24	>100,0	72-79
Blainville	5,0	75,1	27	60	33	1,50	~30	~30	71
Île Perrot	16,1	68,2	26,0	60,9	34,9	1,21	-0,21	58,0	65
	9,15	58,0	22,4	54,5	32,1	1,10	-0,11	17,6	62
					17,0				65
Rivière des Prairie	8,70	46,5	20,5	44,8	24,3	1,07	-0,07	16,9	-
	6,70	59,2	32,1	55,3	23,2	1,17	-0,17	37,7	-
	3,6	48,3	22,4	53,6	31,2	0,83	0,17	17	-
	4,4	60,4	26,8	64,8	38	0,88	0,12	28,3	-
Montréal	5,5	61,5	25	64	40	0,91	0,063	À venir	-
	7,8	60,8	24	56	32	1,15	-0,15	À venir	-
	11,0	61,3	25	59	34	1,07	-0,07	À venir	-
	14,0	61,1	24	58	34	1,09	-0,09	À venir	-
Beauharnois	6,0	81,9	24	70	36	1,26	-0,26	20	72
	12,4	76	30	57	27	1,70	-0,7	500	75
Malartic	36,3	51	26,5	55,5	29	0,84	0,15	16,8	68
Olga	3,40	70,1	27	61	34	1,3	-0,3	20	66
	9,70	68,8	24	51	27	1,7	-0,7	À venir	-
Saint-Charles	2,0	75	25	62	37	1,3	-0,3	22	68
Borromé	2,0	74	26	61	35	1,4	-0,37	23	61
Saint-Luc de	13,2	75,6	26	62	36	1,4	-0,4	25	73
Vincennes	14,6	77,0	25	67	42	1,2	-0,2	26	72
Trois-Rivières	11,0	38,0	18	39	21	1,0	n,d,	n,d,	~50
	8,25	57,0	24	60	37	0,9		<15	~50
Jonquière	25,5	48,0	23	56	33	0,75	-0,24	8,13	53
	32,5	30,0	14	23,5	9,5	1,68	-0,68	73,7	55
Notre-Dame- de-la-Salette	8		À venir		34		À venir		62
	14	47	21,1	46,4	25,3	1,02	-0,024	26,5	53
	10,1	64	23,7	51,2	27,5	1,46	-0,46	16,2	55
Matagami	1,80	59	24	62	39	0,9	0,077	21,5	60
Vandôme	12	39	19	44	25	0,8	0,2	À venir	59

Tableau 6-2 Caractéristiques des sols ayant un pourcentage d'argile inférieur à 50 %

Site	Prof. (m)	W %	PL	LL	PI	IL	Ic	Sensibilité	% argile
Laurentides	5,7	39	17,7	33,2	15,5	1,37	-0,37	< 10	36
	4,1	21,3	14,8	24,6	9,8	0,66	0,34	< 10	18
Mékinac	2,8	37,8	18,9	36,0	17,1	1,1	-0,11	42,1	27
	3,9	28,2	14,6	21,6	7	1,9	-0,94	89	22
	4,0	21	14,7	21,3	6,6	0,95	0,05	60,5	13
Québec	26,4	26			7			11	18
Métro Vendôme	10,0	45	17	28	11	2,54	-1,5	À venir	< 30
	11,0	28	17	20	3	3,66	-2,6	À venir	16,4
Jonquière	14,0	40,7	18	31	13	1,7	-0,75	60,5	42
		48,4	20,3	41,6	21,3	1,32	-0,32	8,25	46
Carignan	33,1	29,7	20,3	31,3	11	0,85	0,145	4	28
Rouyn-Noranda	14,0	25,9	20	43	23	0,25	0,7	faible	45
Malartic	10	32	20,3	30,2	9,9	1,18	-0,18	20,3	33
	25,6	42	25,2	44,6	19,4	0,87	0,13	22,2	22
	18	28,2	18,4	22,4	4,0	2,45	-1,45	23,8	18
Notre-Dame-de-la-Salette	7,1	42	14,7	25,2	10,5			32,1	38
	6,4								

6.2 Corrélations entre la vitesse normalisée et l'indice des vides

L'ensemble des essais effectués sur les argiles en provenance de différentes régions du Québec dans le cadre de cette étude a permis d'établir des corrélations entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisée et l'indice des vides. Les vitesses normalisées ont été corrélées à l'indice des vides pour toutes les argiles testées afin d'évaluer les G_{\max} relatifs aux essais cycliques en introduisant l'indice des vides approprié. Afin de faire disparaître l'effet de la profondeur, il est d'usage de normaliser V_s pour une contrainte effective verticale de 100 kPa en utilisant l'équation suivante :

$$V_{s1}/OCR^\alpha = V_s (P_a/\sigma'_v)^{0,25} \quad (6.1)$$

Où V_{s1} est V_s normalisée pour une contrainte de 100 kPa (m/s); $P_a = 100$ kPa; σ'_v est la contrainte effective verticale (kPa).

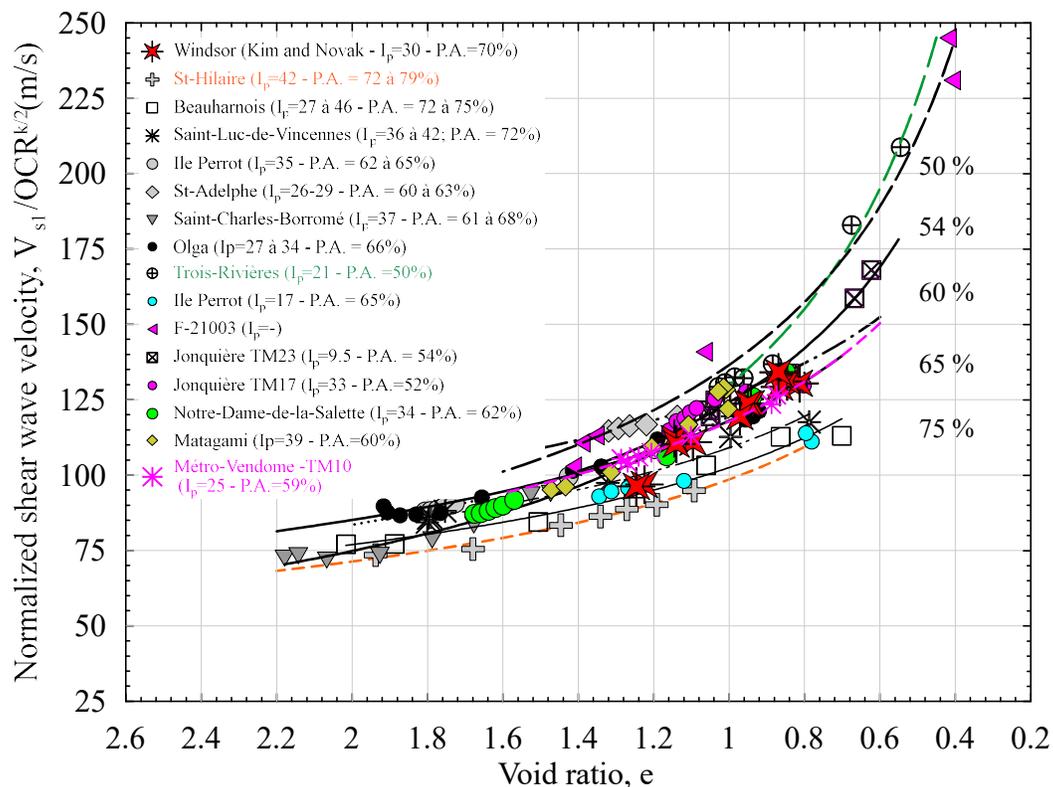


Figure 6.1: Corrélations entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant plus de 50 % d'argile

Pour l'exposant α , qui permet de normaliser l'effet de OCR, des valeurs de 0,0 à 0,25 ont été obtenues dans cette étude par itération afin d'avoir la meilleure cohérence possible entre les valeurs de vitesse normalisées. Une valeur de 0 correspond à une argile de très mauvaise qualité alors que la valeur de 0,225 a généralement été obtenue dans le cas des échantillons de grands diamètres. Les corrélations proposées pour les différentes argiles testées sont présentées sur les figures 6.1 et 6.2. L'examen de l'ensemble des corrélations établies jusqu'ici permet de tirer des constatations importantes qui orienteront la suite du projet quant aux éléments suivants :

1. La vitesse des ondes de cisaillement des argiles semble dépendre du pourcentage d'argile pour les argiles avec des pourcentages supérieurs à 50 %.

2. Les argiles avec des pourcentages d'argile inférieurs à 50 % semblent avoir des comportements différents (un peu comme un compromis entre les sols cohérents et les sols granulaires ; question à suivre).

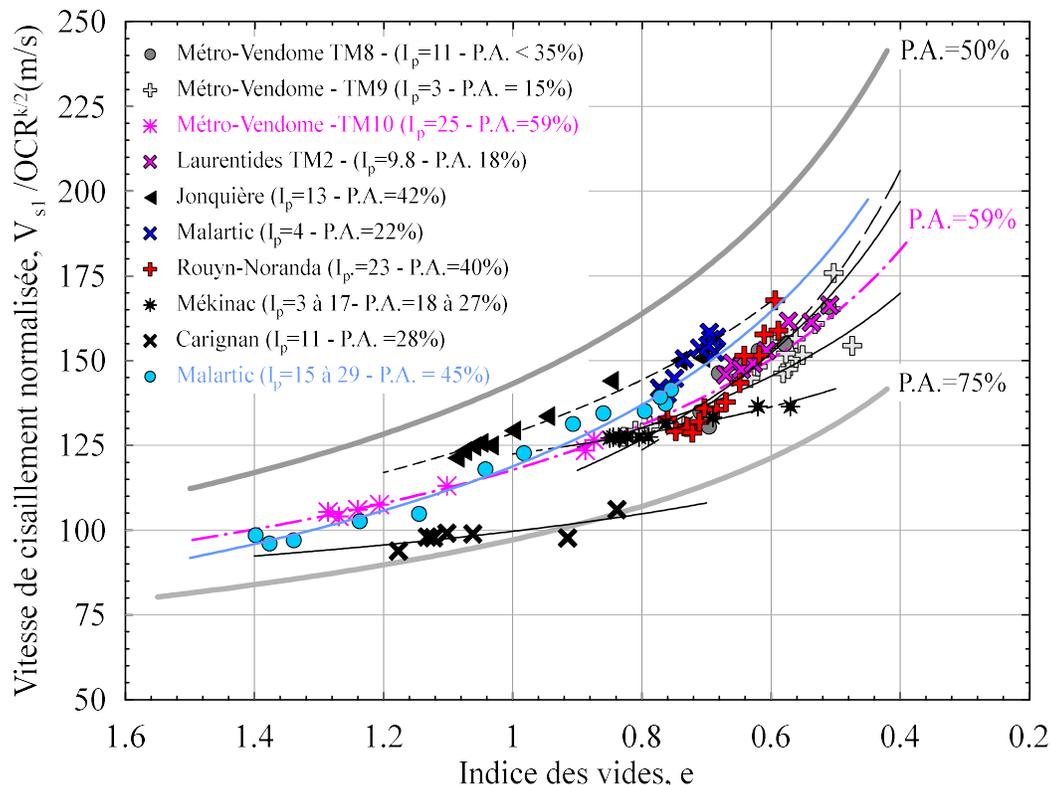


Figure 6.2 Corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les silts argileux ayant moins de 50 % d'argile

D'un autre côté, l'orientation de la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement doit être examinée afin de vérifier la compatibilité entre les essais basés sur les ondes SH (SCPT) et ceux basés sur les ondes SV (MMASW). Ceci peut avoir un impact significatif sur la méthode à utiliser dans les analyses dynamiques (proposition d'une fonction entre SH et SV).

6.3 Utilisation de la vitesse pour l'évaluation de σ'_p

La courbe de consolidation d'un échantillon intact d'argile de Beauharnois (Figure 6.3), extraite à partir d'une profondeur de 6 m à l'aide de l'échantillonneur de l'Université Laval, est

particulièrement précise. Également, la Fig.6.3b indique que la courbe σ'_v - V_{s1} peut être utilisée comme une courbe analogue à la courbe σ'_v - e pour l'évaluation précise de la pression de pré-consolidation.

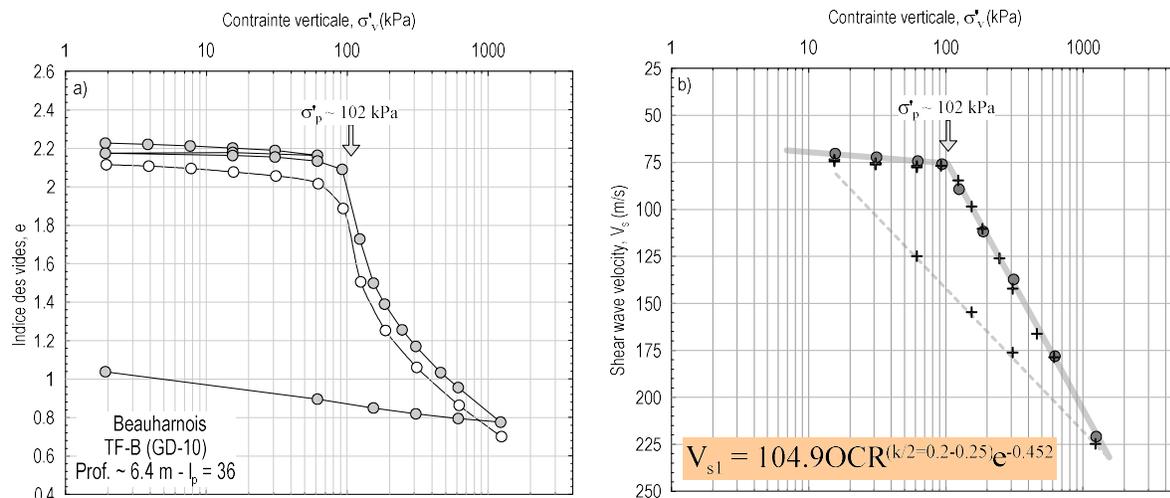


Figure 6.3 a) courbe de consolidation σ'_v - e conventionnelle et b) courbe de consolidation σ'_v - V_s .

L'exemple de l'échantillon de Beauharnois montre que l'utilisation des courbes σ'_v - e et σ'_v - V_s permet une détermination plus facile de σ'_p que la courbe σ'_v - e conventionnelle seulement (Figure 6.3a). L'examen d'un grand nombre de courbes de consolidation σ'_v - V_s a permis de constater que la normalisation de la vitesse des ondes de cisaillement pour soustraire l'effet du degré de surconsolidation OCR^α est plutôt une fonction du degré de remaniement contrairement à l'indice de plasticité tel que rapporté dans la littérature. Cette découverte importante permet d'exploiter les courbes de consolidation en termes de V_s de façon optimale :

- 1) pour reconstituer la courbe œdométrique intacte en considérant un coefficient de normalisation α de 0,25 ;
- 2) pour connaître le degré de déstructuration de l'argile testée et
- 3) pour comprendre de manière différente la structuration et déstructuration des argiles. Il serait intéressant de développer cet aspect davantage dans une suite de ce projet.

6.4 Relation entre Vs et le pourcentage d'argile

Il a été montré, sur la base de 34 essais sur des argiles ayant plus de 50% de particules inférieures à 2 μ m, que la relation entre la vitesse, l'indice des vides et OCR dépend du pourcentage d'argile. Des relations préliminaires ont été établies à cet effet. Plus de 40 nouveaux essais sur des argiles avec un pourcentage d'argile supérieur à 50% ont été effectués. Les résultats confirment de manière assez claire les conclusions établies dans la première partie de l'étude. La figure 6.4 présente un exemple de trois nouveaux résultats obtenus sur deux argiles du Québec et une argile en provenance de la région d'Ottawa. Les caractéristiques géotechniques de ces argiles sont données au tableau 6.3. Aussi, il a été montré grâce à 16 essais que la relation entre la vitesse et l'indice des vides est moins influencée par le pourcentage d'argile lorsque ce dernier est inférieur à 50%. Plus de 20 nouveaux essais ont été effectués sur des argiles ayant moins de 50% de particules inférieures à 2 μ m (PA). Ces nouveaux essais amènent la même conclusion. Un effort plus important sur les argiles silteuses devrait être consacré afin de mieux comprendre les principaux facteurs qui affectent les vitesses de ces derniers, qui semblent moins évidents. La figure 6.5 présente l'exemple de trois silt argileux (PA < 50%) en comparaison avec les résultats obtenus dans la première partie de l'étude. Les caractéristiques de ces argiles sont données au tableau 6.4.

Tableau 6-3 : Caractéristiques des argiles ayant un pourcentage d'argile supérieur à 50 %

Site	Prof. (m)	W %	PL	LL	PI	IL	Ic	Sensibilité	% argile
<i>La</i>	7.0	46.8	26.3	49.5	26.2	0.78	0.103	6,86	56
<i>Morandière</i>									
<i>Ottawa</i>	4.8	73.7	26	71	45	1.06	-0.06	21.5	60
<i>Valleyfield</i>	7.8	79	27	57	30	1.73	-0.73	25	77
<i>Ile Perrot</i>	9,15	58.0	22.4	54.5	32.1	1.10	-0.11	17.6	62
<i>Lavaltrie</i>	20.1	48.0	24	57	33	0.73	0.27	< 10	52
<i>St-Hilaire</i>	8.00	78.0	26	68	42	1.20	-0.24	>100.0	72-79

Tableau 6-4 : Caractéristiques des sols ayant un pourcentage d'argile inférieur à 50 %

Site	Prof. (m)	W %	PL	LL	PI	IL	Ic	Sensibilité	% argile
<i>La Morandière</i>	10.64	37.3	19.5	35.5	16	1.11	-0.11	11.6	33-40
<i>Alma</i>	11.47	34	19	42	23	0.65	0.35	4.25	43
<i>Limoilou</i>	37.9	25.5	11	14	3	4.83	-3.8	17.9	28
<i>Québec</i>	32.0	24.0	19	36	17	0.29	0.70	4	38

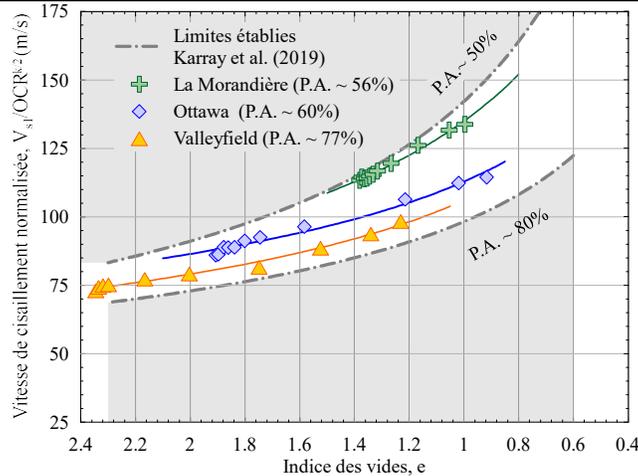


Figure 6.4 Validation de la corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant plus de 50 % de particules inférieures à 2 μm

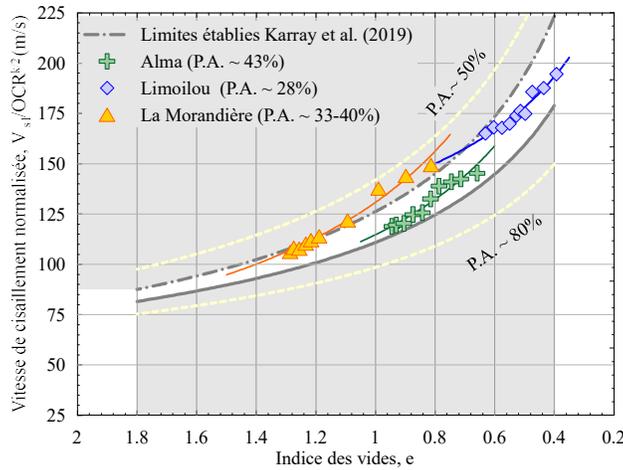


Figure 6.5 Validation de la corrélation entre la vitesse normalisée et l'indice des vides pour les argiles ayant moins de 50 % de particules inférieures à 2 μm

6.5 Mesure de Vs en continu

On a montré au cours de la première partie de l'étude, grâce à des mesures parallèles effectuées sur les mêmes argiles à l'Université de Sherbrooke et à l'ÉTS, la robustesse de la technique de mesure P-RAT et de sa méthode d'interprétation. Malgré ceci, l'interprétation des signaux enregistrés par la méthode P-RAT doit s'effectuer par un utilisateur averti. Le problème est souvent relié à l'état des capteurs après plusieurs utilisations et/ou à la qualité des contacts entre ces derniers et le sol. L'utilisateur de cette technique doit être capable de détecter à partir du début de l'essai si son montage présente certains problèmes pouvant mener à des difficultés d'interprétations. Ainsi, il est possible de réagir en améliorant le montage de l'échantillon ou en changeant les capteurs. Au cours de cette partie de l'étude, un effort a été déployé pour trouver une manière visuelle qui permet de s'assurer que les mesures réalisées sont de bonne qualité. La figure 6.6 présente, dans un plan contrainte verticale-vitesse, les contours d'amplitudes des signaux mesurés durant un essai de consolidation sur une argile provenant de l'Île Perrot. L'axe des vitesses est obtenu en divisant l'épaisseur de l'échantillon par le temps. Sur cette figure, il est possible de voir de manière claire qu'à des contraintes verticales inférieures à la contrainte de pré-consolidation (σ'_p), le front d'onde est assez uniforme, avec une légère augmentation de la vitesse de propagation. À des contraintes plus élevées que σ'_p , le front d'onde change de manière significative, de sorte qu'il devient assez facile d'identifier la contrainte de pré-consolidation sans avoir besoin d'interprétation complète des signaux.

La présentation des signaux en cascade (sous forme de contours d'amplitudes) permet de définir de manière assez simple la contrainte de pré-consolidation. Ceci ouvre donc la voie à l'utilisation de cette même approche pour évaluer la vitesse de consolidation et le fluage. La figure 6.7 présente les résultats d'un essai de consolidation en fonction du temps effectué sur une argile en provenance de Lavaltrie à des contraintes variant entre 500 et 780 kPa. L'essai est effectué dans le domaine normalement consolidé. La figure 6.7a présente les contours d'amplitudes dans le plan vitesse-racine du temps. La figure 6.7b présente la déformation en fonction de la racine du temps utilisée habituellement pour déterminer le coefficient de

consolidation C_v à l'aide du t_{90} en utilisant la construction de Taylor. Les contours montrent que la vitesse des ondes de cisaillement diminue dans les 3 à 4 premières minutes pour ensuite commencer à augmenter rapidement avec un taux d'augmentation relativement constant jusqu'à la fin de la consolidation primaire (100 à 120 min). Cependant, et puisque pour une argile donnée le rapport S_u/G_{max} est constant, il est possible d'utiliser la variation de G_{max} en fonction du temps dans l'évaluation du gain de résistance en fonction du temps (fluage). Cet exemple montre que V_s peut être un outil simple et puissant pour évaluer la variation de la résistance au cisaillement et aussi du remaniement. Plusieurs applications peuvent être développées à la lumière de cet exemple et il serait utile de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement durant un essai de consolidation à vitesse de chargement constant (CRS).

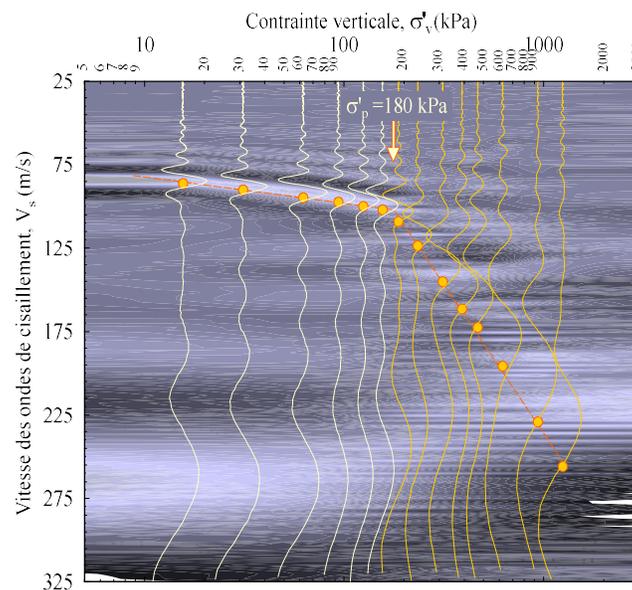


Figure 6.6 Contours d'amplitudes des ondes enregistrées durant un essai de consolidation effectué sur une argile de l'Île Perrot.

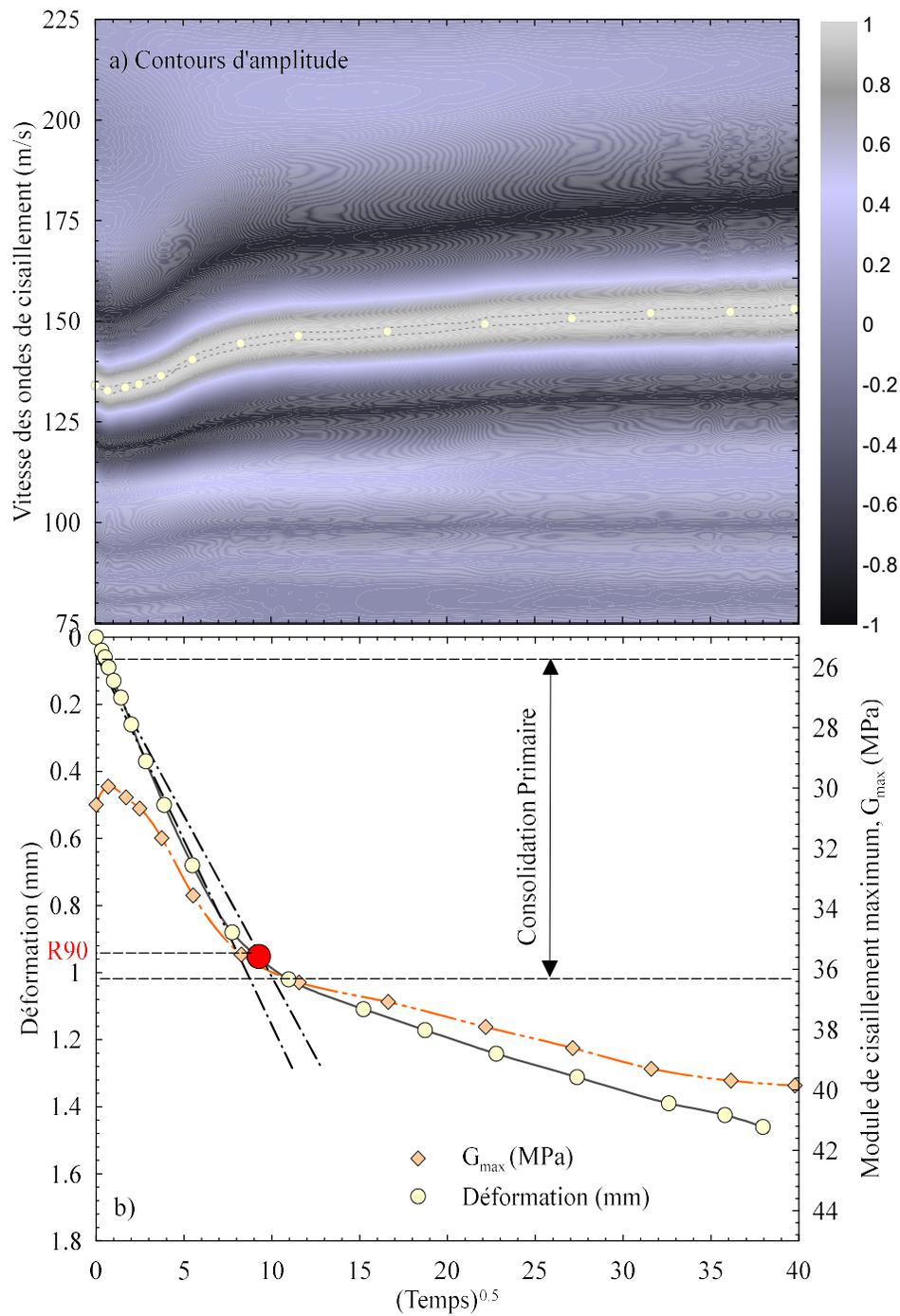


Figure 6.7 a) contours d'amplitude dans le plan vitesse-racine du temps ; b) Variation de la déformation et du module de cisaillement en fonction du temps.

6.6 Répétitivité des essais

Afin de montrer la robustesse de la technique de mesure de vitesse, des travaux parallèles ont été réalisés dans deux institutions différentes. Les travaux entrepris à l'ÉTS dans le cadre du présent projet ont abordé trois aspects de la mesure de V_s en laboratoire sur les argiles du Québec. En premier lieu, l'utilisation des anneaux piézoélectriques est unique à la méthode P-RAT et des incertitudes subsistent quant au comportement de ces transducteurs. Surtout que les transducteurs provenant de l'industrie sont modifiés pour faire partie d'un assemblage afin de constituer les capteurs de la méthode P-RAT. Les caractéristiques de déformation des transducteurs à l'état brut et aussi une fois assemblés ont été mesurées à l'aide de deux appareils disponibles à l'ÉTS, soit un interféromètre au laser pour mesurer les micro-déplacements et un analyseur de réseau pour mesurer l'impédance. Ces mesures ont permis de mieux comprendre l'effet de l'assemblage et aussi l'effet du vieillissement des capteurs. Elles aideront à la conception de meilleurs assemblages dans l'avenir.

L'interprétation des signaux enregistrés par la méthode P-RAT doit s'effectuer par un utilisateur averti. La méthode P-RAT reconnaît l'apport des capteurs dans les signaux enregistrés et comporte, dans son état actuel, des étapes de calages de courbes qui peuvent contenir une part de subjectivité. Un effort a été entrepris pour automatiser certaines étapes fastidieuses de l'interprétation des signaux menant à l'obtention de V_s . Un code a été écrit avec Matlab afin d'automatiser ces étapes. La plupart des étapes ont ainsi pu être automatisées, ce qui aidera le transfert vers de nouveaux utilisateurs. Enfin, le projet a impliqué la réalisation de dix essais de consolidation œdométrique avec paliers multiples et mesures de V_s à chacun des paliers de chargement. Les dix spécimens proviennent de 4 sites différents et incluent 7 argiles CH, 2 de type OH et un de type CL, suivant la classification unifiée. Ces mesures s'ajoutent à la banque de données disponible des mesures effectuées par la méthode P-RAT à Sherbrooke et à l'ÉTS. Aussi, l'influence sur V_s de divers paramètres dont I_p , C_c et le pourcentage d'argile a été examinée. Il n'est pas usuel que le pourcentage d'argile soit un

paramètre considéré dans les corrélations existantes alors que les résultats obtenus suggèrent qu'il paraît utile d'en tenir compte.

6.7 Effet de l'anisotropie sur les vitesses de propagation des ondes de

cisaillement

Les rapports antérieurs ont abordé la question de l'effet de l'anisotropie sur les mesures de V_s . Ce sujet soulève un grand nombre de questions. Quel est l'effet de l'orientation sur la vitesse des ondes de cisaillement ? Comment les différentes méthodes de mesure de V_s , in situ et en laboratoire, sont-elles influencées par l'anisotropie du matériau, et éventuellement des contraintes, étant donné le mode de propagation des ondes inhérent à chacune de ces méthodes ? De là, comment doit-on procéder pour comparer des valeurs de V_s obtenues de différentes façons, par exemple obtenues d'une méthode quelconque in situ et d'une autre en laboratoire ? Aussi, il est commun de normaliser la vitesse de propagation des ondes de cisaillement par rapport à une contrainte de référence, généralement 100 kPa. Des approches de normalisation considèrent la contrainte verticale alors que d'autres utilisent la contrainte moyenne. Ce dernier cas nécessite la connaissance des contraintes horizontales, donc la prise en compte de l'anisotropie. Enfin, en admettant que V_s soit influencée par l'anisotropie, est-il envisageable d'utiliser des mesures de V_s pour caractériser l'anisotropie ? Plus spécifiquement, peut-on utiliser des mesures de V_s pour estimer le paramètre de rapport des contraintes horizontale et verticale, K_0 ? Pour toutes ces raisons, les efforts ont été poursuivis pour mieux connaître les effets de l'anisotropie sur V_s .

Mesures de V_s dans la paroi latérale d'un anneau œdométrique

Les rapports antérieurs font état de l'utilité de mesurer V_s dans différentes directions. Il a été tenté d'installer des éléments piézoélectriques sur les parois d'un anneau œdométrique, dans le but de mesurer V_s dans le sens horizontal d'un échantillon d'argile installé normalement. La figure 6.8 montre une photo d'un anneau œdométrique percé de façon à accueillir des anneaux piézoélectriques. La figure 6.9 montre les anneaux piézoélectriques installés dans la paroi latérale de l'anneau œdométrique. La figure 6.10 montre l'anneau œdométrique après insertion de l'argile et l'enlèvement des bouchons à l'endroit des anneaux piézoélectriques, avant leur insertion dans la paroi latérale.



Figure 6.8: Anneau œdométrique découpée pour accueillir des anneaux piézoélectriques



Figure 6.9: Anneaux piézoélectriques installés dans la paroi latérale de l'anneau œdométrique



Figure 6.10: Anneau œdométrique et spécimen d'argile avant insertion des anneaux piézoélectriques

Des essais exploratoires de mesure de V_s dans le sens horizontal ont été effectués avec cet arrangement. Les signaux enregistrés se sont avérés difficiles à interpréter et pratiquement inutilisables. Pour l'instant, il a été décidé de laisser ce concept de côté et de privilégier d'autres approches.

K0 par déformation latérale d'un anneau œdométrique

Une autre approche a été examinée, basée sur la déformation latérale d'un anneau œdométrique. Un anneau œdométrique a ainsi été équipé de 3 jauges de déformation, comme montré à la figure 6.11. Ces jauges de la série KFWS du manufacturier KYOWA ont été sélectionnées sur la base de leurs dimensions convenant à l'usage et du niveau de précision requis. Elles ont été rendues étanches par recouvrement des connexions d'une résine d'époxy. Elles sont reliées à un système d'acquisition de données.



Figure 6.11: Anneau œdométrique équipé de jauges de déformation

Il est possible d'estimer la contrainte horizontale, σ_h , à partir de la déformation latérale, ϵ_t , de la contrainte latérale, σ_t , du module de Young du matériau, E , et des paramètres géométriques de l'anneau, soit le rayon interne, r_i , et le rayon externe, r_e (Vullo, 2014) et les équations de la figure suivante.

1. The value of hoop stress (σ_t) is recommended for the experimental findings.

$$\sigma_t = \frac{2P_i}{\ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)^2}$$

2. Strain gauges measurement

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} [\sigma_t - \nu(\sigma_a + \sigma_r)] \quad (E = 193 \text{ to } 200 \text{ kPa})$$

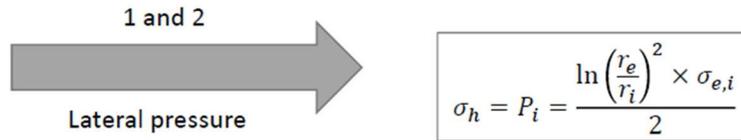


Figure 6.12: Équations pour l'estimation de la contrainte horizontale à partir des déformations

Le système des jauges de déformation collées sur l'anneau œdométrique a été calibré en remplissant l'anneau œdométrique avec de l'eau et en appliquant une pression d'air connue, comme montré à l'arrangement de la figure 6.13. La contrainte horizontale mesurée et la contrainte isotrope appliquée et connue concordent bien en utilisant l'approche précitée, comme montrée à la figure 6.14.

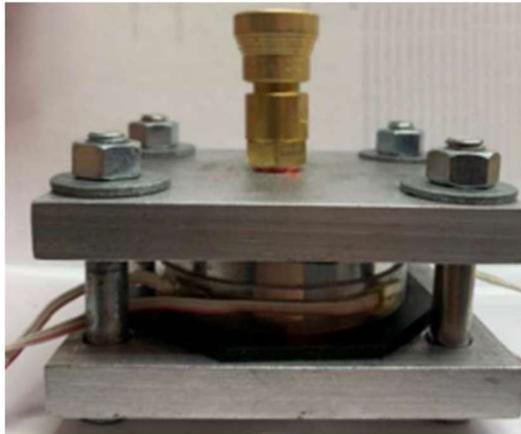


Figure 6.13 Montage pour la calibration de l'anneau œdométrique équipé de jauges de déformation

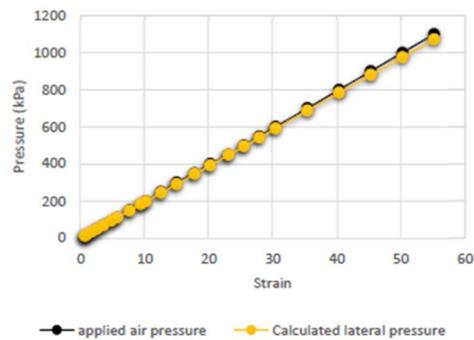


Figure 6.14 : Courbe de calibration des jauges de déformation installées sur l’anneau œdométrique

Un échantillon d’argile de Beauharnois provenant d’un bloc de grand diamètre prélevé avec l’échantillonneur de l’Université Laval a été soumis à des essais de consolidation en œdomètre en utilisant ces équipements. Deux spécimens voisins ont été soumis à l’essai de consolidation, soit un spécimen découpé dans le sens vertical (sens habituel, essai 1) alors que l’autre a été découpé à 90 degrés du sens habituel (essai 2). Dans les deux cas, des mesures de V_s utilisant la méthode PRAT ont été enregistrées à tous les paliers de chargement et de déchargement. L’argile utilisée se caractérise par une limite de plasticité de 24, une limite de liquidité de 71, une classification USCS CH et un contenu en argile de 76 %.

La figure 6.15 montre les courbes de consolidation usuelles en termes d'indices des vides de même qu'en termes de V_s , en fonction de la contrainte verticale appliquée.

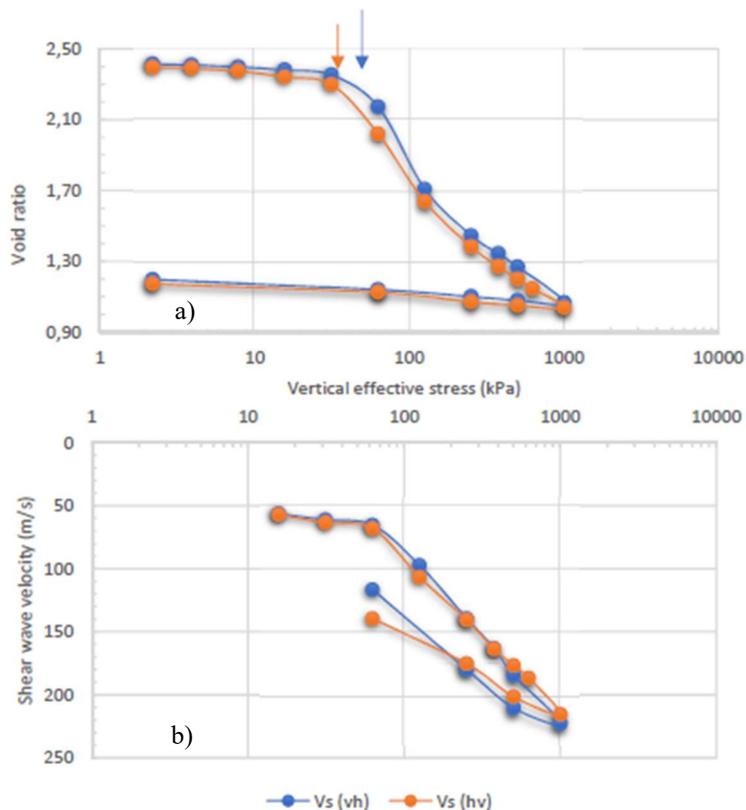


Figure 6.15 : Courbes de consolidation de l'argile de Beauharnois a) Courbe contrainte effective vs indice des vides et b) courbe contrainte effective vs vitesse des ondes de cisaillement.

La contrainte de préconsolidation apparaît plus facile à déterminer lorsque les courbes sont examinées en fonction de V_s et se situe à environ 65 kPa.

L'utilisation des jauges de déformation avec l'approche décrite plus haut permet d'exprimer ces courbes de consolidation en fonction de la contrainte moyenne, comme montré à la figure 6.16. Comme il se doit, les courbes sont assez semblables, fournissant ainsi une certaine validation de l'approche utilisée.

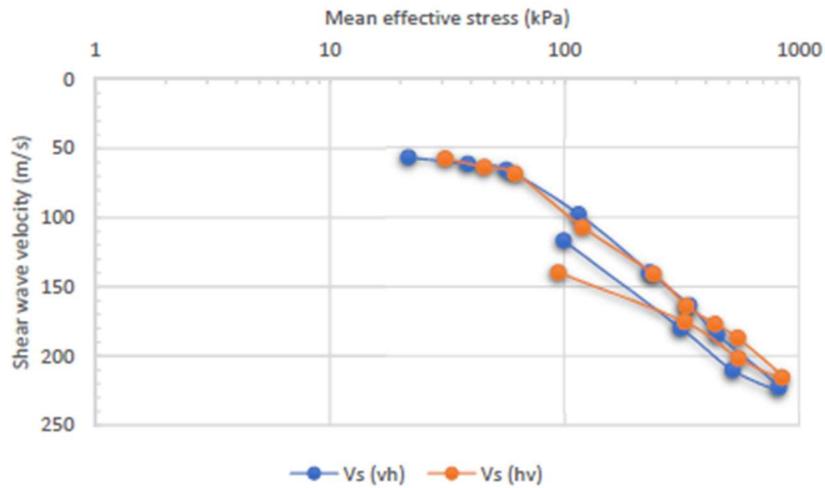


Figure 6.16 : Courbes de consolidation en termes de V_s et de la contrainte effective moyenne

L'approche paraît prometteuse et d'autres essais sont en cours pour ajouter à la banque de données et aussi pour la valider. Elle ouvre notamment la voie à l'estimation du paramètre K_0 en fonction de l'état de consolidation, comme montré de façon bien préliminaire à la figure 6.17, établi à partir des essais de cette section.

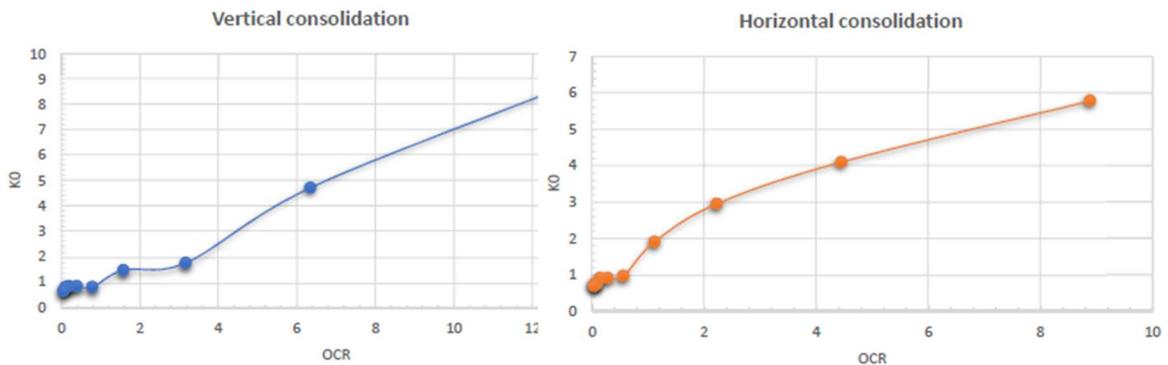


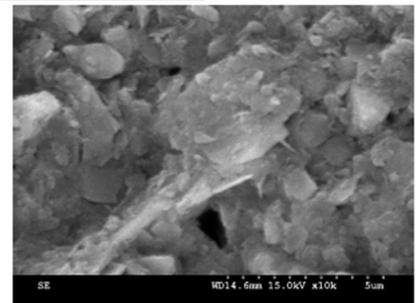
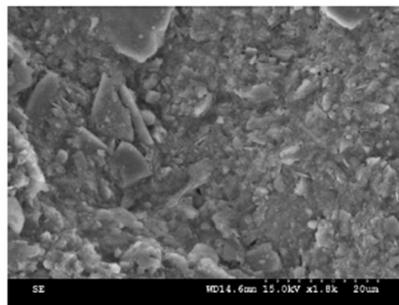
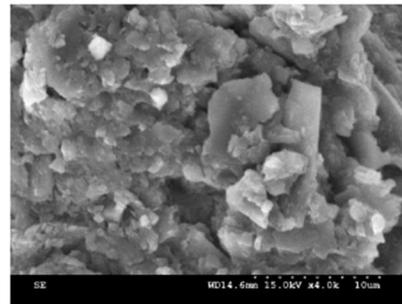
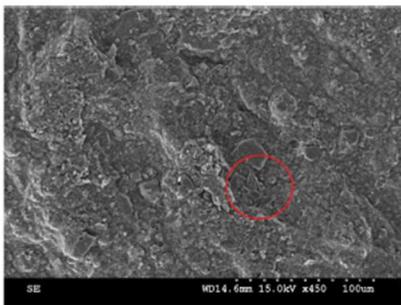
Figure 6.17 : Évolution du paramètre K_0 en fonction de l'état de consolidation (à titre préliminaire)

Examen des échantillons au microscope électronique

Une autre approche envisagée pour caractériser l'anisotropie consiste à examiner les échantillons d'argile au microscope électronique (image SEM pour scanning electron microscope). Les images montrées ci-après ont été obtenues, à différentes échelles, pour un spécimen de la même argile.

Figure 6.18 : Alignement des particules observé au microscope électronique

SEM photos



Partie 7. Conclusions

Ce projet de recherche vise à déterminer les propriétés dynamiques des sols cohésifs du Québec ainsi que la validation de la méthode pseudo-statique spectrale pour le calcul de la stabilité dynamique des pentes argileuses. Afin d'atteindre ces objectifs, le projet a été divisé en plusieurs parties. Tout d'abord, l'effet de la vitesse de cisaillement et de la fréquence sur les sols cohésifs du Québec a été étudié. L'étude a été effectuée sur huit sols de l'est du Canada et en utilisant l'appareil de cisaillement simple. Les résultats expérimentaux de cette étude ont permis de conclure que :

- La résistance au cisaillement non drainé S_u augmente d'une manière proportionnelle avec la vitesse de chargement, et la relation est pratiquement considérée comme linéaire. L'augmentation par cycle logarithmique varie de 10% à 17%.
- L'effet de la vitesse de chargement sur le module de cisaillement augmente avec l'amplitude de la déformation de cisaillement.
- L'amplitude de l'effet de la vitesse de déformation sur τ_f et G est significativement corrélée avec l'indice de plasticité I_p .

La deuxième partie du projet a été d'étudier l'effet du mode de sollicitation et de l'appareillage sur les mesures des propriétés dynamiques des sols ainsi que les erreurs qui peuvent affecter les résultats. L'étude a été effectuée sur quatre appareils de laboratoire: la colonne de résonance avec système d'excitation flexible, le cisaillement simple direct, le cisaillement simple triaxial et le P-RAT. Les résultats obtenus sur des sols cohésifs indiquent un écart important entre les méthodes d'essai. Cet écart remet en cause l'exactitude des courbes de réduction du module de cisaillement construites avec l'assemblage des données de différents appareils. Les investigations indiquent que deux sources d'erreurs peuvent contribuer à cette divergence entre les mesures :

- 1- L'effet de la fréquence de chargement : la fréquence de chargement élevée employée dans la colonne de résonance (supérieure à 20Hz) induit une augmentation du module de cisaillement par rapport aux appareils TxSS et DSS où la fréquence est d'environ 0.1-1Hz.
- 2- L'hypothèse d'un comportement linéaire-élastique dans la méthode d'interprétation de la colonne de résonance : Cette méthode d'interprétation néglige le comportement non linéaire du sol même à

grande déformation. Cette erreur d'interprétation induit systématiquement une surestimation du module de cisaillement mesuré.

La troisième partie du projet a été d'établir un nouveau modèle prédictif des courbes de réduction du module de cisaillement et d'amortissement qui tient compte des particularités des argiles sensibles. Pour cela, une base de données de mesures expérimentales effectuées sur des argiles sensibles de l'est du Canada a été établie, et un nouveau modèle de courbe de réduction de module de cisaillement et d'amortissement a été proposé sur la base des analyses de régression. Les analyses ont montré que les principaux paramètres contrôlant le module de cisaillement normalisé ainsi que l'amortissement sont : l'indice de plasticité, l'indice de liquidité (qui reflète l'effet de la structure), et la contrainte effective moyenne. Finalement, la comparaison avec les modèles existants montre que le modèle établi est plus précis et ainsi il permet d'améliorer la précision des analyses et calculs de la réponse dynamique des argiles sensibles ainsi que d'autres sols similaires.

Par la suite, une étude du cas du glissement de Saint-Adelphe a été effectuée afin de tenter d'expliquer les mécanismes qui ont conduit à ce glissement. Les investigations in-situ et au laboratoire ont permis de définir les propriétés dynamiques de ce dépôt, et en particulier la courbe de réduction du module de cisaillement, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, ainsi que la courbe d'amortissement. Ces propriétés ont par la suite été utilisées dans des simulations numériques à l'aide du logiciel FLAC 2D. Les simulations statiques et dynamiques ont montré que le coefficient de sécurité avant et après le séisme était supérieur à l'unité. Cependant, la simulation a montré une amplification du mouvement du sol, et une augmentation de la zone de déformation plastique de la pente après séisme. L'application d'un modèle de comportement anti-écrouissage a montré que le tremblement de terre semblait être l'initiateur d'un mécanisme de rupture progressive dans la pente avec un coefficient de sécurité de 1 et une surface de rupture plus réaliste.

L'avant dernière partie du projet a été d'améliorer la précision de la méthode pseudo-statique spectrale pour le calcul de stabilité dynamique des pentes argileuses. Il a été montré que le coefficient sismique doit prendre en compte plusieurs facteurs, notamment : l'indice de plasticité, la zone sismique, l'énergie de la sollicitation sismique pour une période donnée, la résistance au cisaillement (ΔS_u), ainsi que l'épaisseur de dépôt (H_D). Des nouveaux graphiques de $k_h(z)$ à la surface ont été développés pour différentes combinaisons de ces paramètres. Ces graphiques permettent de sélectionner la valeur de

$k_h(z)$ la plus appropriée. Enfin, des analyses numériques sur le logiciel d'équilibre limite SVSlope ont permis de valider et mettre en évidence la robustesse et la précision de la méthode pseudo-statique spectrale.

Enfin, la dernière partie du projet a été d'étudier les différents paramètres qui peuvent influencer les vitesses de propagation des ondes de cisaillement. Cette étude a été effectuée principalement en utilisant le dispositif P-RAT qui a été développé initialement à l'Université de Sherbrooke. Les résultats montrent que l'indice des vides et le degré de surconsolidation ont une influence significative sur les mesures du V_s . D'autres résultats montrent que le pourcentage d'argile ainsi que l'anisotropie du sol peuvent avoir une influence aussi sur le V_s . Enfin, cette étude a permis d'évaluer la consistance des mesures effectuées sur le P-RAT en comparant les résultats obtenus à l'Université de Sherbrooke et l'École de Technologie Supérieure. Les résultats montrent une cohérence entre les mesures effectuées dans les deux laboratoires, et ainsi ils ont permis de valider cette méthode récemment développée au Québec.

Recommandations pour des travaux futurs

Ce projet de recherche a permis de mieux cerner le comportement dynamique des argiles sensibles de l'est du Canada. En revanche d'autres travaux de recherche sont nécessaires afin de compléter la compréhension du comportement dynamique de ce type de sols, entre autres :

- 1- Étude de la résistance cyclique des argiles sensibles, et les mécanismes de déstructuration, de ces sols. Les études antérieures montrent d'une manière qualitative que la rupture et la perte de résistance se fait d'une manière brutale de ces sols. Ceci est corroboré aussi avec les résultats obtenus dans ce projet de recherche qui montrent que le module de cisaillement chute brutalement à grande déformation. Par conséquent, il est nécessaire de définir un nouveau modèle spécifique pour la résistance cyclique de ces argiles qui inclue entre autres l'effet de la structure et la pression interstitielle.

- 2- Étude de la pression interstitielle générée lors d'un chargement dynamique. En réalité, il y a peu de modèles solidement établis de génération de pression interstitielle dans les argiles en général, et en particulier dans les argiles sensibles. Cet aspect est primordial dans les analyses dynamiques notamment dans le calcul de ramollissement cyclique des couches argileuses.
- 3- Un modèle de comportement dynamique générale peut être établi spécifique pour les argiles sensibles de l'est du Canada qui inclue les propriétés dynamiques, la résistance cyclique, la pression interstitielle et d'autres aspects fondamentaux de ces argiles. Ce modèle de comportement peut être incorporé dans un programme de calcul numérique tel-que FLAC. L'établissement de ce modèle permet d'améliorer la précision et facilite grandement le calcul de la réponse dynamique des argiles sensibles.
- 4- Continuer à étudier l'effet de l'anisotropie.
- 5- Utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement pour corriger l'effet du remaniement sur la résistance au cisaillement ($S_u/G_{max} = ct$). Ceci permet aussi de développer une approche qui permet d'estimer le S_u remaniée.
- 6- Utilisation de la vitesse des ondes de cisaillement pour corriger les coefficients de consolidation C_r et C_c et pour l'étude de la consolidation en fonction du temps (CRS/V_s).
- 7- Développement de la méthode Pseudo-statique spectrale pour les remblais sur dépôt d'argile. Finaliser les validations avec le MTQ de la méthode pseudo-statique spectrale.
- 8- Implantation de la méthode P-RAT au laboratoire du MTQ et suivie

Références

- Abdellaziz, M., Betegard, J., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M., Karray, M. (2021). Strain rate effect on static and dynamic behaviors of natural soils from eastern Canada. Soumis à la revue Canadienne de Géotechnique;
- Abdellaziz, M., Hussien, M. N., Chekired, M., & Karray, M. (2019). Does long-term storage of clay samples influence their mechanical characteristics?. Canadian Geotechnical Journal.
- Abdellaziz, M., Hussien, M. N., Karray, M., Delisle, M. C., Locat, P., Ledoux, C., Mompin, R., Chekired, M. (2020). Experimental and numerical investigation of the Saint-Adelphe landslide after the 1988 Saguenay earthquake. Canadian Geotechnical Journal.
- Abdellaziz, M., Karray, M., & Chekired, M. (2019) Shear modulus and damping ratio curves of sensitive Eastern Canadian clays in cyclic simple shear triaxial test. In the proceeding of 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec City, Quebec, Canada.
- Abdellaziz, M., Karray, M., Chekired, M., Delisle, M.-C., Locat, P., Ledoux, C., & Mompin, R. (2020). Shear modulus and damping ratio of sensitive Eastern Canada clays. Canadian Geotechnical Journal, ja.
- Abdellaziz, M., Karray, M., Hussien, M. N., & Mohamed, C. (2017). Assessment of the effect of loading frequency on cyclic behaviour of sensitive clay. GeoOttawa, Ottawa, Ontario.
- Aggour, M. S., Tawfiq, K. S., & Amini, F. (1987). Effect of Frequency Content on Dynamic Properties of Cohesive Soils. In Developments in Geotechnical Engineering (Vol. 42, p. 31-39). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-98958-1.50007-8>
- Airey, D. W., & Wood, D. M. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay. Géotechnique, 37(1), 25-35.
- Anderson, D. G. (1974). Dynamic Modulus of Cohesive Soils. Doctoral dissertation. University of Michigan.
- Anderson, D. G., & Stokoe, K. H. (1978). Shear modulus: a time-dependent soil property. In Dynamic geotechnical testing. ASTM International.
- Ansal, A. M., & Erken, A. (1989). Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses. Journal of Geotechnical Engineering, 115(7), 968-983.
- Atkinson, G. M. (1996). The high-frequency shape of the source spectrum for earthquakes in eastern and western Canada. Bulletin of the Seismological Society of America, 86(1A), 106-112.

- ASTM D2435. (2011-a)-. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. ASTM International, West Conshohocken, Pa.
- ASTM D2487. (2011-b). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, Pa.
- ASTM D5311. (2013). Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. ASTM International, West Conshohocken, Pa.
- ASTM D6528-07. (2007). Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of cohesive soils. ASTM International, West Conshohocken, Pa.
- ASTM International. (2017). ASTM D6528-17 Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils. West Conshohocken, PA.
- Bedr, S., Mezouar, N., Verrucci, L., & Lanzo, G. (2019). Investigation on shear modulus and damping ratio of Algiers marls under cyclic and dynamic loading conditions. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(4), 2473-2493.
- Bent, A. L. (1992). A re-examination of the 1925 Charlevoix, Quebec, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(5), 2097-2113.
- Bjerrum, L., & Landva, A. (1966). Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay. *Geotechnique*, 16(1), 1-20.
- BNQ 2501- 025. (2013). Soils-Size analysis of inorganic soils. Norme nationale du Canada et Bureau de normalisation du Québec.
- BNQ 2501- 070. (2014-a). Sols-Détermination de la densité relative. Norme nationale du Canada et Bureau de normalisation du Québec.
- BNQ 2501- 092. (2014-b). Soils-Determination of liquid limit by a fall cone penetrometer and determination of plastic limit. Norme nationale du Canada et Bureau de normalisation du Québec.
- Bouchard, S. (2020). Utilisation d'explosifs à proximité de pentes dans les argiles sensibles. These de doctorat, Université Laval, Qc, Canada.
- Boulanger, R. W., & Seed, R. B. (1995). Liquefaction of sand under bidirectional monotonic and cyclic loading. *Journal of geotechnical engineering*, 121(12), 870-878.
- Boulanger, R. W., Chan, C. K., Seed, H. B., Seed, R. B., & Sousa, J. B. (1993). A low-compliance bi-directional cyclic simple shear apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 16(1), 36-45.

- Bourgeois, C. (1997). Module de cisaillement a petites déformations. Master thesis. Université Laval, Québec, Canada.
- Bowden, F. P., & Tabor, D. (1964). *The Friction and Lubrication of Solids-Part II*. Oxford, England, University Press.
- Budhu, M. (1983). Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1), 125-137.
- Campanella, R. G., Robertson, P. K., & Gillespie, D. (1986). Seismic cone penetration test. In *Use of in situ tests in geotechnical engineering* (pp. 116-130). ASCE.
- Canadian Geotechnical Society (CGS) (2013), Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Ed., Errata (2013).
- Cao, Y. L., & Law, K. T. (1992). Energy dissipation and dynamic behavior of clay under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(1), 103-111.
- Cavallaro, A., Lanzo, G., Pagliaroli, A., Maugeri, M., & Lo Presti, D. C. F. (2003). A comparative study on shear modulus and damping ratio of cohesive soil from laboratory tests. In *Proc 3rd Int Symp on Deformation Characteristics of Geomaterials. AA Belkema, Lisse* (pp. 257-265).
- Cavallaro, A., Lo Presti, D., Maugeri, M., & Pallara, O. (1998). Strain rate effect on stiffness and damping ratio of clays. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 32(4), 30-50.
- Chahde, J. (1987). Etude du comportement élastique et du problème KO pour les argiles structurées de l'Est du Canada. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada.
- Chehat, A., Hussien, M. N., Abdellaziz, M., Chekired MC, M., Harichane, Z., & Karray, M. (2018). Stiffness-and damping-strain curves of sensitive Champlain clays through experimental and analytical approaches. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Chekired, M., Lemire, R., Karray, M., & Hussien, M. N. (2015). Experiment setup for simple shear tests in a triaxial cell: TxSS. In *Proceedings of the 68th Conference of the Canadian Geotechnical Society*, Québec City. Québec, Canada.
- Clayton, C. R. I., Priest, J. A., Bui, M., Zervos, A., & Kim, S. G. (2009). The Stokoe resonant column apparatus: effects of stiffness, mass and specimen fixity. *Geotechnique*, 59(5), 429-437.
- CNBC (2015). Code National du Bâtiment du Canada. Ottawa, Ont., National research council of Canada.

- Crow, H., Hunter, J. A., & Motazedian, D. (2011). Monofrequency in situ damping measurements in Ottawa area soft soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1669-1677.
- d'Onofrio, A., Chiaradonna, A., Lanzo, G., & Karray, M. (2019). Cyclic and dynamic behaviour of a Canadian sensitive clay. *E3S Web of Conferences*, 92, 08003.
<https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199208003>
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD dissertation, Univ. of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Dash, H., & Sitharam, T. (2016). Effect of frequency of cyclic loading on liquefaction and dynamic properties of saturated sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), 487-492.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., and Drescher, A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique* 49(6), 835–840.
- DeGroot, D. J., Germaine, J. T., & Ladd, C. C. (1994). Effect of nonuniform stresses on measured DSS stress-strain behavior. *Journal of geotechnical engineering*, 120(5), 892-912.
- DeGroot, D. J., Ladd, C. C., and Germaine, J. T. (1992). "Direct simple shear testing of cohesive soils." Res. Report o. R92-18, Ctr. for Scientific Excellence in Offshore Engrg., Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge,
- Delisle, M. C., & Leroueil, S. (2000). Détection, à l'aide du piézocône, de zones ramollies dans des pentes argileuses et évaluation de leur comportement mécanique. Report GCT-2000I2007, Ministère des Transport du Québec, Université Laval, Québec.
- Demers, B. (1980). Résistance cyclique de l'argile de Grande Baleine [Master of Applied Science]. Université de Sherbrooke.
- Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R., & Soga, K. (2015). Large deformation finite element modeling of progressive failure leading to spread in sensitive clay slopes. *Géotechnique*, 65(8), 657-668.
- Dobry, R., & Vucetic, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. 577 Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
- Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., & Powell, D. (1982). Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. Building Science Series 138, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
- Doroudian, M., & Vucetic, M. (1995). A direct simple shear device for measuring small-strain behavior. *Geotechnical Testing Journal*, 18(1), 69-85.

- Drnevich, V. P. (1978). Resonant-column testing—Problems and solutions. In *Dynamic geotechnical testing*. ASTM International.
- Dyvik, R., & Suzuki, Y. (2018). Effect of Volume Change in Undrained Direct Simple Shear Tests. *Geotechnical Testing Journal*, 42(4), 1075-1082.
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., & Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Geotechnique*, 37(1), 3-10.
- Ebel, J. E. (2011). A new analysis of the magnitude of the February 1663 earthquake at Charlevoix, Quebec. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(3), 1024-1038.
- Elbeggo, D., Hussien, M. N., Ethier, Y., & Karray, M. (2019). Robustness of the P-RAT in the shear-wave velocity measurement of soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(5), 04019014.
- Ethier, Y. A. (2009). La mesure en laboratoire de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. Doctoral dissertation. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- GDS (2018). The GDS Resonant Column System Handbook. User's Manual. GDS Instruments Ltd.
- Ghayoomi, M., Suprunenko, G., & Mirshekari, M. (2017). Cyclic triaxial test to measure strain-dependent shear modulus of unsaturated sand. *International Journal of Geomechanics*, 17(9), 04017043.
- Graham, J., Crooks, J., & Bell, A. L. (1983). Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. *Géotechnique*, 33(3), 327-340.
- Grimard, L. P., Karray, M., James, M., & Aubertin, M. (2020). Consolidation characteristics of hydraulically deposited tailings obtained from shear wave velocity (V_s) measurements in triaxial and oedometer cells with piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT). *Canadian Geotechnical Journal*, 58(2), 281-294.
- Hamilton, E. L. (1971). Elastic properties of marine sediments. *Journal of geophysical research*, 76(2), 579-604.
- Hamouche, K. K., Leroueil, S., Roy, M., & Lutenecker, A. J. (1995). In situ evaluation of K_0 in eastern Canada clays. *Canadian geotechnical journal*, 32(4), 677-688.
- Hardin, B. O., & Black, W. L. (1969). Closure to "Vibration modulus of normally consolidated clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(6), 1531-1537.

- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (terzaghi lecture). *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 98(6), 603-624.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the Soil mechanics and Foundations Division*, 98(7), 667-692.
- Hardin, B. O., & Richart Jr, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), 33-65.
- Hardin, B., & Music, J. (1965). Apparatus for vibration of soil specimens during the triaxial test. In *Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*. ASTM International.
- Hashash, Y., Phillips, C., & Groholski, D. R. (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(4), 1-9.
- Hayat, Tahir Mahmood, (1992), 'The coefficient of earth pressure at rest', PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hussien, M. N., & Karray, M. (2015). Shear wave velocity as a geotechnical parameter: an overview. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(2), 252-272.
- Hussien, M. N., & Karray, M. (2020). Piezoelectric Ring-Actuator Technique: In-Depth Scrutiny of Interpretation Method. *Geotechnical Testing Journal*, 44(1).
- Isenhower, W. M. (1979). Torsional simple shear/resonant column properties of San Francisco Bay mud. *Ph. D. Thesis, The Univ. of Texas at Austin*.
- Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, 33(1), 182-191.
- Ishihara, K. (1996). "Soil behaviour in earthquake geotechnics." The Oxford engineering science series, No. 46, Oxford, England.
- Itasca (2017). *FLAC 2D: Fast Lagrangian analysis of continua, version 7.0. User's manual*, Itasca Consulting Group, Minneapolis.

- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., & Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundations*, 18(1), 39-56.
- Jardine, R. J. (1992). Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and foundations*, 32(2), 111-124.
- Javed, K. (2002). Strength of sensitive clay under cyclic loading. Doctoral dissertation. Concordia University, Quebec, Canada.
- Johnson, K. L., & Johnson, K. L. (1987). *Contact mechanics*. Cambridge university press.
- Kang, M. S., Watabe, Y., & Tsuchida, T. (2003, January). Effect of drying process on the evaluation of microstructure of clays using scanning electron microscope (SEM) and mercury intrusion porosimetry (MIP). In The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference. International Society of Offshore and Polar Engineers.
- Karray, M. (2000). Utilisation de l'analyse modale des ondes de Rayleigh comme outil d'investigation géotechnique in situ. Doctoral dissertation, Université de Sherbrook, Québec, Canada.
- Karray, M., & Chekired, M. (2019). Triaxial simple shear test: TxSS. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 92, p. 02014). EDP Sciences.
- Karray, M., Abdellaziz, M., Lashin, I. (2021). Effet of driving system on Hardin-Type resonant column. Submitted to the Canadian Geotechnical Journal.
- Karray, M., Ben Romdhan, M., Hussien, M. N., & Éthier, Y. (2015). Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT). *Canadian Geotechnical Journal*, 52(9), 1302-1317.
- Karray, M., Hussien, M. N., Delisle, M. C., & Ledoux, C. (2018). Framework to assess the pseudo-static approach for the seismic stability of clayey slopes. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Khashila, M., Hussien, M. N., Karray, M., & Chekired, M. (2018). Use of pore pressure build-up as damage metric in computation of equivalent number of uniform strain cycles. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(4), 538-550.
- Khashila, M., Hussien, M. N., Karray, M., & Chekired, M. (2020). Liquefaction resistance from cyclic simple and triaxial shearing: a comparative study. *Acta Geotechnica*, 1-19.
- Kim, D. S. (1991). Deformational characteristics of soils at small to intermediate strains from cyclic test. Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

- Kim, T. C., & Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(3), 371-389.
- Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and foundations*, 20(2), 45-60.
- Koseki, J., Kawakami, S., Nagayama, H., & Sato, T. (2000). Change of small strain quasi-elastic deformation properties during undrained cyclic torsional shear and triaxial tests of Toyoura sand. *Soils and Foundations*, 40(3), 101-110.
- Krahn, J. (2004). *Stability modeling with Slope/W. An Engineering Methodology: First Edition, Revision, 1*, 396.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering. In prentice–Hall international series in civil engineering and engineering mechanics*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.
- L'Ecuyer, N. (1998). *Stabilité sismique des talus naturels argileux*. Master thesis. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- La Rochelle, P. (1981). Limitations of direct simple shear test devices. In *Laboratory Shear Strength of Soil*. ASTM International.
- La Rochelle, P. L., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M., & Leroueil, S. (1981). Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1), 52-66.
- Ladd, C. C., & Edgers, L. (1972). *Consolidated-Undrained Direct-Simple Shear Tests on Saturated Clays* (No. Soils Pub-284). Massachusetts institute of Technology.
- Lamontagne, M., Halchuk, S., Cassidy, J. F., & Rogers, G. C. (2008). Significant Canadian earthquakes of the period 1600–2006. *Seismological Research Letters*, 79(2), 211-223.
- Lanzo, G., Pagliaroli, A., Tommasi, P., & Chiocci, F. L. (2009). Simple shear testing of sensitive, very soft offshore clay for wide strain range. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1277-1288
- Lanzo, G., Vucetic, M., & Doroudian, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), 1035-1042.

- Lashin, I., Hussien, M. N., Karray, M., & Chekired, M. (2018). Assessment of conventional interpretation methods of RC results based on 3D numerical simulations. *International Journal of Geomechanics*, 18(12), 04018160.
- Law, K. T. (1974). Analysis of embankments on sensitive clays [PhD, Thesis]. University of Western Ontario.
- Law, K. T., Craag, C. H., & Lee, C. F. (1985). Seismic soil behaviour under an earth dyke. In International conference on soil mechanics and foundation engineering. 11 (pp. 1853-1860).
- Lee, K. L. (1979). Cyclic strength of a sensitive clay of eastern Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1), 163-176.
- Lefebvre, G., & Pfendler, P. (1996). Strain rate and preshear effects in cyclic resistance of soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(1), 21-26.
- Lefebvre, G. (1981). Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(3), 420-442.
- Lefebvre, G., & Karray, M. (1998). New developments in in-situ characterization using Rayleigh waves. In *Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Alta* (pp. 4-7).
- Lefebvre, G., & LeBoeuf, D. (1987). Rate effects and cyclic loading of sensitive clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(5), 476-489.
- Lefebvre, G., & Poulin, C. (1979). A new method of sampling in sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1), 226-233.
- Lefebvre, G., Bozozuk, M., Philibert, A., & Hornych, P. (1991). Evaluating K_o in Champlain clays with hydraulic fracture tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(3), 365-377.
- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Hornych, P., & Tanguay, L. (1992). Slope failures associated with the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(1), 117-130.
- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Rahhal, M. E., Lacroix, A., Warde, J., & Stokoe II, K. H. (1994). Laboratory and field determinations of small-strain shear modulus for a structured Champlain clay. *Canadian geotechnical journal*, 31(1), 61-70.
- Leroueil, S., & Hight, D. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. *Characterisation and engineering properties of natural soils*, 1, 29-254.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., & Bouchard, R. (1985). Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159-180.

- Leroueil, S. (1997). Geotechnical characteristics of eastern Canada clays. In Proceedings of the international symposium on the characterization of soft marine clays (pp. 26-28).
- Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, 51(3), 197-243.
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467-488.
- Leroueil, S., Tavenas, F., & Bihan, J. P. L. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 681-705.
- Leroueil, Serge, Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L., & Rochelle, P. L. (1990). Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(5), 568-579.
- Leroueil, Serge, Tavenas, F., & Bihan, J.-P. L. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 681-705. <https://doi.org/10.1139/t83-076>
- Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., & Pedroni, S. (1997). Shear modulus and damping of soils. *Géotechnique*, 47(3), 603-617. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.3.603>
- LO PRESTI, D. C., Jamiolkowski, M., Pallara, O., & Cavallaro, A. (1996). Rate and creep effect on the stiffness of soils. 166-180.
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H. P., & Ouehb, L. (2011). Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1696-1712.
- Locat, A., Leroueil, S., Fortin, A., Demers, D., & Jostad, H. P. (2014). The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(4), 490-504.
- Locat, J. (2011). La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l'aide des mouvements de terrain. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(8), 1266-1286.
- Lunne, T., Berre, T., & Strandvik, S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rotterdam, Netherlands.
- Matešić, L., & Vucetic, M. (2003). Strain-rate effect on soil secant shear modulus at small cyclic strains. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(6), 536-549.
- Matsui, T., & San, K. C. (1992). Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and foundations*, 32(1), 59-70.

- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982). Ko-OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(6), 851-872.
- Mesri, G., & Hayat, T. M. (1993). The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian geotechnical journal*, 30(4), 647-666.
- Mesri, G., & Huvaj, N. (2007). Shear strength mobilized in undrained failure of soft clay and silt deposits. In *Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior* (pp. 1-22).
- Mesri, G., Shahien, M., & Feng, T. (1995). Compressibility parameters during primary consolidation. 1021-1037.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (Vol. 3). John Wiley & Sons New York.
- Mukabi, J., Tatsuoka, F., & Hirose, K. (1991). Effect of strain rate on small strain stiffness of kaolin in CU triaxial compression. 659-662.
- Mun, W., Teixeira, T., Balci, M., Svoboda, J., & McCartney, J. S. (2016). Rate effects on the undrained shear strength of compacted clay. *Soils and Foundations*, 56(4), 719-731.
- NBCC (2015). *National Building Code of Canada*. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada.
- Okur, D. V., & Ansal, A. (2007). Stiffness degradation of natural fine-grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(9), 843-854.
- Park, D., & Hashash, Y. M. (2008). Rate-dependent soil behavior in seismic site response analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4), 454-469.
- Park, T. K., & Silver, M. L. (1975). Dynamic triaxial and simple shear behavior of sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11347 Proceeding).
- Polito, C. P. (1999). The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils.
- Quigley, R. M. (1980). Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(2), 261-285.
- Rahhal, M. E. (1991). « Propriétés dynamiques et réponse sismique des dépôts argileux de l'est du Canada. » *Mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke.*
- Rasmussen, K. K. (2012). An investigation of monotonic and cyclic behaviour of Leda clay. Master thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario, Ontario, Canada.
- Richardson, A. M., & Whitman, R. V. (1963). Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay. *Geotechnique*, 13(4), 310-324.

- Richart, F. E., Woods, R. D., Hall, J. R., Jr. (1970). "Vibrations of soils and foundation." Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- Rix, G. J., & Meng, J. (2005). A non-resonance method for measuring dynamic soil properties. *Geotechnical Testing Journal*, 28(1), 1-8.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B., & III, W. D. D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 396-405.
- Saada, A. S., Fries, G., & Ker, C. C. (1983). An evaluation of laboratory testing techniques in soil mechanics. *Soils and foundations*, 23(2), 98-112.
- Santucci de Magistris, F., Koseki, J., Amaya, M., Hamaya, S., Sato, T., & Tatsuoka, F. (1999). A triaxial testing system to evaluate stress-strain behavior of soils for wide range of strain and strain rate. *Geotechnical Testing Journal*, 22(1).
- Sasanakul, I., & Bay, J. A. (2008). Stress integration approach in resonant column and torsional shear testing for soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(12), 1757-1762.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972). "A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites." Rep. No. EERC 72-12, University of California at Berkeley.
- Scholey, G. K., Frost, J. D., Presti, D. L., & Jamiolkowski, M. (1995). A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. *Geotechnical Testing Journal*, 18(2), 137-156.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*, 112(11), 1016-1032.
- Shi, B., Wu, Z., Inyang, H., Chen, J., & Wang, B. (1999). Preparation of soil specimens for SEM analysis using freeze-cutdrying. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(1), 1-7.
- Skempton, A. W., & Northey, R. D. (1952). The sensitivity of clays. *Géotechnique* 3(1), 30-53.
- Somerville, P. G., McLaren, J. P., Saikia, C. K., & Helmberger, D. V. (1990). The 25 November 1988 Saguenay, Quebec, earthquake: Source parameters and the attenuation of strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(5), 1118-1143.

- Stokoe, K. H., & Santamarina, J. C. (2000). Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. ISRM International Symposium.
- Stokoe, K., Darendeli, M., Andrus, R., & Brown, L. (1999). Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies. Proc., 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, Lisbon, Portugal, 811–845.
- SzilvÁgyi, Z., Hudacsek, P., & Ray, R. P. (2016). Soil shear modulus from resonant column, torsional shear and bender element tests. *International journal of GEOMATE*, 10(20), 1822-1827.
- Tatsuoka, F., Muramatsu, M., & Sasaki, T. (1982). Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test. *Soils and Foundations*, 22(2), 55-70.
- Tavenas, F., Flon, P., Leroueil, S. & Leblais, J. (1983). Remolding energy and risk of slide retrogression in sensitive clays. Proceedings of the symposium on slopes on soft clays, Linköping, Sweden, SGI Report No. 17, pp. 423–454.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons.
- Thakur, V., Nordal, S., Viggiani, G., & Charrier, P. (2017). Shear bands in undrained plane strain compression of Norwegian quick clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(1), 45-56.
- Vaid, Y., Robertson, P., & Campanella, R. (1979). Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1), 34-42.
- Vardanega, P. J., & Bolton, M. D. (2013). Stiffness of Clays and Silts : Normalizing Shear Modulus and Shear Strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(9), 1575-1589.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995). Interpretation of bender element tests. *Geotechnique*, 45(1), 149-154.
- Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical engineering*, 120(12), 2208-2228.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.
- Vucetic, M., & Tabata, K. (2003). Influence of soil type on the effect of strain rate on small-strain cyclic shear modulus. *Soils and foundations*, 43(5), 161-173.
- Vucetic, M., Lanzo, G., & Doroudian, M. (1998). Damping at small strains in cyclic simple shear test. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(7), 585-594.
- Vullo, V., 2014 Circular Cylinders and Pressure Vessels: Stress Analysis and Design, Springer

- Warde, J. (1989). Propriétés dynamiques de quelques sols cohésifs de l'Est du Canada. Master thesis. Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- Wong, R. T. (1971). Deformation characteristics of gravels and gravelly soils under cyclic loading conditions. University of California, Berkeley.
- Yamashita, S., & Toki, S. (1994). Cyclic deformation characteristics of sands in triaxial and torsional tests. In *International symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials* (pp. 31-36).
- Yong, R. N., & Silvestri, V. (1979). Anisotropic behaviour of a sensitive clay. *Canadian geotechnical journal*, 16(2), 335-350.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4), 297-313.
- Zergoun, M., & Vaid, Y. (1994). Effective stress response of clay to undrained cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 714-727.
- Zhang, J., Andrus, R. D., & Juang, C. H. (2005). Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(4), 453-464.

Annexe : Courbes du coefficient sismique $k_h(z)$ en surface

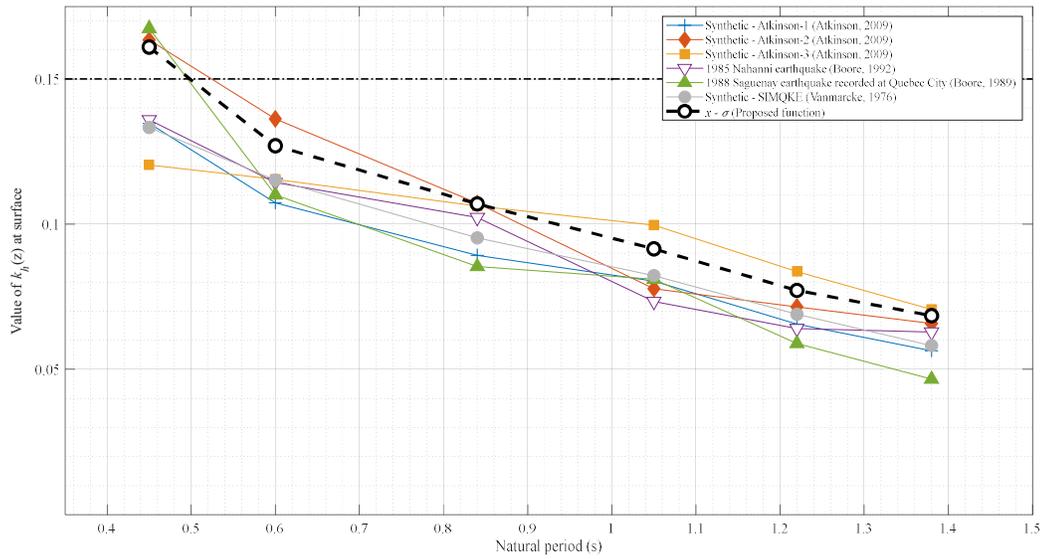


Figure C.1 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

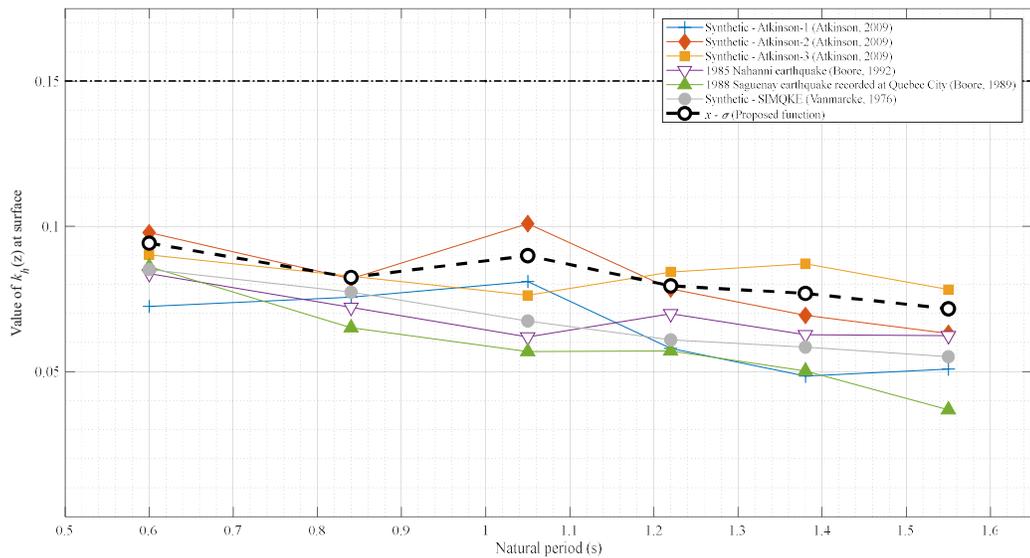


Figure C.2 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

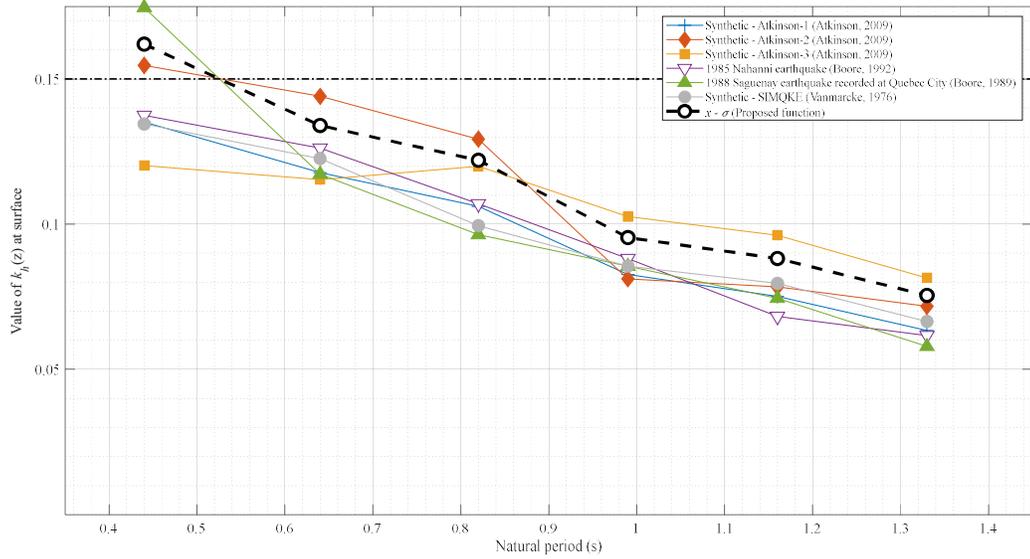


Figure C.3 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =5 m et $\Delta S_u=2,0$ kPa/ m

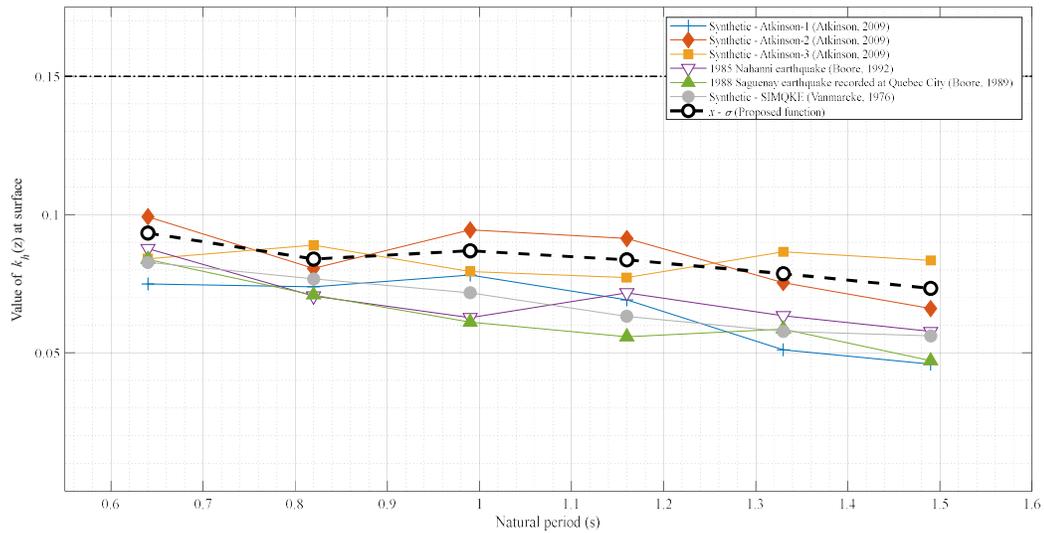


Figure C.4 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =10 m et $\Delta S_u=2,0$ kPa/ m

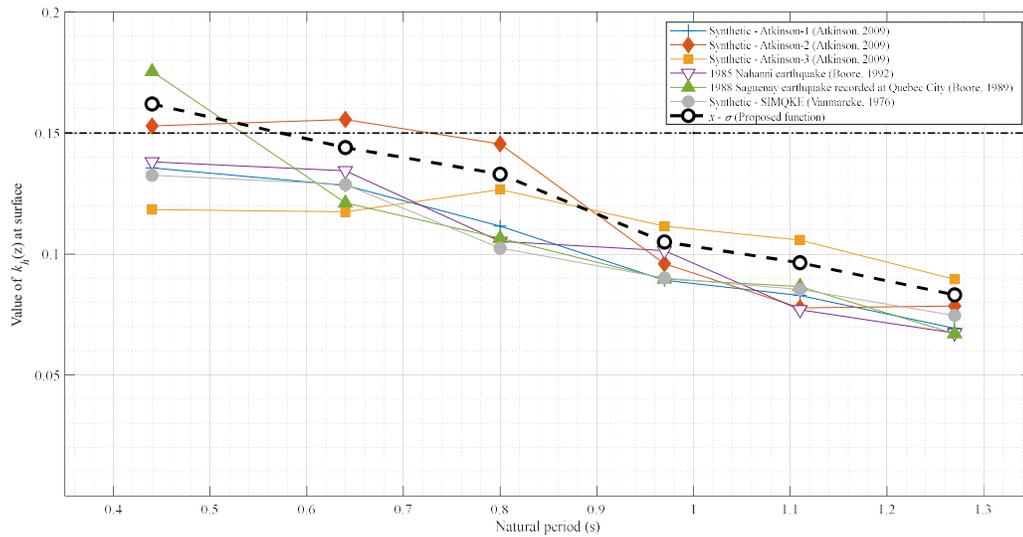


Figure C.5 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/ m

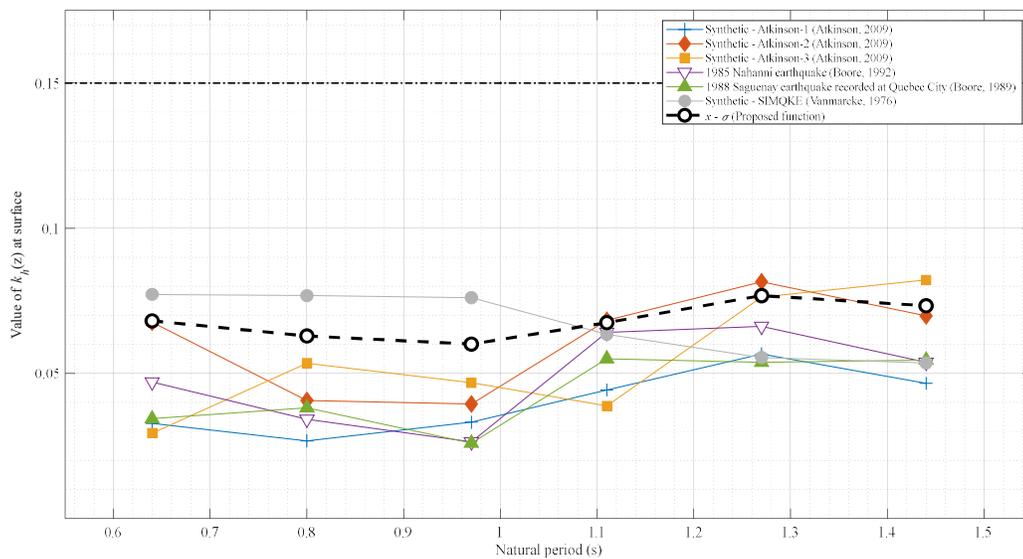


Figure C.6 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 1,75H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/ m

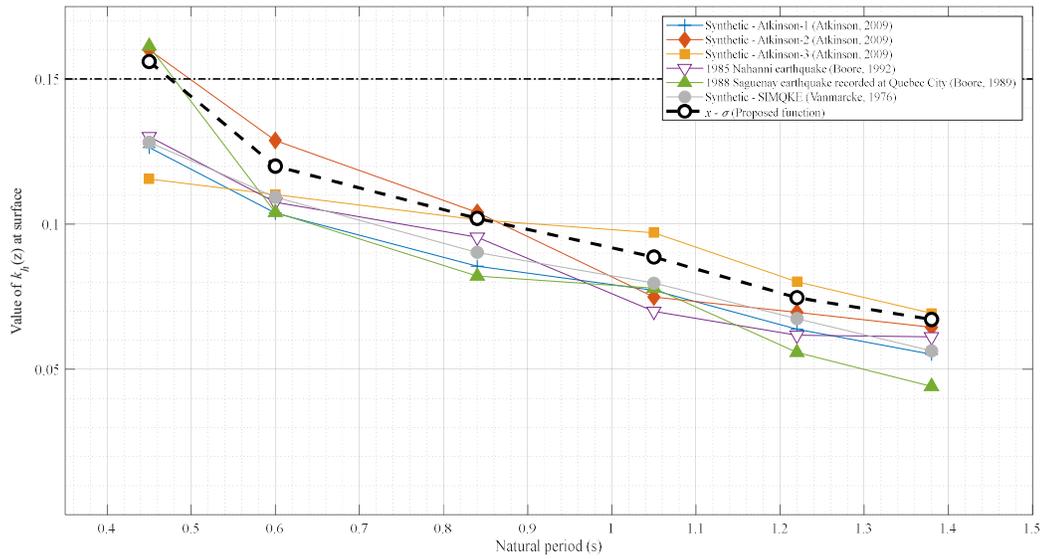


Figure C.7 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

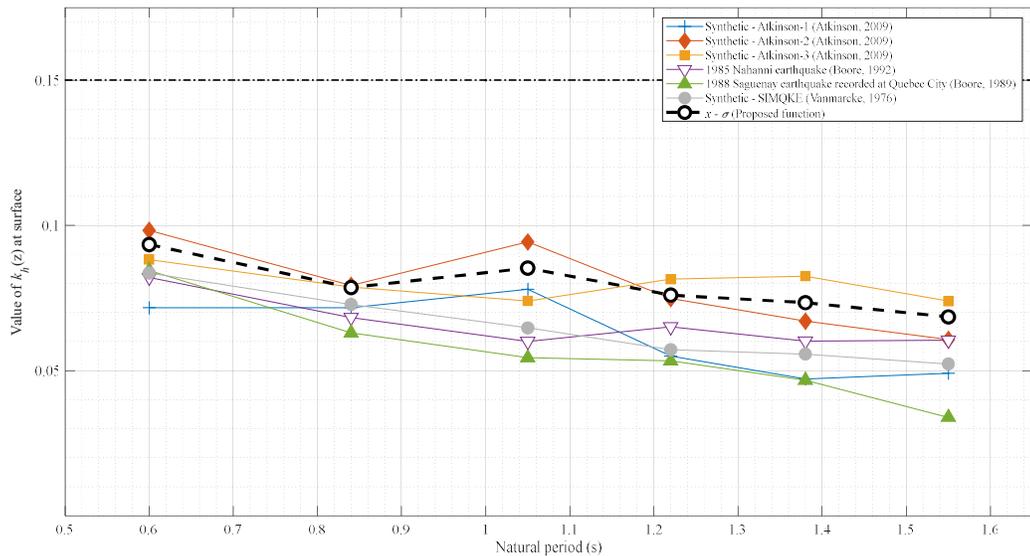


Figure C.8 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

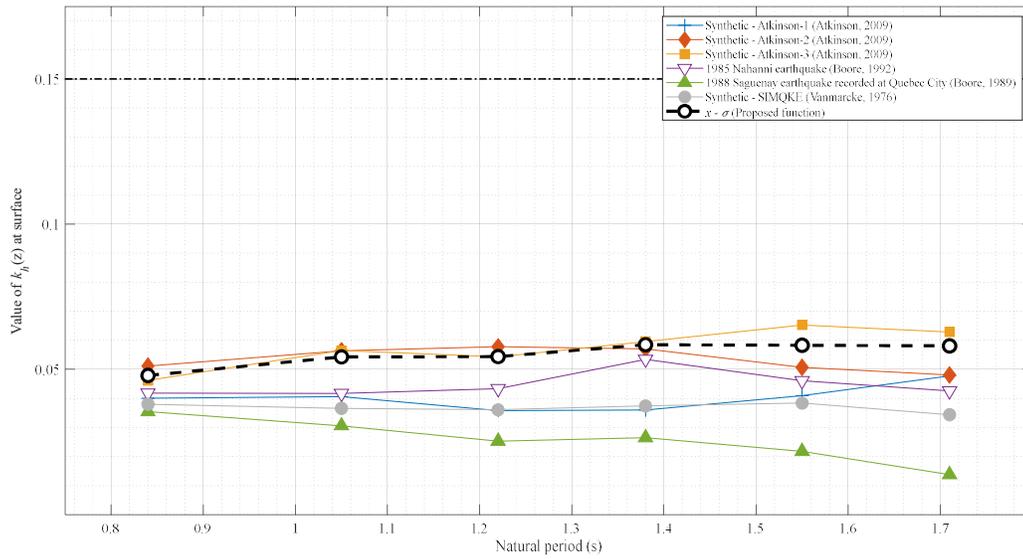


Figure C.9 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =15 m et $\Delta S_u=1,5$ kPa/ m

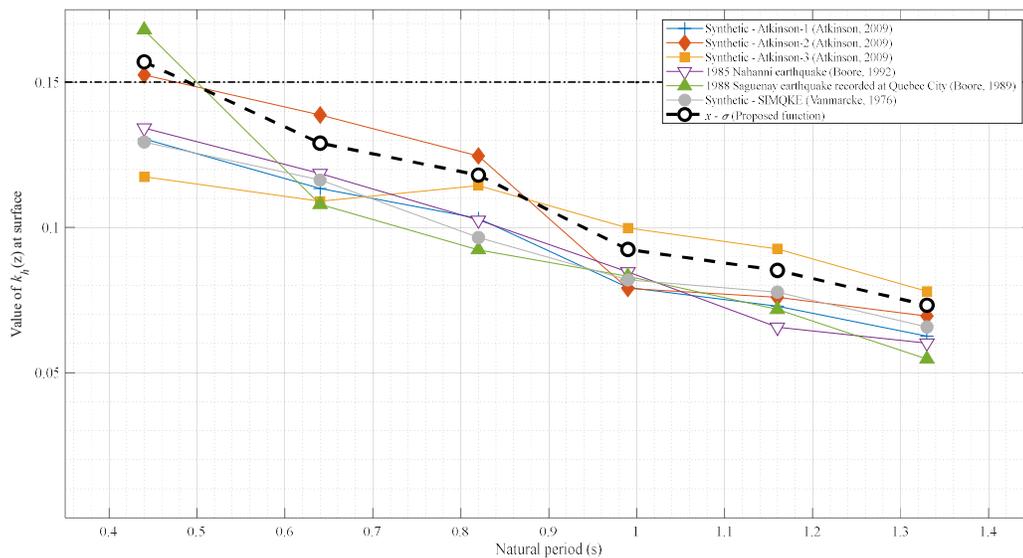


Figure C.10 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =5 m et $\Delta S_u=2,0$ kPa/ m

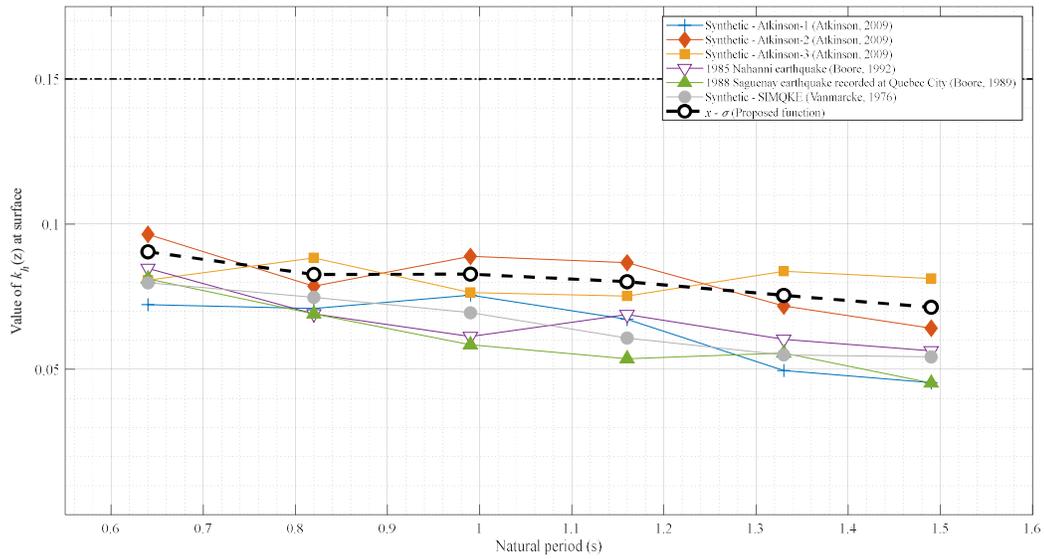


Figure C.11 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =10 m et $\Delta S_u=2,0$ kPa/ m

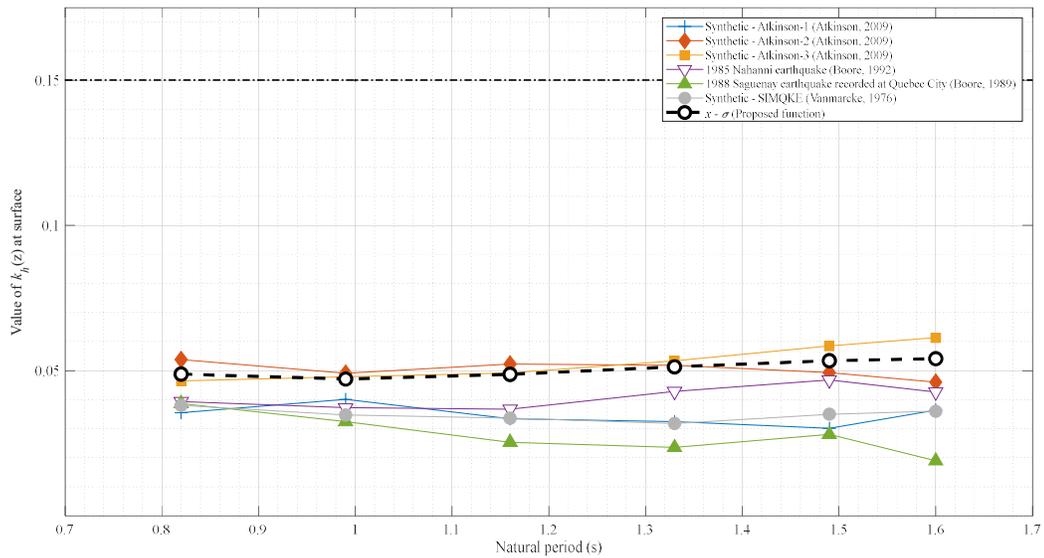


Figure C.12 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =15 m et $\Delta S_u=2,0$ kPa/ m

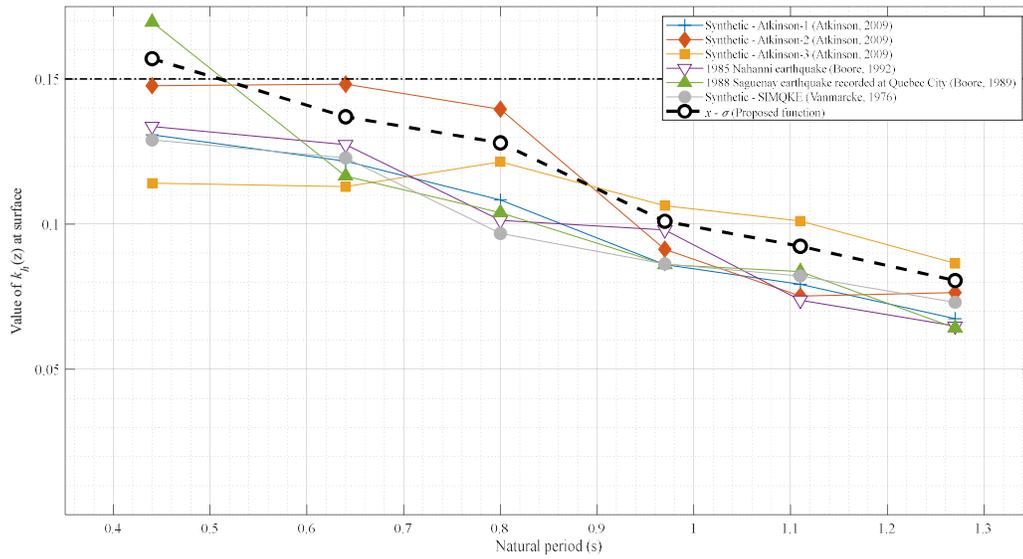


Figure C.13 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =5 m et $\Delta S_u=2,5$ kPa/ m

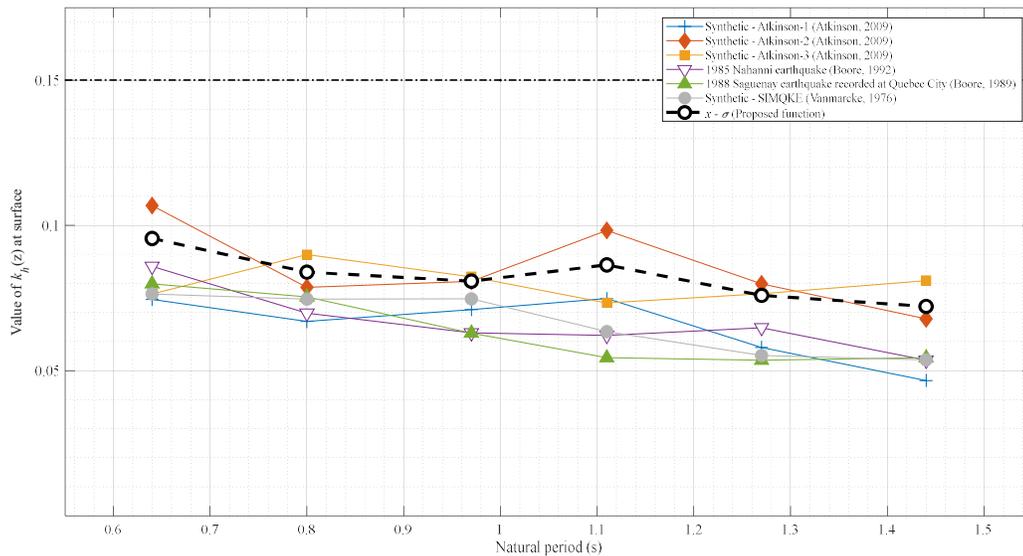


Figure C.14 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =10 m et $\Delta S_u=2,5$ kPa/ m

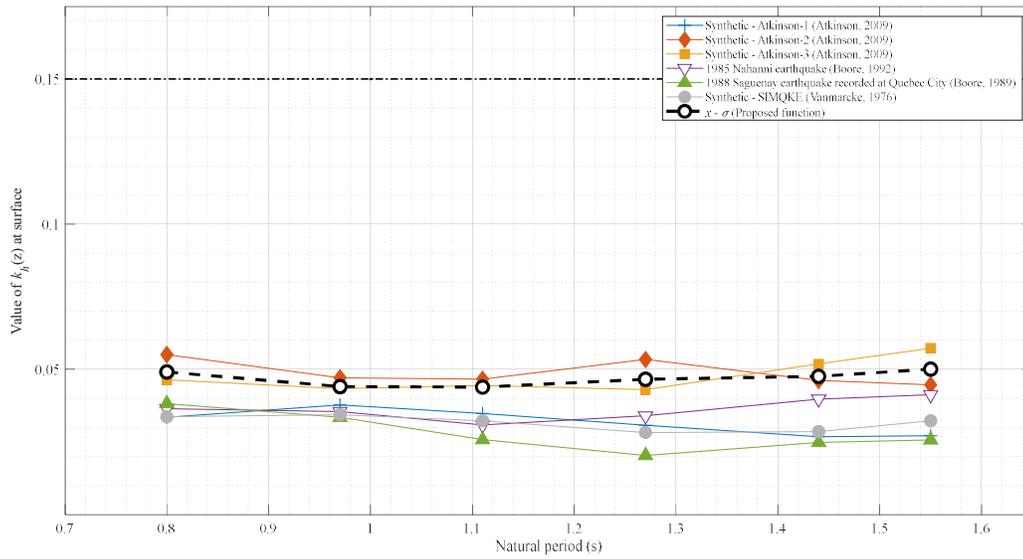


Figure C.15 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 2H : 1V, HS =15 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/ m

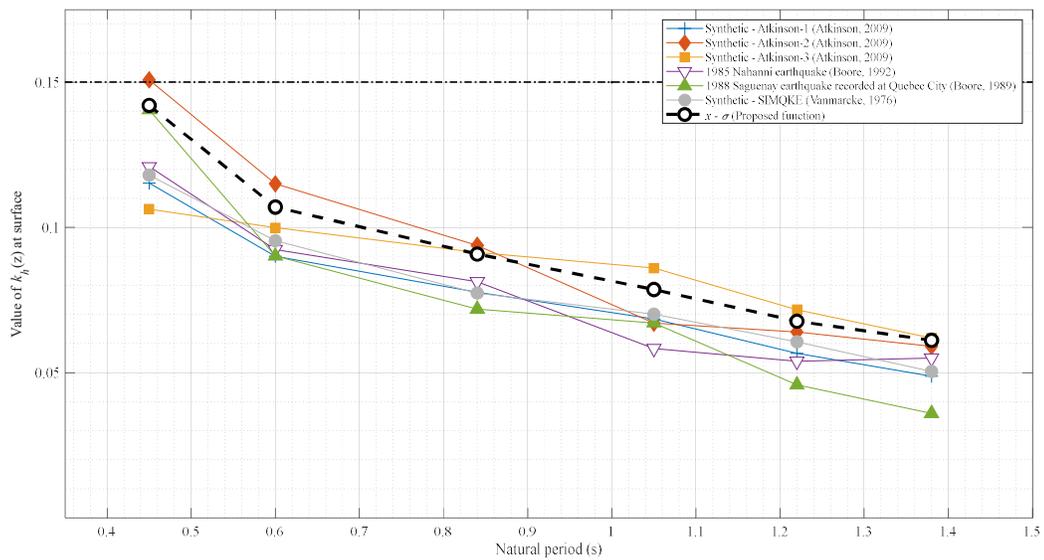


Figure C.16 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

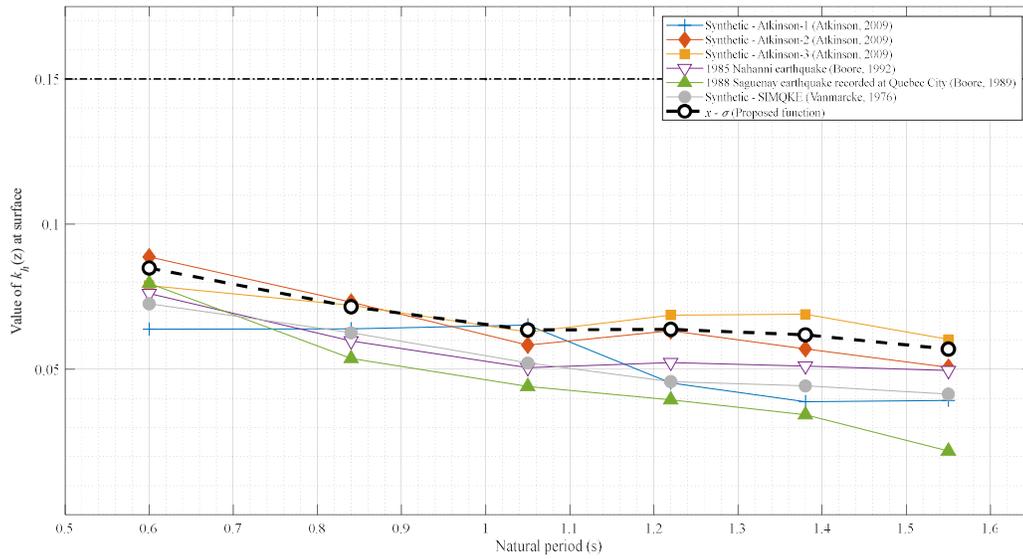


Figure C.17 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

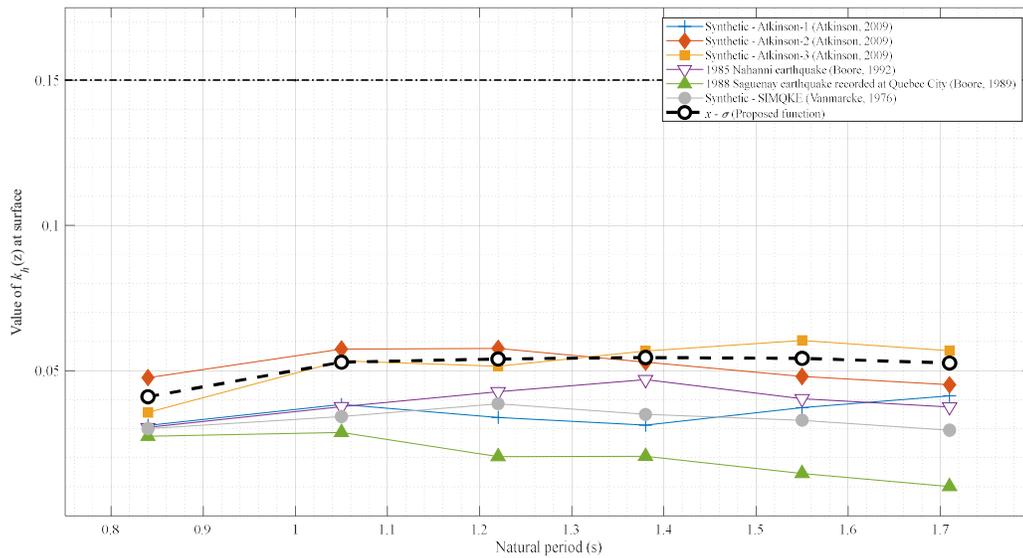


Figure C.18 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =15 m et $\Delta Su=1,5$ kPa/ m

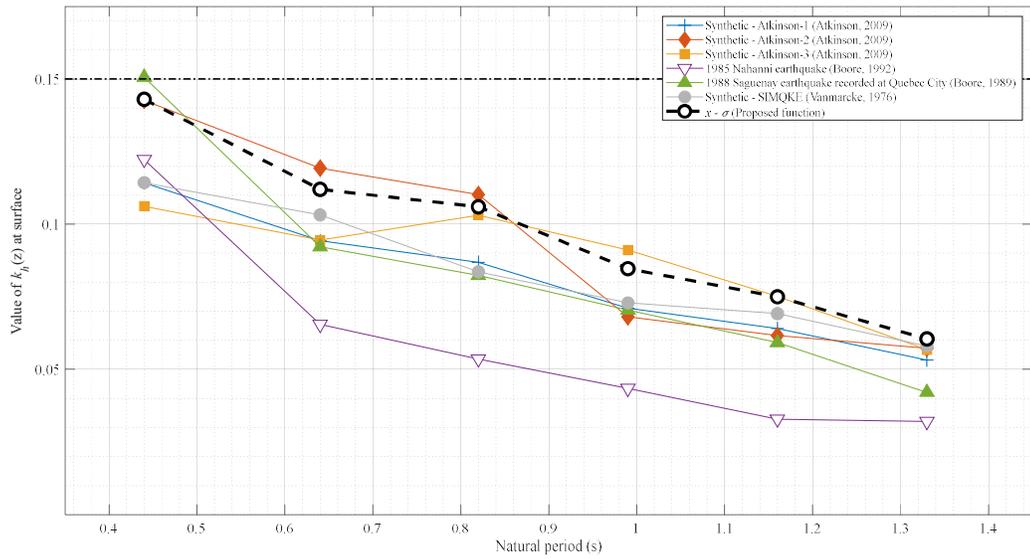


Figure C.19 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=2,0$ kPa/ m

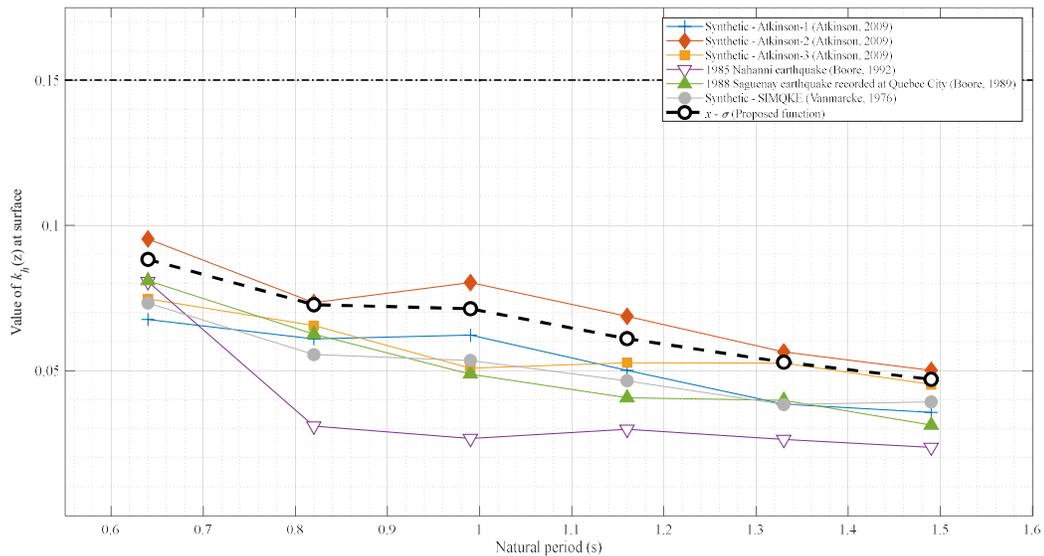


Figure C.20 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=2,0$ kPa/ m

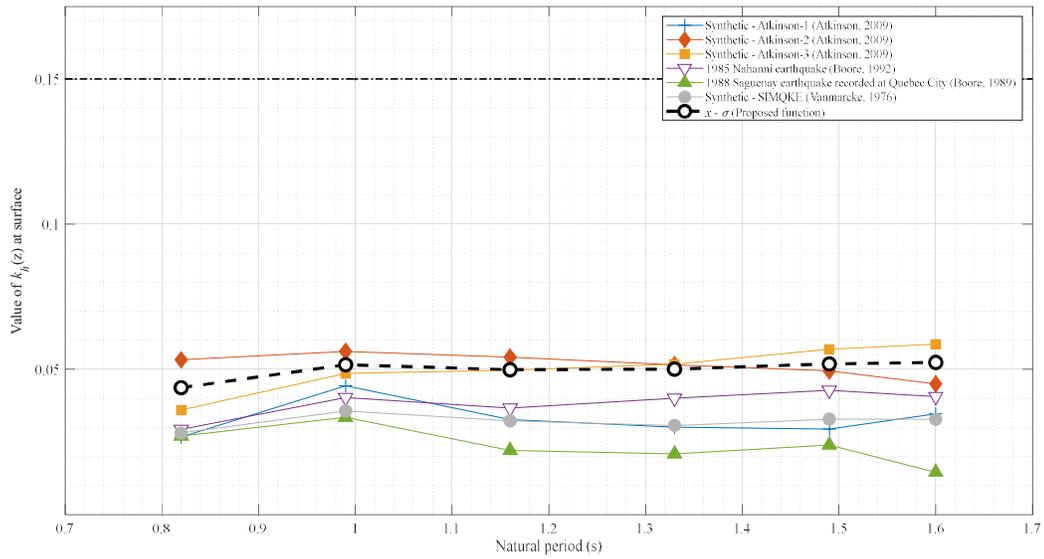


Figure C.21 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =15 m et $\Delta Su=2,0$ kPa/ m

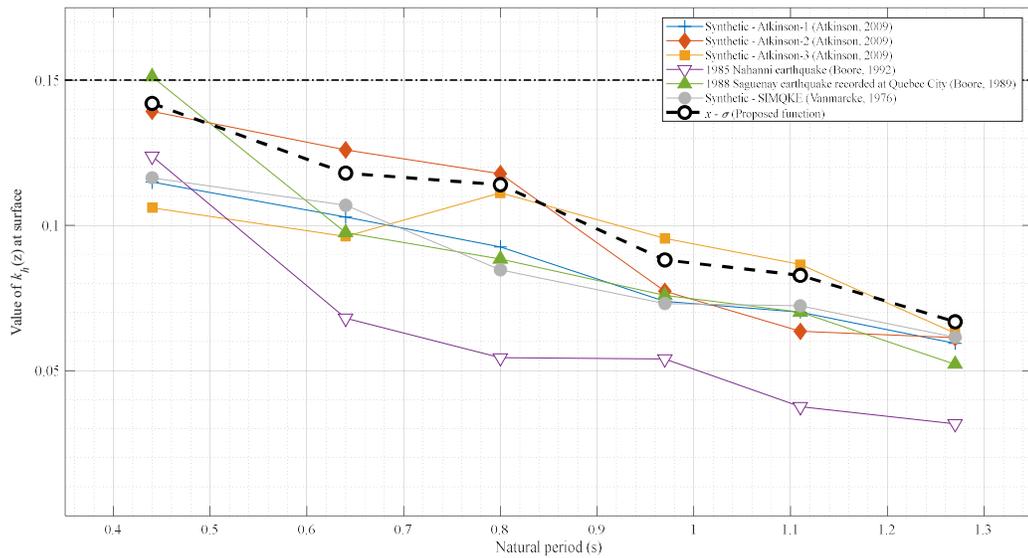


Figure C.22 Valeur de $k_h(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =5 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/ m

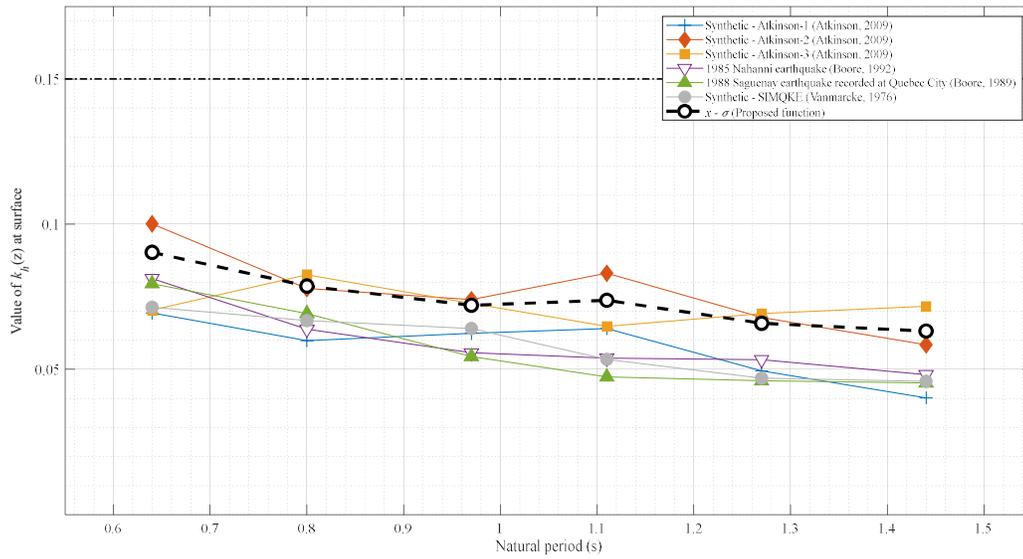


Figure C.23 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =10 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/ m

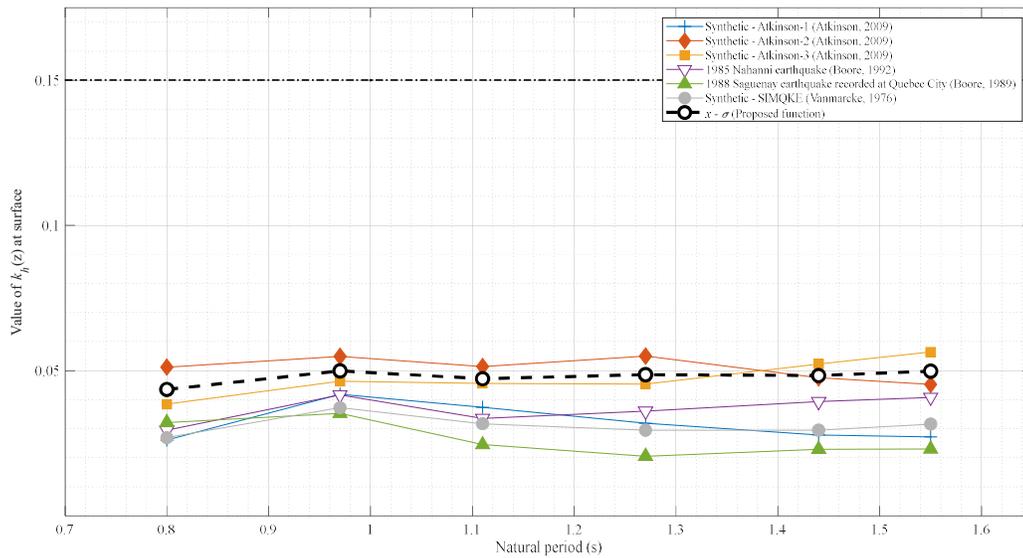


Figure C.24 Valeur de $kh(z)$ à la surface pour la pente de 3H : 1V, HS =15 m et $\Delta Su=2,5$ kPa/m