DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE POUR L'ANALYSE DE LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES TALUS ARGILEUX

SECTION GÉOTECHNIQUE
ET DYNAMIQUE DES SOLS

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE | *Voir au futur*

DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE POUR L'ANALYSE DE LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES TALUS ARGILEUX

Rapport final

Geo-02-17

Mourad Karray, Fady Ghobrial,

Mohamed Souilem et Mahmoud Nasser

Département de génie civil et génie du bâtiment

Université de Sherbrooke

Présenté à :

DIRECTION DU LABORATOIRE DES CHAUSSÉES

SERVICE DE LA GÉOTECHNIQUE ET DE LA GÉOLOGIE

MINISTÈRE DES TRANSPORTS, DE LA MOBILITÉ DURABLE ET DE L'ÉLECTRIFICATION DES TRANSPORTS

930, Chemin Sainte-Foy, 5e étage

Québec (Québec), G1S 4X9

Mars 2017

AVANT-PROPOS

Ce document constitue le rapport final dans le cadre du projet de recherche « ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR DES DÉPÔTS D'ARGILE -PHASEII », selon le contrat intervenu entre le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (Projet R673.2) et l'Université de Sherbrooke.

Ce rapport a été réalisé à l'Université de Sherbrooke par Fady Ghobrial, Mohamed Souilem, Mahmoud Nasser et Mourad Karray, professeur au département de génie civil. Le responsable du projet au Ministère des Transports du Québec est madame Marie-Christine Delisle, ingénieure au Service géotechnique et géologie.

Ce rapport fait état des travaux effectués dans cadre de cette étude :

1. Synthèse de la littérature sur l'effet de l'indice de plasticité et de la sensibilité sur le comportement dynamique des argiles (dégradation et amortissement).
2. Développement de programme de calcul basé sur le calcul à l'équilibre limite pour l'implantation de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale dans un logiciel commercial et la comparaison avec les résultats des simulations numériques.
3. Réalisation de simulations en utilisant les mêmes cas considérés dans la phase I et en faisant varier les courbes de dégradation en fonction de l'indice de plasticité et de la sensibilité. Réalisation de simulations avec des variations différentes de l'augmentation de Su avec la profondeur.
4. Analyse des cas sélectionnés et adaptation de la méthode Pseudo-statique sur les cas étudiés. Proposition d'une fonction qui tient compte de l'effet de Ip et de la zone sismique.
5. Examen de l'efficacité de la méthode en cas de l'ajout d'une berme.
6. Développement de ou des algorithmes pour l'implantation de la méthode pseudo-statique dans un logiciel de calcul de stabilité conventionnel (exemple : SVSlope).
7. Émission d'un rapport sur la première phase de l'étude (bibliographie, résultats d'essais au laboratoire et étude de cas).

Dans l'ensemble, les objectifs définis dans cette étude ont été atteints et même dépassés. La méthode est maintenant disponible dans le logiciel SVSlope (SoilVision). Les paramètres de calcul du coefficient pseudo-statique ont été établis et peuvent être utilisés pour différentes pentes, épaisseur du dépôt, zone sismique et indice de plasticité. Il a aussi été démontré que l'ajout d'une berme améliore la performance sismique d'une pente.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 INTRODUCTION..... 1.1

CHAPITRE 2 ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE ET VALIDATION DE L'APPROCHE D'ANALYSE 2.1
2.1 Généralité 2.1
2.2 Modélisation numérique 2.6
2.3 Validation de l'approche d'analyse 2.8
2.4 Analyses statique, pseudo-statique et dynamique – base de comparaison 2.18
2.5 Conclusion 2.23

CHAPITRE 3 DEVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE ET ÉTABLISSEMENT DU COEFFICIENT PSEUDO-STATIQUE POUR LA ZONE 4 3.1
3.1 Coefficient pseudo-statique variable $k_h(z)$ 3.2
3.1.1 Modélisation numérique 3.2
3.1.2 Analyses numériques 3.5
3.1.3 Analyse statique 3.6
3.1.4 Analyse dynamique 3.7
3.2 Développement de la méthode pseudo-statique spectrale 3.15
3.2.1 Base du développement du coefficient pseudo-statique variable $k_h(z)$ 3.15
3.2.2 Fiabilité de la méthode pseudo-statique spectrale – surface de rupture 3.18
3.2.3 Variation de la fonction $k_h(z)$ 3.28
3.2.4 Effet de la variation de l'augmentation de Su 3.29
3.2.5 Effet de l'épaisseur du dépôt et de la rigidité 3.34
3.3 Discussion 3.38
3.4 Conclusion 3.41

CHAPITRE 4 INTEGRATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE À L'ANALYSE PAR ÉQUILIBRE LIMITE – SVSLOPE (SOILVISION) 4.1
4.1 Validation du programme développé – Analyse statique 4.6
4.2 Méthode pseudo-statique 4.10
4.3 Méthode pseudo-statique spectrale 4.13
4.4 Implantation de la méthode pseudo-statique spectrale dans le logiciel SVSlope (SoilVision) 4.16
4.5 Conclusion 4.20

CHAPITRE 5 ÉTABLISSEMENT D'UNE FONCTION POUR TENIR COMPTE DE L'EFFET DE L'INDICE DE PLASTICITÉ 5.1
5.1 Introduction et mise en contexte 5.1
5.2 Étude paramétrique 5.2
5.3 Profil de rigidité et courbes de dégradation 5.6
5.3.1 Modèle initial ΔSu=5kPa/5m 5.6
5.3.2 Modèles ΔSu=1,5 kPa/m, 2kPa/m et 2,5 kPa/m 5.7

5.4 Présentation des résultats des analyses dynamiques 5.9
5.4.1 Modèle initiale ΔSu = 5kPa/5m 5.9
5.4.2 Effet de l'indice de plasticité sur la surface de rupture – validité de la méthode 5.12
5.4.3 Effet de la variation de ΔSu 5.14
5.5 Conclusion 5.28

CHAPITRE 6 VARIATION DU COEFFICIENT PSEUDO-STATIQUE EN FONCTION DE LA ZONE SISMIQUE 6.1
6.1 Introduction et mise en contexte 6.1
6.2 Sollicitations sismiques 6.3
6.3 Présentation des résultats 6.8
6.3.1 Variation du coefficient pseudo-statique avec la zone sismique (ΔSu=5 kPa/5m) 6.8
6.3.2 Variation de la surface de rupture avec la zone sismique 6.11
6.2.3 Variation des propriétés du dépôt et de l'indice de plasticité 6.11
6.4 Conclusion 6.19

CHAPITRE 7 COURBES DE DEGRADATION G/Gmax DES ARGILES SENSIBLES DU QUÉBEC 7.1
7.1 Mise en contexte 7.1
7.2 Généralité 7.1
7.3 Sols testés 7.2
7.3.1 St-Adelphe 7.3
7.3.2 St-Hilaire 7.3
7.3.3 Île Perrot 7.4
7.3.4 Rivière des Prairies 7.4
7.3.5 Site de Carignan (Sorel-Tracy) 7.4
7.3.6 Site de Québec 7.4
7.3.7 Site de Montréal 7.5
7.4 Essais de consolidation avec mesure de V_s 7.6
7.4.1 Méthodologie des essais de consolidation-V_s 7.6
7.4.2 Résultats des essais de consolidation-V_s 7.7
7.5. Essais G/G_{max} à l'aide du TxSS 7.10
7.5.1 Méthodologie des essais TxSS 7.10
7.4 Résultats des essais TxSS 7.12
7.5. Discussion et recommandations 7.14

CHAPITRE 8 EFFET D'UNE BERME SUR LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES TALUS ARGILEUX 8.1
8.1 Vérification avec le logiciel SVSlope (SoilVision) 8.3
8.2 Conclusion 8.9

CHAPITRE 9 CONCLUSION 9.1
9.1 conclusion 9.1
9.2 Méthodologie à suivre pour les ingénieurs 9.2

RÉFÉRENCES

Annexe 1 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques
Annexe 2 Courbes de déplacement relatives des analyses pseudo-statiques spectrales et dynamiques
Annexe 3 Comparaison avec la méthode pseudo-statique à coefficient constant

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Modèle numérique utilisé dans le développement de la méthode pseudo-statique spectrale	2.7
Figure 2.2	Modèle utilisés pour valider l'approche d'analyse adoptée dans cette étude	2.10
Figure 2.3	Comparaison entre les déformations expérimentales et ceux obtenues numériquement à l'aide de FLAC	2.12
Figure 2.4	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – chargement monotone	2.14
Figure 2.5	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques des modèles de laboratoire pour un chargement sinusoïdal	2.15
Figure 2.6	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques des modèles de laboratoire pour un chargement sismique (RedWood)	2.16
Figure 2.7	Comparaison des accélérations maximales en surface mesurées et calculées	2.17
Figure 2.8	Comparaison entre les déformations observées suite à l'application du séisme de Redwood et les contours de déformations déterminés par simulations numériques	2.18
Figure 2.9	Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – analyse statique	2.20
Figure 2.10	Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – Analyse pseudo-statique	2.22
Figure 2.11	Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – Analyse dynamique	2.24
Figure 3.1	Définition des termes utilisés dans les analyses numériques et l'équation	3.3
Figure 3.2	Variation de la pression interstitielle durant des essais cycliques sur des argiles en fonction de la distorsion du nombre de cycles et du degré de sur-consolidation (d'après Matasovic et Vucetic, 1995)	3.9
Figure 3.3	Modèle de comportement utilisé dans les analyses dynamiques	3.9
Figure 3.4	Comparaison entre les courbes de dégradation et du taux d'amortissement du modèle SIG4 utilisé et celles proposées par Vucetic et Dobry, 1991 pour un indice de plasticité de 30	3.10
Figure 3.5	Spectre des accélérogrammes compatibles avec la séismicité de la région de Québec utilisé dans les analyses dynamiques	3.11
Figure 3.6	Accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques pour une pente de 1.75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 30 m de hauteur	3.12

Figure 3.7 Variation de la distorsion (plastification) à l'intérieur de la pente en fonction de l'accélérogramme utilisé dans l'analyse dynamique et comparaison des surfaces de rupture avec celle obtenue par l'accélérogramme SIMQKE 3.13

Figure 3.8 Section où le profil d'accélération spectrale a été déterminé: haut de la pente, milieu de la pente, bas de la pente, la distance médiane entre le haut de la pente et la limite verticale du modèle et la distance médiane entre le bas de la pente et l'autre limite verticale 3.15

Figure 3.9 Profils d'accélération spectrale aux cinq sections par rapport à la variation proposée du coefficient pseudo-statique pour la pente 1.75: 1: (a) les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle de chaque section; b) les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle dominante de tout le dépôt (0,746) 3.16

Figure 3.10 Profils d'accélération spectrale aux cinq sections par rapport à la variation proposée du coefficient sismique pour la pente 3: 1: (a) Les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle de chaque section; b) Les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle dominante de tout le dépôt (0,741) 3.17

Figure 3.11 Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 1.75:1 – cas de H_p=5 m) 3.20

Figure 3.12 Surfaces de rupture pour les différents épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 1.75:1 – cas de Hp=10 m). 3.21

Figure 3.13 Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=5 m). 3.22

Figure 3.14 Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=10 m) 3.23

Figure 3.15 Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=15 m). 3.24

Figure 3.16 Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 6:1 – cas de Hp=5 m). 3.25

Figure 3.17 Surfaces de rupture pour les différents épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 6:1 – cas de Hp=10 m). 3.26

Figure 3.18 Surfaces de rupture pour les différents épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=10 m). 3.27

Figure 3.19 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V) et pour une hauteur de la pente de 5 m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.4 3.30

Figure 3.20 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V) et pour une hauteur de la pente de 10 m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.4 3.31

Figure 3.21 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V) et pour une hauteur de la pente de 15 m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.4 3.32

Figure 3.22 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les deux pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H) et pour une hauteur de la pente de 5 et 10 m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30, pour une zone sismique 4 et une variation de Su de 1,5 kPa/m. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.5 3.33

Figure 3.23 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période de la épaisseur du dépôt pour les deux pentes (1,75H :1V, 3V :1H) a) facteur vitesse de 0,5 et b) facteur vitesse de 1.5 3.35

Figure 3.24 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle du dépôt pour les deux pentes (1,75H :1V, 3V :1H) pour tous les cas de facteur de V_s considérés 3.36

Figure 3.25 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) pour les dépôts d'épaisseurs supérieures à 30 m 3.37

Figure 3.26 Schématisation du mouvement de la masse potentiellement instable. a) Faible fréquence (grande longueur d'onde); b) Haute fréquence (courte longueur d'onde). 3.38

Figure 3.27 Relation entre la longueur de la surface de rupture et la longueur d'onde 3.39

Figure 3.28 Différents modes de vibration qui affectent le coefficient pseudo-statique 3.40

Figure 4.1 Analyse par équilibre limite en conditions non drainées (Su constante) 4.2

Figure 4.2 Analyse par équilibre limite en conditions non drainées (*Su* variable) 4.3

Figure 4.3 Principe de l'analyse par équilibre limite pour tenir compte de la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur 4.4

Figure 4.4 Programme de calcul construit pour tester la méthode pseudo-statique Spectrale 4.5

Figure 4.5 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 10 m 4.7

Figure 4.6 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et par analyse à l'équilibre limite – Pente 3H:1V, hauteur de 10 m 4.8

Figure 4.7 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et par analyse à l'équilibre limite – Pente 6H :1V, hauteur de 10 m 4.9

Figure 4.8 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique classique (k_h=0,15) d'une pente de 1,75H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m 4.11

Figure 4.9 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse pseudo-statique avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m. 4.12

Figure 4.10 Surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses pseudo-statique SVSlope avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m (Δcu= 1.5kPa/m) 4.12

Figure 4.11 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique classique (k_h=0,15) d'une pente de 3H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m 4.13

Figure 4.12 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse pseudo-statique avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 3H :1V, d'une hauteur de 10 m -épaisseur du dépôt de 20 m 4.14

Figure 4.13 Surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses pseudo-statique SVSlope avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 3H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m (Δcu= 1.5kPa/m) 4.14

Figure 4.14 a) Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique spectrale ($k_{h\text{surface}}$=0.15) d'une pente de 1.75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 20 m d'épaisseur 4.15

Figure 4.15 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses dynamiques (FLAC7) et celles obtenues par analyse pseudo-statique spectrale avec $k_h(z)$ variable à l'aide de l'équilibre limite – Pente 1.75H :1V, hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m. 4.16

Figure 4.16 a) Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique spectrale ($k_{h\text{surface}}$=0.15) d'une pente de 1,75H:1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 20 m d'épaisseur 4.17

Figure 4.17 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses dynamiques (FLAC7) et celles obtenues par analyse pseudo-statique spectrale avec $k_h(z)$ variable à l'aide de l'équilibre limite – Pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m. 4.17

Figure 4.18 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 1,75H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m. 4.18

Figure 4.19 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 1,75H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m. 4.18

Figure 4.20 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 3H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m. 4.19

Figure 4.21 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 3H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m. 4.21

Figure 5.1 Variation des courbes de dégradation du module (a) et taux d'amortissement équivalents (b) en fonction de l'indice de plasticité (d'après Zhang, J. et al. (2005) et Vucetic et Dobry (1991) 5.2

Figure 5.2 a) Spectre d'accélération au rocher pour les villes de Québec et de Montréal ainsi que celui de l'accélérogramme utilisé dans l'analyse, b) signal sismique Utilisé 5.4

Figure 5.3 Profils de résistance au cisaillement utilisés dans les analyses dynamiques 5.5

Figure 5.4 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérées dans cette étude dans les cas ΔSu=5kPa/5m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 5.7

Figure 5.5 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérées dans cette étude dans les cas ΔSu=1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m et pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 5.8

Figure 5.6 Modèle de comportement adopté dans FLAC pour simuler le comportement des sols constituants le talus et le dépôt. 5.9

Figure 5.7 Déplacement relatif de la pente 1,75H :1V, hauteur de pente de 10 m et épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 (ΔSu = 5kPa/5m). 5.10

Figure 5.8 Déplacement résiduel de la pente 1,75H :1V, hauteur de pente de 10 m et épaisseur de dépôt de 20 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 (ΔSu = 5kPa/5m). 5.13

Figure 5.9 Variation du coefficient de sécurité normalisé par celui obtenu pour un indice de plasticité de 30 des talus de 1.75H :1V et 3H :1V de 10 m de hauteur en fonction de l'indice de plasticité (ΔSu = 5kPa/5m). 5.13

Figure 5.10 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40. 5.15

Figure 5.11 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 20 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40. 5.16

Figure 5.12 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de

10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 20 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40. 5.17

Figure 5.13 Déplacement relatif de la pente 1,75H :1V, H_p de 10 m et épaisseur de dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 (ΔSu = 1,5 kPa/m) 5.20

Figure 5.14 Déplacement résiduel de la pente 3H:1V, H_p de 10 m et épaisseur de dépôt de 20 m pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 (ΔSu =2,5 kPa/m) 5.20

Figure 5.15 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales (k_h(z)=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec une épaisseur du dépôt de 10 m et ΔSu = 1,5kPa/m, b) Ip = 0, c) Ip=15 d) Ip=30; e) Ip=50 et f) Ip=100. 5.21

Figure 5.16 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales (k_h(z)=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de 10 m de hauteur avec une épaisseur du dépôt de 20 et ΔSu = 2,5kPa/m, b) Ip=0, c) Ip=15 d) Ip=30, e) Ip=50 et Ip=100. 5.22

Figure 5.17 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 1.5 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5. 5.17

Figure 5.18 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 2 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5. 5.26

Figure 5.19 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 2,5 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5. 5.27

Figure 6.1 Carte pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique produite par le centre d'expertise hydrique du Québec 6.2

Figure 6.2 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Sherbrooke, Victoriaville, Val-D'Or, Rouyn et La-Tuque et celui de l'accélérogramme utilisé (zones 2 selon les spectres de la commission géologique) 6.6

Figure 6.3 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Québec, Montréal et Chicoutimi et celui de l'accélérogramme utilisé dans les analyses des zones 3 et 4 6.7

Figure 6.4 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Tadousac et St-Georges de Cacouna et celui de l'accélérogramme utilisé dans les analyses de la zone 5 6.7

Figure 6.5 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=10). 6.9

Figure 6.6 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=20). 6.9

Figure 6.7 Déplacement relatif : pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip= 30) 6.10

Figure 6.8 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=40) 6.10

Figure 6.9 Variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient pseudo-statique suggéré par la carte du centre d'expertise hydrique du Québec 6.12

Figure 6.10 Variation du coefficient de sécurité en fonction des accélérations spectrales à une période de 0,9 sec des séismes utilisés 6.12

Figure 6.11 Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques et celle obtenue à l'aide de l'analyse pseudo-statique spectrale ($k_h(z)$=variable) dans les zones 2 à 5 – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, épaisseur du dépôt de 10 et I_p de 10 (ΔSu = 5 kPa/5m) 6.13

Figure 6.12 Déformation relative: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m (ΔSu =1,5 kPa/m) en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (IP=30). 6.15

Figure 6.13 Déformation relative: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 20 m (ΔSu =2,0 kPa/m) en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (IP=30). 6.15

Figure 6.14 Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques et celle obtenue à l'aide de l'analyse pseudo-statique spectrale ($k_h(z)$=variable) dans les zones 2 à 5 – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, épaisseur du dépôt de 10 et I_p de 30 (ΔSu = 1,5 kPa/m) 6.16

Figure 6.15 Variation du coefficient pseudo-statique en surface en fonction de l'accélération spectrale déterminée à la période du dépôt de sol (H_t). pour une pente de 1,75H :1V 6.17

Figure 6.16 Variation du coefficient pseudo-statique en surface en fonction de l'accélération spectrale déterminée à la période du dépôt de sol (H_t). pour une pente de 3 :1V 6.18

Figure 7.1 Dispositif d'anneaux piézoélectriques dans une cellule œdométrique 7.7

Figure 7.2 a) Courbe de consolidation σ'_p-e de l'argile prélevée à 8 m de profondeur au site de St-Hilaire et b) Courbe de consolidation en terme de V_{s1} pour la même argile 7.8

Figure 7.3 a) Courbe de consolidation σ'_p-e de l'argile prélevée à 16 m de profondeur au site de l'île Perrot et b) Courbe de consolidation en terme de V_{s1} pour la même argile. 7.8

Figure 7.4 Relations entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisées, V_{s1} et l'indice des vides pour les argiles testées dans cette étude 7.9

Figure 7.5 Schéma de l'appareil de cisaillement simple en cellule triaxiale (TxSS) 7.11

Figure 7.6 Comparaison entre les boucles hystérésis obtenues pour différents niveaux de déformation durant les essais TxSS et ceux déterminées à l'aide du modèle élasto-plastique (SIG4) disponible dans le logiciel FLAC et adoptée dans la modélisation numérique – Argile en provenance de Rivière des Prairies 7.13

Figure 7.7 Comparaison entre les courbes de dégradation obtenue à l'aide du TxSS sur l'argile de Rivière des Prairies et des courbes obtenues de la littérature 7.14

Figure 7.8 Variation du taux de pressions interstitielles suite à l'application de 6 cycles de distorsion constante 7.15

Figure 7.9 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de St-Adelphe; b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.17

Figure 7.10 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de l'Île Perrot; b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.18

Figure 7.11 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de St-Hilaire; b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.19

Figure 7.12 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile Carignan (Sorel); b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.20

Figure 7.13 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de Montréal; b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.21

Figure 7.14 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de la Rivière des Prairies; b) courbe de variation du taux d'amortissement 7.22

Figure 7.15 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de Québec; b) courbe de variation du taux d'amortissement. 7.23

Figure 8.1 Déplacement résiduel: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30). 8.2

Figure 8.2 Déplacement résiduel : pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 20 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30). 8.2

Figure 8.3 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statique spectrale (k_h(z)=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 et de 20 (Δcu=5kPa/5m) et I_p de a) 10 m sans berme , b) 10 m avec berme, c) 20 m sans berme et d) 20 m avec berme. 8.4

Figure 8.4 Déplacement résiduel: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30) 8.5

Figure 8.5 Déplacement résiduel: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30). 8.5

Figure 8.6 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales (k_h(z)=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 et de 20 (Δcu=5kPa/5m) et I_p de a) 10 m sans berme , b) 10 m avec berme , c) 20 m sans berme et d) 20 m avec berme. 8.6

Figure 8.7 Surface de rupture déterminées à l'aide du logiciel SVSlope pour une pente de 1,75H :1V en présence d'une berme; a) Épaisseur du dépôt = 10 m et b) Épaisseur du dépôt de 20 m 8.7

Figure 8.8 Surface de rupture déterminées à l'aide de SVSlope pour une pente de 3H:1V en présence d'une berme; a) Épaisseur du dépôt = 10 m; b) Épaisseur du dépôt de 20 m 8.8

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Paramètres des matériaux utilisés dans les analyses numériques 2.7

Tableau 2.2 Caractéristique des modèles 1-g utilisés au laboratoire 2.9

Tableau 2.3 Caractéristiques des matériaux utilisés dans les modèles de laboratoire 2.11

Tableau 2.4 Comparaison des coefficients de sécurité calculés par les différentes méthodes 2.19

Tableau 3.1 Coefficients de sécurité statiques obtenus à l'aide de FLAC_SLOPE 3.4

Tableau 3.2 Propriétés des couches utilisées en modélisation 3.5

Tableau 3.3 Spectre de conception pour la ville de Québec (Zone 4) 3.11

Tableau 3.4 Coefficient de sécurité obtenus à l'aide des analyses dynamique (FLAC) 3.14

Tableau 3.5 Variation des variables a et b selon la hauteur et l'inclinaison de la pente 3.28

Tableau 3.6 Coefficients pseudo-statiques en surface proposés pour les pentes de 1.75H :1V, 3H :1V et 6H :1V 3.37

Tableau 4.1 Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de SVSlope 4.11

Tableau 4.2 Coefficients pseudos-statiques déterminés à l'aide de SVSlope 4.20

Tableau 5.1 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour la région de Québec, selon la commission géologique du Canada 5.6

Tableau 5.2 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité en utilisant le modèle du chapitre 3 (Δcu=5kPa / 5 m) 5.18

Tableau 5.3 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité avec les modèles ΔSu=1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m pour la zone4. 5.23

Tableau 6.1 Coefficient sismique adopté par Hydro-Québec (1998) 6.3

Tableau 6.2 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant à la zone 2 considérée, selon la commission géologique du Canada 6.4

Tableau 6.3. Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant aux zones 3 et 4 considérées, selon la commission géologique du Canada 6.5

Tableau 6.4 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant à la zone 5 considérées, selon la commission géologique du Canada 6.5

Tableau 6.5 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité – Zone 5 - , St-Georges de Cacouna 6.20

Tableau 6.6 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité – Zone 2-3 – Sherbrooke et Granby 6.22
Tableau 7.1 Caractéristiques des argiles testées 7.5
Tableau 8.1 Comparaison des coefficients de sécurité calculé à l'aide de SoilVision avec ceux déterminés par l'analyse dynamique (FLAC) 8.8
Tableau 8.2 résultats de l'analyse paramétrique effectuée à l'aide de SVSlope 8.9

LISTE DES SYMBOLES

a	1. Coefficient dans la formule de la variation du coefficient sismique avec la profondeur. 2. Bras de levier du poids de la masse glissante.
b	Coefficient dans la formule de la variation du coefficient sismique avec la profondeur.
S_u	Résistance au cisaillement non-drainé.
C.S.	Coefficient de sécurité.
e	Indice des vides
f_o	Fréquence naturelle du dépôt de sol.
F ou F.S.	Facteur de sécurité.
FS_s	Facteur de sécurité statique.
FS_d	Facteur de sécurité dynamique.
F_h	Force horizontale
G	Module de cisaillement
G_o *ou* G_{max}	Module de cisaillement à faibles déformations
$H_{p,}$ H_{talus}	Hauteur de la pente (du talus)
$H_{dépôt}$	Épaisseur du dépôt par rapport au pied de la pente
H_t	Hauteur totale du dépôt par rapport à la crête de la pente.
I_p	Indice de plasticité
k_h	Coefficient sismique horizontal.
k_{ho}	Coefficient sismique horizontal initial au substratum rocheux.
$k_{hsurface}$	Coefficient sismique horizontal en surface.
k_v	Coefficient sismique vertical.
$k_h(z)$	Coefficient sismique variable.
l	Longueur d'arc.
M_o	Moment stabilisant.
M_R	Moment renversant.
r	Rayon du cercle de rupture
$S_a(T)$	réponse spectrale d'accélération amortie à 5%, exprimée sous forme d'un rapport à l'accélération gravitationnelle, pour la période T.
T_o	Période naturelle du dépôt de sol.

V_s	Vitesse des ondes de cisaillement.
V_{s30}	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les premiers 30 mètres du sol ou du roc.
W	Poids de la masse de sol instable
z	Hauteur mesurée à partir du substratum rocheux.
γ	Selon le contexte 1. Le poids volumique du sol. 2. La distorsion ou la déformation.
ε_h	Déformation horizontale
ε_v	Déformation verticale
ξ	Degré d'amortissement
ν	coefficient de Poisson
σ_m'	La contrainte effective moyenne.
σ_p'	La contrainte de préconsolidation.
σ_v'	La contrainte effective verticale.
τ	Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture.
φ	Angle de friction.

OCR	Overconsolidation ratio (rapport de surconsolidation)
PGA	*Peak Ground Acceleration* (Accélération de pic du sol)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Une méthode pseudo-statique spectrale adaptée à l'analyse parasismique des pentes argileuses a été développée dans le cadre d'un projet de recherche entre 2011 et 2014. Cette méthode consiste à ajuster le coefficient sismique, $k_h(z)$, en fonction de la profondeur et des propriétés dynamiques du dépôt, de la pente (T_0 ou f_0), et ce, en restant compatible avec la séismicité de la région. Dans ce projet, un grand nombre de simulations numériques ont été réalisées et synthétisées. Ceci a permis de définir jusqu'ici les principaux éléments ayant une influence sur la stabilité dynamique des pentes. Dans cette étude on a observé, dans le cas des pentes argileuses, que l'épaisseur du dépôt peut avoir une influence contraire de ce qui est prévu (diminution du coefficient pseudo-statique avec l'augmentation de l'épaisseur du dépôt) sur la variation du coefficient pseudo-statique. Ceci semblait être relié à deux effets contraires: le premier est relié à la fréquence du dépôt qui dépend de son épaisseur et le deuxième à la longueur de l'onde dominante (générée par le passage de l'onde sismique) par rapport à la longueur de la surface de rupture. L'étude démontre que la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur est d'une grande importance dans l'évaluation du coefficient de sécurité. Une procédure simple a donc été développée pour définir la variation de ce coefficient en fonction de la profondeur dans le cas des pentes argileuses :

$$k_h(z) = k_{h0}\left(1 + a\left(\frac{z}{H_t}\right)^b\right) \tag{1.1}$$

z est une variable qui définit la hauteur par rapport au roc (z=0 à la base du dépôt), H_t est

l'épaisseur totale du dépôt (à partir du haut de la pente, $H_t=H_{dépôt} + H_{pente}$) et **a** est une constante qui dépend de l'épaisseur du dépôt selon les cas considérés dans la phase I de l'étude (Figure 1.1). Il est à noter que k_{h0} ou $k_{hsurface}$ et ***a*** sont les deux paramètres à développer (en comparant l'analyse pseudo-statique spectrale à l'analyse dynamique) pour chaque zone sismique et chaque géométrie de pente. Ces valeurs varient en fonction de la hauteur et de l'inclinaison du talus, de l'épaisseur du dépôt, de la zone sismique et des propriétés de l'argile (I_p, Sensibilité, etc). Il est donc possible d'avoir des valeurs de ***a*** différentes pour les différentes zones sismiques du Québec et pour les différentes pentes. Au cours de la phase I du projet, une valeur de $\boldsymbol{a} = 2$ a été jugé suffisamment représentative de la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur. Cette constante sera réexaminée au cours de la présente étude.

Dans l'ensemble, la phase I du projet démontre qu'il est possible de rendre efficace la méthode pseudo-statique, qui demeure toujours attrayante dû à sa simplicité, et de lui permettre de prendre en compte de nombreux paramètres impliqués dans le calcul dynamique. L'analyse de la stabilité dynamique d'un talus par la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale consiste à remplacer l'action du tremblement de terre par une force d'inertie qui varie en fonction de la profondeur tout en étant proportionnelle à l'accélération maximale de l'événement. La fonction qui définit la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur permet de tenir compte de l'aspect dynamique du problème (effets de site). Le développement de la méthode pseudo-statique spectrale est une avancée importante pour les ingénieurs afin de leur permettre d'avoir un outil simple et performant. Cependant, ceci nécessite le développement des algorithmes pour permettre son implantation dans les programmes de calcul conventionnel et également l'examen de certains aspects reliés aux propriétés dynamiques des argiles du Québec (sensibilité) et à l'effet du séisme sur la dégradation de la résistance au cisaillement. Il est également important de poursuivre le développement et la validation de la nouvelle méthode dans le cas des pentes et des remblais construits sur des dépôts d'argile.

Les objectif de la phase II du projet sont: 1) de poursuivre le développement de la méthode pseudo-statique spectrale pour différentes situations, 2) de développer les algorithmes qui vont permettre de mettre en œuvre la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale adaptée à l'analyse parasismique des pentes argileuses et des ouvrages en remblai construits sur l'argile et 3) d'examiner certains aspects qui peuvent être à considérer dans la formulation du coefficient

pseudo-statique (voir équation 1). Ces aspects incluent ceux reliés aux propriétés du sol et ceux reliés à la géométrie. Ainsi, il serait important d'examiner l'effet de la variation de l'indice de plasticité, de la sensibilité de l'argile et de la dégradation de la résistance sur le coefficient pseudo-statique et de vérifier l'efficacité de la nouvelle méthode dans le cas de l'ajout d'une berme pour stabiliser une pente ou un remblai instable. Cette phase du projet doit inclure certains essais de caractérisation (propriétés dynamiques) des argiles du Québec notamment les argiles sensibles et aussi des essais de validation de l'approche d'analyse utilisée sur des essais 1-g effectués sur des modèles réduits ou en centrifugeuse. Ce rapport fait le bilan des travaux effectués dans la phase II de ce projet de développement de la méthode pseudo-statique spectrale. Il est à noter que l'ensemble des objectifs ont été atteints et que la méthode est maintenant disponible dans le logiciel commercial SVSlope (soilvision.com). La méthode implantée dans le logiciel SVSlope semble fonctionner correctement. Il serait toutefois important de faire plusieurs tests sur différents cas pour statuer définitivement sur la possibilité d'utiliser de manière sécuritaire la méthode dans la pratique courante des ingénieurs.

CHAPITRE 2

ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE ET VALIDATION DE L'APPROCHE D'ANALYSE

2.1 Généralité

La condition fondamentale pour la stabilité des pentes est que la résistance au cisaillement du sol soit supérieure à la contrainte de cisaillement appliquée (statique et/ou dynamique). Sur cette base, la rupture d'une pente se produit principalement lorsque la résistance au cisaillement est inférieure à la contrainte appliquée. Cette condition peut être obtenue par une diminution de la résistance au cisaillement du sol ou une augmentation de la contrainte de cisaillement nécessaire à l'équilibre. Parmi les raisons qui peuvent conduire à l'instabilité d'un talus argileux on retrouve les tremblements de terre. Les pentes sont soumises à des forces horizontales et verticales induites par les sollicitations dynamiques qui se situent généralement à des fréquences variant entre 0,25 et 10 Hz. Il existe trois approches principales pour l'analyse de la stabilité sismique des pentes ou des ouvrages en remblais: l'approche pseudo-statique, la méthode de déplacement de Newmark et l'analyse par éléments finis. Cette étude s'intéresse à l'approche pseudo-statique et à sa validité.

Au début des années cinquante, Whitman a présenté à Don Taylor un schéma analytique pour évaluer le déplacement d'un bloc rigide de sol soumis à une contrainte momentanée de cisaillement, due à un mouvement du sol, dépassant la résistance au cisaillement. Une décennie plus tard, Newmark a développé une méthode basée sur le concept de Whitman. Le but de la méthode de Newmark (1965) est d'estimer la déformation permanente de la pente. La masse

potentiellement instable est idéalisée par un bloc rigide qui glisse sur un plan incliné lorsque la résistance au cisaillement du contact est dépassée par la force d'inertie produite par la secousse. L'ampleur du déplacement permanent dépend: de l'accélération horizontale, de la durée et du nombre de cycles qui dépassent un certain seuil. L'historique de l'événement sismique est supposé connu et le comportement rigide-plastique du remblai pendant le tremblement de terre est également supposé. De nombreuses équations se sont basées sur ce concept comme les méthodes de Makdisi et Seed (1978), Ambraseys et Menu (1988) et Bazier et al. (1995).

L'approche pseudo-statique est l'une des premières procédures utilisées pour l'examen de la stabilité sismique des pentes, où la composante verticale de l'accélération sismique est négligée et simplement la composante horizontale est considérée. Sano (1906) fut probablement le pionnier de l'approche pseudo-statique. Cependant, depuis 1950, Terzaghi est largement considéré comme le premier à l'appliquer explicitement à l'analyse de la stabilité sismique des pentes. Dans les années 20, le concept de remplacement de l'effet sismique par des accélérations horizontales et/ou verticales a été utilisé dans l'analyse de la stabilité sismique des ouvrages en terre. L'application de la force pseudo-statique au centre de gravité de toute la masse de sol potentiellement instable telle que proposée par Terzaghi (1950) ne serait vraie que si les accélérations étaient constantes sur toute la masse du sol, ce qui n'est probablement pas le cas. De plus, la sélection du coefficient pseudo-statique, k_h, est basée sur le jugement et l'expérience du comportement des pentes durant les séismes passés. Cette approche ne dispose donc pas d'une base rationnelle pour le choix du coefficient sismique et elle ne tient pas compte de la possible perte de résistance et de rigidité du sol pendant le séisme. Seed (1979) a donné quelques exemples où l'analyse pseudo-statique a été utilisée donnant un coefficient de sécurité supérieur à un, bien qu'une rupture partielle ou totale se soit produite, par exemple, la rupture totale du barrage de Sheffield (k_h = 0,1 et le coefficient de sécurité calculé = 1,2). L'apparition de telles ruptures confirme l'insuffisance du concept de coefficient pseudo-statique constant pour prédire la stabilité sismique [Seed, 1979]. Cependant, la méthode fournit une façon simple d'étudier la stabilité des pentes sous charges sismiques, en particulier pour les sols qui ne perdent pas une partie significative de leur résistance. Le plus important avantage de la méthode est sa simplicité et surtout sa similitude avec l'analyse statique conventionnelle (puisque basée sur l'équilibre limite).

En 1950, Terzaghi a proposé des valeurs approximatives pour k_h: 0,1 pour un séisme important,

IX sur l'échelle Rossi-Forel (destruction partielle ou totale des bâtiments); 0,25 pour un tremblement de terre violent et destructeur, X sur l'échelle de Rossi-Forel (grand désastre, ruines, perturbation des strates, fissures dans le sol, chutes de roches des montagnes); et 0,5 pour les tremblements de terre catastrophiques.

Ambraseys (1960) était probablement le premier à suggérer une base rationnelle pour la sélection des coefficients sismiques basée sur l'analyse de réponse des talus. Ambraseys a souligné que les barrages en terre ne sont ni des corps rigides ni parfaitement élastiques. Par conséquent, leur réponse sismique augmente avec l'élévation. Ceci a été conclu à partir d'observations de terrain et d'expériences. Le code URSS de 1957 proposait un coefficient variable en fonction de la géométrie des barrages en terre, de l'amortissement critique et de l'intensité spectrale. Makdisi et Seed (1978) ont proposé un coefficient compris entre 0,1 et 0,15, calculé sur la base d'un multiplicateur d'accélération de 0,5 et 0,2, et d'une accélération de référence de 0,2 g et 0,75 g, respectivement. Ils ont aussi proposé de réduire de 20% la résistance au cisaillement utilisée. Sur la base de la carte sismique à quatre zones des États-Unis publiée par Algermissen (1969), le coefficient varie entre 0 et 0,27.

En 1970, le corps d'ingénieurs de l'armée américaine a publié une carte divisant les États-Unis et Porto Rico en cinq zones en fonction de la probabilité de dommages; Le coefficient est compris entre 0 et 0,15. Seed (1979) a mentionné qu'aux États-Unis, les valeurs sont typiquement comprises entre 0,05 et 0,15 et au Japon les valeurs sont généralement inférieures à 0,2. Il a également fourni le coefficient sismique de conception utilisé dans de nombreux barrages en terre à travers le monde; Le coefficient varie entre 0,1 et 0,15 sauf pour le Chili où sa valeur maximale a atteint 0,2 et le coefficient de sécurité résultant entre 1,0 et 1,5. Marcuson III et Franklin (1983) ont proposé, sur la base de leur expérience, que k_h varie d'un tiers à la moitié de l'accélération maximale à laquelle le remblai pourrait être soumis, y compris toute amplification possible de l'accélération au rocher par la fondation ou le remblai pour garantir un coefficient de sécurité supérieur à 1. Hynes-Griffin et Franklin (1984) ont proposé que la valeur de k_h se situe entre 0,05 et 0,20. Ils ont également proposé d'utiliser l'analyse pseudo-statique pour distinguer entre les barrages où il y une évidence de stabilité sismique et les barrages qui nécessitent des analyses plus poussées. Ainsi, en utilisant des analyses de déplacement permanent, ils ont fourni une base rationnelle pour choisir la valeur du coefficient sismique:

1. Effectuer une analyse pseudo-statique conventionnelle à l'aide d'un coefficient égal à la moitié de l'accélération au rocher;
2. Utiliser une enveloppe de résistance au cisaillement non drainée pour les sols de faible perméabilité et une enveloppe composite de résistance au cisaillement pour les sols granulaires multipliée par un coefficient de réduction de 0,8; et
3. Utiliser un coefficient de sécurité minimal de 1,0. Dans l'état de Californie, les valeurs varient entre 0,05 et 0,15.

En gros, à partir de ce qui précède, les valeurs les plus utilisées dans les États-Unis se situent entre 0,1 et 0,15. Cependant, selon Day (2002), sur la base d'autres travaux: a) pour de petites masses glissantes, le coefficient est égal à A_{max} (g); b) pour les masses glissantes intermédiaires, le coefficient est égal à $0{,}65A_{max}$ (g); et c) pour les grandes masses glissantes, utiliser les recommandations de Semences (1979) qui sont de 0,1 et 0,15 pour les sites proches de failles capables de générer des tremblements de terre de magnitudes 6,5 et 8,5, respectivement. Melo et Sharma (2004) ont jugé que le travail effectué par Hynes-Griffin et Franklin est subjectif et ont proposé d'utiliser un coefficient sismique horizontal allant de 0,4 à 0,45 de l'accélération horizontale maximale.

Au Japon, le coefficient sismique varie entre 0,15 et 0,20 ou plus, selon l'activité sismique locale, l'importance des installations, la géologie locale ou les conditions du sol. Noda et al. (1975) a proposé que k_h soit égal à un tiers de (A_{max} (g)) 1/3. A partir des observations de terrain, on a montré que l'accélération augmente avec l'élévation au sein des structures de sol et que le coefficient sismique doit par conséquent également augmenter avec l'élévation (Ambraseys, 1960; Hynes-Griffin et Franklin, 1984).

En général, la méthode pseudo-statique est assez simple et directe. Pourtant, la difficulté de cette méthode vient de la sélection d'un coefficient sismique. Le coefficient sismique dépend de nombreux facteurs: l'intensité du séisme, la durée de l'événement sismique et le contenu de la fréquence. Day (2002) a fourni quelques lignes directrices générales pour le choix du coefficient sismique: a) plus la valeur de l'accélération maximale est élevée ou plus la magnitude du séisme est élevée, plus la valeur du coefficient est élevée; b) la valeur du coefficient ne doit jamais être supérieure au rapport de l'accélération de pointe et de l'accélération du sol; c) vérifier s'il existe des règles qui exigent un coefficient sismique spécifique ou minimal; et d) plus grande est la

surface de rupture, moins il est probable que pendant le tremblement de terre tout la surface soit soumis à une force sismique déstabilisante agissant dans la même.

La méthode pseudo-statique a des points faibles: 1) La sélection du coefficient sismique dépend du jugement et de l'expérience, ce qui n'est pas considérée comme une base rationnelle, 2) Elle ne peut pas être appliquée à des matériaux qui peuvent perdre de leur résistance pendant l'événement sismique.

Seed (1979) a conclu que les sables situés au-dessus de la nappe phréatique, les sables denses et les argiles de faible degré de sensibilité, ont une grande résistance au glissement pendant les séismes. Au cours du tremblement de terre de Saguenay 1988, neuf ruptures de pente ont été enregistrées: sept sont dans des matériaux granulaires et deux dans des pentes argileuses.

À l'exception des ouvrages construits à l'aide de matériaux ou sur une fondation présentant un risque de génération de pressions interstitielles élevées, la méthode pseudo-statique continue d'être utilisée dans la pratique comme méthode d'analyse qui permet de classer les talus ou les ouvrages en remblai vis-à-vis de leur résistance au tremblement de terre. Il ne reste pas moins que la littérature ne répond pas à de nombreuses questions qui demeurent encore entières quant à la validité de certains aspects fondamentaux de l'analyse pseudo-statique. En effet, de nombreux chercheurs (Seed, 1979; Marcuson, 1979; Pfendler, 1990) indiquent, sans analyse détaillée, que le mouvement du sol à l'intérieur d'une masse de sol potentielle ne peut pas se produire toujours dans la même direction. Cette question est d'une grande importance puisque la méthode pseudo-statique considère que le mouvement du sol, du moins le plus pessimiste, se produit toujours dans la même direction. D'un autre côté, la réponse de l'ouvrage et de celle de la fondation (période naturelle du dépôt et de l'ouvrage, réponse spectrale, amplification, etc.) sont inclues, de façon grossière, dépendant du chercheur, dans le coefficient pseudo-statique (k_h). Ce coefficient ne permet pas toutefois de dissocier entre les ouvrages, les types de sol et le contenu fréquentiel des événements sismiques.

Pour répondre à certaines questions en rapport avec le fondement de la méthode pseudo-statique, des analyses par éléments finis ont été effectuées et une méthode a été développée qui permet de tenir compte de plusieurs aspects reliés à la réponse dynamique du sol. Ce chapitre décrit et présente une validation de la méthode utilisée pour le développement de la méthode pseudo-statique spectrale.

2.2 Modélisation numérique

Le programme 2D de différence finie explicite, FLAC7 a été utilisé dans cette étude pour analyser les comportements statiques et dynamiques des pentes argileuses. Afin d'exposer les principes de la méthodologie adoptée dans cette étude, deux pentes argileuses de 10 m de hauteur: 1.75H: 1V et 3H: 1V avec une fondation d'argile de 20 mètres d'épaisseur ont été analysées statiquement, pseudo-statiquement et dynamiquement. La figure 2.1 montre les caractéristiques de base (c'est-à-dire la dimension, les limites et le maillage) des pentes étudiées. Il est à noter que les limites du modèle ont été établies à l'aide d'une analyse de sensibilité afin de s'approcher le plus possible de la condition semi-infini (Karray et al., 2018). Le critère de rupture Mohr-Coulomb avec un modèle élastique de sols parfaitement plastiques a été adopté pour décrire le comportement du sol cohésif sous les charges statique et pseudo-statique. Dans le cas dynamique le sol est décrit par une loi de comportement élasto-plastique qui sera décrite plus loin, La pente et le dépôt sous-jacent, montrés à la Figure 2.1, sont subdivisés en sous-couches épaisses de 1 m avec des propriétés constantes attribuées à chaque sous-couche. Les paramètres typiques du modèle de Mohr-Coulomb sont: la densité, ρ, la cohésion, c, l'angle de frottement, $\varphi = 0$, le module élastique, E, et le coefficient de Poisson, ν. Le coefficient de Poisson du sol argileux a été choisi à 0,49 en supposant un comportement non-drainée du sol pendant le chargement. La résistance non drainée, Su de la première sous-couche a été fixée à 25 kPa et augmentée avec un taux de 1,5 kPa/sous-couche de 1 m jusqu'à la base du dépôt. Le module de cisaillement maximal, G_{max} et la vitesse d'onde de cisaillement V_s du sol ont été évalués en fonction de la valeur de la résistance au cisaillement non drainée, Su suivant les corrélations suggérées par Locat et Beauséjour (1987) qui sont présentées au chapitre 3. Après avoir obtenu G_{max} et V_s du sol, à partir de la résistance au cisaillement non drainée, Su, la densité, ρ a donc été déterminée par la relation élastique entre G_{max} et Vs. Les paramètres d'entrée du modèle de Mohr-Coulomb utilisés dans cette étude sont listés dans le Tableau 2.1.

Les analyses FLAC ont été réalisées en deux étapes. Dans la première étape (analyse de poids propre), le sol a été supposé élastique et les contraintes in situ ont été initialisées dans le dépôt sous l'effet de son propre poids. Au cours de la deuxième étape d'analyse (analyse statique ou dynamique), les propriétés réelles du sol ont été assignées. Dans les analyses dynamiques, le module de cisaillement du sol a été dégradé en utilisant le modèle constitutif SIG4 plafonné par

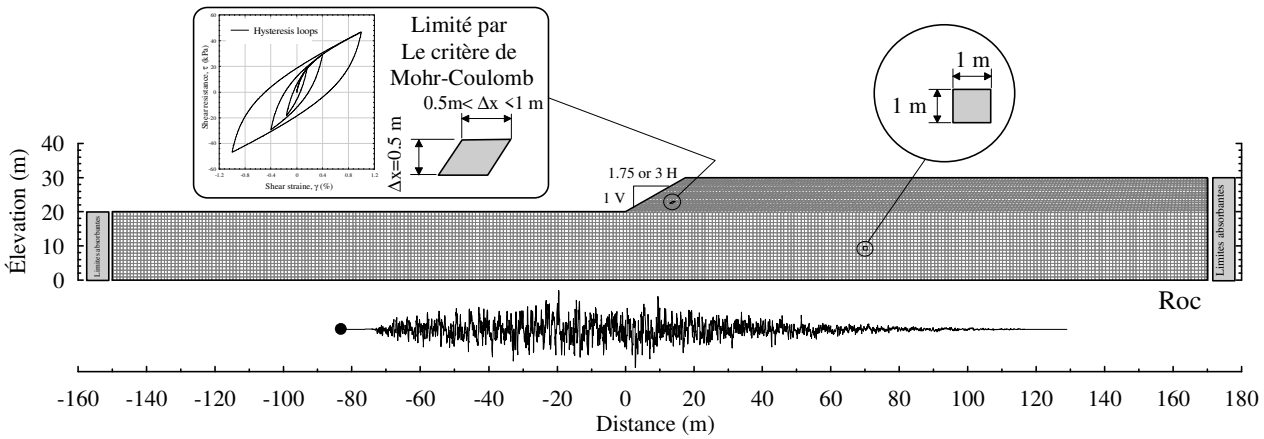


Figure 2.1 Modèle numérique utilisé dans le développement de la méthode pseudo-statique spectrale

le critère de rupture de Mohr-Coulomb selon les courbes de dégradation suggérées par Vucetic et Dobry (1991). Les paramètres ajustés du modèle sigmoïdal sont également indiqués dans le tableau 2.1 en supposant un indice de plasticité, I_p de 30%. Un amortissement Rayleigh supplémentaire de 0,0015 est utilisé pour assurer la stabilité du processus numérique.

Tableau 2.1 Paramètres des matériaux utilisés dans les analyses numériques

sol	Prof (m)	Cohésion, Su (kPa)	Densité (kN/m³)	Module de Bulk, k	Module de cisaille	Vitesse, V_s (m/s)	a	b	X_0	Y_0
Couche sup.	0-1	25	17	4500	11,13	82,5	0,95	-0,48	-1	0,0823
Couche inf.	29-30	70	17,5	4500	32,8	137,0	0,95	-0,48	-1	0,0823

Des éléments de sol quadrilatéraux ont été utilisés car ils sont moins sujets à la concentration de déformations et le maillage total du sol a été étendu à une distance horizontale de 160 m du pied et de la crête de la pente (Figure 2.1). Pour tous les états d'analyse, à l'exception de l'état dynamique, les déplacements des limites latérales ont été fixés dans le sens horizontal, tandis que ceux situés à la limite inférieure ont été fixés dans les directions horizontale et verticale. Dans les analyses dynamiques, des conditions limites absorbantes ont été adoptées pour éviter les réflexions des ondes parasites aux limites et ainsi simuler l'effet d'un infini autour du modèle. La dimension de l'élément de sol limite la valeur de la fréquence la plus élevée, qui est transférable. Pour cette raison, la dimension verticale d'un élément du sol (h) suit la règle:

$$h \leq \frac{1}{5}\left(\frac{V_s'}{f_{\max}}\right) \tag{2.1}$$

Où f_{max} est la fréquence d'excitation la plus élevée utilisée dans les analyses, = 10 Hz et V'$_s$ est la vitesse de l'onde de cisaillement attendue après la dégradation du module de cisaillement, G à cause des charges dynamiques.

$$\left(\frac{G}{G_{max}}\right)=\left(\frac{V_s'}{V_s}\right)^2=\frac{1}{10} \tag{2.2}$$

1/10 est un facteur de réduction typique du module de cisaillement dans une plage de 1 à 10% sur la courbe de module de cisaillement dépendant de la distorsion.

2.3 Validation de l'approche d'analyse

Avant de présenter la méthodologie utilisée dans cette étude pour comparer entre les analyses de stabilité statiques, pseudo-statiques et dynamiques, la validité du modèle et de l'approche adoptée est vérifiée par l'analyse à rebours de réponses monotones et dynamiques effectuées sur des modèles de pentes argileuses à l'échelle 1-g au laboratoire. Les données sont rapportées des travaux de doctorat effectués par Ozkahriman (2009). Les essais physiques ont été effectués dans une boîte rigide en plexiglas de 2,03 x 1,22 x 0,60 m^3 boulonnée à une table vibrante entraînée par un actionneur servo hydraulique dans un mouvement unidirectionnel. Trois modèles de pente argileuse (S1, S2 et S3) ont été construits et ensuite testés pour étudier la stabilité de la pente dans des conditions statiques. Trois autres modèles (D1, D2 et D3) ont été construits et ensuite secoués pour étudier la stabilité de la pente dans des conditions de chargement dynamiques. Ces modèles se composaient généralement de deux zones de sol: une couche d'argile molle supérieure suivie par une argile plus raide en contact avec les frontières avant et arrière du conteneur. L'argile raide avait une teneur en eau plus faible, mais était de même nature que le matériau plus mou sus-jacent. Un résumé des dimensions de tous les modèles de pente considérés est donné dans le tableau 2.2. Le modèle S0 dans le tableau 2.2 était un modèle en double de S1 pour évaluer la répétabilité des expérimentations. Les géométries détaillées et les plans d'instrumentation des modèles S1 et D1 sont respectivement représentés aux figures 2a et 2b. Les réponses dynamiques du modèle ont été mesurées à différentes profondeurs en utilisant des accéléromètres miniatures (c'est-à-dire A1 à A7). Les déplacements de surface ont été mesurés à l'aide de potentiomètres de mouvement linéaire des systèmes ETI de 50 mm ou de 100 mm de portée (c'est-à-dire P1 à P7) avec une linéarité inférieure à +/- 1% et une résolution qui est

Tableau 2.2 Caractéristiques des modèles 1-g utilisés au laboratoire

Modèle	Facteur d'échelle factor (λ)	Hauteur (m)	pente (°)	largeur (m)
S0	1.00	0.533	45	0.508
S1	1.00	0.523	45	0.508
S2	1.43	0.372	45	0.508
S3	2.50	0.214	45	0.508
D1	1.00	0.519	45	0.914
D2	1.43	0.368	45	0.711
D3	2.50	0.216	45	0.508

rapportée comme «essentiellement infinie». Des descriptions détaillées des instruments peuvent être trouvées dans la thèse de Ozkahriman (2009). Les modèles de pente S0-S3 et D1-D3 ont été construits à l'aide d'une «argile modèle» de kaolinite-bentonite (kaolinite: bentonite = 1:3) développée à l'origine par Seed and Clough (1963) à l'Université de Californie à Berkeley dans des études de modélisation pour simuler le comportement contrainte-déformation de la boue de la baie de San Francisco caractérisée par son faible taux de consolidation et un V_s de 120-180 m/sec. Une autre caractéristique importante du mélange est que sa résistance au cisaillement non drainée peut être facilement contrôlée par la teneur en eau. L'argile modèle a des limites liquides (w_l) et plastiques (w_p), respectivement de 120% et 25%, et un indice de plasticité (I_p) de 95% .

Après avoir nettoyé les parois latérales du plexiglas, la géométrie du modèle de pente et la disposition de l'instrumentation ont été marquées sur les parois du plexiglas pour fournir des guides dans le processus de construction du modèle. Dans les modèles S0-S3 et D1-D3, une couche de base rigide a été placée en premier, suivie de la couche supérieure d'argile molle, et les accéléromètres et les potentiomètres ont été placés dans les modèles aux emplacements prédéterminés représentés sur la Figure 2.2. Chaque poignée d'argile a été soigneusement "travaillée" dans la couche ci-dessous pour assurer l'uniformité et empêcher la formation de toute surface de cisaillement préférentielle influencée par la construction. Une fois que la construction du modèle a été achevée, les élévations de surface ont été mesurées et elles se sont révélées

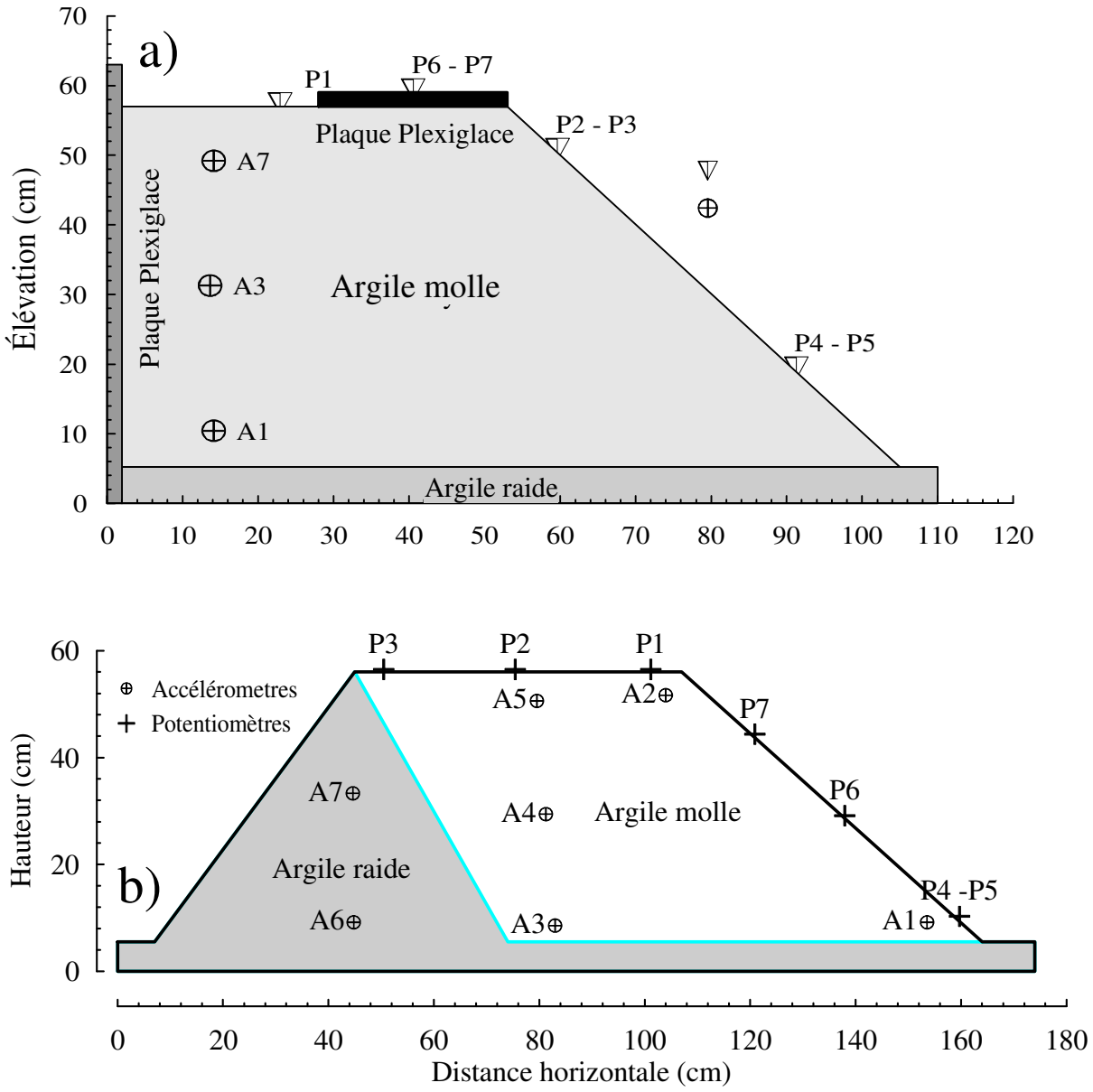


Figure 2.2 Modèle utilisés pour valider l'approche d'analyse adoptée dans cette étude

uniformes sur toute la largeur de la pente du modèle, qui ne varie généralement que de quelques millimètres. Comme le montre la Figure 2.2a, le modèle de pente S1 a été soumis à une charge à la surface appliquée par une pièce de plexiglas de 2,5 cm d'épaisseur. La charge a été appliquée manuellement à l'aide d'une manivelle. Les modèles D1 ont été soumis à une suite de mouvements cycliques, allant d'impulsions sinusoïdales non destructives, de faibles à modérées, des impulsions sinusoïdales d'amplitudes importantes à un tremblement de terre destructif simulant le tremblement de terre de Loma Priate 1989.

Tableau 2.3 Caractéristiques des matériaux utilisés dans les modèles de laboratoire

Soil	Cohesion, Su (kPa)	Densité (kN/m³)	Module, K (MPa)	Module G (MPa)	Vitesse , V_s (m/s)	a	b	X_0	Y_0
Argile molle	3,2	15,5	2,0	0,20	11,5	1	-0,5	-0,4	0,35
Argile raide	6,0	15,5	10,0	1,0	25,7	1	-0,5	-0,4	0,35

Les réponses des modèles S1 et D1 ont été simulées numériquement en utilisant le modèle numérique présenté dans la section précédente. La grille a été construite séquentiellement pour modéliser la séquence de construction réelle des pentes testées. Le sol a été modelé comme un matériau élastique pendant le processus de construction pour éliminer toute déformation induite par la construction. Après l'analyse de la construction en phase, les déplacements à chaque nœud du maillage ont été réinitialisés à zéro et la gravité a été appliquée, et le modèle du sol a été changé en modèle Mohr-Coulomb pour les pentes argileuses pour fin d'analyse statique et dynamique. Le modèle sigmoidal à quatre paramètres (SIG4) a été adopté pour s'adapter aux courbes de dégradation du module de cisaillement en forme de S de l'argile pendant le chargement dynamique suivant les courbes expérimentales suggérées par Vucetic et Dobry (1991) et en utilisant un indice de plasticité de 95%. Les paramètres utilisés pour modéliser le comportement de l'argile testée sont donnés dans le tableau 2.3. La base du modèle a été fixée dans les deux sens, et les charges monotones et sismiques ont été appliquées de la même manière que dans les tests physiques.

Les surfaces de rupture obtenues expérimentalement des modèles de pente S0, S1 sont comparées avec le maillage déformé calculé numériquement correspondant à la Figure 2.3a). À la Figure 2.3b, les surfaces de rupture des modèles de pente S2 et S3 ont respectivement été mises à l'échelle de 1,43 et 2,5 fois (facteur de mise à l'échelle géométrique (λ)) par rapport à celui du modèle S1 et comparées avec les résultats numériques. Les figures 2.3a et 2.3b montrent que les profils de déformation observés sont généralement similaires pour tous les modèles de pente testés (S0, S1, S2 et S3) bien que le comportement près du pieds des modèles S0 et S1 diffère plutôt de celui des autres modèles (S2 et S3) dans lequel la surface de cisaillement circulaire intercepte le bas de la pente. En outre, la figure 3a montre que la surface de cisaillement du modèle S0 est légèrement inférieure à celle du modèle S1, qui peut être interprétée par un examen attentif de la déformation verticale au sommet des modèles de pente S1 et S0 sous la plaque de

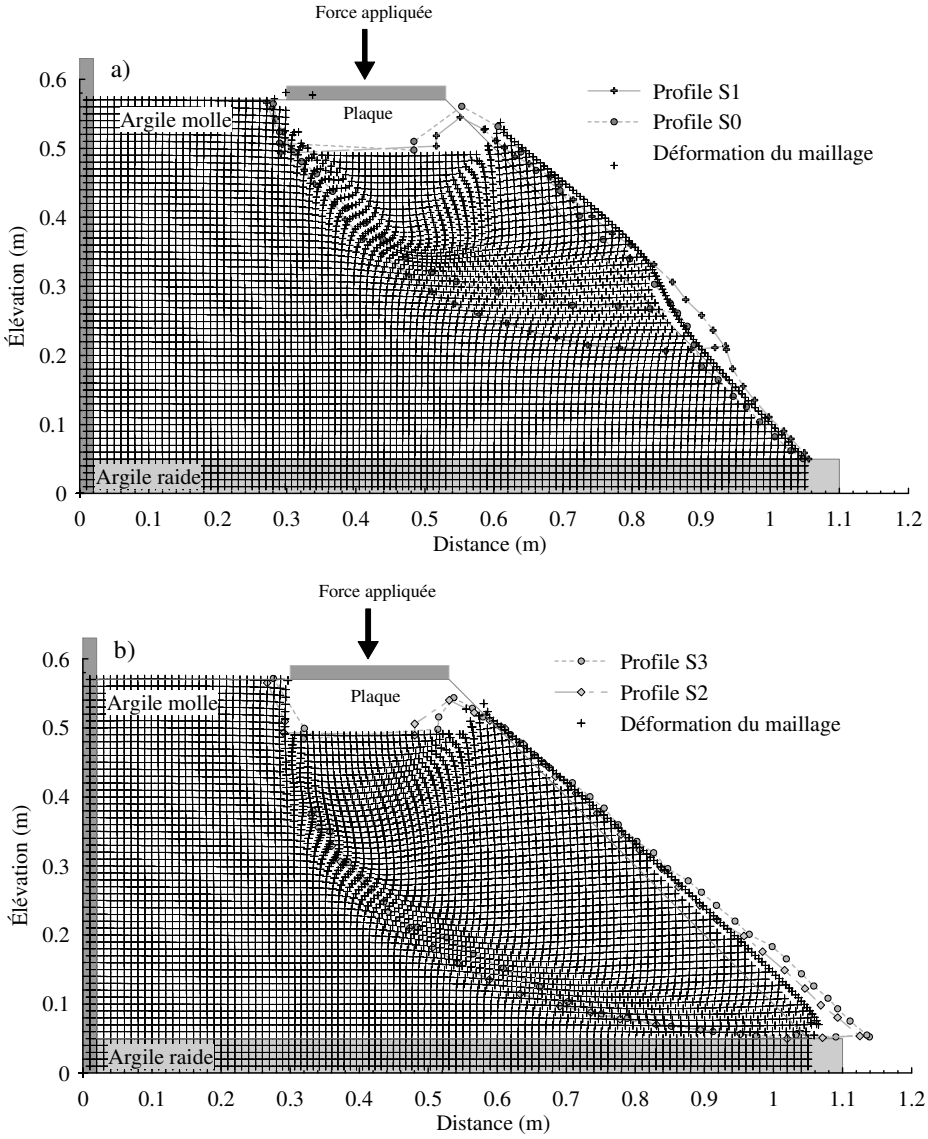


Figure 2.3 Comparaison entre les déformations expérimentales et celles obtenues numériquement à l'aide de FLAC

plexiglas. Comme le montre la Figure 3a, la plaque de chargement dans le premier cas S1 a une déformation verticale relativement non uniforme, car la déformation verticale interne est supérieure à celle de l'extérieur. Il semble que le contrôle de charge sur la plaque de plexiglas soit amélioré lorsque le test a été répété (le deuxième modèle S0), ce qui a donné lieu à un chargement plus uniforme. En d'autres termes, la déformation verticale déséquilibrée de la plaque de chargement semble avoir généré dans le modèle S1 une surface de cisaillement localisée plus profonde, ce qui justifie la différence dans les surfaces de cisaillement internes présentées dans la Figure 3a). Pour expliquer la différence des résultats, la translation de plaque de chargement

a été considérée dans deux simulations différentes. Dans le premier cas (désigné comme cas 1), le déplacement latéral de la plaque de chargement était permis et dans le second cas (désigné comme cas 2), le mouvement latéral de la plaque a été empêché. La surface de rupture calculée dans le premier cas a été trouvée similaire à celles observées dans les tests physiques S0 et S1 montrés à la Figure 3a, alors que celle du second cas coïncide avec les profils observés des modèles de pente S2 et S3 de la Figure 2.3b.

Les charges appliquées sur la plaque de plexiglas et mesurées durant les différents tests (au niveau du potentiomètre P6) sont comparées avec celles calculées dans les modèles numériques à la figure 2.4a. Bien que le modèle numérique actuel ne simule pas complètement la réduction graduelle de la résistance de l'argile après la rupture, car il utilise le modèle de sol Mohr-Coulomb élastique parfaitement plastique, les courbes force-déplacement calculées sont généralement en bon accord avec les courbes mesurées. Les déplacements horizontaux mesurés et calculés aux potentiomètres P3 et P5 sont respectivement représentés en fonction du déplacement vertical au point P6 aux figures 2.4b et 2.4c. Les figures 2.4b et 2.4c confirment la capacité du modèle numérique actuel à prédire la déformation du sol à différents endroits dans les modèles de pentes argileuses.

La réponse dynamique du modèle de pente D1 sollicité à l'aide d'une table vibrante par un signal sinusoïdal (0,5-24 Hz) a également été simulée par le modèle numérique actuel. Le mouvement d'entrée utilisé a été corrigé pour éliminer l'erreur de déformation de la base. La Figure 2.5a montre les accélérations spectrales utilisées dans les tests physiques et numériques. La Figure 2.5b présente les réponses mesurées et calculées des accéléromètres A4 et A5 représentés sur la Figure 2.2b. La figure 2.5b montre que les simulations de FLAC de la réponse dynamique du modèle de pente est en bon accord avec les mesures. La forme de la courbe d'accélération spectrale prédite est très similaire à la courbe mesurée. La figure 2.5b indique également que le modèle numérique capture très bien l'amplification de la fréquence prédominante qui est à environ 6,5 Hz. Les figures 2.6a et 2.6b présentent respectivement des comparaisons entre les accélérations spectrales mesurées et calculées des accéléromètres A4 et A5 pendant un mouvement au sol équivalent à celui enregistré à Redwood City lors du tremblement de terre de Loma Prieta 1989. Deux simulations numériques, avec et sans pré-vibration, ont été effectuées et les résultats des deux cas sont représentés sur la Figure 2.6. La Figure 2.6 montre que les

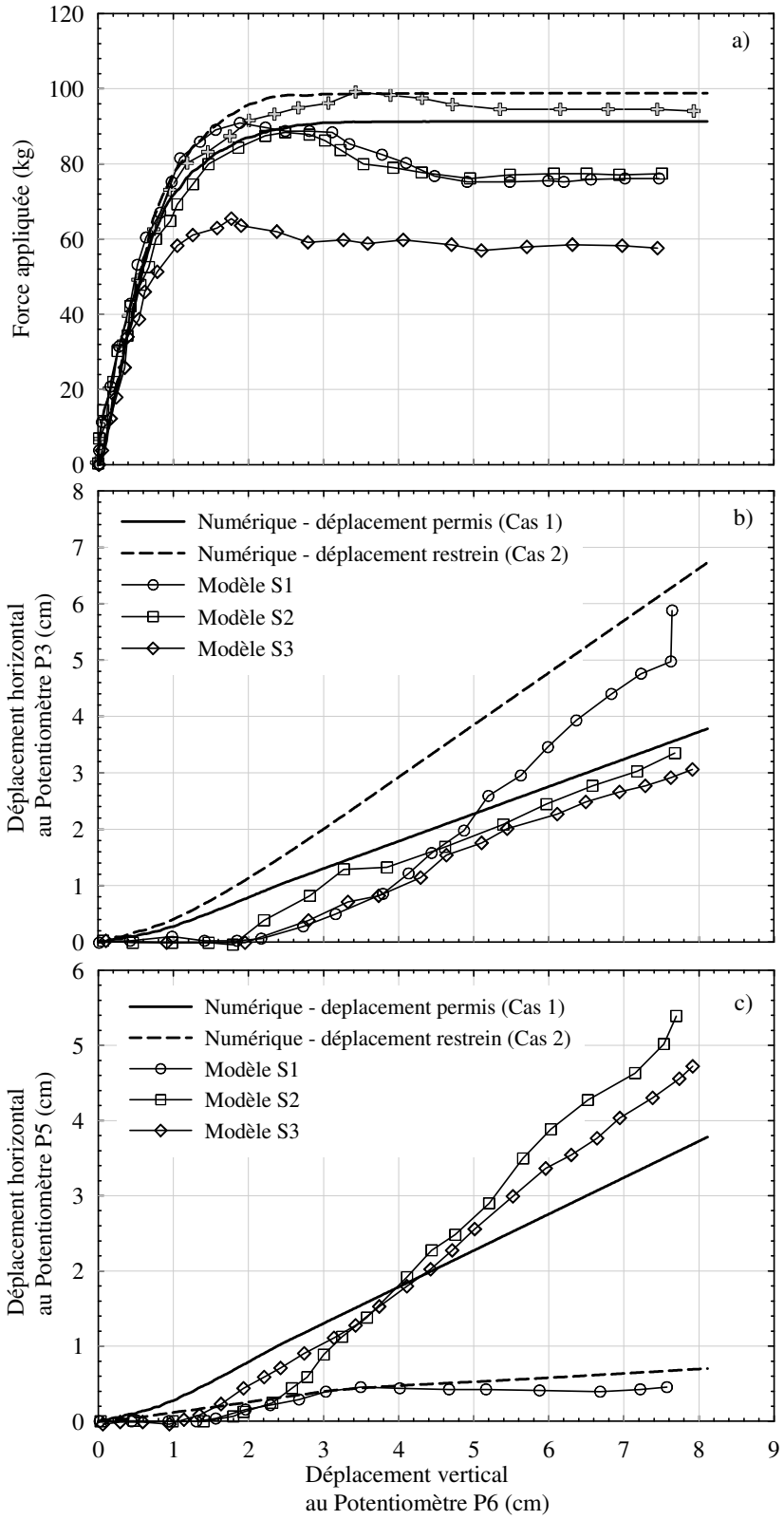


Figure 2.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – chargement monotone

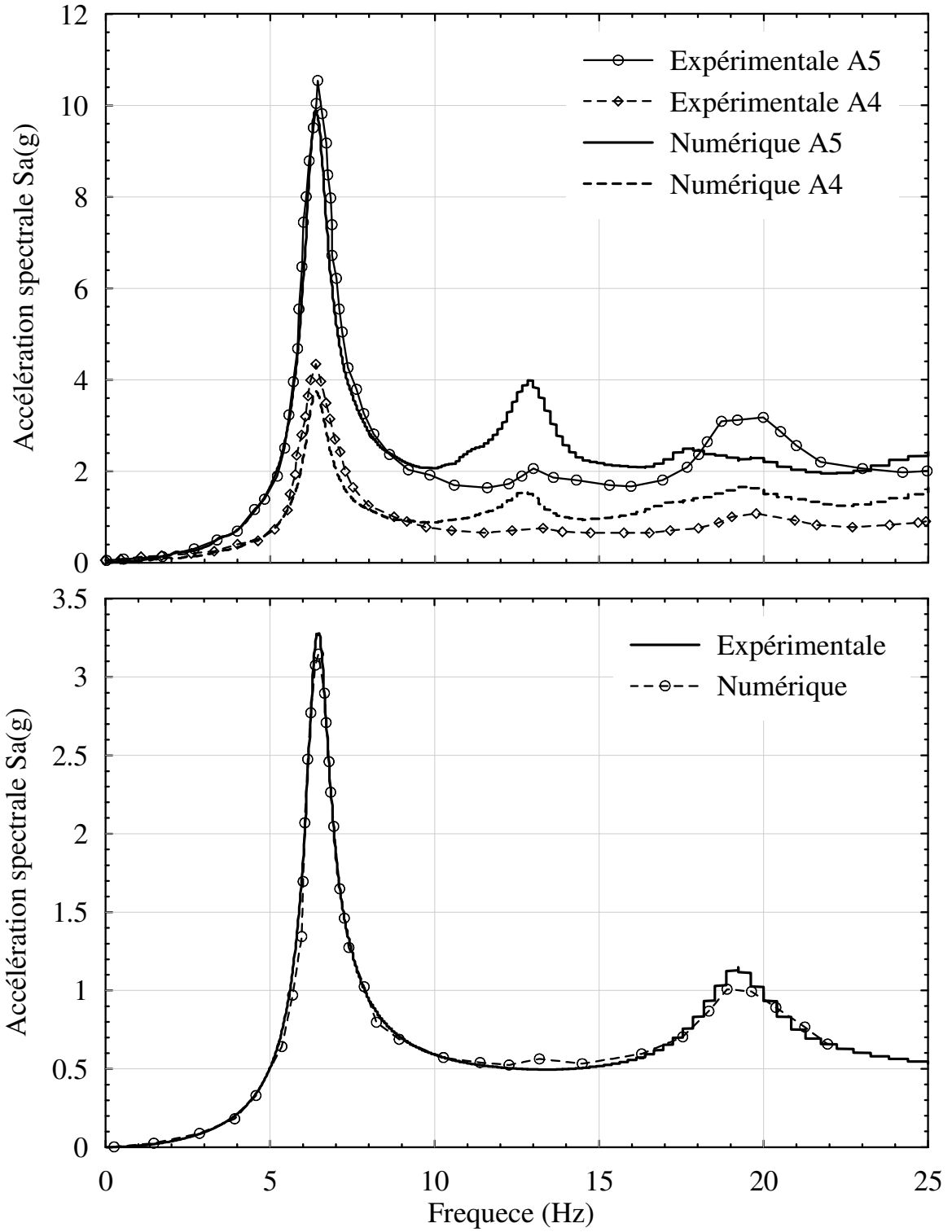


Figure 2.5 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques des modèles de laboratoire pour un chargement sinusoïdal

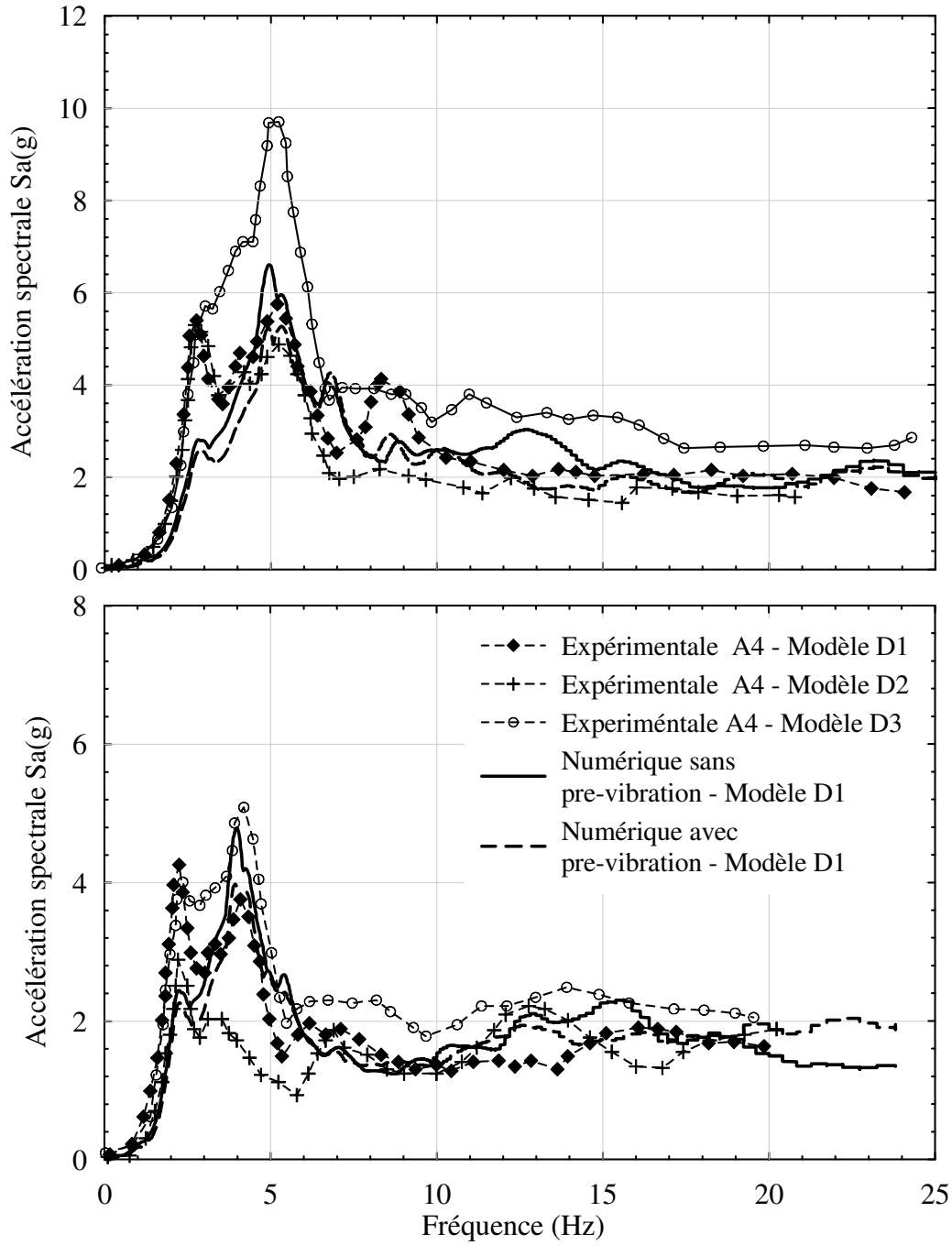


Figure 2.6 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques des modèles de laboratoire pour un chargement sismique (RedWood)

accélérations spectrales numériques aux deux endroits (A4 et A5) correspondent bien aux mesures dans les tests physiques. En particulier, les formes des courbes d'accélération spectrale prédites par FLAC sont en général similaires aux courbes mesurées. La mesure de la réponse globale mesurée et calculée pendant les tests dynamiques est davantage représentée sur la Figure

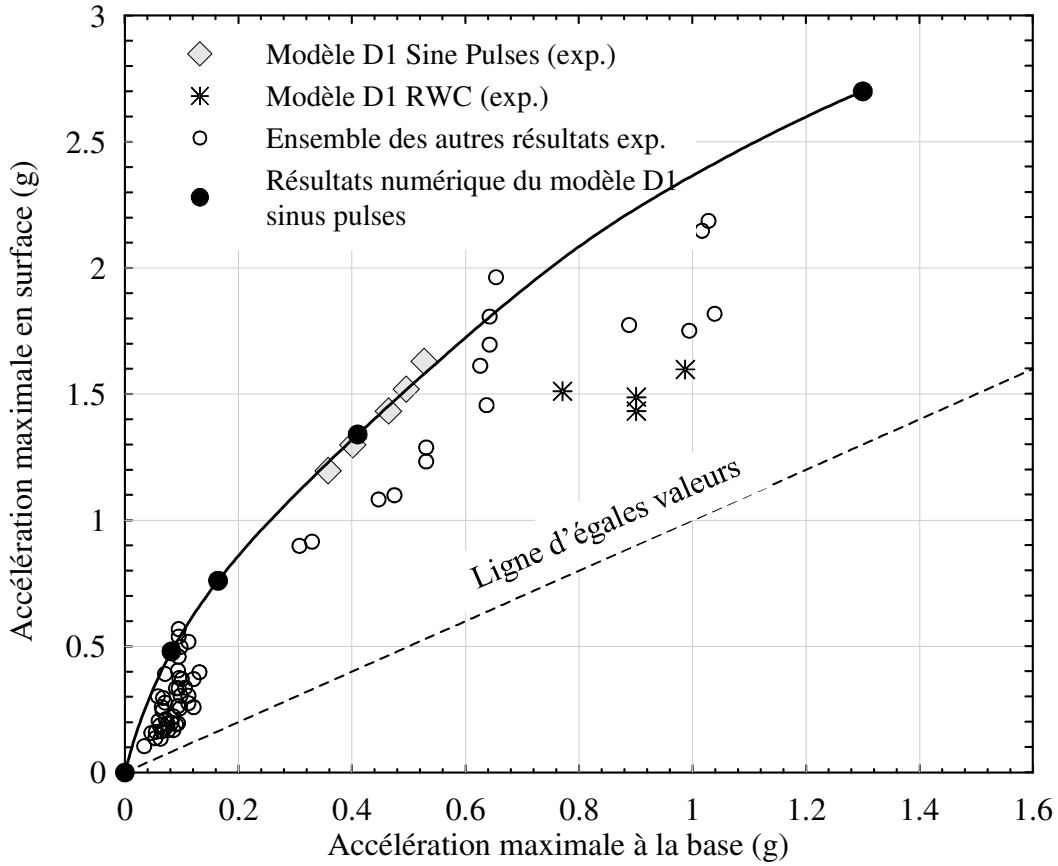


Figure 2.7 Comparaison des accélérations maximales en surface mesurées et calculées

2.7 en termes d'accélération à la surface du talus (PGA) en fonction des accélérations maximales à la base du modèle. La figure 2.7 indique que les ratios d'amplification calculés et mesurés sont très comparables. Les simulations numériques produisent donc des PGA qui correspondent bien à celles mesurées dans les tests de la table vibrante. En outre, les profils de déformation post-sismique calculés et mesurés et les surfaces de rupture dues au mouvement du sol de Redwood (Figure 2.8b) sont présentés à la Figure 2.8a. Ces surfaces sont généralement similaires. La figure 2.8a montre également que les déformations sont réparties le long de la hauteur du modèle et localisées le long d'une surface de rupture unique représentée par des déplacements en rotation et en translation profondes traversant le bas de la pente qui est bien prédite dans la simulation FLAC. Cette surface et bien localisée par les déformations en cisaillement proche de la base (pied) à l'interface entre les argiles molles et raides. Les résultats comparatifs présentés dans les figures 2.3 à 2.8 confirment l'applicabilité du modèle numérique actuel pour simuler les réponses statiques et dynamiques des pentes argileuses.

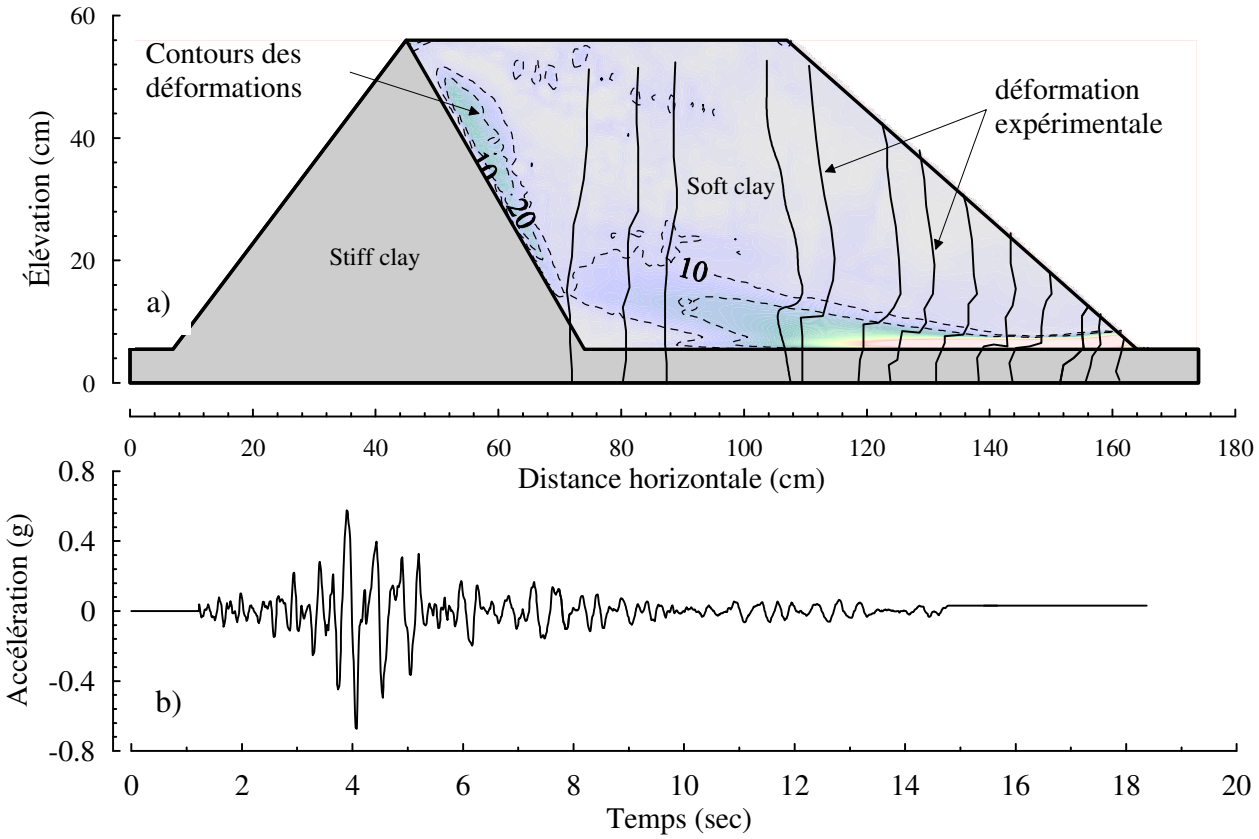


Figure 2.8 a) Comparaison entre les déformations observées suite à l'application du séisme de Redwood et les contours de déformations déterminés par simulations numériques ; b) accélération appliquée dans l'analyse.

2.4 Analyses statique, pseudo-statique et dynamique – base de comparaison

La condition de base pour la stabilité statique ou dynamique des pentes est que la résistance au cisaillement du sol (mobilisable) doit être supérieure à la contrainte de cisaillement appliquée (mobilisée). Ainsi, la pente pourrait être amenée à l'instabilité soit par une réduction de la résistance au cisaillement du sol sur une éventuelle surface de rupture, soit par une augmentation des contraintes de cisaillement statiques et / ou dynamiques imposées pour maintenir l'équilibre. Dans cette étude, la même approche de calcul a été utilisé pour évaluer la stabilité des pentes sous des charges statiques et dynamiques. Cette approche, adoptée dans toutes les analyses statiques, pseudo-statiques et dynamiques consiste à déterminer un facteur de réduction de la résistance du sol cohésif (Su) qui conduit à la rupture de la pente. En d'autres termes, l'idée principale est de lancer une recherche systématique de la valeur du facteur de réduction (c'est-à-dire le coefficient de sécurité) qui entraînera la rupture de la pente. Pour une analyse statique, pseudo-statique ou

Tableau 2.4: Comparaison des coefficients de sécurité calculés par les différentes méthodes

pente	F.S. Bishop	F.S. Spencer	F.S. M-P	F.S GLE	F.S. (FLAC)
Analyse statique					
1.75H :1V	1.354	1.570	1.570	1.570	1.550
3H :1V	1.797	1.797	1.797	1.797	1.820
Pseudo-statique $k_h = 0.15$					
1.75H :1V	0.915	0.965	0.965	0.965	0.975
3H :1V	0.986	0.986	0.986	0.986	0.955

dynamique donnée, les calculs sont répétés plusieurs fois avec différentes valeurs de la résistance au cisaillement du sol et le déplacement horizontal relatif entre deux points arbitraires (généralement, au pied de la pente et le point correspondant au substrat rocheux) est noté et tracé en fonction du facteur de réduction de la résistance appliqué. Le coefficient de sécurité équivalent peut alors être déterminé à partir de cette méthode comme facteur de réduction correspondant à la plastification générale (c'est-à-dire la variation significative et soudaine du déplacement horizontal relatif). En outre, la formation de la surface de rupture est également étudiée tout au long des mêmes analyses différence-finie (DF) car le facteur de sécurité est directement lié au développement de cette surface de rupture.

Les analyses DF de la stabilité statique des deux pentes argileuses considérées dans cette étude ont été réalisées en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement non drainés et la procédure décrite et validée plus tôt. Ces analyses ont permis d'obtenir les coefficients de sécurité et les surfaces de glissement correspondantes directement à partir des résultats des analyses DF (c.-à-d., sans aucune hypothèse concernant la forme et l'emplacement de la surface défaillante). En fait, la stabilité statique d'une pente n'assure pas sa stabilité sous l'état dynamique. Cependant, les analyses statiques ont été effectuées dans cette étude pour: (i) évaluer la stabilité de la pente dans des conditions normales; (ii) comparer leurs résultats avec les analyses suivantes (pseudo-statiques et dynamiques); Et (iii) évaluer l'efficacité de la procédure adoptée dans l'évaluation des coefficients de sécurité. Les courbes relatives des facteurs de réduction de déplacement des analyses statiques sont présentées à la Figure 2.9a, tandis que les surfaces de rupture correspondantes sont tracées sur les figures 2.9b et 2.9c pour les pentes 3H:1V et 1.75H:1V, respectivement. La Figure 2.9a montre que les coefficients de sécurité obtenus pour les pentes 3H:1V et 1.75H:1V sont respectivement de 1.55 et 1.82. Ces valeurs s'accordent bien avec celles estimées à l'aide de méthodes d'équilibre limite populaires telles que les méthodes Bishop's, Spencer, Morgenstern-Price et Fredlund-Krahn (GLE) présentées au tableau 2.4. Les figures 2.9b

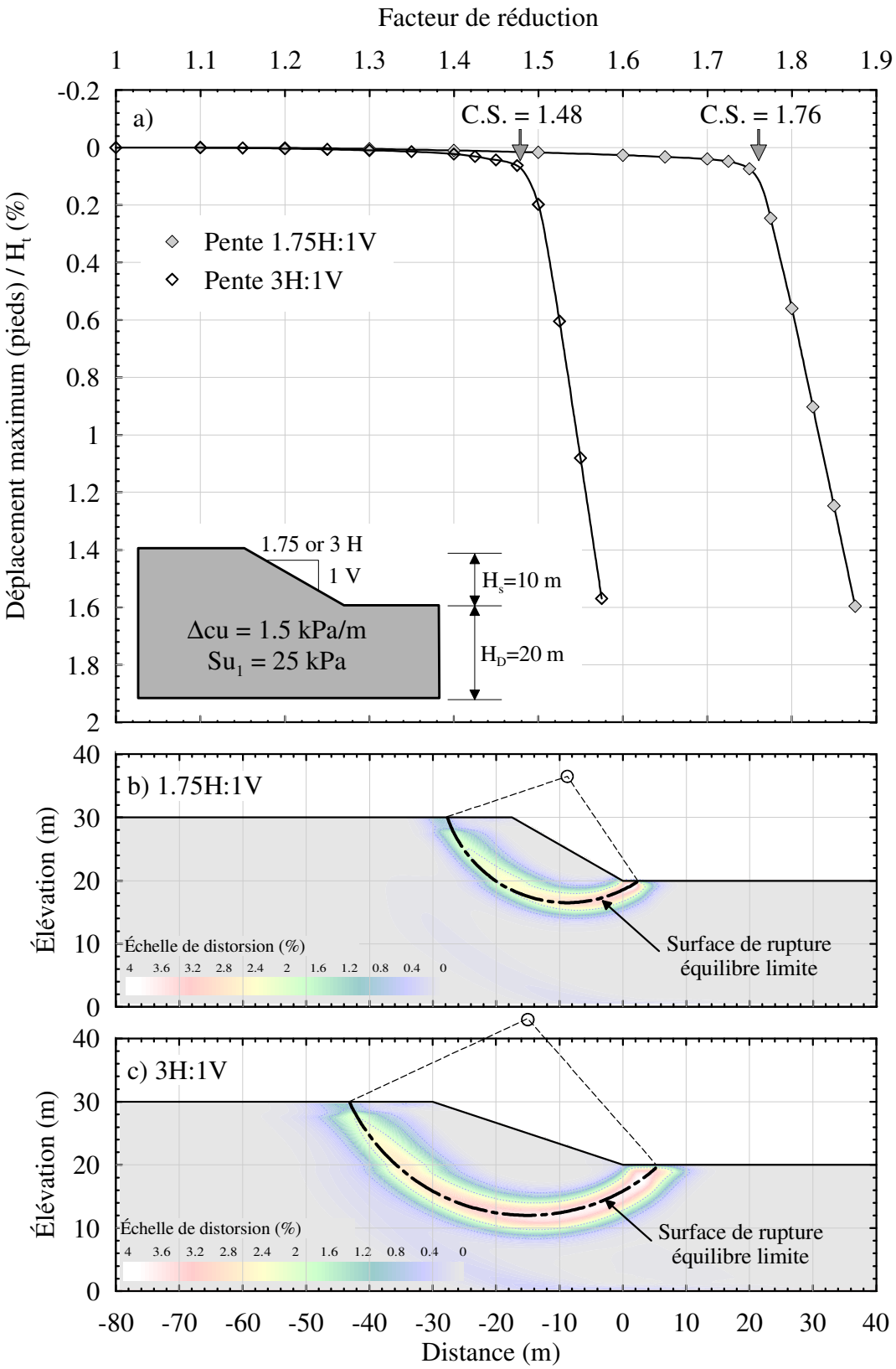


Figure 2.9 Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – analyse statique

et 2.9c représentent respectivement les zones de rupture correspondantes obtenues à partir des analyses FLAC pour les pentes 3H: 1V et 1.75H: 1V. Les cercles de glissement déterminés à partir des analyses d'équilibre limite sont également rapportés sur les figures 2.9b et 2.9c, et ils tombent généralement à l'intérieur ou à proximité des zones plastifiées déterminées par le modèle actuel de FLAC.

Les analyses pseudo-statiques ont été effectuées en utilisant les mêmes approches d'analyses et les facteurs de réduction correspondants - les courbes de déplacement sont tracées dans la Figure 2.10a. Un coefficient pseudo-statique de 0,15 a été utilisé pour calculer les forces inertielles horizontales équivalentes. La Figure 2.10a montre que les coefficients de sécurité obtenus pour les pentes 3H: 1V et 1.75H: 1V sont de 0.95, et ils sont comparables avec ceux estimés en utilisant des méthodes typiques d'équilibre limite comme présenté dans le tableau 2.4. Les figures 2.10b et 2.10c représentent respectivement les zones de déformations par cisaillement correspondantes obtenues à partir des analyses FLAC pour les pentes 3H: 1V et 1.75H: 1V. Les cercles déterminés à partir d'analyses typiques d'équilibre limite statique sont également rapportés dans les figures 2.10b et 2.10c. La surface de rupture obtenue à partir de l'analyse pseudo-statique est très profonde et passe dans les deux cas de pente par le substrat rocheux, et il existe une grande différence entre ces surfaces et les surfaces de rupture estimées à partir des analyses d'équilibre limite statique. Ces résultats confirment le défaut de la méthode pseudo-statique conventionnelle pour prédire les surfaces réalistes. Cette limitation particulière est certainement l'une des principales raisons de contraindre l'incorporation de l'approche pseudo-statique conventionnelle dans les codes d'éléments finis (FE) ou de différence finie (FD) pour analyser la stabilité sismique des pentes.

De la même manière, les analyses dynamiques ont été effectuées en appliquant un tremblement de terre provenant des enregistrements du Saguenay et compatible avec la sismicité de la région de Québec. Il a été choisi de sorte que son spectre de réponse (chapitre 3) soit compatible avec celui de la NBC 2005/2010/2015 pour les villes de Québec et de Montréal pour un site de classe A (roche).

Avant de discuter des résultats des analyses sismiques, il convient de mentionner ici que l'analyse sismique des pentes est assez complexe et nécessite la prise en compte de l'effet des contraintes dynamiques, induites par l'analyse inertielle du tremblement de terre et de la variation de la

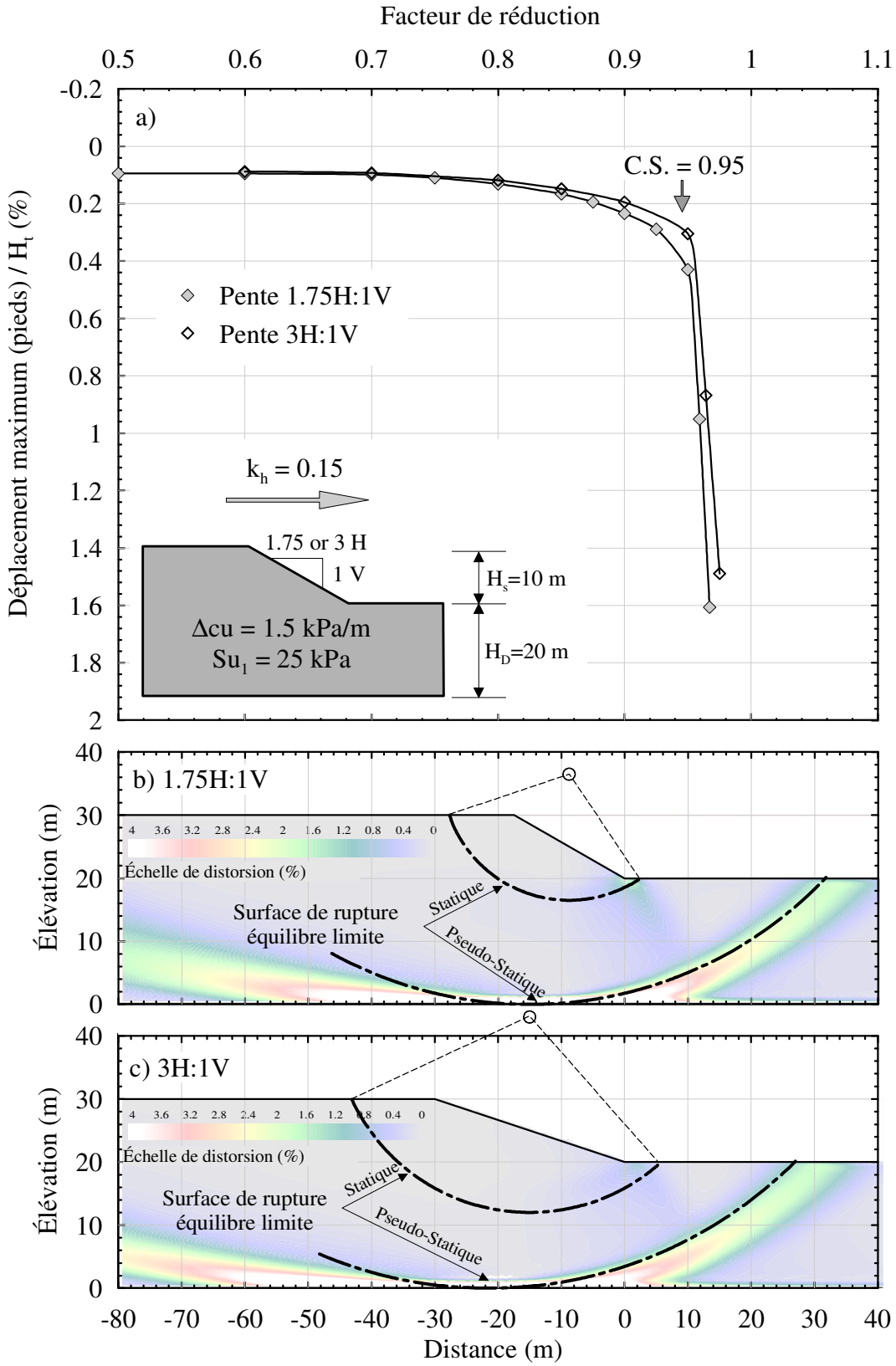


Figure 2.10 Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – Analyse pseudo-statique

résistance au cisaillement à cause des sollicitations sismiques. Dans l'analyse actuelle des pentes argileuses, aucune réduction de la résistance au cisaillement n'a été prise en considération, mais les analyses ont été effectuées en tenant compte d'une dégradation typique du module de cisaillement et d'une augmentation du taux d'amortissement avec l'augmentation de la déformation par cisaillement. Cette hypothèse est probablement acceptable dans les pentes argileuses qui génèrent des pressions interstitielles négligeables ou qui perdent moins d'environ 15% de leur résistance au cisaillement maximale pendant le tremblement de terre. Les courbes du facteur de réduction du déplacement calculé sont tracées sur la Figure 2.11a, dont le coefficient de sécurité a été estimé à 1,18 et 1,35 pour les pentes 3H: 1V et 1.75H: 1V, respectivement. On peut remarquer à partir de la Figure 2.11a que la variation de la courbe du facteur de réduction de déplacement est relativement moins abrupte. Ainsi, le coefficient de sécurité est déterminé dans ce cas en construisant deux tangentes: l'une sur le premier segment droit de la courbe et l'autre vers le segment droit inférieur de la courbe. La bissectrice est ensuite dessinée en coupant la courbe en un point qui correspond à l'endroit où la rupture se produit. Les figures 2.11b et 2.11c représentent respectivement les zones de déformations obtenues à partir des analyses FLAC pour les pentes 3H: 1V et 1.75H: 1V. Les cercles de glissement déterminés à partir des analyses d'équilibre limite statique sont également rapportés sur les figures 2.11b et 2.11c comme référence. Les figures 2.11b et 2.11c indiquent que la forme des zones de défaillance produites par le mouvement sismique est très similaire à celles obtenues dans l'analyse statique et est très différente des surfaces de glissement prédites par l'approche pseudo-statique. Il convient de mentionner ici que les deux pentes argileuses considérées ont réussi à passer les analyses statiques et dynamiques (c.-à-d., qu'elles produisent des coefficients de sécurité supérieurs à 1), mais ont échoué dans les analyses pseudo-statiques qui produisent, en outre, des surfaces irréalistes. Ces résultats démontrent l'incapacité de l'approche pseudo-statique à évaluer correctement la stabilité sismique des pentes argileuses en termes de coefficients de sécurité estimés et de la surface de rupture correspondante.

2.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les bases de l'approche utilisée pour le développement de la méthode pseudo-statique spectrale qui sera décrite plus en détails dans le reste de ce document. On a vu qu'il est important de valider l'approche utilisée à l'aide de cas réels. Le problème est

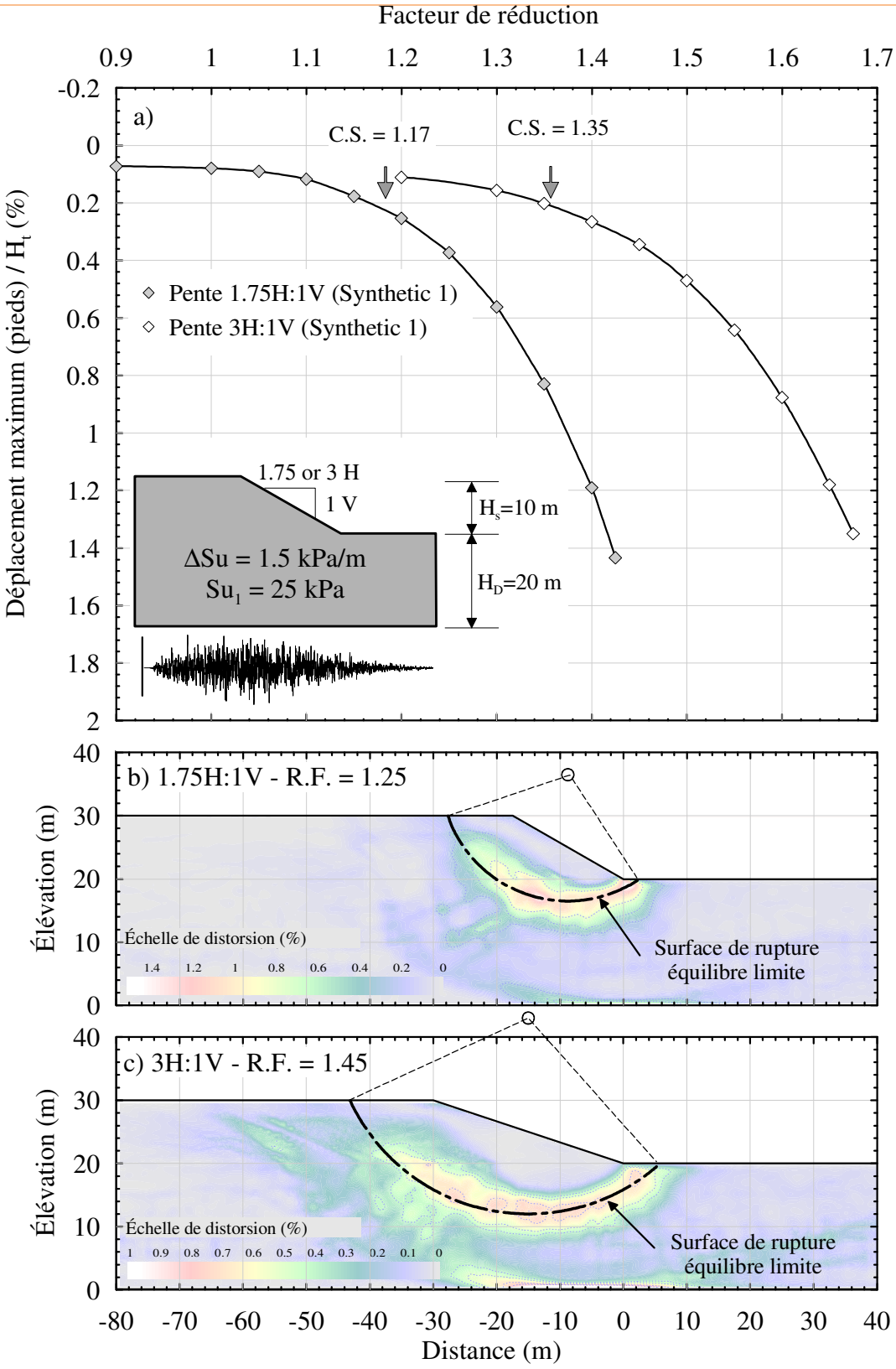


Figure 2.11 Comparaison entre la méthode de réduction du module et celle à l'équilibre limite – Analyse dynamique

qu'il n'existe pas de cas où il est possible de reproduire avec certitude les mécanismes qui se sont déroulés durant les glissements que ce soit en conditions monotones ou dynamiques. Des résultats d'essais au laboratoire sur des modèles réduits nous ont permis cependant de valider l'approche utilisée. Plusieurs comparaisons ont été effectuées sous chargement monotone et dynamique et les résultats des analyses numériques sont très cohérents, indiquant la validité de l'approche utilisée.

CHAPITRE 3

DEVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE ET ÉTABLISSEMENT DU COEFFICIENT PSEUDO-STATIQUE POUR LA ZONE 4

Au cours de la phase I de cette étude, les comparaisons entre les résultats des analyses dynamiques et pseudo-statiques (conventionnelles) ont démontré qu'il est possible d'ajuster le coefficient pseudo-statique (constant) afin d'obtenir le même coefficient de sécurité obtenu dans une analyse dynamique. Cependant, les résultats démontrent que la méthode pseudo-statique avec un coefficient k_h constant ne permet pas d'avoir une surface de rupture réaliste. Les surfaces de rupture obtenues dans les analyses pseudo-statiques sont généralement limitées par le roc ou la couche de sol rigide en profondeur. Ainsi, si le dépôt d'argile est profond on se retrouve généralement avec une surface de rupture immense et un coefficient de sécurité généralement très faible. Les analyses dynamiques montrent que ce type de surface de rupture n'est pas réaliste et que la surface de rupture la plus critique est plutôt proche de la surface critique obtenue dans une analyse statique. Il existe donc un problème fondamental dans la définition du coefficient pseudo-statique et de sa variation avec la profondeur. En effet, le coefficient pseudo-statique a souvent été relié à l'accélération maximale en surface en oubliant que cette dernière n'est pas constante dans l'ensemble du dépôt. On a ainsi développé une fonction qui permet de définir la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur. Le coefficient pseudo-statique doit augmenter en s'approchant de la surface libre pour tenir compte de l'amplification du mouvement sismique avec la propagation de l'onde sismique. La variation du coefficient pseudo-statique en fonction

de la profondeur a permis de constater qu'il est possible d'avoir non seulement le bon coefficient de sécurité, mais surtout une surface de rupture comparable à celle obtenue par analyse dynamique complète. La fonction proposée au cours de la phase I sera présentée sur une base scientifique rigoureuse dans la suite de ce chapitre.

Les analyses effectuées dans la phase I ont permis de développer une fonction qui décrit la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur. Il est à noter que cette fonction a été développée pour une zone sismique similaire à la région de Québec (Zone 4) et pour un indice de plasticité de 30. Les chapitres 5, 6 et 7 traiteront de l'effet de l'indice de plasticité et de la zone sismique. Au cours de la phase I, 3 pentes ont été analysées, 1,75H :1V, 3H : 1V et 6H : 1V, afin de couvrir une large gamme d'inclinaisons de pente. On a également examiné l'effet de la profondeur du dépôt (10, 20 et 30 m). Une seule hauteur de pente a été analysée, soit la hauteur de 10 m. Ce chapitre présente la continuité des analyses effectuées dans la phase I. On a donc introduit des pentes de 5 m et de 15 m de hauteur et on a rajouté des hauteurs de dépôts (5 m, 35, 40 et 50 m). Le tableau 3.1 présente l'ensemble des cas analysés et le tableau 3.2 présente les propriétés dynamiques et géotechniques des différentes couches. Il est important de noter qu'une faible augmentation de S_u avec la profondeur a été utilisée dans cette partie de l'étude de sorte que la surface de rupture dynamique ne soit pas arrêtée par une augmentation rapide de S_u. Ceci permet de s'assurer de la fiabilité de la méthode pseudo-statique spectrale dans les conditions les plus défavorables. L'effet du taux d'augmentation de la résistance au cisaillement, S_u, sera également examiné aux chapitres 5 et 7.

3.1 Coefficient pseudo-statique variable $k_h(z)$

3.1.1 Modélisation numérique

Une étude paramétrique étendue, utilisant le code de différence finie FLAC7, a été réalisée sur une pente argileuse semblable à celle montrée à la figure 3.1. L'étude paramétrique a considérée trois pentes différentes: 1.75H: 1V; 3H: 1V et 6H :1V. Pour chaque pente, trois hauteurs ont été étudiées: 5 m - 10 m - 15 m, sauf pour la pente 1,75:1 où la hauteur de 15 m n'a pas été considérée en raison de son instabilité dans le cas statique. En outre, sept épaisseurs de dépôt, allant de 5 m à 50 m, ont été examinées. L'analyse paramétrique sera réalisée dans un premier temps pour les dépôts d'épaisseur variant entre 5 et 30 m. À cause de leurs comportement différents, les dépôts épais (> 30 m) seront examinés plus loin de manière séparée. Toutes les

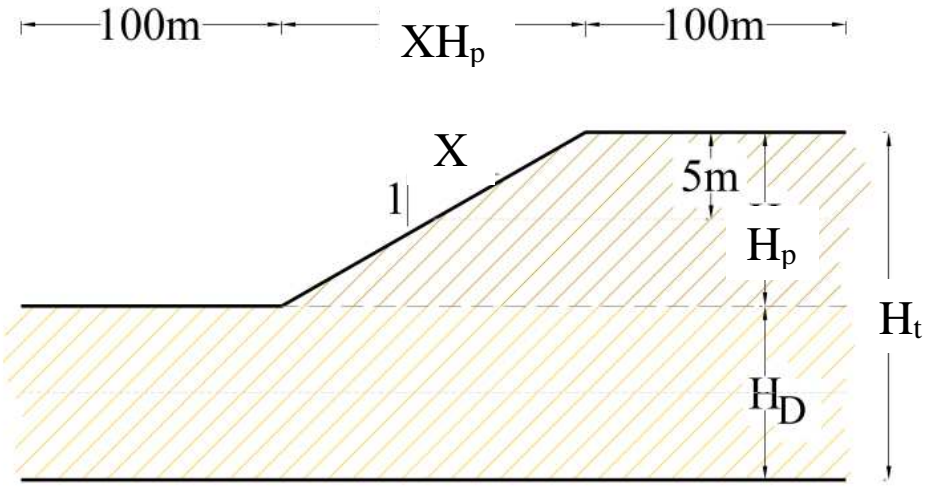


Figure 3.1 Définition des termes utilisés dans les analyses numériques et l'équation 3.3

pentes ont été analysées statiquement, dynamiquement et pseudo-statiquement. La figure 3.1 représente un croquis du modèle où H_p est la hauteur de la pente; H_D est l'épaisseur du dépôt de sol et H_t est la hauteur totale. Les limites du modèle sont de 100 m du pied et de la crête de la pente dans le cas du modèle de base (couche de 5 m de hauteur) et de 160 m dans le cas des modèles composés de couches de 1 m d'épaisseur (présentés plus loin). Les conditions aux limites utilisées à l'état initial pour toutes les analyses (à l'exception de l'état dynamique) sont: les limites verticales sont fixées horizontalement et la limite horizontale à la base du modèle est fixée horizontalement et verticalement. Pour l'analyse dynamique, la condition « champ libre » a été utilisée. La pente et le dépôt sous-jacent sont divisés en sous-couches de 5 m d'épaisseur. Les propriétés de chaque sous-couche sont constantes. Un critère de rupture Mohr-Coulomb a été utilisé. Les paramètres utilisés dans les analyses (la densité, ρ, la cohésion, c, l'angle de frottement, φ = 0, le module de masse, K, et le module de cisaillement, G, sont présentés au tableau 3.2. Les paramètres de rigidité sont basés sur les travaux de Locat et Beauséjour (1987) qui ont analysé 28 échantillons provenant de 20 sites différents de la plaine du Saint-Laurent et du Saguenay. Ils ont établi les corrélations, présentées par les équations 3.1 et 3.2, entre la résistance au cisaillement non drainée déterminée par le test de compression non confiné et la vitesse d'onde de cisaillement et le module de cisaillement maximal respectivement:

$$V_s=17.2S_u^{0.487} \quad (3.1)$$

$$G_o=0{,}379S_u^{1{,}05} \quad (3.2)$$

Dans toute l'étude, la résistance au cisaillement non drainée de la première sous-couche est de 25

Tableau 3.1 Coefficients de sécurité statiques obtenus à l'aide de FLAC_SLOPE.

			Coefficient de sécurité		
Pente	Hauteur du talus (m) (m)	Épaisseur de la fondation (m)	Facteur de la vitesse de cisaillement 0,5	1,0	1,5
1,75H :1V	5	5	2,09	2,09	--
		10	2,10	2,09	2,09
		20 à 50	2.09	2.09	2.09
	10	5	1,23	1,23	--
		10	1,23	1,23	1,23
		20 à 50	1,23	1,23	1,23
3H :1V	5	5	2,32	2,32	--
		10	2,34	2,34	2,34
		20 à 50	2,34	2,34	2,34
	10	5	1,46	1,46	--
		10	1,42	1,42	1,42
		20 à 50	1,42	1,42	1,42
	15	5	1,16	1,16	--
		10	1,11	1,11	1,11
		20 à 50	1,11	1,11	1,11
6H :1V	5	5	3,20	3,20	--
		10	2,80	2,80	2,80
		20 à 50	2,78	2,78	2,78
	10	5	2,17	2,17	--
		10	1,87	1,87	1,87
		20 à 50	1.77	1,77	1.77
	15m	5	1,77	1,77	--
		10	1.56	1.56	1.56
		20 à 50	1.44	1.44	1.44

Épaisseur de la fondation, H_t, est donnée entre le roc et l'élévation au pied de la pente

kPa et elle est augmentée de 5 kPa dans les sous-couches sous-jacentes. Cette augmentation de la résistance garantit que le dépôt devient normalement consolidé, si la nappe phréatique est considérée en surface, à une profondeur comprise entre 30 et 50 m sous le sommet de la pente, selon la formule proposée par Jamiolkowski et al. (1985). Malgré que cette augmentation de la résistance puisse être en quelque sorte considérée comme faible, elle permet d'avoir des surfaces de rupture plus profondes et permet donc de simuler les situations les plus défavorables. A partir

Tableau 3.2 Propriétés des couches utilisées en modélisation.

Argile	Profondeur / à la crête de la pente (m)	Résistance au cisaillement non drainée (kPa)	Masse Volumique (kg/m^3)	Module d'élasticité volumique (GPa)	Module de cisaillement (GPa)	Vitesse de Cisaillement (m/s)
		$[Su]$	$[\rho]$	$[K]$	$[G]$	$[V_s]$
Argile 1	0-5	25	1636,16	552,77	11.13	82,48
Argile 2	5-10	30	1658,99	669,39	13.48	90,13
Argile 3	10-15	35	1678,54	787,00	15.85	97,16
Argile 4	15-20	40	1695,66	905,46	18.23	103,69
Argile 5	20-25	45	1710,91	1024,65	20,63	109,81
Argile 6	25-30	50	1724,66	1144,52	23,04	115,59
Argile 7	30-35m	55	1737,20	1264,98	25,47	121,08
Argile 8	35-40m	60	1748,73	1386,00	27,91	126,32
Argile 9	40-45m	65	1759,40	1507,52	30,35	131,35
Argile 10	45-50 m	70	1770,0	1709,60	33,70	135,70

de la cohésion, les valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement, V_s, et du module de cisaillement, G, ont donc été déterminées à l'aide des équations 3.1 et 3.2, respectivement. La densité a été déterminée par la relation entre le module de cisaillement maximal et la vitesse d'onde de cisaillement $G_{max} = \rho Vs^2$. Enfin, le module de bulk a été calculé de sorte que le coefficient de Poisson soit assez proche de 0,5. Le tableau 3.2 résume les propriétés de chaque couche pour toutes les pentes étudiées. Des analyses ont par la suite été effectuées en changeant le profil de rigidité du sol, et ce, en multipliant la vitesse des ondes de cisaillement par des facteurs de 0,5 et de 1,5. Les résultats de ces analyses seront discutés à la fin de ce chapitre.

3.1.2 Analyses numériques

La méthode des éléments finis (FLAC7) est principalement utilisée dans cette étude afin de répondre à plusieurs questions liées à la base même de la méthode pseudo-statique et aussi comme un outil permettant le développement et la validation de la méthode pseudo-statique spectrale proposée. L'approche globale utilisée dans ce travail est de déterminer un facteur de réduction de la résistance du sol (S_u ou $\tan\phi$) de la pente à conduire à la rupture (chapitre 2). Dans cette étude nous sommes préoccupés essentiellement par le passage en plasticité (rupture). Par conséquent, les analyses statiques, pseudo-statiques et dynamiques ont été réalisées en utilisant la

même méthode et les mêmes résistances. Comme en condition dynamique, le problème de stabilité est un problème à court terme (rapide), l'analyse en contraintes totales a été adoptée pour tous les types d'analyse. Cependant, dans le cas de l'analyse dynamique, le module de cisaillement du sol a été dégradé en utilisant le modèle constitutif SIG4 limité par les critères de rupture de Mohr-Coulomb. L'utilisation de la méthode des éléments finis comme approche d'analyse des problèmes de stabilité des pentes présente de nombreux avantages. Ces avantages peuvent être résumés comme suit:

- Aucune hypothèse n'est faite en ce qui concerne la forme et la position de la surface de rupture.
- Aucune hypothèse n'est faite quant à la direction des forces.
- La méthode des éléments finis donne des informations précises sur le niveau de chargement si les paramètres du sol sont définis avec précision.
- La méthode des éléments finis permet de voir, dans le temps et dans l'espace, la progression de la rupture de la pente ou de la fondation.

L'approche proposée a déjà été validée au chapitre 2. Il est important de noter que l'utilisation de la résistance au cisaillement non drainée et l'analyse des contraintes totales est légitime dans le cas d'une pente argileuse soumise à une charge sismique. Duncun et al. (2014) indiquent que les procédures d'analyse pseudo-statique ne sont appropriées que pour les cas impliquant des sols qui ne perdent pas beaucoup de résistance (pas plus de 15 à 20%) pendant un tremblement de terre. Ils indiquent également que les pertes de résistance ne dépassant pas 15 à 20% peuvent être ignorées en toute sécurité parce que la plupart des sols soumis à une charge non drainée aux taux imposés par les tremblements de terre présenteront des forces 20 à 50% supérieures à la résistance au cisaillement mesurée avec des de charges monotones classiques.

3.1.3 Analyse statique

L'analyse statique a été effectuée afin de s'assurer que la pente est stable dans des conditions normales (Cela ne signifie pas que la pente est stable dans la condition dynamique). L'analyse de stabilité statique a été effectuée à l'aide des paramètres de résistance au cisaillement non drainées afin, d'une part, de comparer ces résultats aux analyses ultérieures et d'autre part, d'évaluer la méthode utilisée pour estimer le coefficient de sécurité. Un module pour calculer le coefficient de sécurité pour l'analyse de la stabilité de la pente en condition statique est déjà intégré dans FLAC

(FLACSLOPE). Ce module utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement pour déterminer le coefficient de sécurité. Cependant, étant donné que ce module ne peut être utilisé pour estimer le coefficient de sécurité dans d'autres types d'analyse, la méthode de réduction de la résistance au cisaillement a été appliquée manuellement en suivant la procédure suivante: a) pour une même pente, plusieurs analyses sont effectuées en réduisant/augmentant la résistance au cisaillement; b) le déplacement horizontal relatif entre deux points arbitraires est ensuite déterminé. Les deux points choisis sont un point situé au milieu de la pente et le point correspondant au rocher (base du modèle); c) le déplacement relatif en fonction du facteur de réduction est tracé et d) le coefficient de sécurité qui correspond à une variation importante ou soudaine du déplacement horizontal relatif est ainsi déterminé. Ce changement significatif et soudain du déplacement relatif a été observé dans tous les types d'analyses, à l'exception de l'analyse dynamique où le changement est plus ou moins abrupt. Comme le coefficient de réduction minimal conduisant à la rupture n'est pas directement identifiable dans l'analyse dynamique, le coefficient de sécurité est déterminé en construisant deux tangentes: l'une au premier segment de la courbe et l'autre au segment inférieur de la courbe. Les deux segments sont presque droits. La bissectrice est alors tracée croisant la courbe en un point. Ce point est considéré comme l'endroit où le début de la rupture commence. De plus, le coefficient de sécurité est lié au développement de la surface de rupture, de sorte que la création de la surface de rupture est examinée tout au long de l'analyse de réduction de la résistance au cisaillement. L'approche mentionnée ci-dessus a permis d'estimer correctement le coefficient de sécurité tel que démontré au chapitre 2. Les courbes de déplacement relatif des analyses statiques sont présentées aux figures A.1 à A.8 de l'annexe 1 pour les différentes pentes étudiées. Pour la pente 1.75H :1V, les figures A1.1 et A1.2 montrent que les courbes des quatre épaisseurs sont superposées donnant le même coefficient de sécurité. Pour la pente 3:1 (Figures A1.3 à A1.5), la profondeur de la surface de glissement est d'environ 10 m sous le pied de la pente pour H_D = 10 m, 20 m et 30 m; Alors qu'elle passe tangentiellement par le rocher pour une hauteur H_D = 5m impliquant des coefficients de sécurité différents pour cette hauteur. Pour la pente 6H:1V (Figures A1.6 à A1.8) le même phénomène est observé pour les hauteurs de 5 m et 10 m. L'ensemble des coefficients de sécurité statique sont présentés dans le tableau 3.1.

3.1.4 Analyse dynamique

Un séisme génère des forces inertielles de nature cyclique dans la pente. Ainsi, la résistance au

cisaillement peut être réduite en raison d'une charge transitoire ou du fait de la génération de pressions interstitielles excédentaires. Au même temps, en raison de la charge dynamique, la résistance au cisaillement non drainées augmente généralement de 20 à 50% (en particulier pour les sols argileux) par rapport à la résistance au cisaillement mesurée dans les essais classiques de charge monotones (Matasovic et Vucetic, 1995, Duncun et al., 2014). L'analyse sismique des pentes est complexe car il faut considérer l'effet des contraintes dynamiques induites par le tremblement de terre et les effets des contraintes supplémentaires sur la résistance et le comportement contrainte-déformation du sol. L'analyse sismique peut être divisée en deux parties: une partie qui concerne l'instabilité inertielle et une qui concerne la dégradation de la résistance au cisaillement induite par les forces dynamiques. Dans la première, la résistance au cisaillement reste relativement constante, mais les déformations se développent en raison du dépassement temporaire de cette résistance (ajout d'une charge horizontale). Dans la deuxième, le tremblement de terre peut induire une diminution de la résistance du sol (ramollissement qui se produit généralement à grandes déformations), de sorte qu'il ne peut plus être stable sous l'effet de contraintes sismiques induites. Généralement, la diminution de la résistance au cisaillement se produit lorsque la rupture de la pente est déjà initiée (grandes déformations) et puisqu'on est plutôt intéressé par le début de la rupture aucune diminution de la résistance (statique) n'a été imposée dans cette étude qui traite uniquement des pentes argileuses. Ainsi, les analyses ont été effectuées en considérant la dégradation du module de cisaillement (G) et l'augmentation du taux d'amortissement uniquement. La résistance au cisaillement n'a pas été modifiée au cours de l'analyse (pas de dégradation de la résistance au cisaillement). Cette hypothèse peut être considérée réaliste dans la mesure où nous essayons de développer une méthode pseudo-statique basée sur l'état limite. L'utilisateur peut utiliser la méthode développée avec une résistance réduite dans son analyse si nécessaire. Il est important de mentionner qu'à des déformations γ_{cyc} inférieures à 1.5% (Figure 3.2), les résultats des essais cycliques effectués sur les échantillons d'argiles ne montrent généralement pas d'augmentations significatives des pressions inertielles suite à l'application de 15 à 30 cycles réguliers lorsque ces argiles qui ont des degrés de sur-consolidation supérieures à 2 (Matasovic et Vucetic, 1995). Un tremblement de terre compatible avec la séismicité de la région de Québec implique généralement un nombre de cycles équivalents inférieur à 20-30 cycles. Pour des dépôts d'argiles avec des OCR supérieurs à 1.5-2, l'hypothèse de non réduction de la résistance est donc très réaliste. Ceci étant dit, cette question

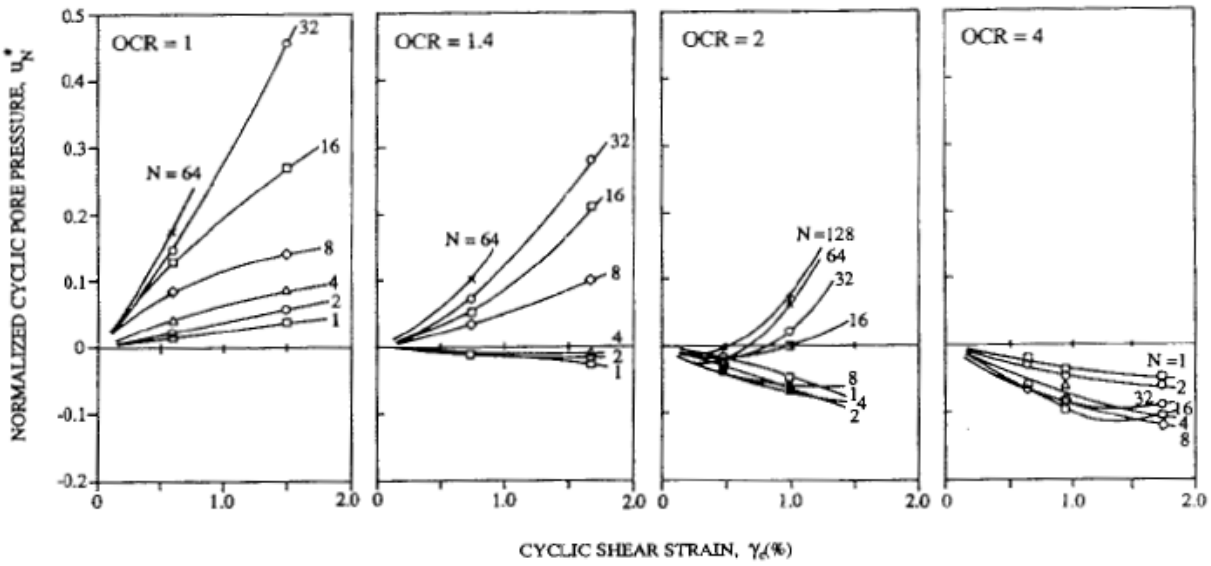


Figure 3.2 Variation de la pression interstitielle durant des essais cycliques sur des argiles en fonction de la distorsion du nombre de cycles et du degré de sur-consolidation (d'après Matasovic et Vucetic, 1995)

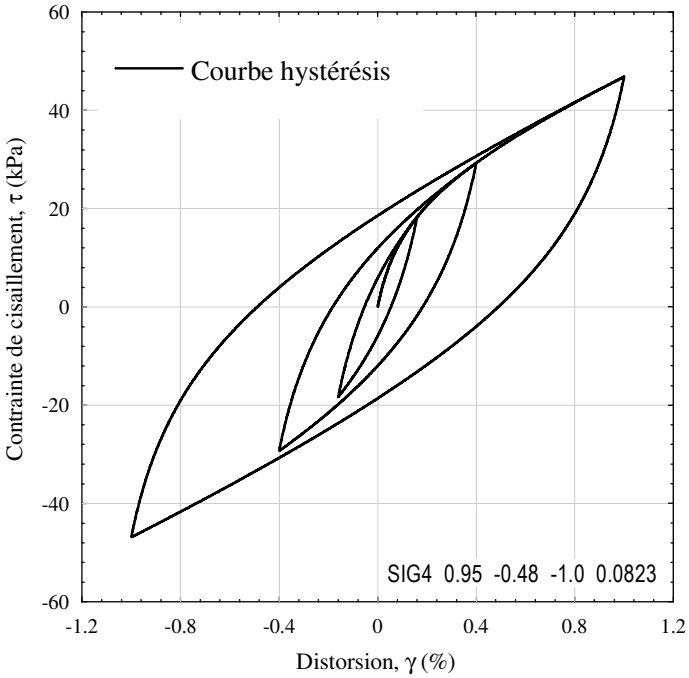


Figure 3.3 Modèle de comportement utilisé dans les analyses dynamiques

sera réexaminée plus en détail pour les argiles sensibles du Québec au chapitre 6.

La rigidité du sol (G_{max}) considérée est basée sur le profil V_s déterminé à partir de l'équation 3.1. Dans une analyse dynamique, en raison des distorsions γ associées à la vibration, la réponse du dépôt n'est pas élastique et les modules de cisaillement doivent généralement être réduits en

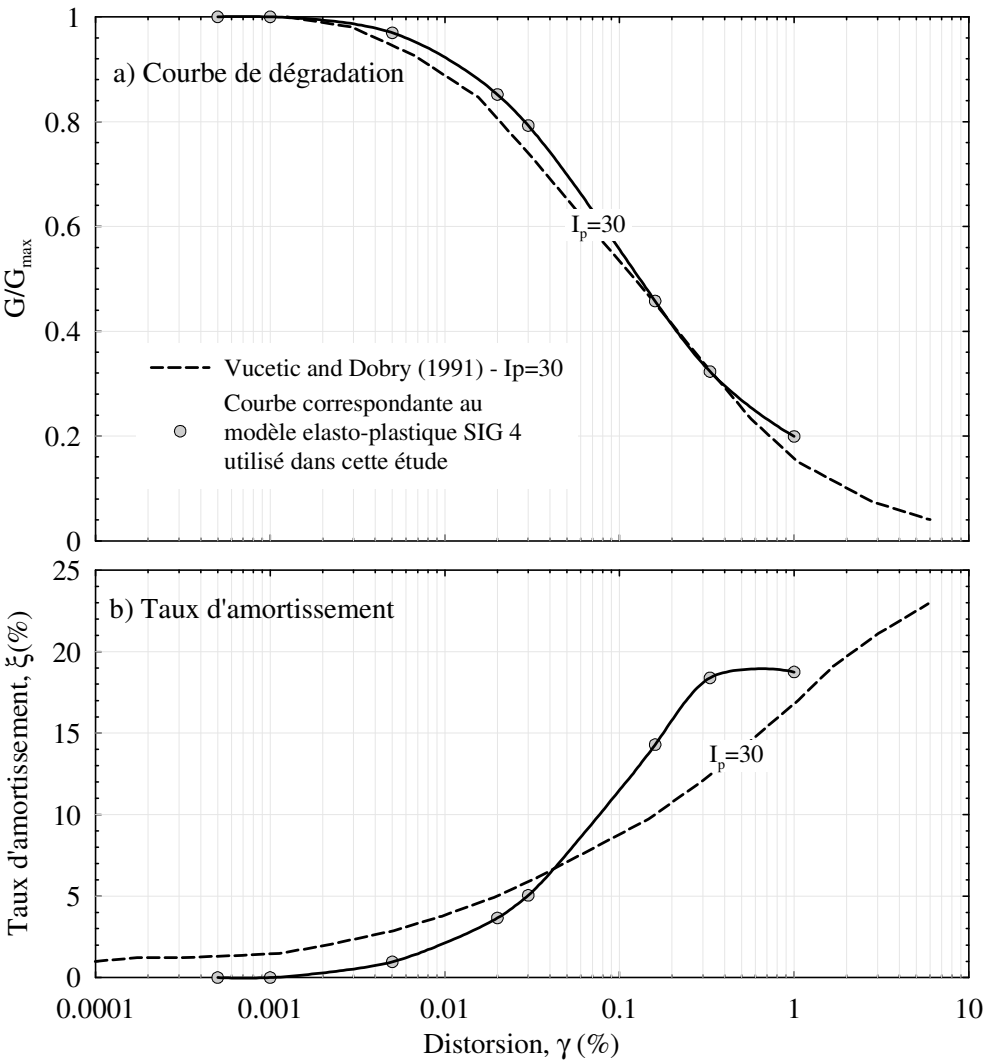


Figure 3.4 Comparaison entre les courbes de dégradation et du taux d'amortissement du modèle SIG4 utilisé et celles proposées par Vucetic et Dobry, 1991 pour un indice de plasticité de 30

fonction des courbes de dégradation G/G_{max}. Dans cette étude, les analyses ont été réalisées à l'aide d'un modèle élasto-plastique, comme le montre la figure 3.3. L'obtention des paramètres nécessaires à la définition de ce modèle est réalisée par un processus d'essai et d'erreur en faisant varier les quatre constantes décrivant le modèle disponible dans FLAC7 (SIG4). Les valeurs représentées sur la figure 3.3 correspondent à des constantes qui permettent d'obtenir des courbes de dégradation G/Gmax et d'amortissement correspondant à celles obtenues par Vucetic et Dobry. (1991). Pour l'argile, ces courbes sont généralement basées sur l'indice de plasticité. Un indice de plasticité de 30 a été considéré dans ce chapitre (figure 3.4). L'effet de l'indice de plasticité sera examiné dans les chapitres 5 et 6.

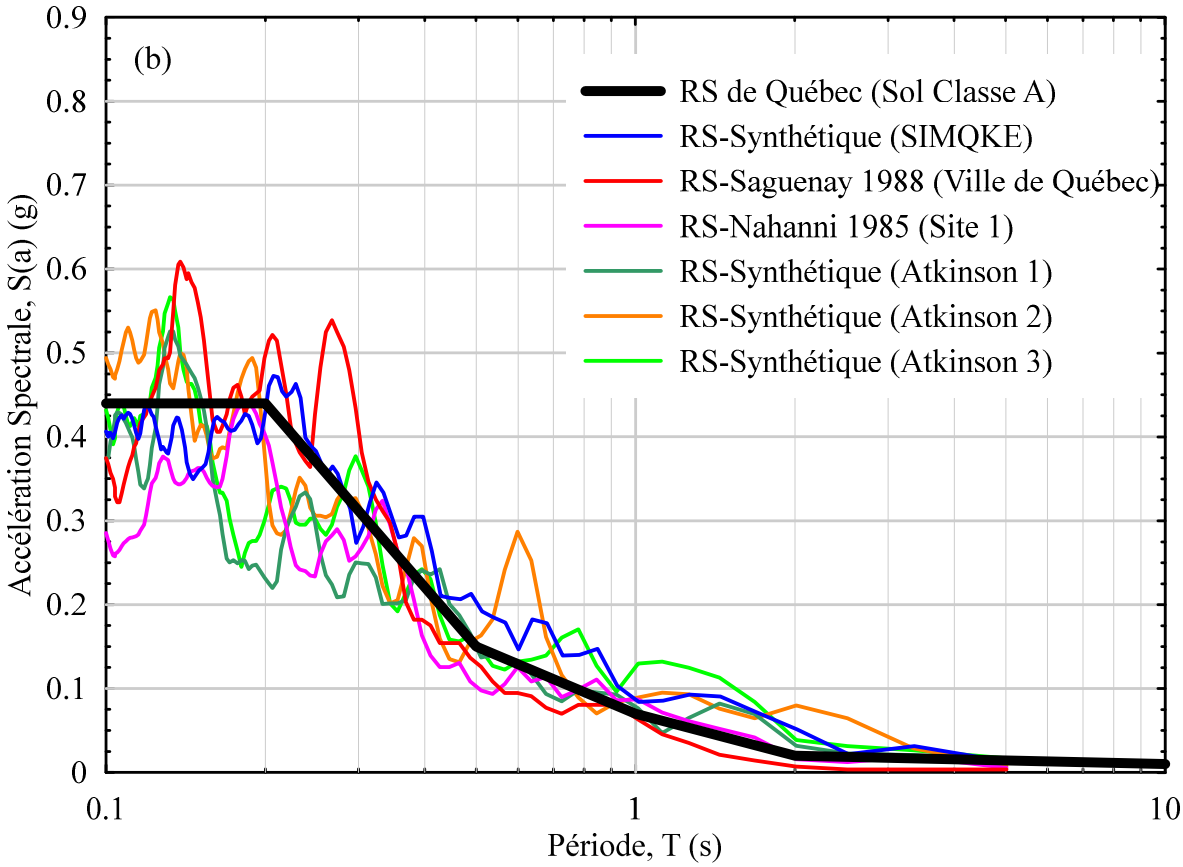


Figure 3.5 Spectre des accélérogrammes compatibles avec la séismicité de la région de Québec utilisé dans les analyses dynamiques

Tableau 3.3 Spectre de conception pour la ville de Québec (Zone 4)

	PGA	Sa (0.2)	Sa (0.5)	Sa (1.0)	Sa (2.0)
Classe C	0,37	0,59	0,3	0,14	0,048
Classe A	0,28	0,44	0,15	0,07	0,02

L'analyse dynamique a été effectuée dans un premier temps sur une pente témoin en utilisant six séismes (figure 3.6) compatibles avec la région sismique de la ville de Québec (figure 3.5), afin de comparer le coefficient de sécurité ainsi que la surface de rupture produite par chacun d'eux. La figure 3.5 montre le spectre correspondant à chaque séisme calé par rapport au spectre de conception de la ville Québec fourni par la commission géologique du Canada. Les spectres ont été calibrés par des facteurs afin qu'ils correspondent au spectre de conception (Tableau 3.3 et Figure 3.5). Le premier tremblement de terre présenté à la figure 3.6f est un séisme synthétique généré à l'aide du simulateur SIMQKE (Vanmarcke et al., 1976 et 1997). Ce tremblement de terre sera utilisé dans la suite de l'étude paramétrique. En comparant les surfaces de rupture des six

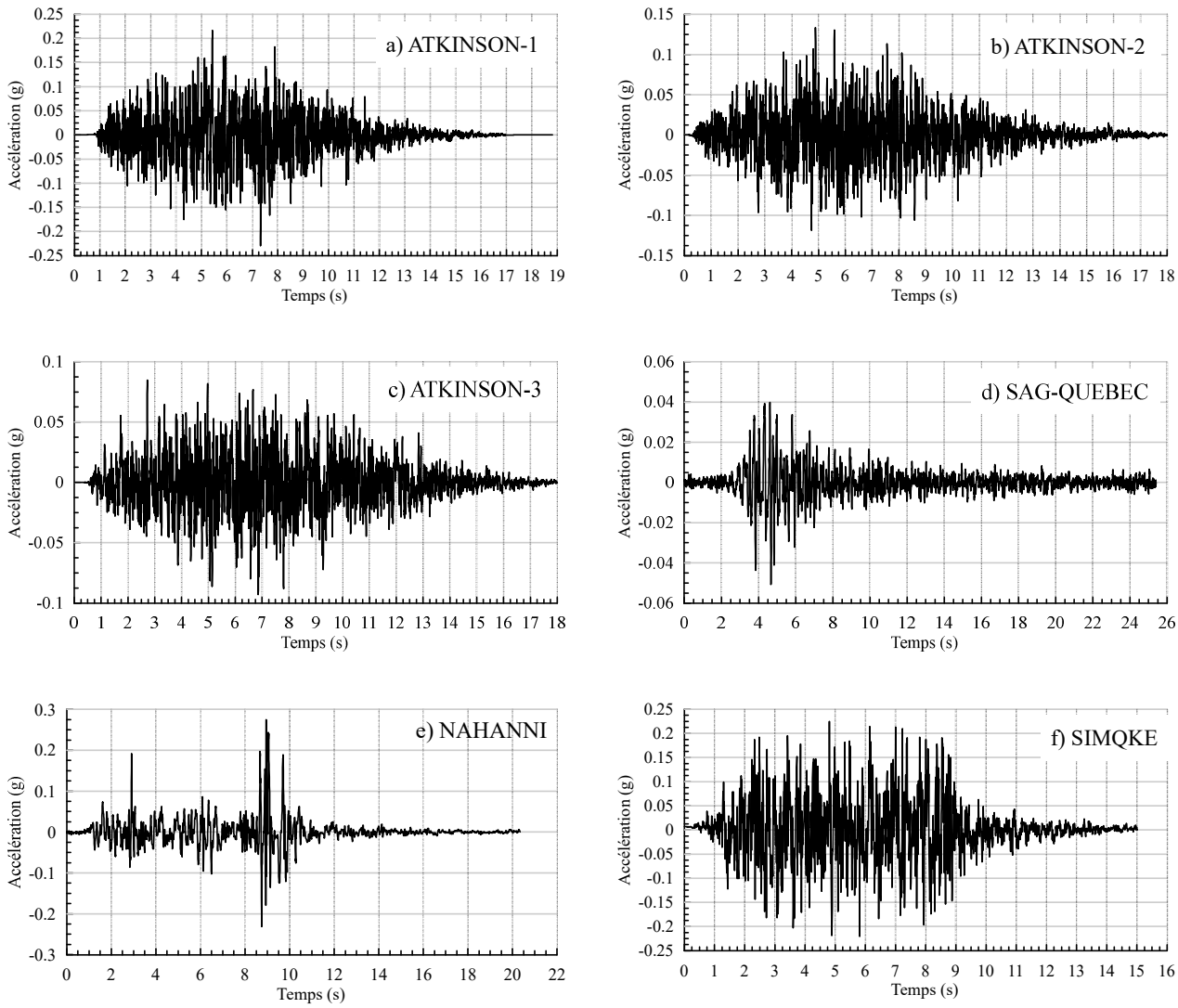
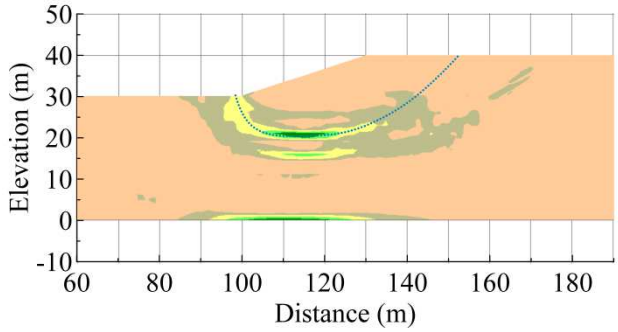


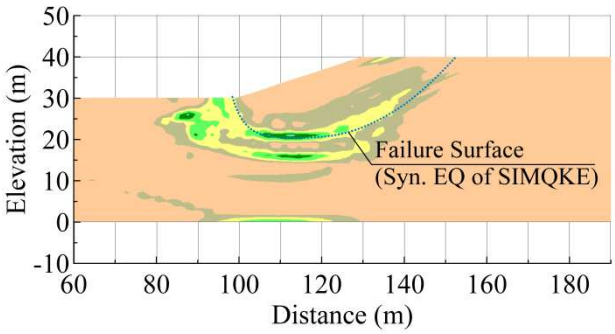
Figure 3.6 Accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques pour une pente de 1.75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 30 m de hauteur.

séismes étudiés avec ceux de SIMQKE, il est possible de constater que les surfaces de glissement sont à toute fin pratique presque identiques (Figure 3.7). D'autre part, le coefficient de sécurité varie entre 1,1 et 1,14; La différence en pourcentage ne dépasse pas 4%.

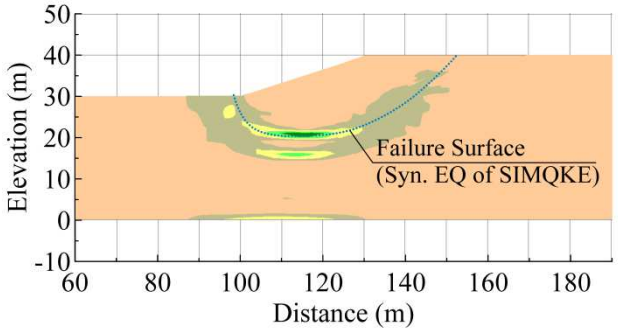
L'ensemble des courbes de déplacement relatif - coefficient de réduction obtenues à l'aide des analyses dynamique en utilisant l'accélérogramme SIMQKE sont regroupées par inclinaison et hauteur de la pente à l'annexe 1. À partir des figures A.1.1 à A.1.8 les coefficients de sécurité dynamique ont été déterminés pour chaque pente (inclinaison et hauteur). Les valeurs sont présentées dans le tableau 3.4. Il est à noter le changement moins brutal du déplacement relatif



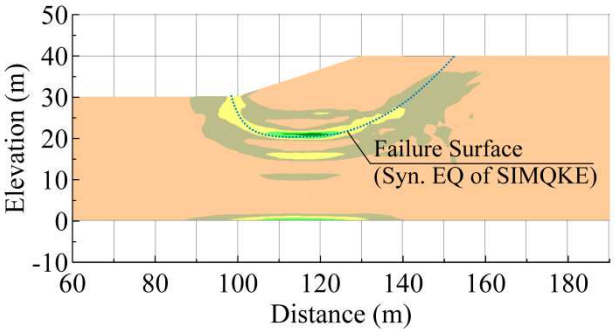
(a) Accélérogramme synthétique SIMQKE (FS=1.1).



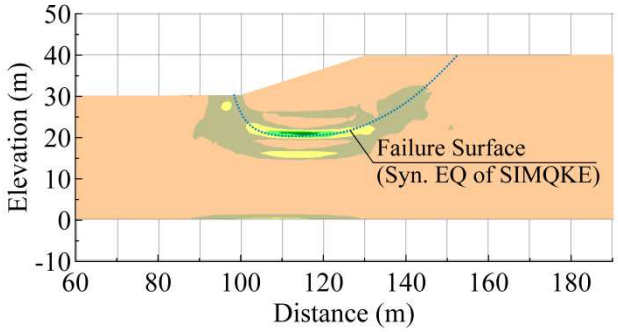
(b) Accélérogramme mesuré à Québec - Saguenay 1988 (FS=1.14).



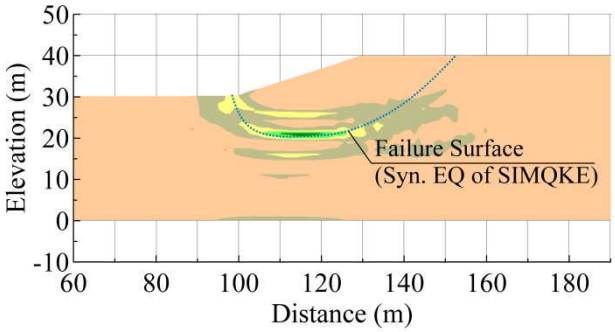
(c) Accélérogramme de Nahanni 1985, site 1 (FS=1.12).



(d) Acélérogramme synthétique, Atkinson, no 1 (FS=1.1).



(e) Acélérogramme synthétique, Atkinson, no 2 (FS=1.12).



(f) Acélérogramme synthétique, Atkinson, no 3 (FS=1.12).

Figure 3.7 Variation de la distorsion (plastification) à l'intérieur de la pente en fonction de l'accélérogramme utilisé dans l'analyse dynamique et comparaison des surfaces de rupture avec celle obtenue par l'accélérogramme SIMQKE

dans le cas dynamique. Ceci est relié au fait que la charge dynamique n'est pas permanente et que son effet est limité dans le temps. Le début de plastification doit être considéré sérieusement puisqu'un séisme est souvent suivi par des répliques qui peuvent amener la pente jusqu'à la rupture totale. Il est également probable que la rupture complète se produise après le tremblement de terre à cause des différentes zones plastifiées. C'est pour cette raison que le coefficient de sécurité est évalué comme le début du changement du taux de déplacement.

Tableau 3.4 Coefficient de sécurité obtenus à l'aide des analyses dynamique (FLAC).

Pente	Hauteur de la pente Hp (m)	Épaisseur du dépôt H_D (m)	Coefficient de sécurité
1.75H :1V	5	5	1.50
		10	1.55
		20	1.50
		30	1.55
	10	5	1.02
		10	1.00
		20	0.92
		30	0.93
3H :1V	5	5	1.70
		10	1.64
		20	1.60
		30	1.52
	10	5	1.28
		10	1.25
		20	1.10
		30	1.10
	15	5	1.00
		10	0.94
		20	0.90
		30	0.84
6H :1V	5	5	2.10
		10	2.00
		20	2.00
		30	1.90
	10	5	1.84
		10	1.58
		20	1.48
		30	1.44
	15	5	1.52
		10	1.34
		20	1.24
		30	1.14

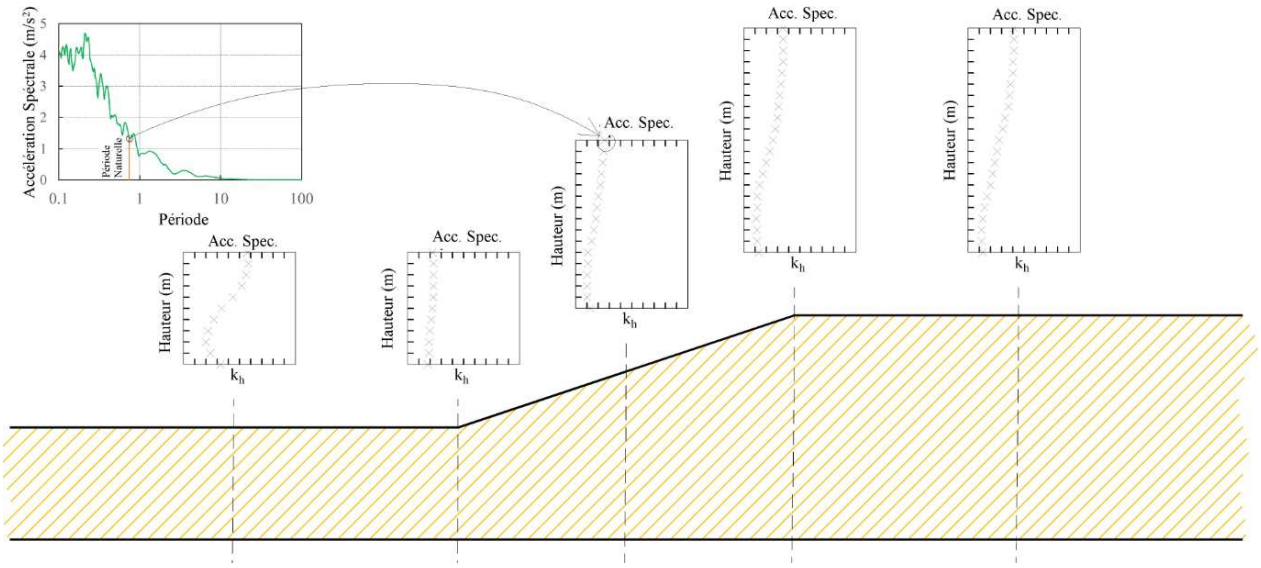


Figure 3.8 Section où le profil d'accélération spectrale a été déterminé: haut de la pente, milieu de la pente, bas de la pente, la distance médiane entre le haut de la pente et la limite verticale du modèle et la distance médiane entre le bas de la pente et l'autre limite verticale

3.2 Développement de la méthode pseudo-statique spectrale

3.2.1 Base du développement du coefficient pseudo-statique variable $k_h(z)$

D'après les résultats des analyses pseudo-statiques dynamiques et conventionnelles (chapitre 2) et selon le code URSS de 1957, Ambraseys (1960), Towhata (2008) et Ghobrial et al. (2015), l'utilisation d'un coefficient sismique constant ne permet pas d'évaluer correctement la stabilité d'une pente argileuse. La variation proposée par Ghobrial et al. (2015) était linéaire ou segmentaire. Afin de mieux comprendre comment le mouvement du sol se produit durant une sollicitation sismique et à quel point l'hypothèse d'appliquer une force horizontale permanente peut être valable, un profil d'accélération spectrale a été tracé à cinq sections, soit : 1) au sommet de la pente, 2) au milieu de la pente, 3) au bas de la pente, 4) à la mi-distance entre le haut de la pente et la limite verticale de la pente et 5) à la distance médiane entre le bas de la pente et l'autre limite verticale (voir figure 3.8). Ces profils sont illustrés aux figures 3.9 et 3.10 pour la pente 1,75H:1V et la pente 3H: 1V, respectivement. Les cas présentés sont pour une hauteur de la pente, H_p de 10 m et une épaisseur du dépôt, H_D, de 10 m. Pour déterminer ces profils, la période naturelle à chaque section a été déterminée, puis l'accélération spectrale a été établie (Figure 3.9a et Figure 3.10a). Cependant, la réponse dynamique de la pente semble être dominée par une certaine fréquence. Cette fréquence semble être plus proche de celle qui correspond à la hauteur

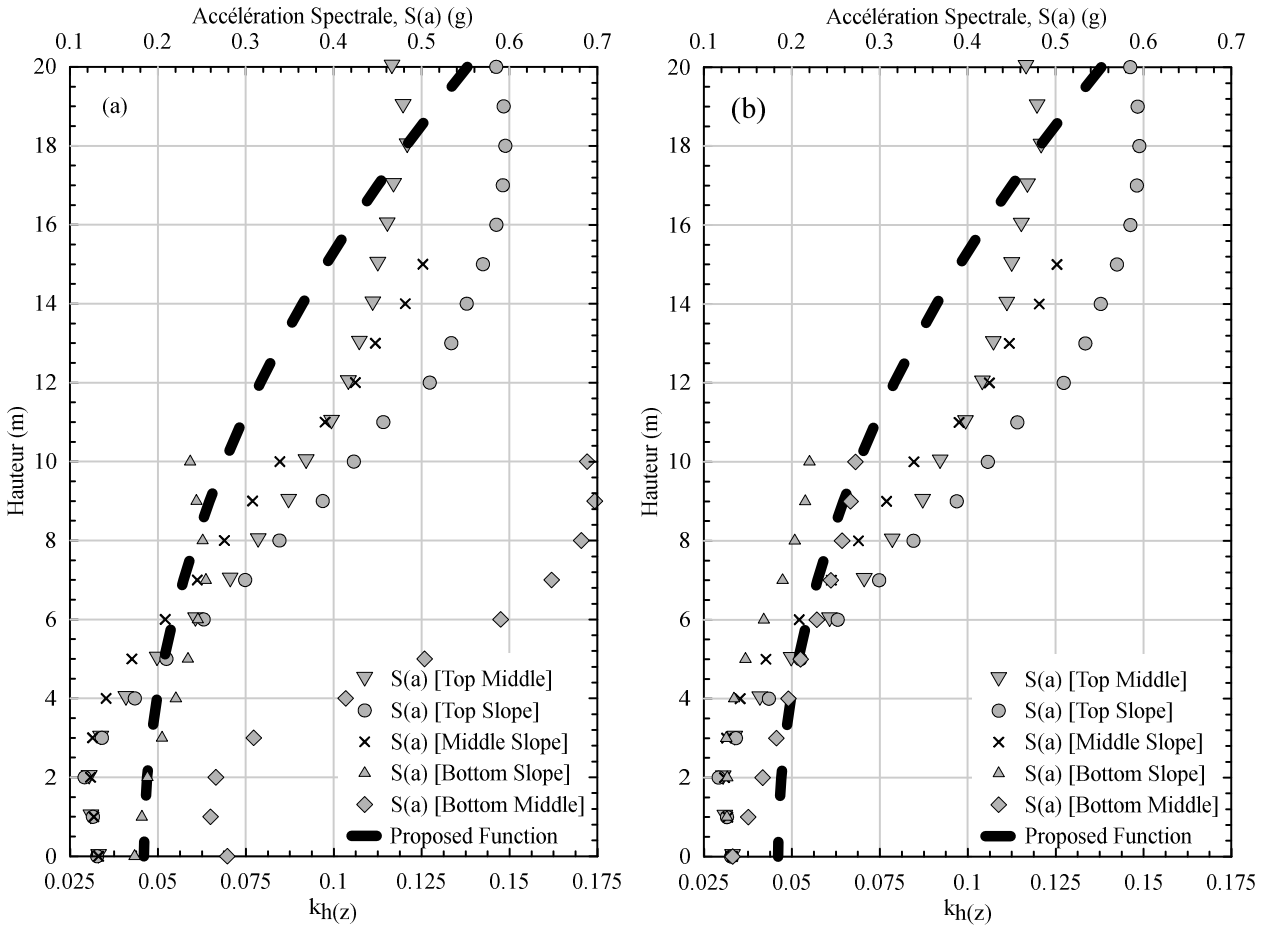


Figure 3.9 Profils d'accélération spectrale aux cinq sections par rapport à la variation proposée du coefficient pseudo-statique pour la pente 1.75:1: (a) les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle de chaque section; b) les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle dominante de tout le dépôt (0,746).

totale du dépôt (haut de la pente), de sorte que l'accélération spectrale a également été déterminée à cette fréquence pour chaque pente (Figure 3.9b et Figure 3.10b). La variation de l'accélération spectrale suit plus ou moins une fonction transcendantale. En pratique, l'accélération maximale à la base du dépôt et celle en surface peuvent être plus au moins égales. Ceci dépend de plusieurs facteurs dont essentiellement la force sismique imposée. Toutefois, ces valeurs ne sont pas représentatives du mouvement global du dépôt, puisque l'accélération à sa base peut être transportée par une fréquence très différente de celle à la surface. Les accélérations doivent être comparées pour une même fréquence qui représente la propagation d'une onde d'une certaine longueur ayant un mouvement dans un sens ou dans l'autre sur la épaisseur du dépôt.

Les mouvements du sol qui appartient à la surface potentiellement instable sont synchronisés

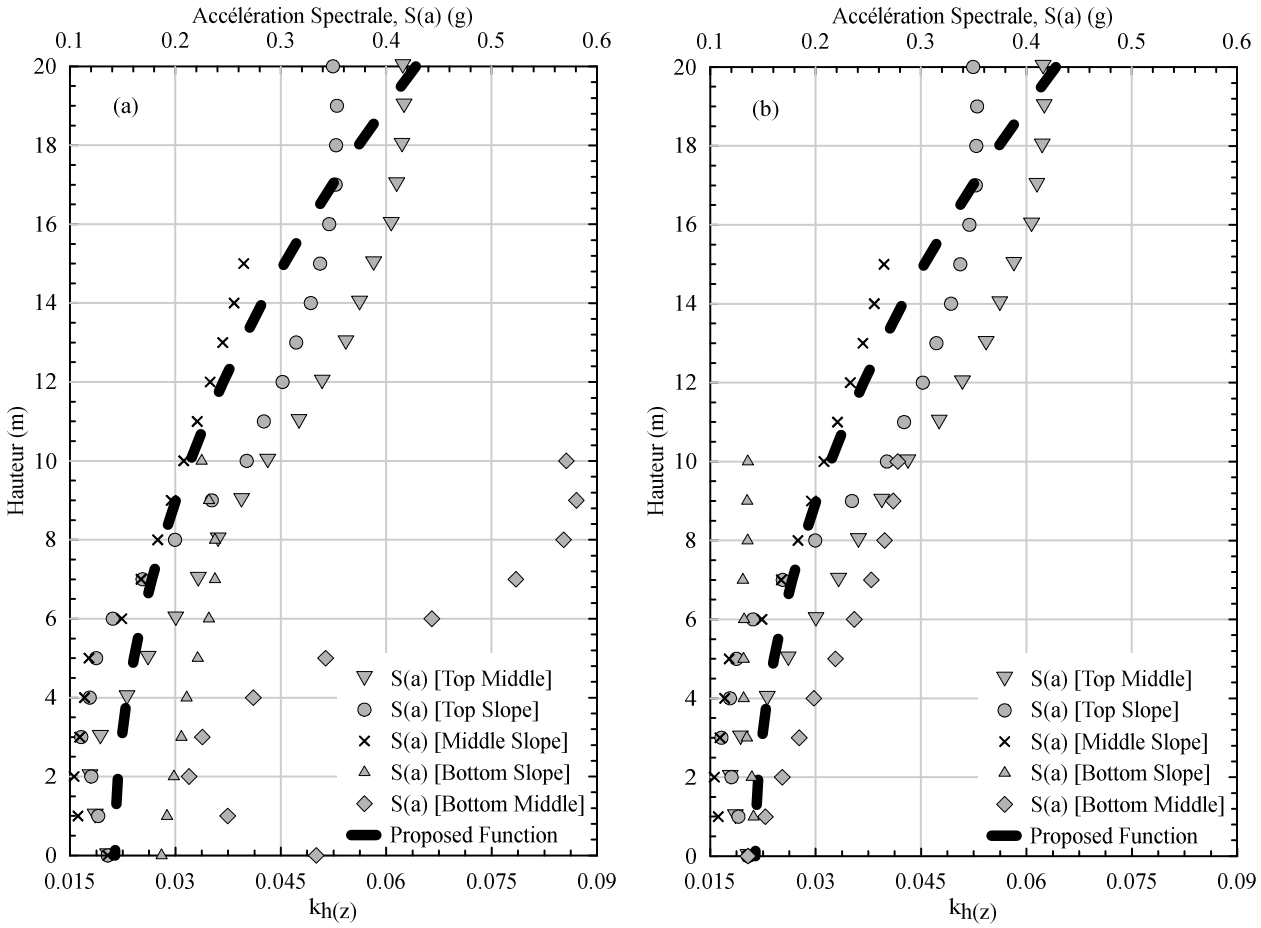


Figure 3.10 Profils d'accélération spectrale aux cinq sections par rapport à la variation proposée du coefficient sismique pour la pente 3: 1: (a) Les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle de chaque section; b) Les profils d'accélération spectrale sont déterminés à la période naturelle dominante de tout le dépôt (0,741)

pour les ondes qui se propagent à des fréquences proches de la fréquence naturelle du dépôt. Ceci implique en général que les mouvements des couches de sol à l'intérieur du volume potentiellement instable sont dans la même direction et que l'hypothèse de remplacer l'action sismique par une force constante s'applique. Ceci constitue le principe de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale. Les résultats des figures 3.9b et 3.10b montrent de toute évidence que le coefficient pseudo-statique ne peut pas être constant et doit augmenter en s'approchant de la surface du dépôt. En réponse à cette constatation, des analyses pseudo-statiques spectrales (avec un coefficient k_h variable) ont été réalisées dans le but de développer une formule pour un coefficient sismique variable conduisant au même coefficient de sécurité et pratiquement la même surface de glissement de l'analyse dynamique. Cette formule doit tenir compte de la

géométrie de la pente ainsi que des propriétés dynamiques du mouvement sismique et du sol. L'examen de la variation de l'accélération spectrale à l'intérieur du dépôt montre que la force d'inertie varie avec la profondeur de sorte qu'elle est minimale au niveau du roc et augmente graduellement jusqu'à son maximum à la surface. L'optimisation de la fonction $k_h(z)$ nécessite la comparaison entre les résultats des analyses dynamiques et ceux des analyses pseudo-statiques. Ceci nécessite d'abord la définition d'une fonction, $k_h(z)$, et ensuite son application dans une analyse d'équilibre statique, afin d'examiner sa fiabilité. Le premier élément important, pour savoir si la fonction est fiable ou non, est de vérifier sa capacité à développer la même surface de rupture (pseudo-statique) que celle développée dans l'analyse dynamique. Pour définir la fonction $k_h(z)$, il est nécessaire d'examiner la variation de l'accélération le long de colonnes de sol situées dans la zone de rupture potentielle. Cet exercice a permis de développer plusieurs fonctions qui ont déjà été présentées dans le rapport d'étape. La forme la plus simple et la plus pratique qui a été retenue peut-être donnée par l'équation 3.3:

$$k_h(z) = k_{h0}\left(1 + a\left(\frac{z}{H_t}\right)^b\right) \qquad (3.3)$$

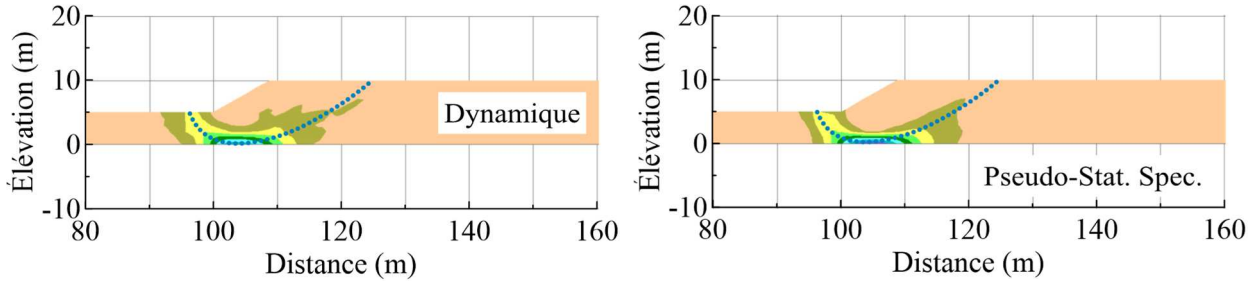
Où k_{ho} est le coefficient sismique au roc (valeur initiale); H_t est la hauteur totale du dépôt; a et b sont deux coefficients qui affectent la forme et la position de la surface de glissement; et z représente une variable qui représente la variation de la hauteur mesurée à partir du roc.

3.2.2 Fiabilité de la méthode pseudo-statique spectrale – surface de rupture

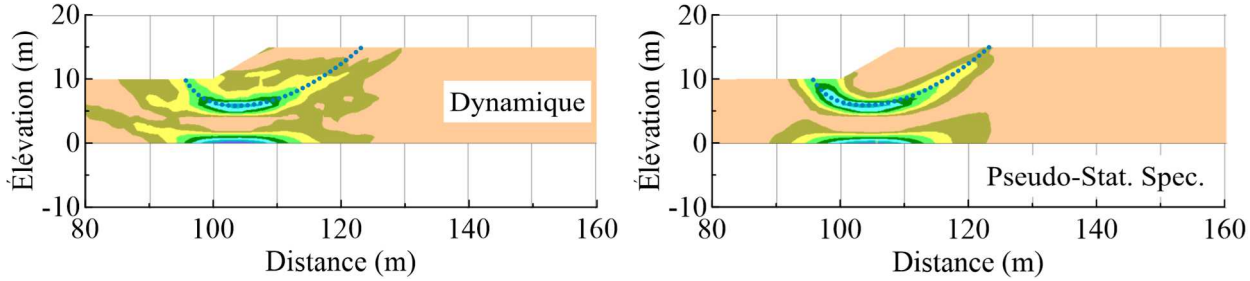
Comme déjà démontré, la fiabilité de la méthode pseudo-statique passe par sa capacité à reproduire la surface de rupture la plus réaliste (qui s'approche de celle obtenue dans une analyse dynamique et qui simule l'effet d'un tremblement de terre). Cependant, pour une fonction $k_h(z)$ donnée, il est aussi nécessaire de déterminer le coefficient pseudo-statique qui permet d'avoir le même coefficient de sécurité dynamique. La fonction utilisée dans la suite de cette étude est celle d'écrite par l'équation 3.3. On a donc évalué, pour chaque cas présenté jusqu'ici, le coefficient pseudo-statique qui permet de trouver le coefficient de sécurité correspondant à celui déterminé par l'analyse dynamique (tableau 3.4). Les résultats de l'ensemble des analyses qui ont permis de calculer les coefficients pseudo-statique sont présentés à l'annexe 2. Les analyses pseudo-statiques à coefficient variable ont été effectuées à l'aide du programme FLAC7 en utilisant le

principe de réduction des paramètres de résistance. Des résultats basés sur l'analyse à l'équilibre limite développée dans le cadre de cette étude seront présentées dans les chapitres suivants. Les figures 3.11 à 3.18 présentent des comparaisons entre les surfaces de rupture dessinées par les contours de déformation par cisaillement (distorsions) déterminées à l'aide des analyses dynamiques (gauche) et celles obtenues dans les analyses pseudo-statiques spectrales (droite) pour les 3 pentes (5, 10 et 15 m) et les 3 hauteurs considérées (5, 10 et 15 m). Ces figures montrent que les surfaces de rupture déterminées par l'analyse pseudo-statique, avec $k_h(z)$ variable, sont généralement concordantes avec celles déterminées par les analyses dynamiques. Les surfaces de ruptures sont dans l'ensemble très différentes des surfaces déterminées par la méthode pseudo-statique conventionnelle (Chapitre 1 et Chapitre 4).

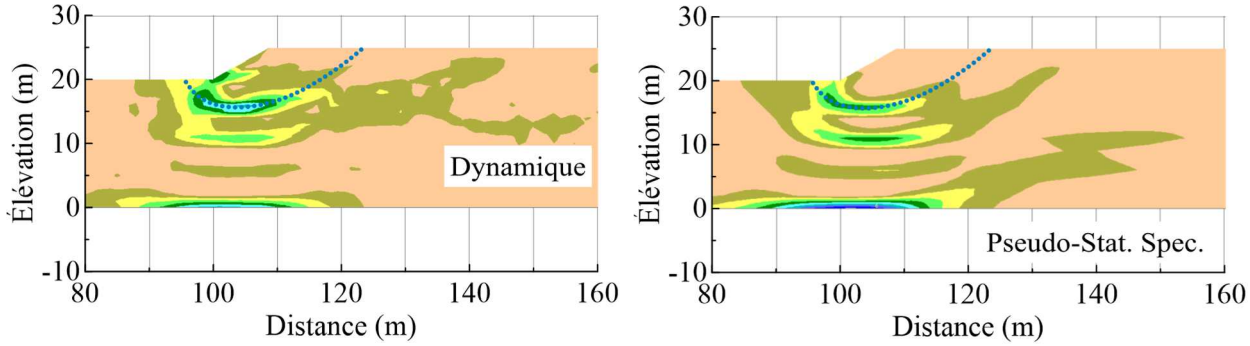
La figure 3.11 montre des comparaisons entre les contours de distorsions maximums déterminées par l'analyse dynamique et ceux déterminés par la méthode pseudo-statique spectrale pour une pente de 1.75H :1V d'une hauteur de 5 m. Les deux analyses sont concordantes et montrent la présence de deux surfaces de rupture potentielles dans le cas des dépôts de 10 m et 20 m d'épaisseur. Dans le cas du dépôt de 30 m d'épaisseur on observe, dans les deux analyses, la présence de 3 surfaces de rupture potentielles. La figure 3.12 montre que le cercle avec le rayon le plus faible est généralement mieux défini que les autres et représente vraisemblablement la surface de rupture la plus critique. Cet aspect ne peut pas être vérifié par la méthode de réduction de la résistance utilisée ici et sera examiné dans le chapitre 4 qui traite de l'implémentation de la nouvelle méthode dans une analyse à l'équilibre limite. Le même phénomène est observé à la figure 3.13 (pente de 1.75H :1V de 10 m de hauteur) avec la présence de deux surfaces de rupture pour les dépôts de 20 m et de 30 m d'épaisseur. Les cercles moins profonds sont dans ce cas beaucoup mieux définis que les cercles profonds. Les figures 3.14 à 3.16 présentent les résultats des analyses effectuées pour une pente de 3H: 1V d'une hauteur de 5, 10 et 15 m, respectivement. Les comparaisons montrent, comme dans le cas des pentes de 1.75H :1V, la présence de plus d'une surface de rupture pour les dépôts d'une épaisseur de 20 m et 30 m. Les figures 3.17 à 3.19 présentent à leur tour les résultats des analyses effectuées pour une pente de 6H: 1V d'une hauteur de 5, 10 et 15 m, respectivement. Les comparaisons montrent également la présence de plus d'une surface de rupture pour les dépôts d'une épaisseur de 30 m pour des pentes de 10 et 15 m. Dans le cas d'une pente de 5 m, deux surfaces de rupture sont également observées dans le cas d'un dépôt de 20 m de hauteur. L'élément intéressant dans ces résultats est que ces surfaces



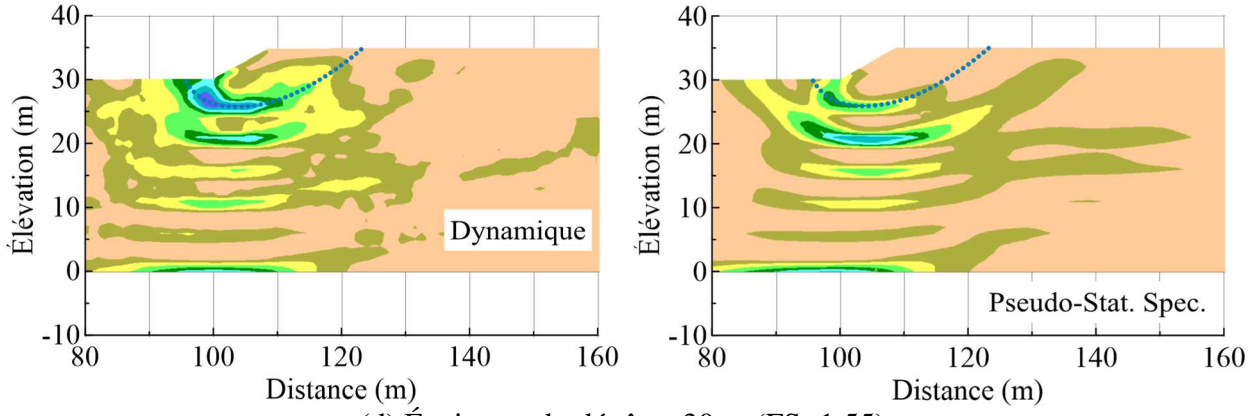
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.50).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.55).

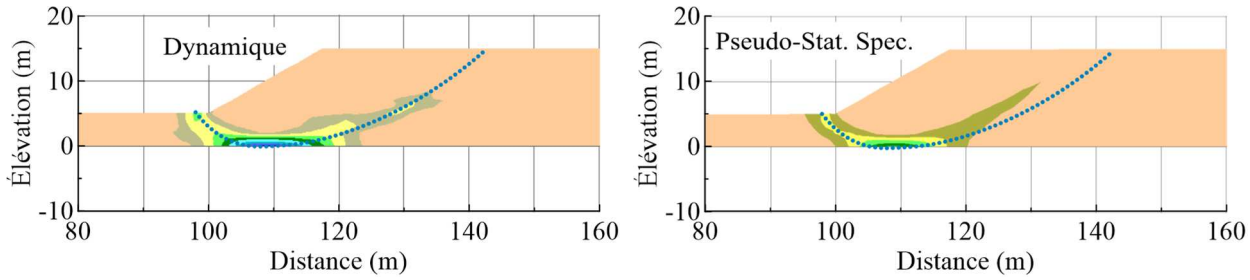


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=1.50).

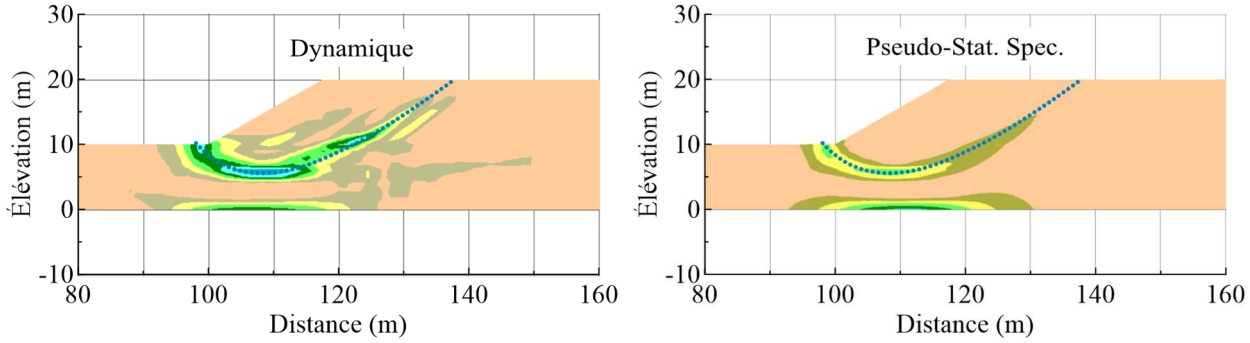


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.55).

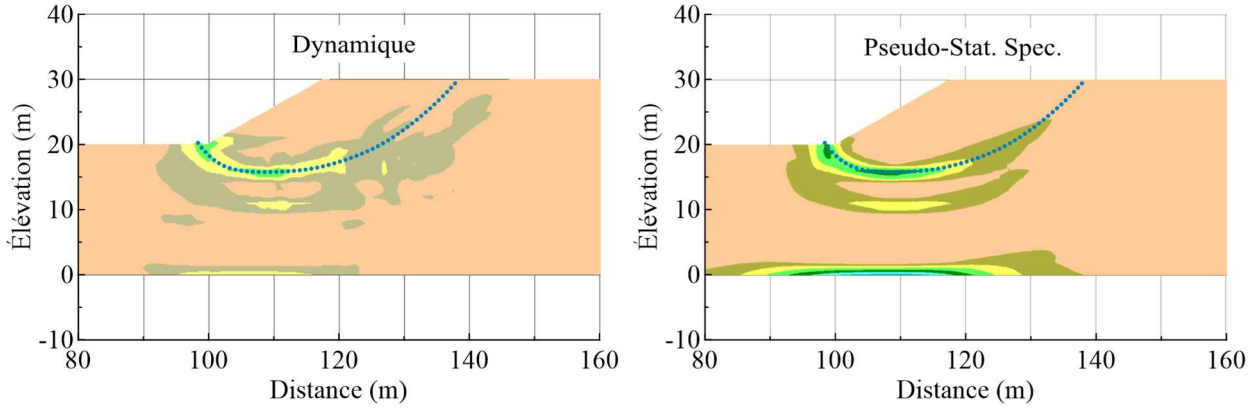
Figure 3.11 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 1.75:1 – cas de H_p=5 m).



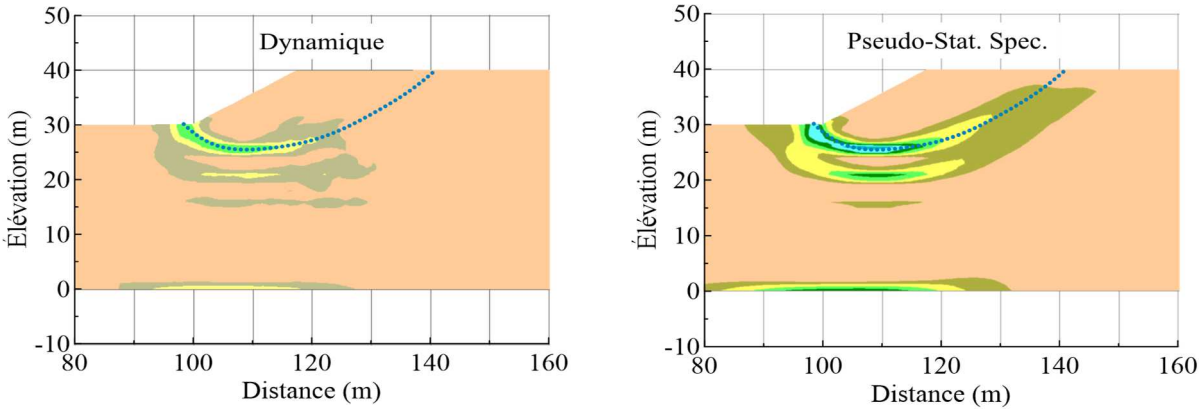
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.02).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.00).

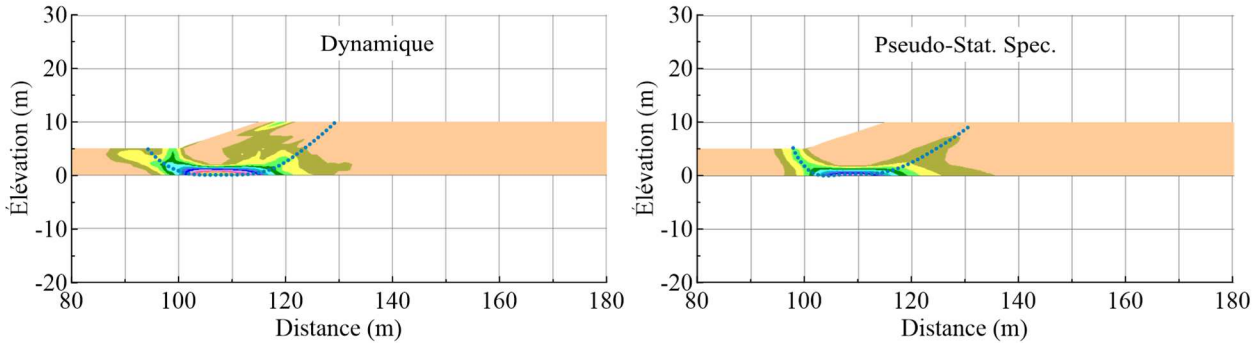


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=0.92).

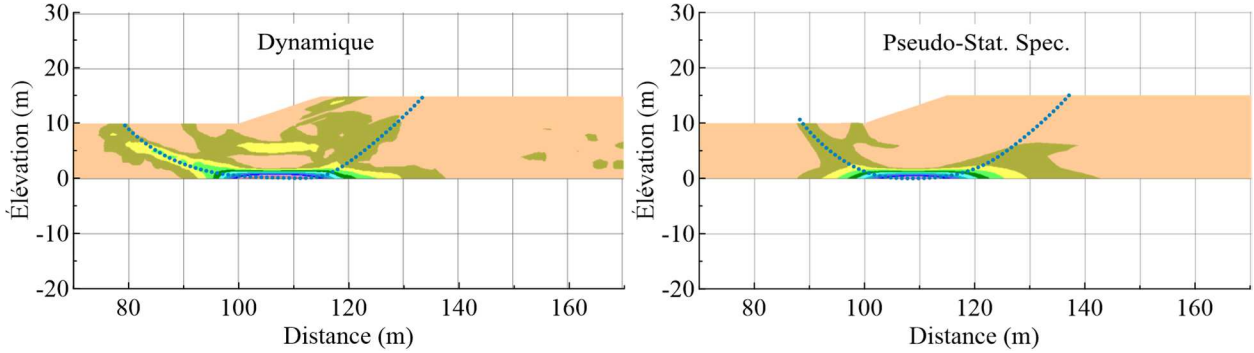


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=0.93).

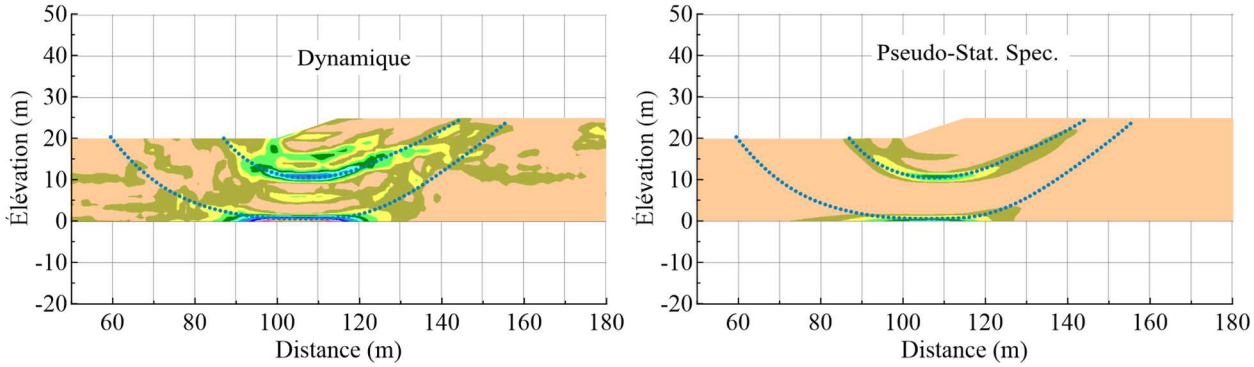
Figure 3.12 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 1.75:1 – cas de Hp=10 m).



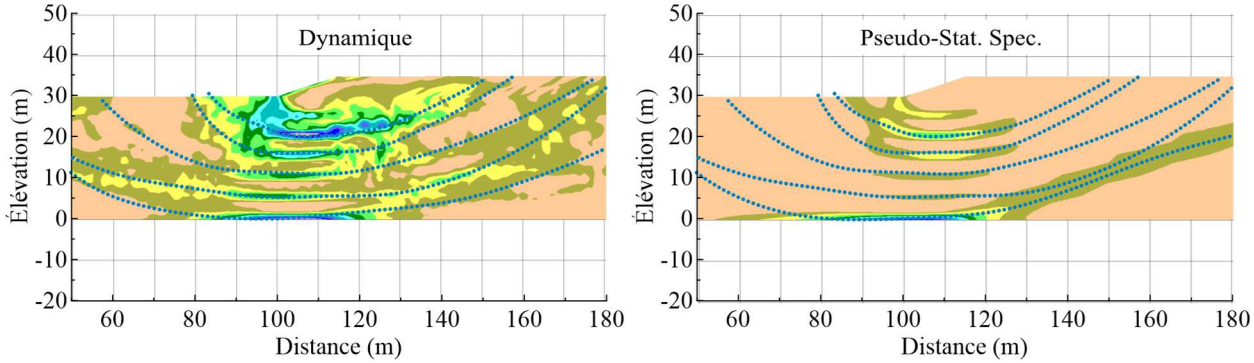
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.7).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.64).

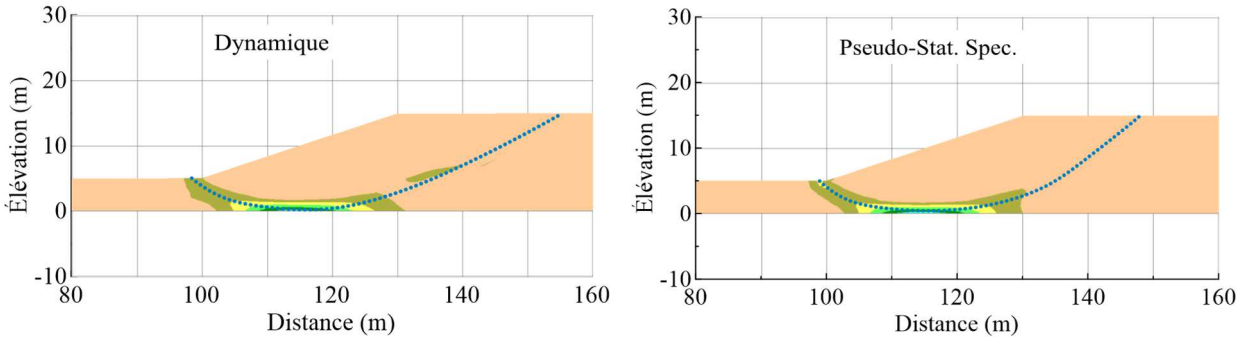


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=1.6).

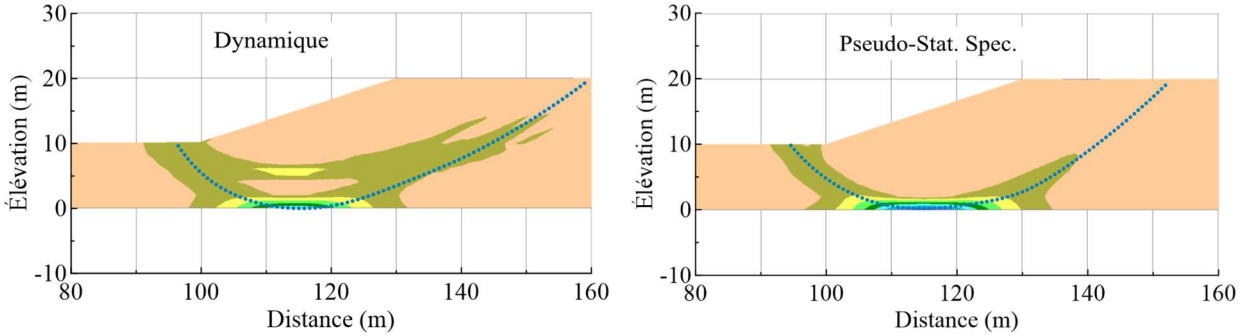


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.52).

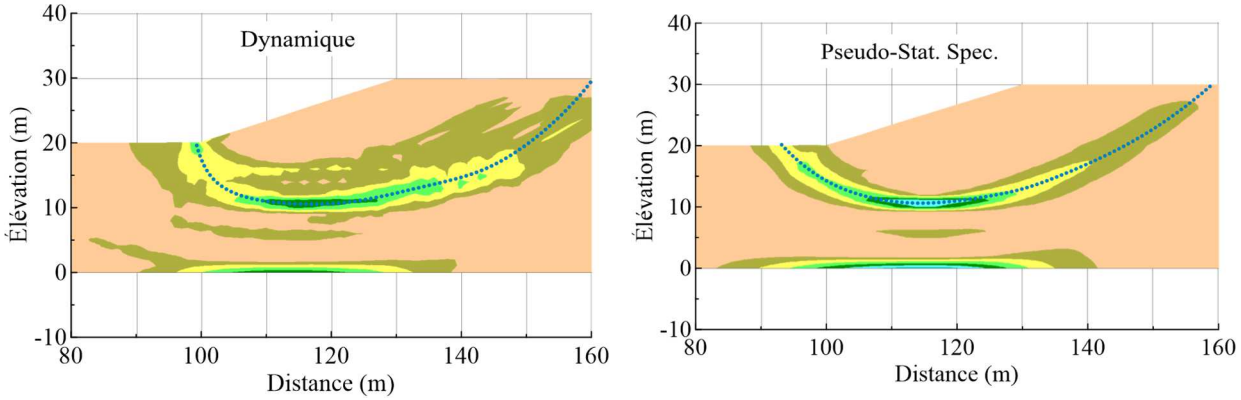
Figure 3.13 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=5 m).



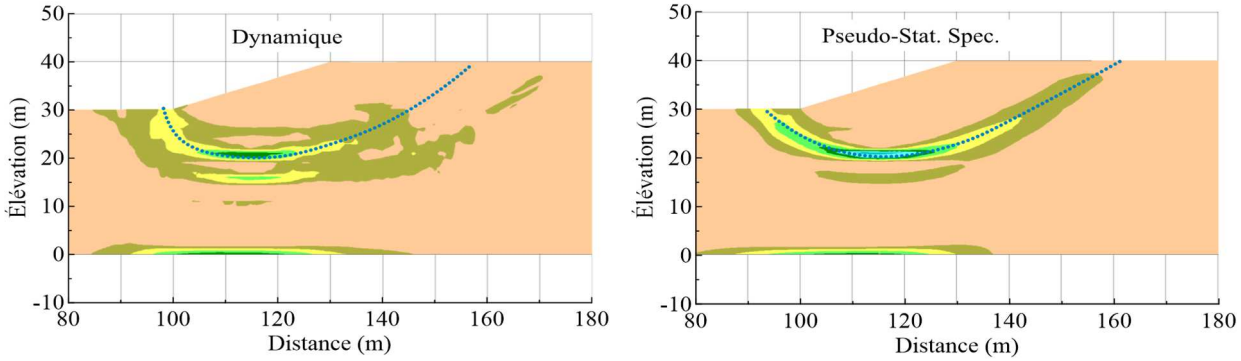
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.28).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.26).

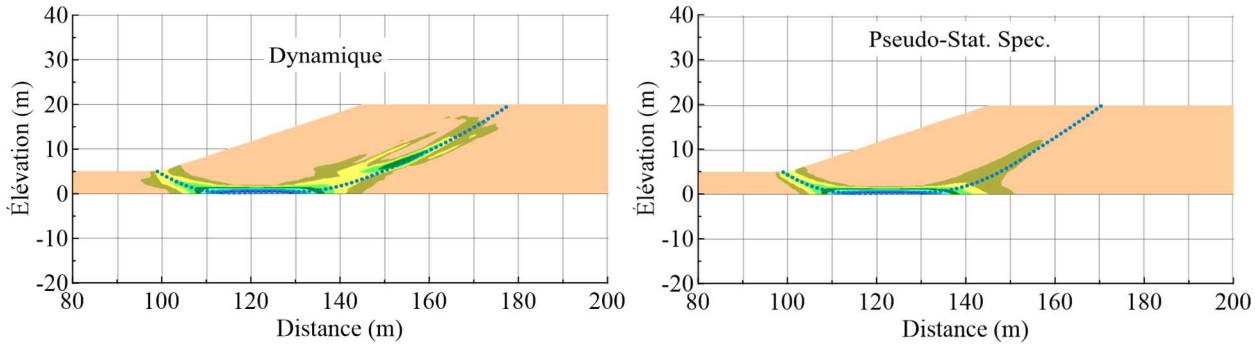


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=1.1).

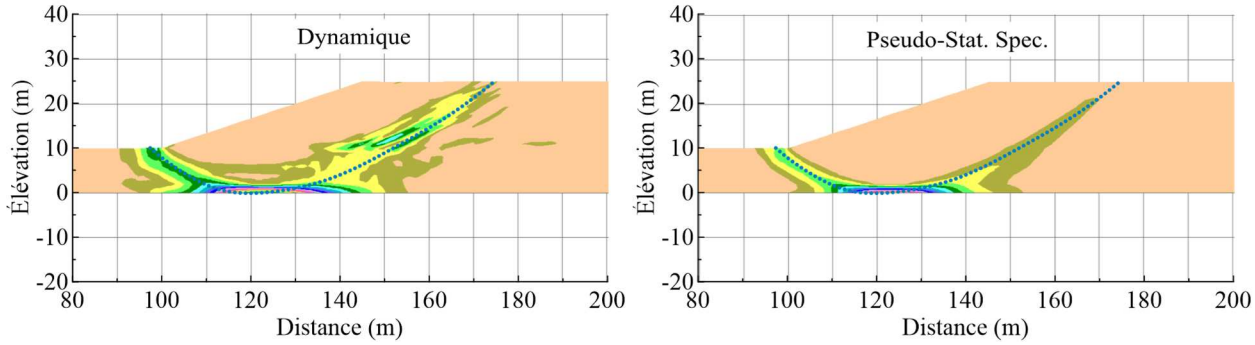


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.1).

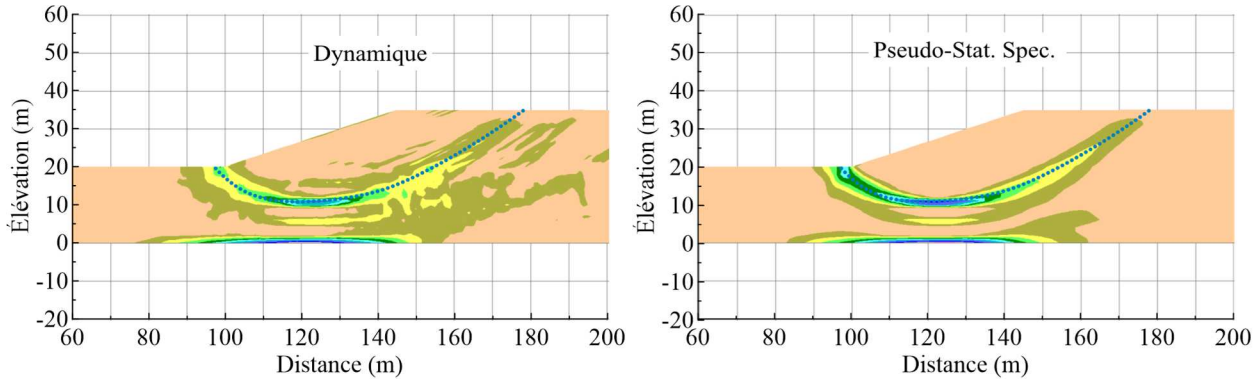
Figure 3.14 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=10 m).



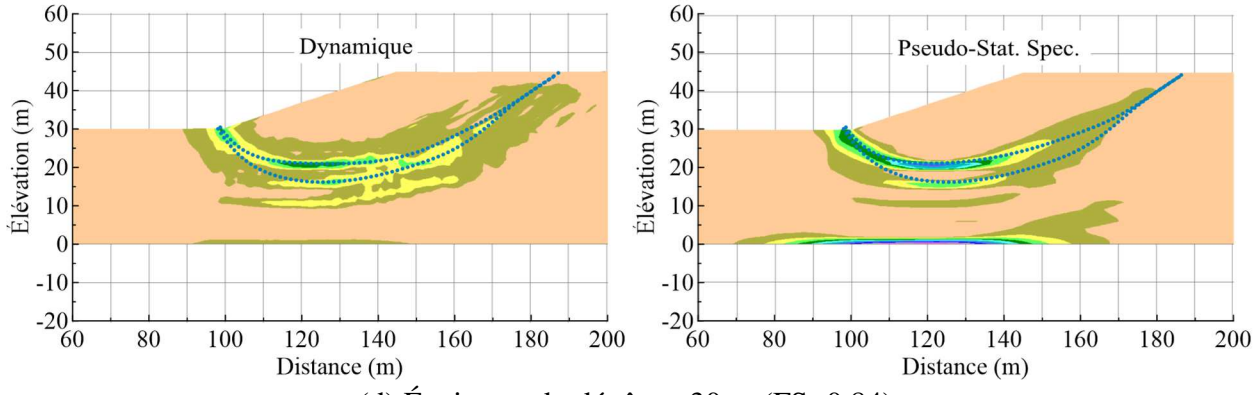
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.0).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=0.94).

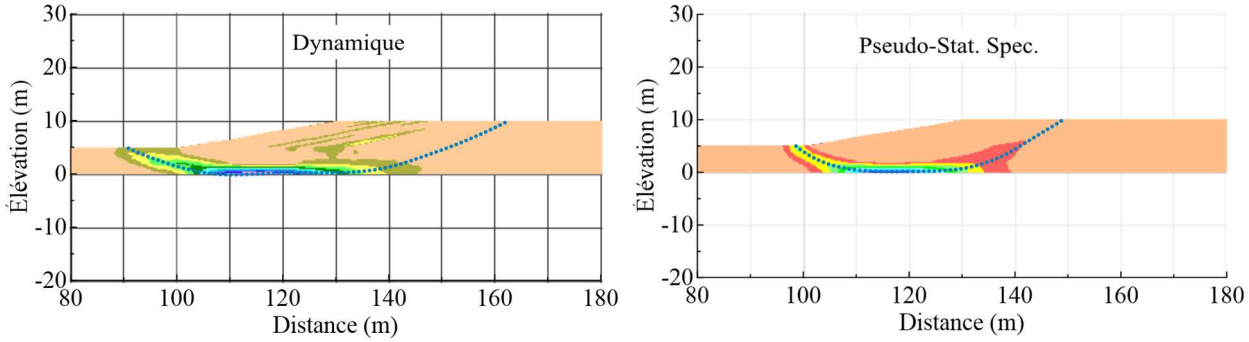


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=0.90).

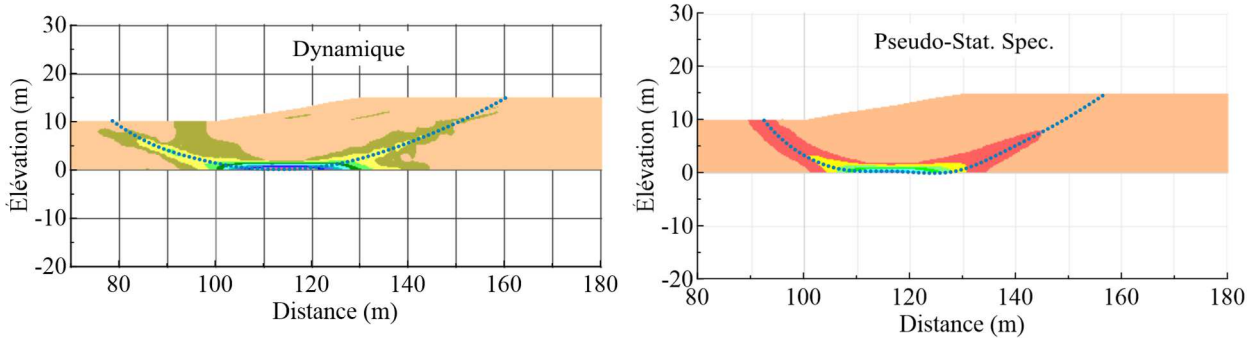


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=0.84).

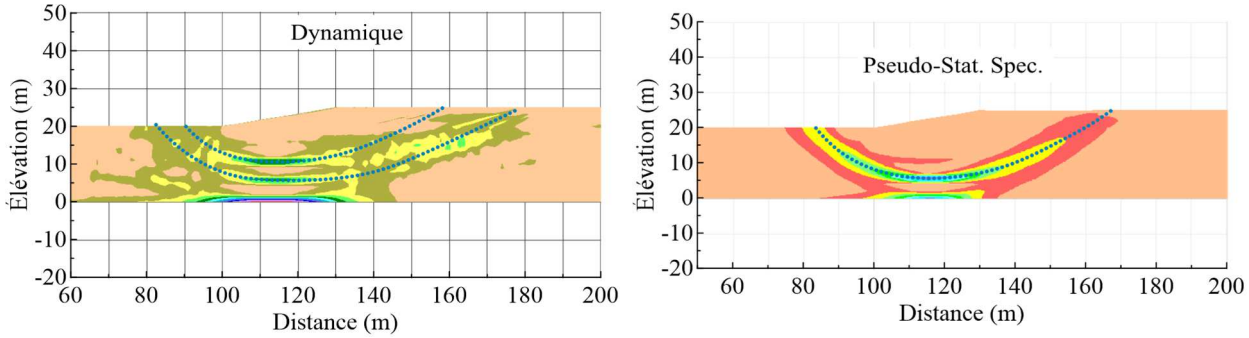
Figure 3.15 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=15 m).



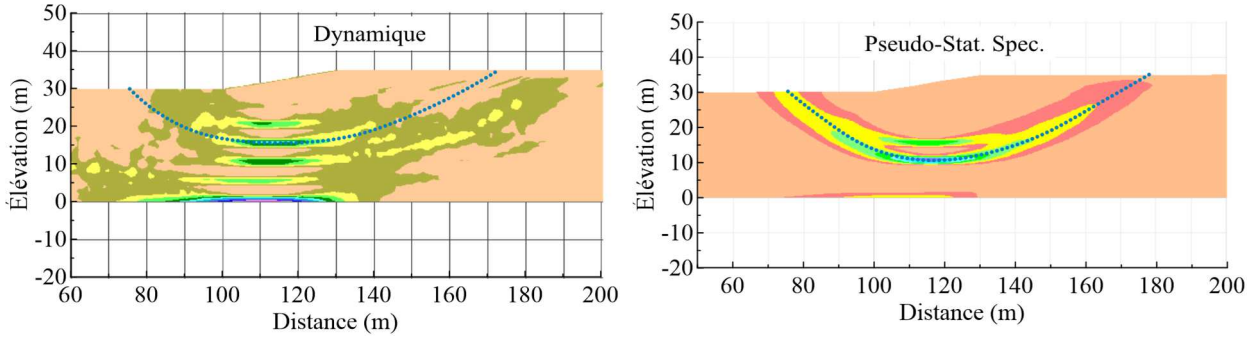
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=2.1).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=2.0).

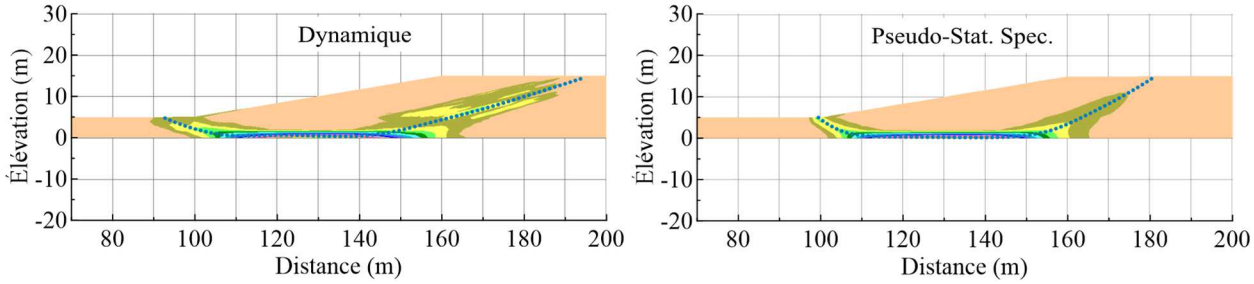


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=2.0).

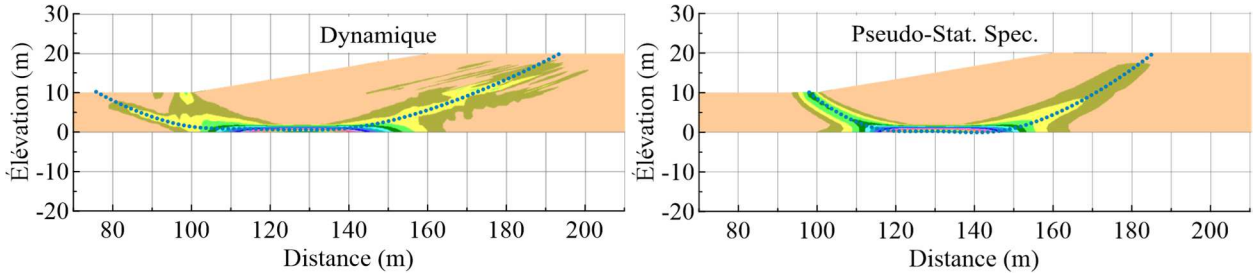


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.9).

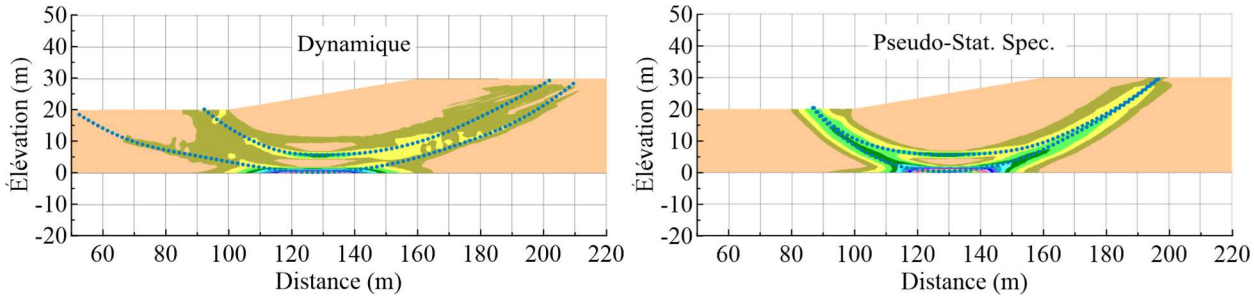
Figure 3.16 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 6:1 – cas de Hp=5 m).



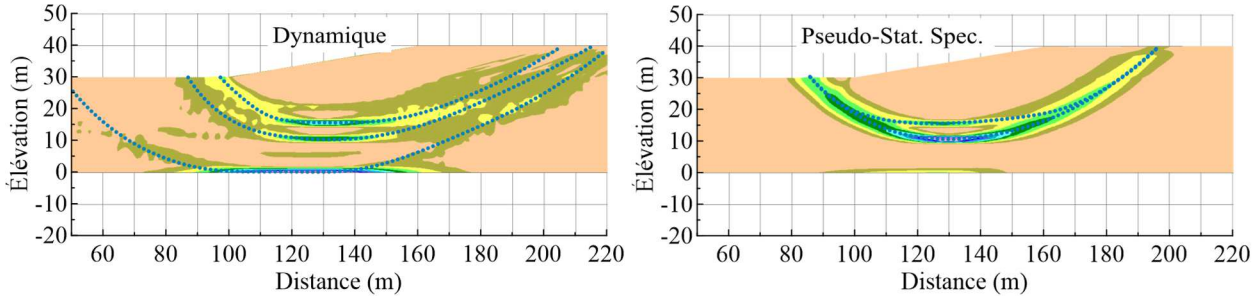
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.84).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.58).

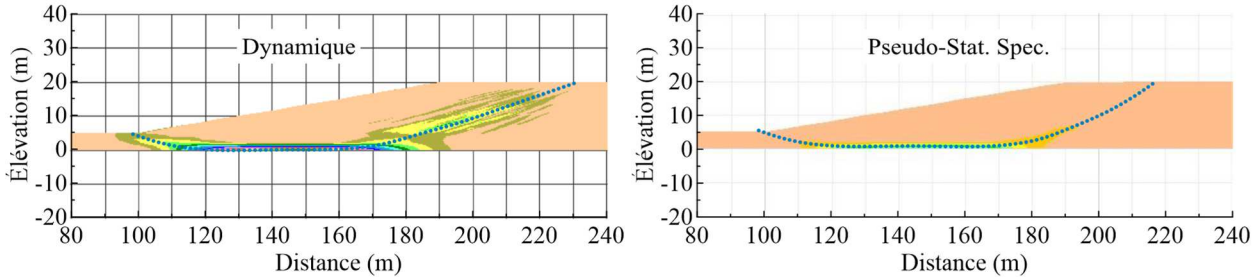


(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=1.48).

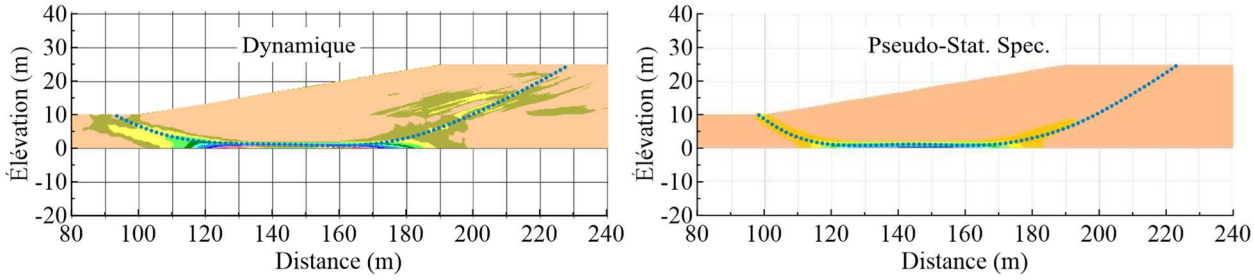


(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.44).

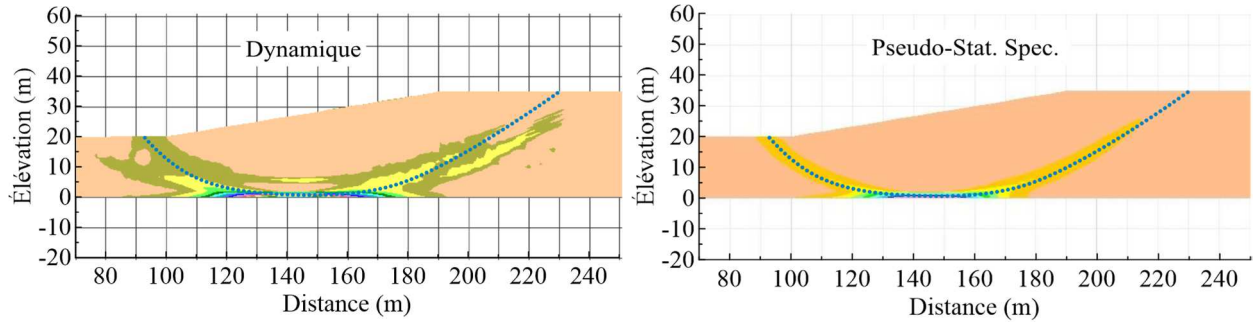
Figure 3.17 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 6:1 – cas de Hp=10 m).



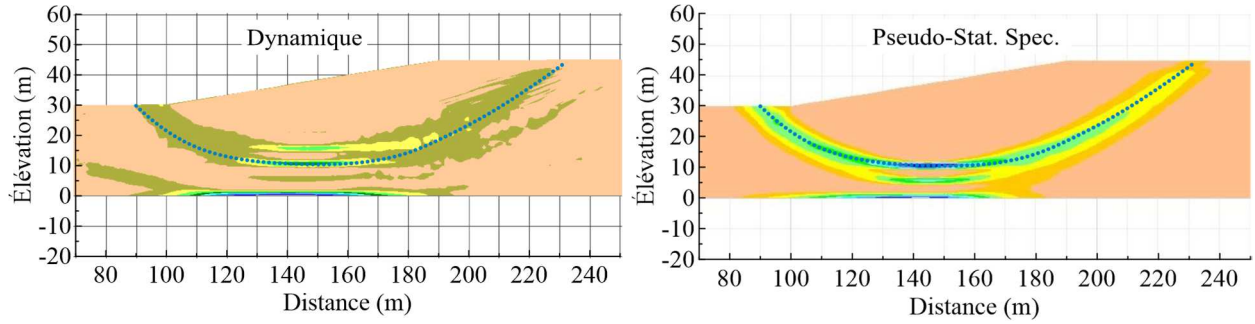
(a) Épaisseur du dépôt = 5 m (FS=1.28).



(b) Épaisseur du dépôt = 10 m (FS=1.26).



(c) Épaisseur du dépôt = 20 m (FS=1.1).



(d) Épaisseur du dépôt = 30 m (FS=1.1).

Figure 3.18 : Surfaces de rupture pour les différentes épaisseurs du dépôt obtenues dans les analyses dynamique et pseudo-statique spectrale (pente 3:1 – cas de Hp=10 m).

doubles et triples sont reproduites convenablement à l'aide des analyses pseudos-statiques spectrales, démontrant la fiabilité de la nouvelle méthode proposée.

Tableau 3.5 Variation des variables a et b selon la hauteur et l'inclinaison de la pente

Pente	1.75H:1V		3H:1V			6H:1V		
Hauteur	5m	10m	5m	10m	15m	5m	10m	15m
a	6	2	4	2	2	2	2	2
b	2	2	4	2	2	2	2	2

3.2.3 Variation de la fonction $k_h(z)$

Les analyses montrent que le coefficient k_{h0} ou $k_{hsurface}$ varient selon l'inclinaison de la pente, de sa hauteur et des propriétés dynamiques du talus et du dépôt. Donc même si on est dans la même zone sismique on peut avoir des valeurs de k_{h0} ou de $k_{hsurface}$ différentes selon la période dominante (qui dépend de la épaisseur du dépôt et de sa rigidité) et selon le mode de vibration. Concernant la forme de la fonction $k_h(z)$ les analyses ont permis de définir des valeurs de **a** et de **b** en fonction de l'inclinaison et de la hauteur de la pente. Ces valeurs sont données au tableau 3.5 et sont généralement égales à 2 sauf pour les pentes de 5 m de hauteur. Ces coefficients ont été utilisés dans les analyses pseudo-statiques spectrales en multipliant le coefficient $k_h(z)$ par la masse de chaque élément du modèle pour obtenir la force sismique à appliquer en faveur de l'instabilité de la pente. L'intensité de k_h (z) influence l'intensité de la force. Par conséquent, différentes valeurs de k_{ho} ont été examinées afin d'obtenir le même coefficient de sécurité que celui de l'analyse dynamique ainsi que la même forme de la surface de rupture. Les figures A2.1 à A2.8 (pente 1,75H: 1V), les figures A2.9 à A2.20 (pente 3H:1V) et les figures A2.21 à A2.32 de l'annexe 2 montrent la comparaison entre les courbes de déplacement relatives par rapport au coefficient de réduction des analyses pseudo-statiques spectrales avec ceux de l'analyse dynamique. Pour chaque cas, au moins trois valeurs de k_{ho} ont été examinées. Par exemple à la figure A2.1 (annexe 2), trois valeurs de $k_h(z=0)$ ont été utilisées pour une pente de 1.75H :1V de 5 m de hauteur (0,015, 0,02 et 0,025). Les valeurs utilisées pour une pente de dix mètres de hauteur sont de 0,02, 0,03 et 0,04 (figure A2.5). On a constaté que la relation entre la valeur de $k_h(z=0)$ et le coefficient de sécurité correspondant est presque linéaire et que le coefficient de sécurité dans l'analyse pseudo-statique spectrale diminue lorsque la valeur de $k_h(z=0)$ augmente. Les valeurs du coefficient sismique au niveau du roc ont donc été déterminées. À l'aide des valeurs de a et b du tableau 3.5 et de la relation 3.3, les valeurs de k_h ($z=H_t$) à la surface du talus ont été déterminées et présentées sous forme d'abaques aux figures 3.19 à 3.21. Ces abaques

représentent en quelques sortes le bilan de milliers de simulations numériques effectuées dans le cadre de cette étude. La valeur de k_h de la zone sismique 4 a été présentée sur ces figures pour apprécier la différence avec les nouvelles valeurs proposées pour cette région en fonction de la pente et de la période naturelle du dépôt. La période naturelle est calculée en utilisant la théorie de l'élasticité suivant l'équation 3.4 :

$$T_o = \frac{4H_t}{V_s} \tag{3.4}$$

De manière générale les valeurs de $k_{hsurface}$ augmentent avec la diminution de la hauteur et avec l'augmentation de l'inclinaison de la pente. Dans le cas d'une pente de 1.75H :1V, les valeurs de $k_{hsurface}$ sont généralement supérieures ou égales au coefficient sismique de la zone sismique 4. Pour les deux autres pentes, ces valeurs sont généralement plus faibles que 0,15 sauf dans le cas de la pente 3H :1V de 5 m de hauteur. Les résultats présentés dans ces figures démontrent que la plus grande défaillance de la méthode pseudo-statique conventionnelle provient du fait d'appliquer un coefficient constant sur l'ensemble du dépôt et de la pente. Les abaques présentés aux figures 3.19 à 3.21 peuvent être employés (par interpolation linéaire) pour tous les dépôts de hauteurs variant entre 5 et 30 m et de période naturelle variant entre 0.4 et 1.3 sec.

3.2.4 Effet de la variation de l'augmentation de Su

Afin d'étendre l'utilisation de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale, des analyses supplémentaires ont été effectuées en faisant varier l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la profondeur (ΔSu). Les analyses ont été réalisées pour les pentes de 1.75 H :1V et 3H :1V seulement avec des hauteurs de pentes de 5 et 10 m, dans le cas de la première pente, et de 10 m dans le deuxième cas. La résistance au cisaillement a été augmentée de 1,5 kPa/m avec des épaisseurs de couches 1 m. Les analyses ont démontré que la forme de la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur, ainsi que les constantes a et b proposée au tableau 3.5 ne sont pas affectés (du moins pour les cas étudiés) par la variation de la résistance au cisaillement avec la profondeur. La figure 3.22 présente les valeurs de $k_{hsurface}$ des cas examinés sous forme d'abaque supplémentaire. Dans le cas d'une pente de 5 m de hauteur, les valeurs de $k_{hsurface}$ semblent légèrement plus élevées dans le cas où ΔSu= 5kPa/5m. La même constatation peut être effectuée dans le cas de la pente de 1.75 H :1V de 10 m de hauteur. Dans le cas de la pente de 3H :1V, les résultats sont différents pour les dépôts avec des périodes naturelles inférieures à 0,9 sec .

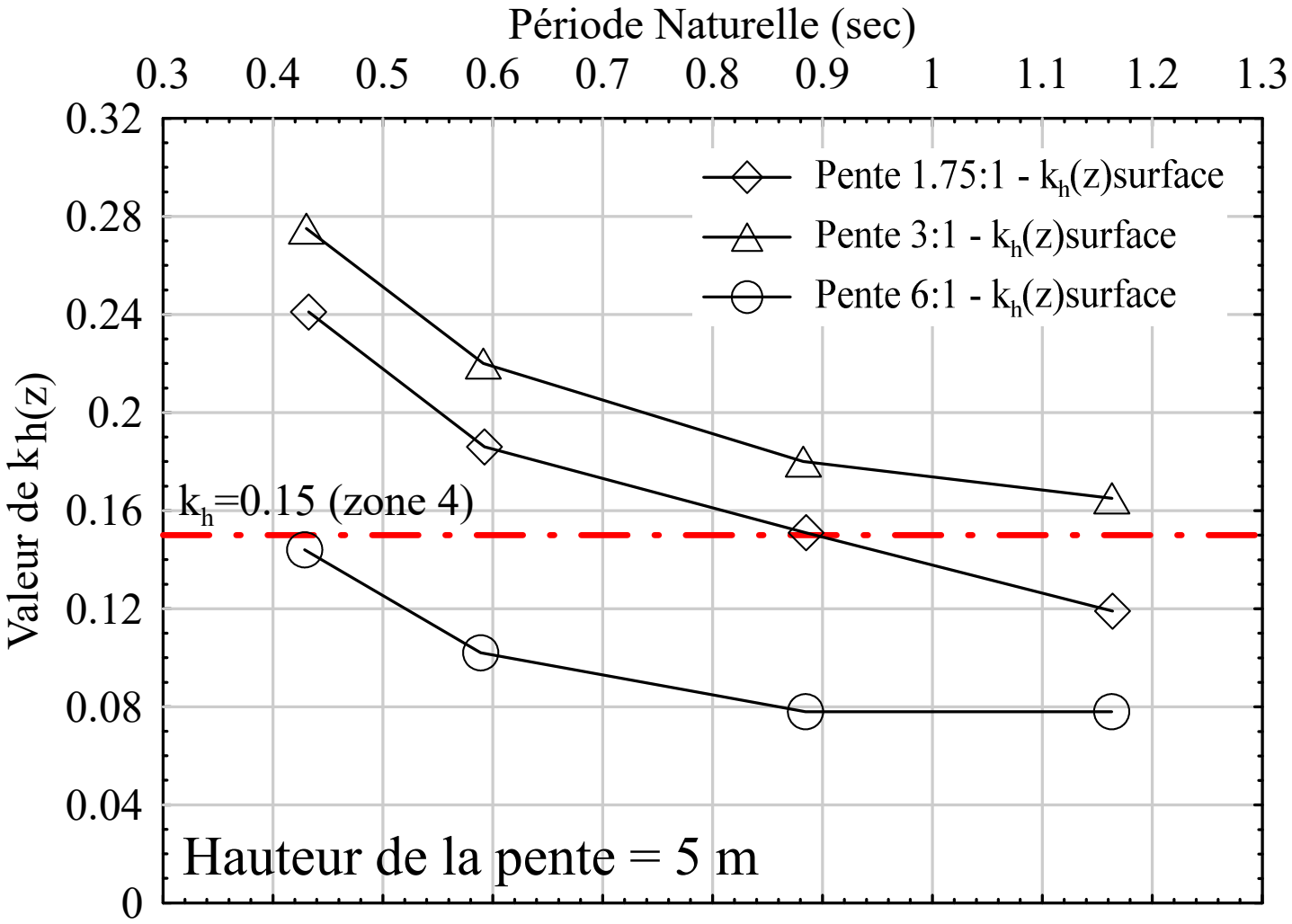


Figure 3.19 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V), une hauteur de la pente de 5 m et une variation de Su de 5 kPa/5m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.5

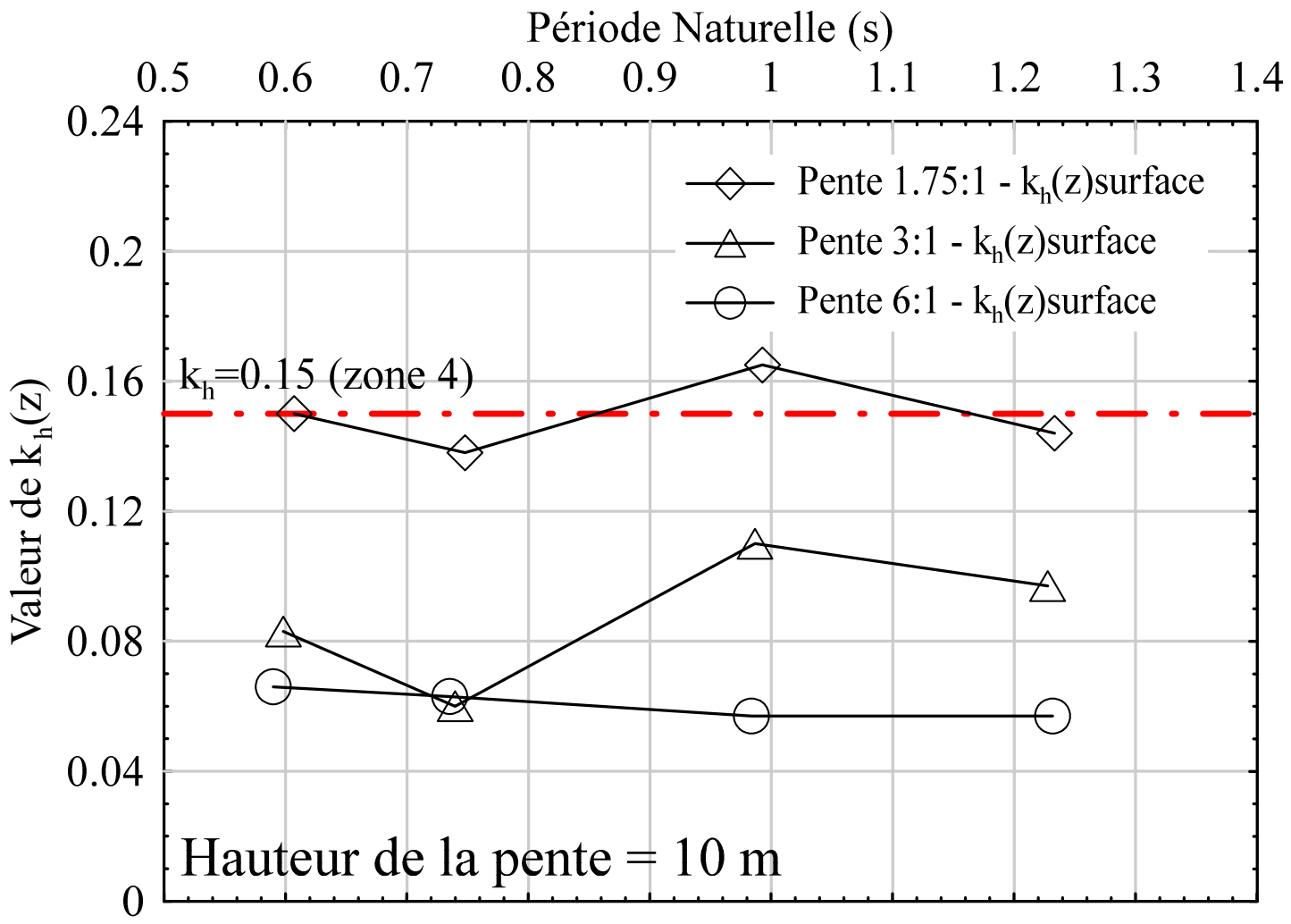


Figure 3.20 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V), une hauteur de la pente de 10 m et une variation de Su de 5 kPa/5m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.5

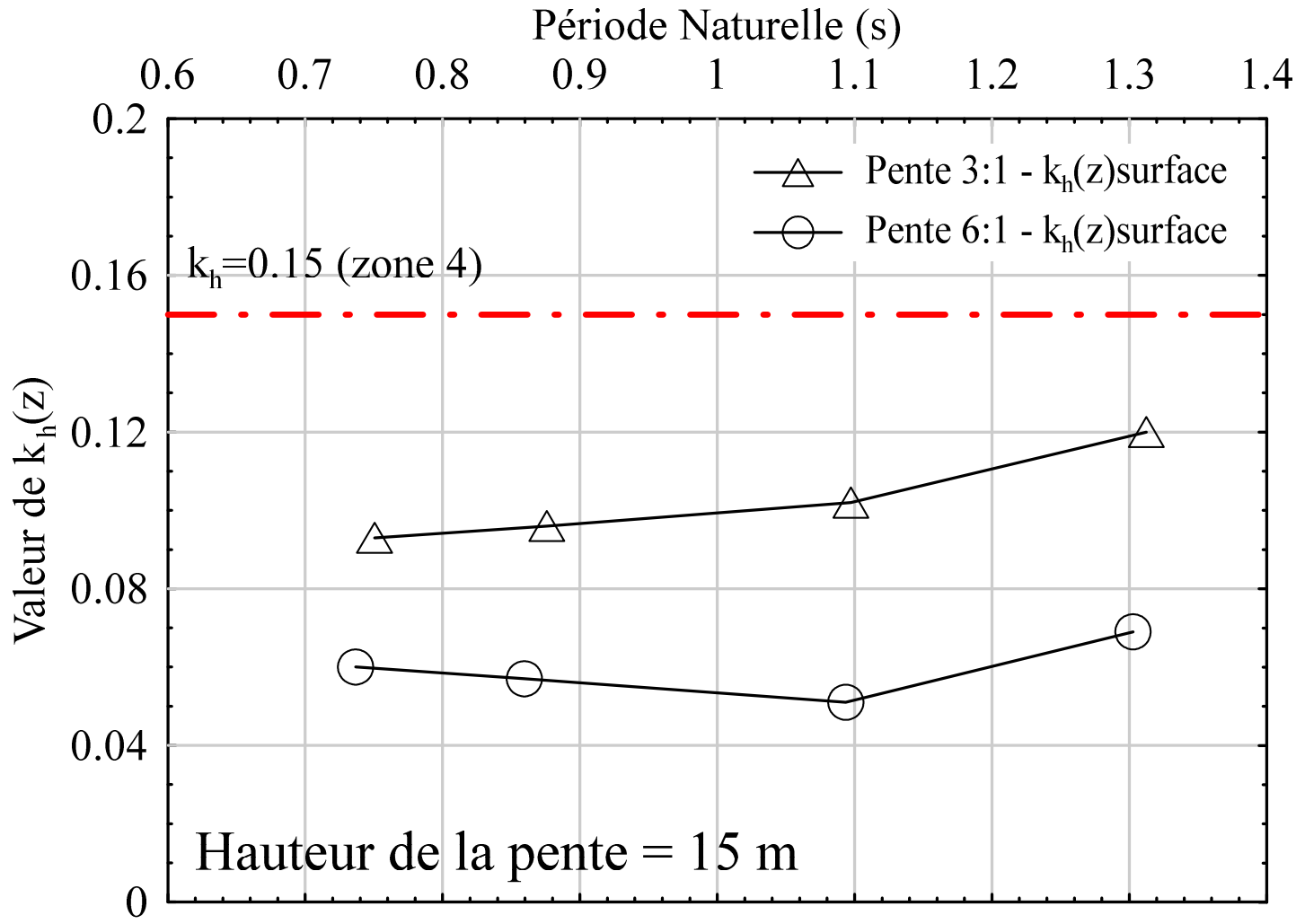


Figure 3.21 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les trois pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H, 6H :1V), une hauteur de la pente de 15 m et une variation de Su de 5 kPa/5m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30 et pour une zone sismique 4. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.5

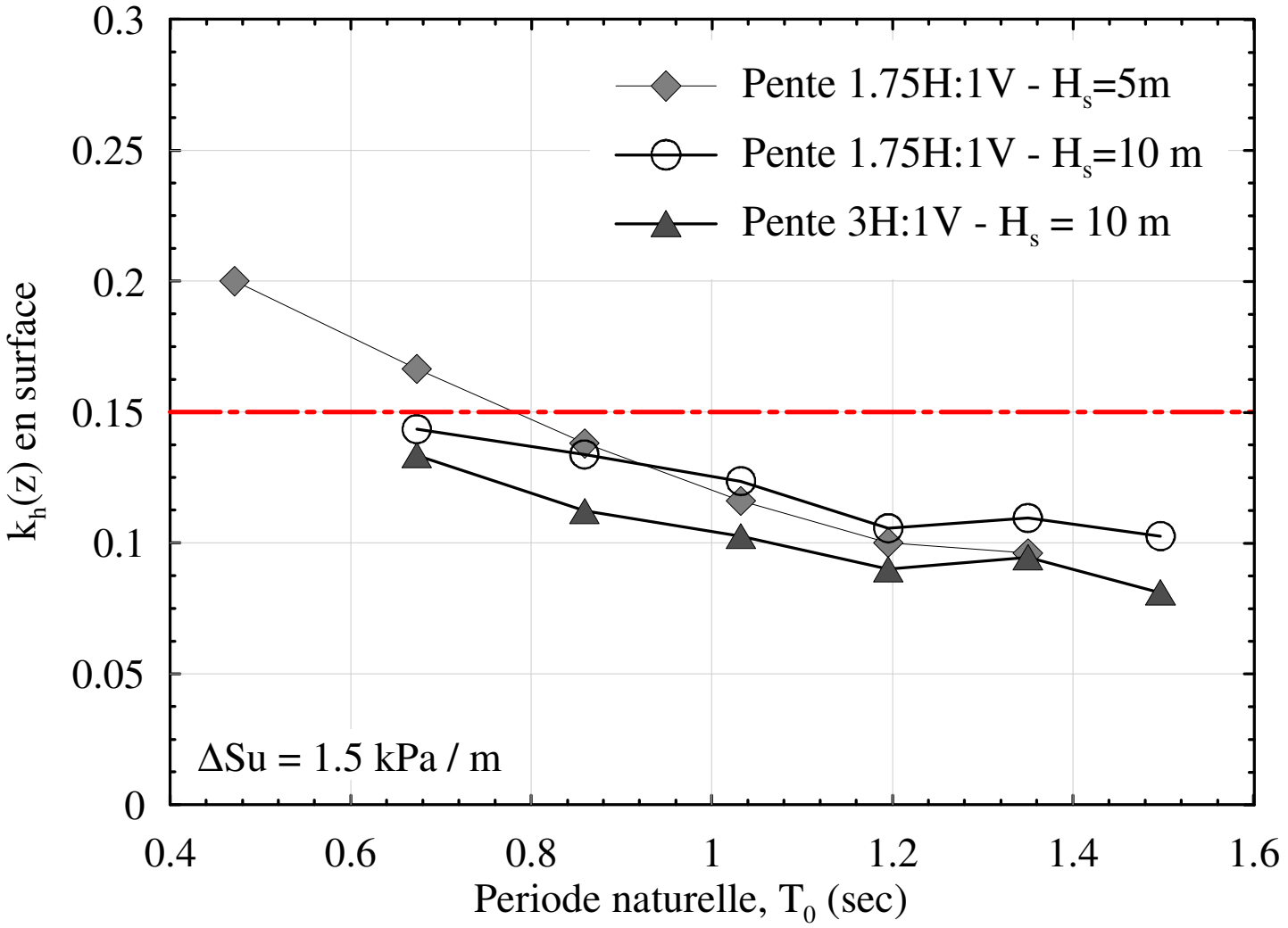


Figure 3.22 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle (T_0) du dépôt pour les deux pentes considérées (1,75H :1V, 3V :1H) et pour une hauteur de la pente de 5 et 10 m. Ces résultats sont valables pour une argile d'un indice de plasticité de 30, pour une zone sismique 4 et une variation de Su de 1,5 kPa/m. Les valeurs de $k_h(z=0)$ doivent être calculées selon la relation 3.3 et les constantes du tableau 3.5

3.2.5 Effet de l'épaisseur du dépôt et de la rigidité

Deux autres paramètres ont été examinés dans le cadre de cette étude, soit la rigidité du sol, G, et l'épaisseur des dépôts, H_D, supérieure à 30 m. La rigidité dépend principalement de la densité du sol et de la vitesse des ondes de cisaillement. La rigidité a été variée en multipliant la vitesse des ondes de cisaillement par un coefficient de 0,5 et de 1,5 afin d'examiner son effet (donc l'effet de la période naturelle du système) sur le coefficient pseudo-statique spectral. Seuls les cas de la pente 1,75H: 1V et de la pente 3H: 1V d'une hauteur de H_p = 10m sont présentés. Dans le cas d'un coefficient de vitesse d'onde de cisaillement égal à 0,5 (Figure 23a), le coefficient pseudo-statique a été trouvé relativement constant pour l'inclinaison de pente de 1,75H: 1V et diminue légèrement avec l'augmentation de l'épaisseur du dépôt de sol dans le cas de 3H: 1V. Dans le cas d'un coefficient de vitesse d'onde de cisaillement égal à 1,5 (Figure 23b), le coefficient pseudo-statique spectral augmente de manière plus importante en fonction de l'épaisseur du dépôt de sol pour les pentes de 1,75H: 1V. Dans le cas d'une pente de 3H: 1V, le coefficient est assez constant avec l'épaisseur du dépôt sauf pour H_D = 10m.

De manière générale, ces résultats sont cohérents avec ceux déterminés pour un facteur de vitesse de 1. En effet, le coefficient pseudo-statique semble généralement augmenter avec la diminution de la période naturelle (Figure 3.24) avec la présence de variations locale selon le facteur de V_s considéré. Ces variations sont reliées à la contribution de plus d'un mode de vibration dans le mouvement général de la masse de sol potentiellement instable. De manière générale et sécuritaire, il est possible de considérer un coefficient pseudo statique en surface de 0,18 pour des dépôts d'une période inférieure à 1,2 et de 0,1 pour des périodes plus importantes dans le cas d'une pente de 1.75H :1V de 10 m de hauteur. Pour une pente de 3H : 1V il est recommandé d'utiliser un coefficient en surface de 0,13 pour des périodes inférieurs à 1,2 sec et de 0,07 pour des périodes plus élevées. Le tableau 3.6 présente les valeurs des coefficients pseudo-statiques recommandés pour l'ensemble des pentes considérées dans le cadre de cette étude, en fonction de la période naturelle du dépôt. Comme mentionné au début du chapitre, ces valeurs incluent uniquement les dépôts de 30 m et moins. Les valeurs de $k_{hsurface}$ proposées pour la zone 4 sont suffisamment sécuritaire dans le cas où ΔSu est différent de 5 kPa/5m (voir figure 3.22). Les valeurs de $k_{hsurface}$ peuvent être interpolées dans le cas des pentes d'inclinaisons variant entre 1,75H :1V et 6H :1V et pour des périodes naturelles variant entre 0,4 sec et 2 sec.

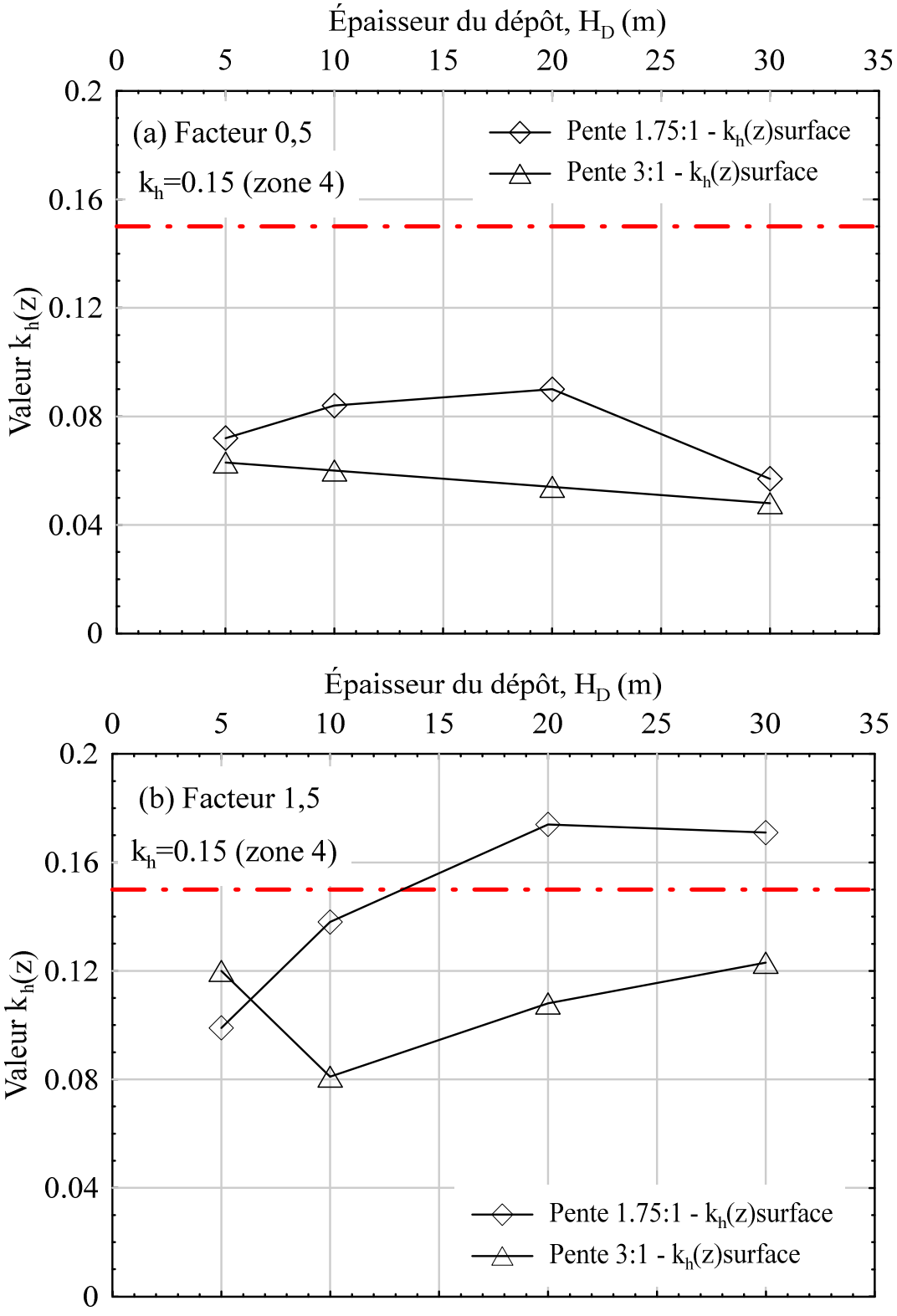


Figure 3.23 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période de la épaisseur du dépôt pour les deux pentes (1,75H :1V, 3V :1H) a) coefficient vitesse de 0,5 et b) coefficient vitesse de 1.5

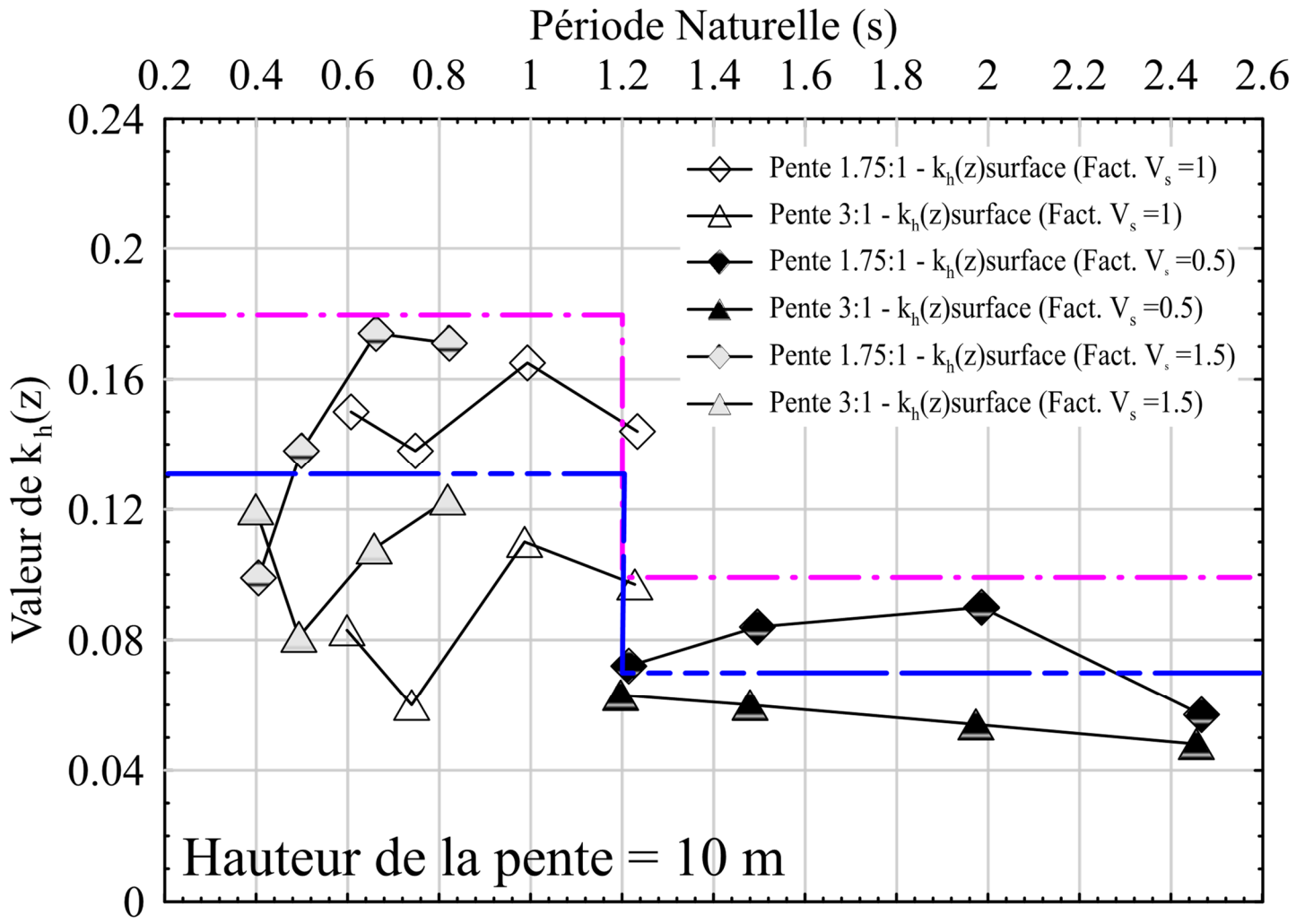


Figure 3.24 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) en fonction de la période naturelle du dépôt pour les deux pentes (1,75H :1V, 3V :1H) pour tous les cas de facteur de V_s considérés.

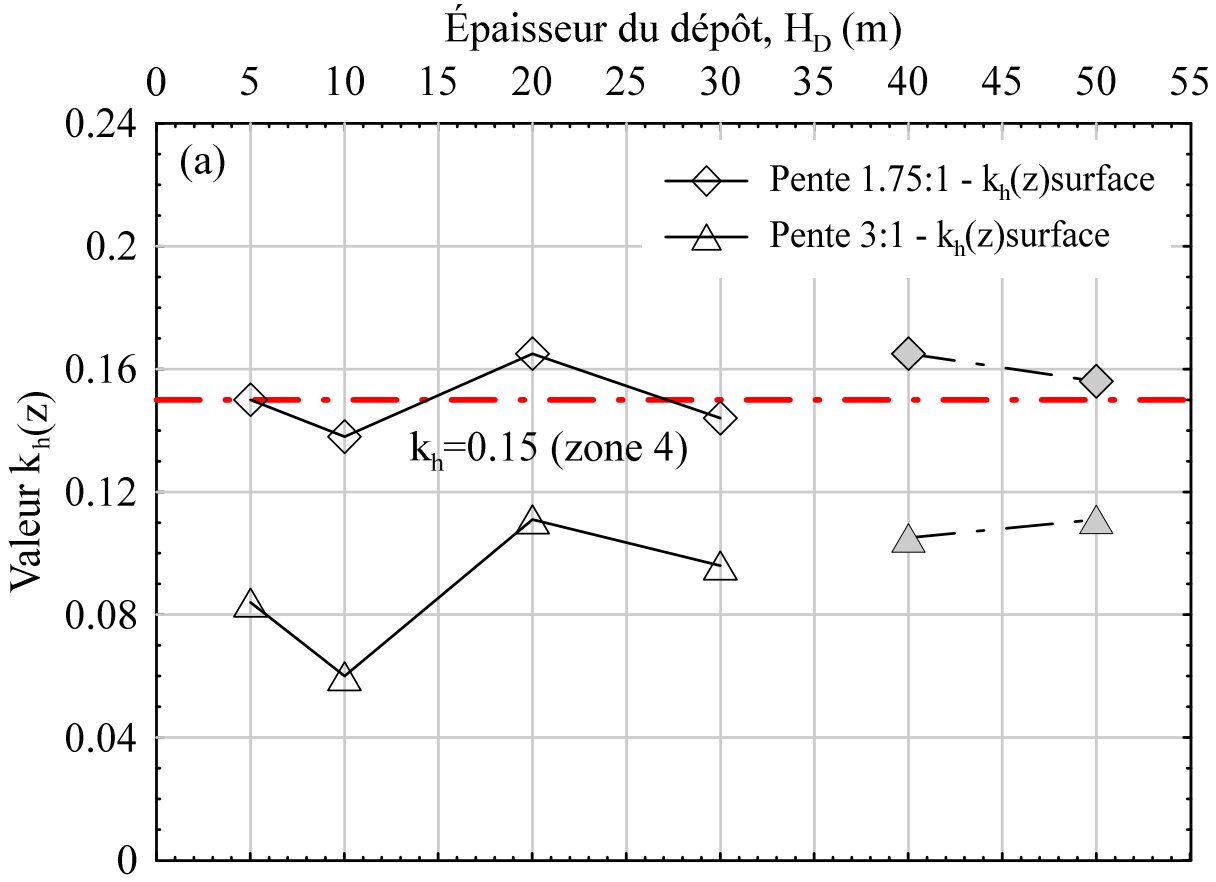
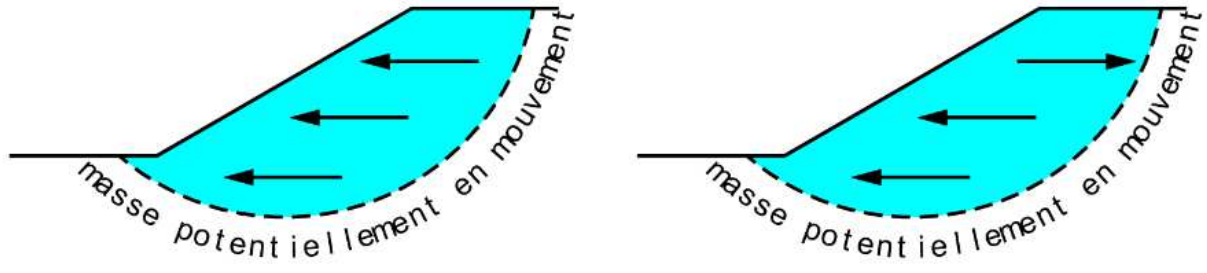


Figure 3.25 Variation du coefficient pseudo-statique en crête ($k_h(z=H_t)$) pour les dépôts d'épaisseurs supérieures à 30 m.

Pour les dépôts plus épais, une attention plus particulière doit être apportée. La figure 3.25 montre la variation du coefficient pseudo-statique spectral à la surface aux profondeurs de 40 et 50m pour H_p = 10m pour la pente 1,75H: 1V et la pente 3H: 1V. On peut remarquer que les valeurs des coefficients en surface pour ces deux épaisseurs sont de l'ordre des valeurs les plus

Tableau 3.6 Coefficients pseudo-statiques en surface proposés pour les pentes de 1.75H :1V, 3H :1V et 6H :1V

Pente	1.75H:1V		3H:1V			6H:1V		
Hauteur (m)	5	10	5	10	15	5	10	15
T_0 < 1,2 sec	-	0,18	-	0,13	0,12	-	0,07	0,08
T_0 > 1,2 sec	-	0,1	-	0,07	0,12	-	0,06	0,08



(a) (b)

Figure 3.26 Schématisation du mouvement de la masse potentiellement instable. a) Faible fréquence (grande longueur d'onde); b) Haute fréquence (courte longueur d'onde).

élevées retrouvées pour les épaisseurs variant entre 5 et 30 m. Ce phénomène sera discuté plus loin.

3.3. Discussion

Avant d'essayer d'expliquer les résultats des analyses dynamiques, la figure 3.26 montre schématiquement le principe du mouvement du sol à l'intérieur d'une masse de sol potentiellement instable à la fois pour des phases non synchronisées et synchronisées. La figure 3.27 montre un croquis de la relation entre la longueur d'onde et la longueur, dans la direction horizontale, de la surface de rupture. Sur la figure 3.27a, la longueur d'onde reliée à la sollicitation dynamique, λ, est approximativement égale à la longueur de la surface de rupture, λ_f, c'est-à-dire que la moitié de la longueur d'onde est inférieure à la longueur de la surface de rupture. Dans ce cas, la moitié de la masse du sol confinée à la surface de rupture se déplacera dans une direction et l'autre moitié se déplacera dans la direction opposée. Par conséquent, pour avoir une masse de sol qui se déplace dans la même direction, la longueur d'onde doit être environ deux fois la longueur de la surface de rupture ou plus grande (figure 3.27b). De manière approximative, pour un V_s donné, la période naturelle du dépôt est contrôlée par sa hauteur totale. Par conséquent, la période naturelle est égale à quatre fois la hauteur totale divisée par la vitesse de l'onde de cisaillement (équation 3.4). De plus, la longueur d'onde est égale à la vitesse d'onde de cisaillement multipliée par la période naturelle. La longueur d'onde est alors égale à quatre fois la hauteur totale du dépôt. L'approche pseudo-statique suppose le mouvement synchronisé de la

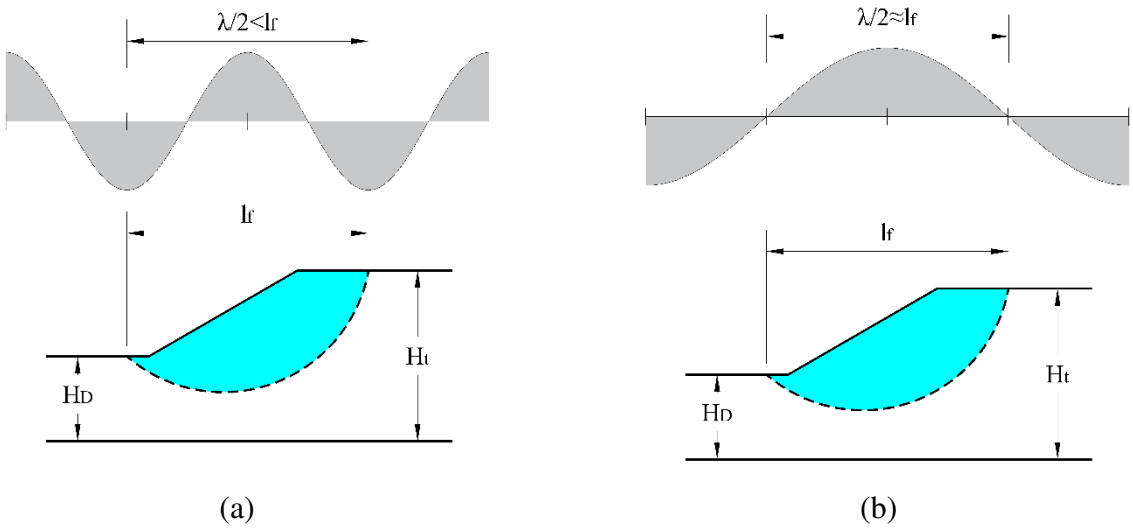


Figure 3.27 Relation entre la longueur de la surface de rupture et la longueur d'onde

masse de sol. La figure 3.26 (a) montre un mouvement synchronisé à l'intérieur de la masse de sol instable qui se produit dans le cas d'une longue longueur d'onde comme sur la figure 3.27 (b). Une grande longueur d'onde signifie une faible fréquence. Alors que la figure 3.26(b) montre un mouvement non synchronisé à l'intérieur de la masse de sol instable qui se produit dans le cas de courte longueur d'onde comme dans la figure 3.27 (a). Une longueur d'onde courte signifie un mouvement de haute fréquence. Il y a donc deux facteurs influençant le coefficient pseudo-statique, mais qui ont des effets opposés (dans le contexte de la séismicité de l'est du Canada) et qui influenceront donc la réponse dynamique. Le premier facteur est lié au fait que lorsque l'épaisseur d'un dépôt diminue, sa période diminue et l'énergie sismique devient plus importante dans le contexte de la séismicité de l'Est du Canada (figure 3.5). Ce facteur est associé à la sismicité de la région de la pente à étudier et aux propriétés dynamiques du système de sol (pente + dépôt de fondation). Le deuxième facteur est lié au fait que lorsque la période naturelle du système diminue, la longueur de l'onde diminue et le mouvement à l'intérieur d'une masse de sol potentiellement instable est moins bien synchronisé.

De plus, lorsque l'épaisseur du dépôt de sol augmente, la période naturelle augmente également. Par conséquent, cette augmentation de la période naturelle implique la diminution de l'énergie de l'événement sismique (figure 3.5). Le coefficient sismique devrait diminuer ce qui est vrai et évident pour le cas de H_p = 5m pour toutes les pentes. Cependant, dans les cas de H_p = 10 m et 15 m, il y a dans certains cas une tendance à une augmentation de la valeur du coefficient sismique.

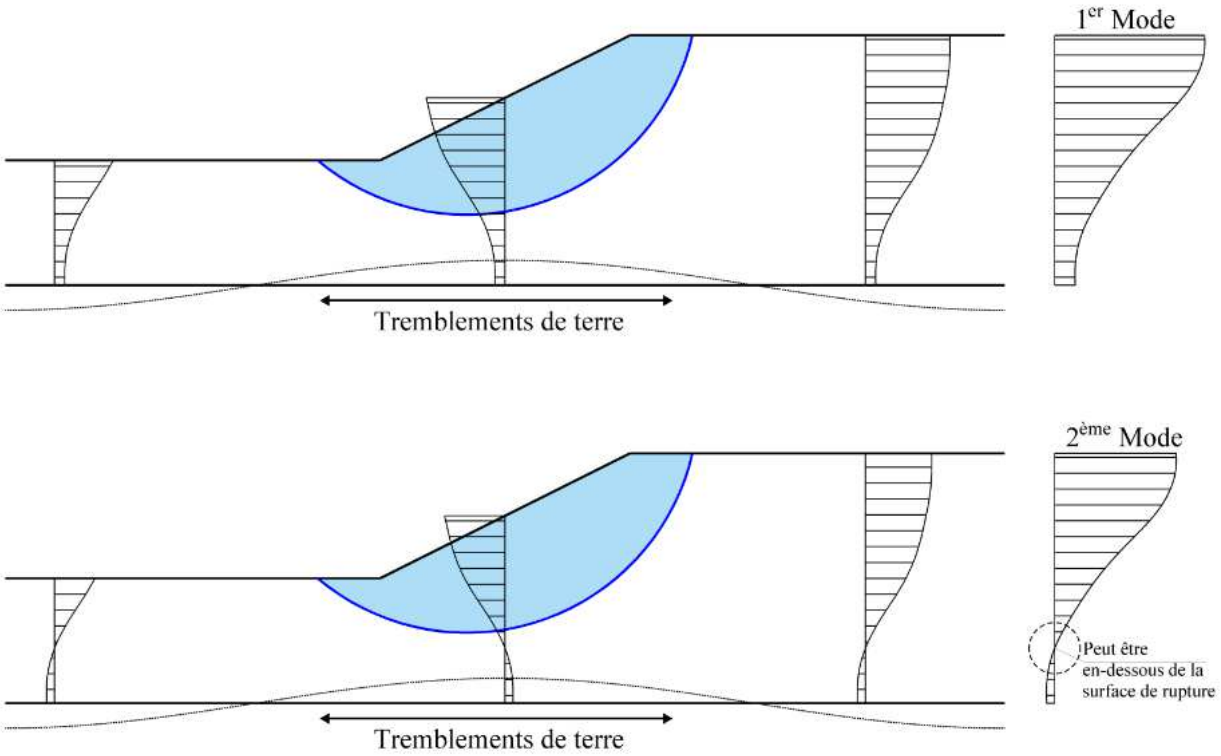


Figure 3.28 Différents modes de vibration qui affectent le coefficient pseudo-statique

Cela peut s'expliquer comme suit: lorsque la période naturelle d'un dépôt augmente (c'est-à-dire que la fréquence fondamentale diminue) la longueur d'onde augmente ($\lambda = V / f$). Cela signifie que la masse de sol potentiellement instable devient plus synchronisée et vice versa comme expliqué au paragraphe précédent.

Quant à l'analyse faite pour examiner l'effet d'une épaisseur supérieure à 30 m; lorsque le dépôt de sol devient épais, sa période naturelle augmente et sa longueur d'onde doit être plus élevée pour que le mouvement à l'intérieur d'une surface de rupture soit synchronisé et le principe de la méthode pseudo-statique s'applique. Pour des dépôts très importants (supérieurs à 30-35 m), il apparaît que la longueur d'onde du mode de vibration supérieur (voir figures 3.27 et 3.28) devient suffisamment grande pour que sa moitié supérieure englobe toute la surface de rupture. Sur la Figure 3.28, les deux premiers modes verticaux de vibration sont représentés. En fonction de l'épaisseur, le second mode peut affecter le mouvement à l'intérieur de la masse du sol, dans lequel deux mouvements dans deux directions apparaissent. Le point où le mouvement change de

direction peut être à l'intérieur ou en dessous du fond de la masse qui glisse. Par conséquent, il peut affecter la synchronisation du mouvement.

3.4 Conclusion

Ce chapitre a permis d'examiner une large gamme de géométries de talus argileux (1,75H :1V à 6H :1V) et différentes épaisseurs de dépôt (5 à 50 m). L'ensemble des analyses démontre que la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur permet d'avoir des surfaces de rupture similaires à celles retrouvées dans les analyses dynamiques. Les analyses montrent également que le coefficient pseudo-statique varie en fonction de la géométrie du dépôt, de la hauteur du talus, de la épaisseur du dépôt et des propriétés dynamiques de l'ensemble. L'étude a permis de proposer une forme finale de la fonction $k_h(z)$ et la définition des valeurs de a et b pour des pentes de 1,75 H:1V, 3H :1V et 6H :1V de hauteur allant de 5 m à 15 m. Des abaques sont donc fournis dans ce chapitre pour permettre aux ingénieurs(es) de sélectionner les valeurs de $k_h(z)$ selon la période naturelle du dépôt. Pour les pentes intermédiaires, les valeurs de k_h peuvent être à partir des abaques présentés aux figures 3.19, 3.20, 3.21, 3.22 et 3.24. Des valeurs sécuritaires de $k_{hsurface}$ ont été proposées au tableau 3.6.

CHAPITRE 4

INTEGRATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE À L'ANALYSE PAR ÉQUILIBRE LIMITE – SVSLOPE (SOILVISION)

La méthodologie utilisée pour le développement de la méthode pseudo-statique spectrale est basée sur des analyses dynamiques en contraintes-déformations par différences finies (logiciel FLAC7) avec des lois de comportement adaptées à des mouvements cycliques ou sismiques. Pour pouvoir passer de l'analyse dynamique à une analyse statique équivalente (appelée ici pseudo-statique), il est nécessaire d'effectuer, dans un premier temps, les mêmes types d'analyses par différences finies mais en appliquant des coefficients d'accélération horizontale (force monotone) qui varient en fonction de la profondeur.

L'objectif ultime de cette étude est de pouvoir implémenter la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale dans un programme de calcul de stabilité, basé sur l'équilibre limite, et couramment utilisé par les ingénieurs (exemple : SVSlope). Ceci implique donc le développement d'un programme de calcul (basé sur l'équilibre limite) afin de comparer la méthode développée avec les résultats des analyses obtenues par différences finies (FLAC7). Le développement de ce programme dans cette phase du projet va permettre de tester la méthode pseudo-statique spectrale et de développer le cas échéant les algorithmes qui permettent d'utiliser la nouvelle méthode dans l'analyse dynamique des pentes argileuses. Cette partie de l'étude implique la comparaison entre les résultats des simulations numériques et les résultats obtenus à partir des calculs basés sur

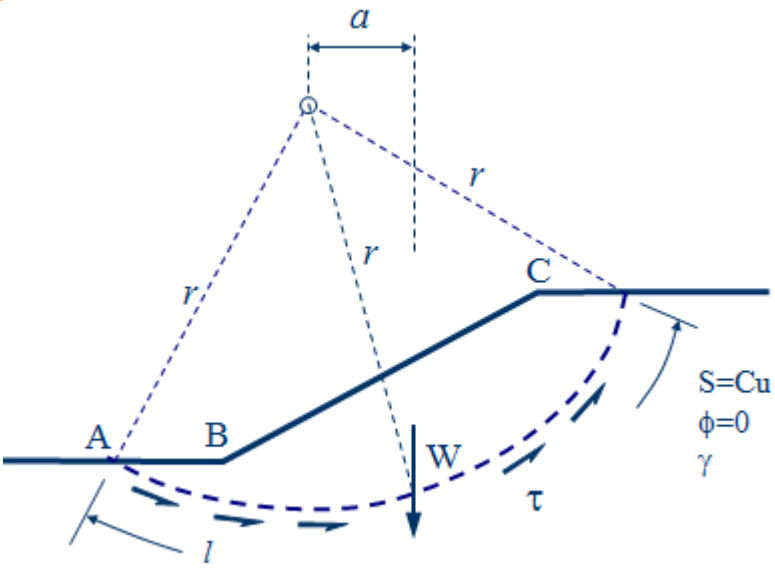


Figure 4.1 Analyse par équilibre limite en conditions non drainées (Su constante).

l'équilibre limite. Ce chapitre présente d'abord la méthodologie développée dans le cadre de cette étude pour pouvoir implanter la nouvelle méthode dans un logiciel basé sur l'analyse par équilibre limite. La méthode a effectivement été implantée dans le logiciel SVSlope développé par Soilvision. Des exemples seront présentés à la fin de ce chapitre pour montrer la fiabilité de la méthode pseudo-statique spectrale dans une analyse par équilibre limite.

L'analyse à l'équilibre limite examine l'équilibre d'une masse de sol pour une surface de rupture potentielle. Cette analyse se fait en étudiant l'équilibre des forces et/ou l'équilibre des moments. Les principales hypothèses sont : 1) la masse du sol est rigide c.à.d. aucun cisaillement ne se produit à l'intérieur de celle-ci et il se produit uniquement sur la surface de rupture ; 2) Le matériau est parfaitement plastique c.à.d. aucune déformation de cisaillement ne se produit jusqu'à ce que la résistance du sol soit atteinte ; 3) la résistance au cisaillement se mobilise au même taux le long de la surface de rupture (le coefficient de sécurité est constant). L'analyse par équilibre limite de la stabilité d'un talus argileux peut être faite à court terme (non drainée) ou à long terme (drainée). Dans le cas d'une analyse dynamique, on est intéressé par l'analyse dans des conditions non drainée (ϕ =0). Pour cette raison le programme développé dans le cadre de cette étude sera basé sur l'analyse en condition non-drainée seulement (ϕ =0) en utilisant une surface de rupture de forme circulaire. Ainsi, l'équilibre des moments autour d'un point *O* d'une surface de rupture circulaire peut être suffisant (pour valider l'applicabilité de la nouvelle

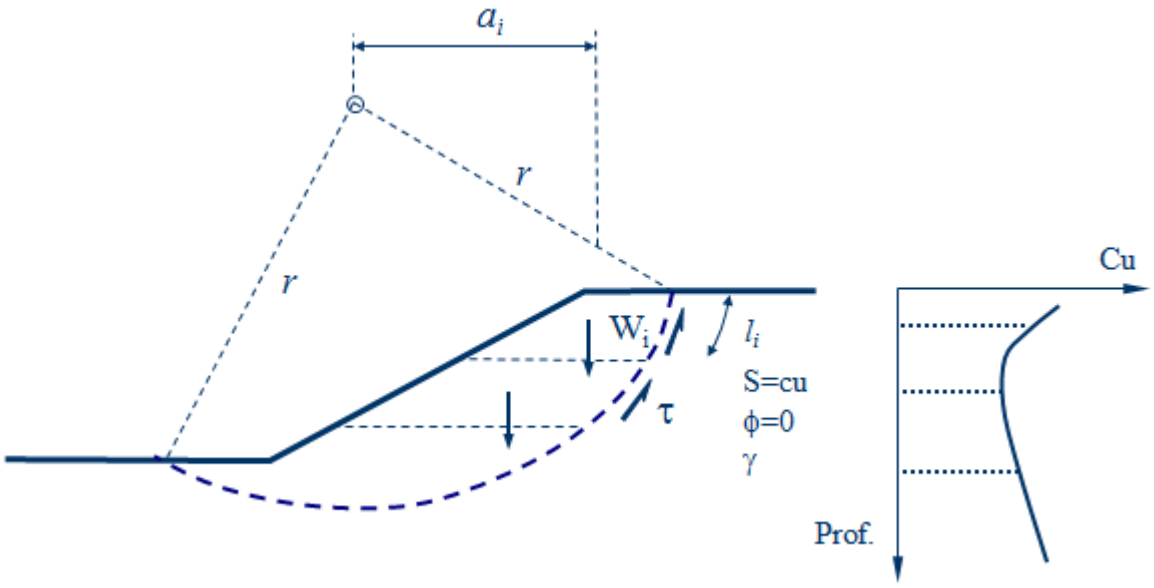


Figure 4.2 Analyse par équilibre limite en conditions non drainées (*Su* variable).

méthode) pour trouver la surface critique. En condition statique, le coefficient de sécurité peut être déterminé par le rapport entre le moment renversant M_R et le moment résistant M_O (Figure 4.1)

$$C.S. = \frac{M_0}{M_R} = \frac{Su.r.l}{W.a} \tag{4.1}$$

Su est la résistance au cisaillement non drainée, *r* est le rayon du cercle de rupture, *l* est la longueur de la surface de rupture, W est le poids de la surface potentiellement instable et *a* est la distance horizontale entre le centre de gravité et le centre de rotation de la surface de rupture. L'équation 4.1 s'applique dans le cas d'un sol ayant une résistance au cisaillement non drainée, *Su*, constante pour l'ensemble du dépôt. En pratique Su varie en fonction de la profondeur et il est nécessaire de discrétiser le problème comme montré à la figure 4.2. Ainsi pour un dépôt avec un profil de *Su* qui varie en fonction de la profondeur, le coefficient de sécurité pour une surface de rupture circulaire peut être écrit comme suit :

$$C.S. = R\frac{\sum Cu_i l_i}{\sum W_i a_i} \tag{4.2}$$

L'analyse de la stabilité statique d'un talus argileux en contraintes totales (ϕ=0) peut se faire de manière satisfaisante en considérant une surface de rupture circulaire. Nous avons adopté comme

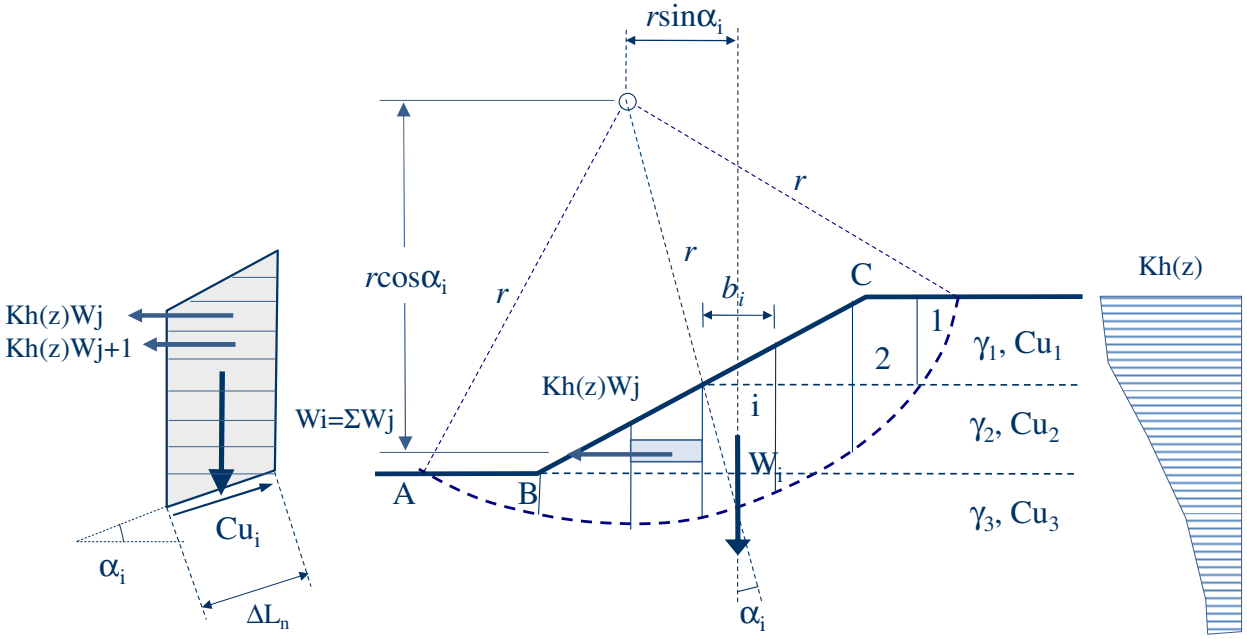


Figure 4.3 Principe de l'analyse par équilibre limite pour tenir compte de la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur.

hypothèse pour cette partie de l'étude que la surface de rupture (statique et dynamique) est circulaire. Cette hypothèse peut être considérée comme réaliste comme démontré plus loin dans ce rapport. Le calcul réalisé dans cette étude est basé sur l'équilibre des moments pour ϕ=0. Selon Duncun et al. (2013), les méthodes de Spencer, de Bishop et celle des tranches donnent le même coefficient de sécurité dans le cas d'une surface de rupture circulaire avec ϕ=0. Cette hypothèse ne sera plus nécessaire une fois la méthode incorporée dans un logiciel qui permet de respecter la condition d'équilibre des moments et des forces. La question sera rediscutée à la fin du chapitre.

La méthode pseudo-statique a constitué, pendant plus de trente années, la principale approche d'évaluation de la stabilité dynamique des talus, des ouvrages en remblai ou des barrages. Cette méthode consiste à remplacer l'action dynamique du tremblement de terre par une force d'inertie égale à une accélération constante agissant sur une masse de sol potentiellement instable. L'amplitude de la force pseudo-statique est souvent exprimée en termes de coefficient pseudo-statique, k_h, qui est défini comme étant le rapport entre la force d'inertie et le poids du sol potentiellement instable (W). Ce coefficient varie en fonction de la profondeur dans le cas de la nouvelle méthode pseudo-statique. La résultante de cette force d'inertie, $k_h(z)W(z)$, passe comme *W*, à travers le centre de gravité *G* de la masse de sol supposée instable *ABC* (Figure 4.3) et agit

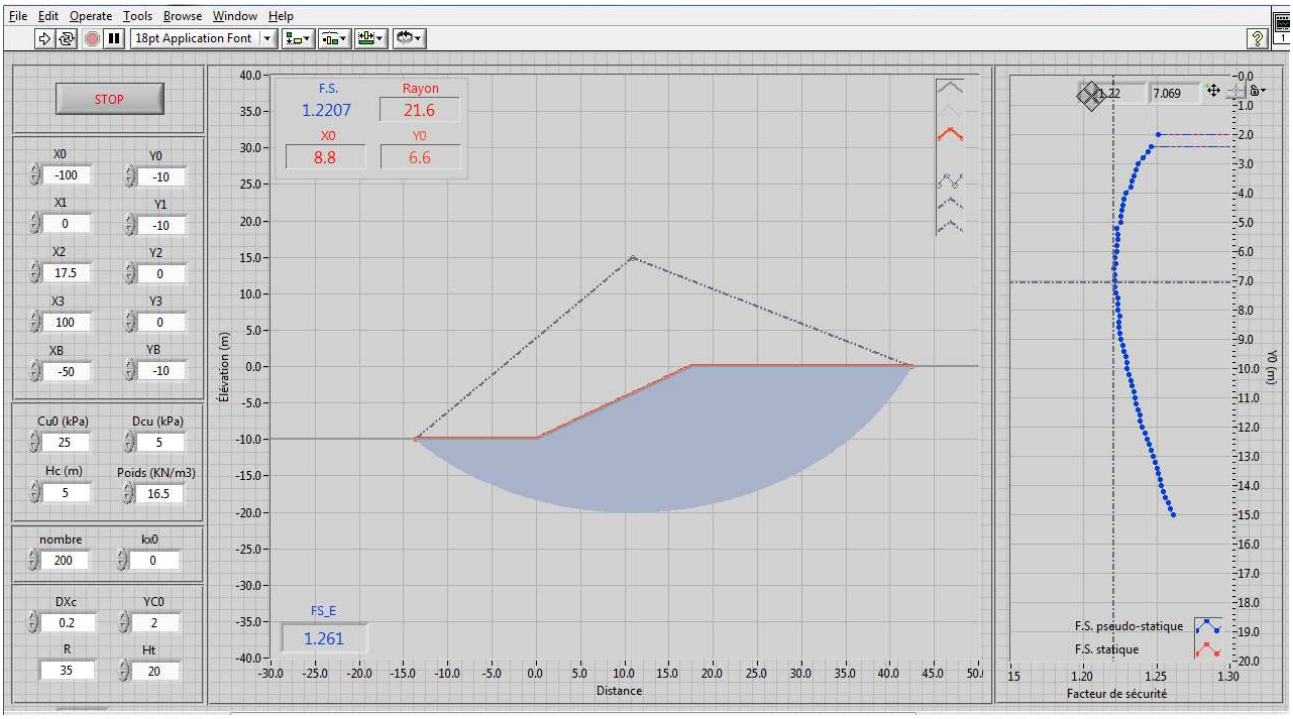


Figure 4.4 Programme de calcul construit pour tester la méthode pseudo-statique spectrale.

avec un bras de levier, $d=r\sin\alpha_i$, en induisant une augmentation du moment qui tend à produire une rotation du sol *ABC* autour du point *O* par $k_h(z)dW$. Ainsi, la sollicitation sismique réduit le coefficient de sécurité du talus de $C.S_s$ à $C.S_d$ (équation 4.1) à:

$$C.S._d = \frac{\sum Cu_i l_i}{\sum W_j \sin(\alpha_i) + \sum k_h(z) W_j \cos(\alpha_i)} \qquad (4.3)$$

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'une charge statique équivalente (Figure 4.3) et introduite dans un calcul statique de stabilité.

Dans la méthode pseudo-statique, la composante verticale est généralement supposée égale à zéro (k_v=0) et seulement la force horizontale est considérée dans l'analyse. Quant à la surface de glissement critique, l'analyse statique est faite à l'aide des méthodes conventionnelles en déterminant la surface la plus critique (puisque c'est la surface la plus sollicitée) puis l'analyse est refaite en utilisant les forces sismiques. Toutefois, plusieurs surfaces de rupture d'essai peuvent être investiguées pour déterminer le coefficient de sécurité minimal. On a donc construit un programme de calcul qui permet d'évaluer le coefficient de sécurité d'une surface de rupture circulaire arbitraire. Dans ce programme, la surface de rupture a été discrétisée dans le sens

horizontal et vertical pour tenir compte de la variation de la résistance au cisaillement non drainée et pouvoir appliquer des coefficients pseudo-statiques qui varient avec la profondeur (Figure 4.3). La figure 4.4 montre une capture d'écran de la page d'accueil du programme développé. Dans ce programme, il est possible d'introduire la géométrie désirée, le profil de *Su*, le coefficient pseudo-statique et la forme de variation de ce coefficient. Le programme calcule ensuite la surface de rupture critique (rayon du cercle et centre du cercle). Il présente aussi la variation du coefficient de sécurité statique et pseudo-statique en fonction de la variation des coordonnées du centre du cercle de rupture.

4.1 Validation du programme développé – Analyse statique

Pour valider le programme développé, les coefficients de sécurité statiques (ϕ=0) de certaines pentes considérées dans le cadre de cette étude ont été testées (pentes 1,75H:1V, 3H :1V et 6H :1V). La figure 4.5 présente une comparaison entre la surface de rupture dessinée par la déformation par cisaillement dans les analyses par différence finies (FLAC7) et celle obtenue à l'aide de l'analyse par équilibre limite (ϕ=0). Les deux surfaces sont à toutes fins pratiques similaires. Le coefficient de sécurité (C.S.) de 1.22 est également égal à celui obtenu par la méthode de réduction (FLAC7). Généralement, la méthode utilisée pour s'assurer d'avoir le cercle de rupture critique est de tracer des lignes de contours de C.S. dans l'espace (X, Y). Les contours de C.S. pour la pente de 1.75H :1V sont présentés à la figure 4.5a. La variation du coefficient de sécurité minium (figure de gauche) est également présentée en fonction de la variation de la coordonnée Y. Cette figure montre que la position du centre du cercle n'est pas parfaitement égale à celle donnée par les contours de C.S. Toutefois la différence n'est pas suffisamment importante pour changer de manière notable la position de la surface de rupture. De plus, les résultats des analyses par différence finies montrent qu'il est possible d'avoir un ensemble de surfaces de rupture potentielles où les facteurs de sécurité varient très peu (entre 1,2207 et 1,222) pour une variation de la position du centre du cercle (Y varie entre 5.4 et 7.4). Il est à noter que la restriction commune utilisée pour trouver le cercle de rupture potentiel est que les cercles ont le même rayon. Ainsi pour une valeur de Y donnée, la valeur de X est variée pour un rayon donné ensuite la valeur de R est changée jusqu'à l'obtention du coefficient de sécurité minimum pour la valeur de Y en question. Le processus est ensuite répété jusqu'à obtention du cercle de rupture critique. La figure 4.6 présente une comparaison entre les résultats des analyses

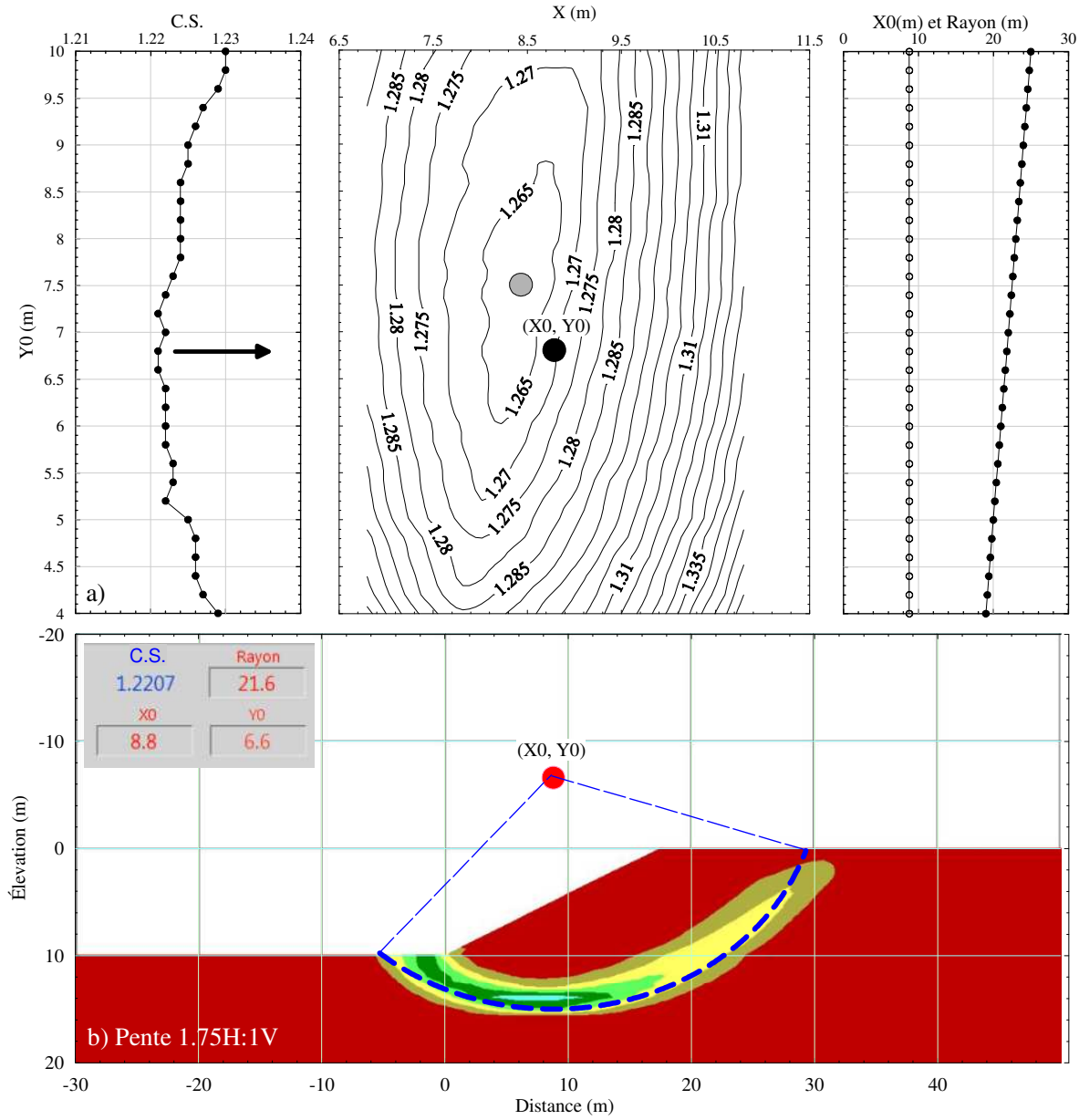


Figure 4.5 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 10 m.

par différences finies (FLAC7) et ceux obtenus par équilibre limite pour une pente de 3H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 10 m. Dans l'ensemble, les surfaces de rupture sont concordantes. L'analyse effectuée par FLAC7 montre que la surface de rupture n'est pas parfaitement circulaire dans la partie supérieure en haut du talus.

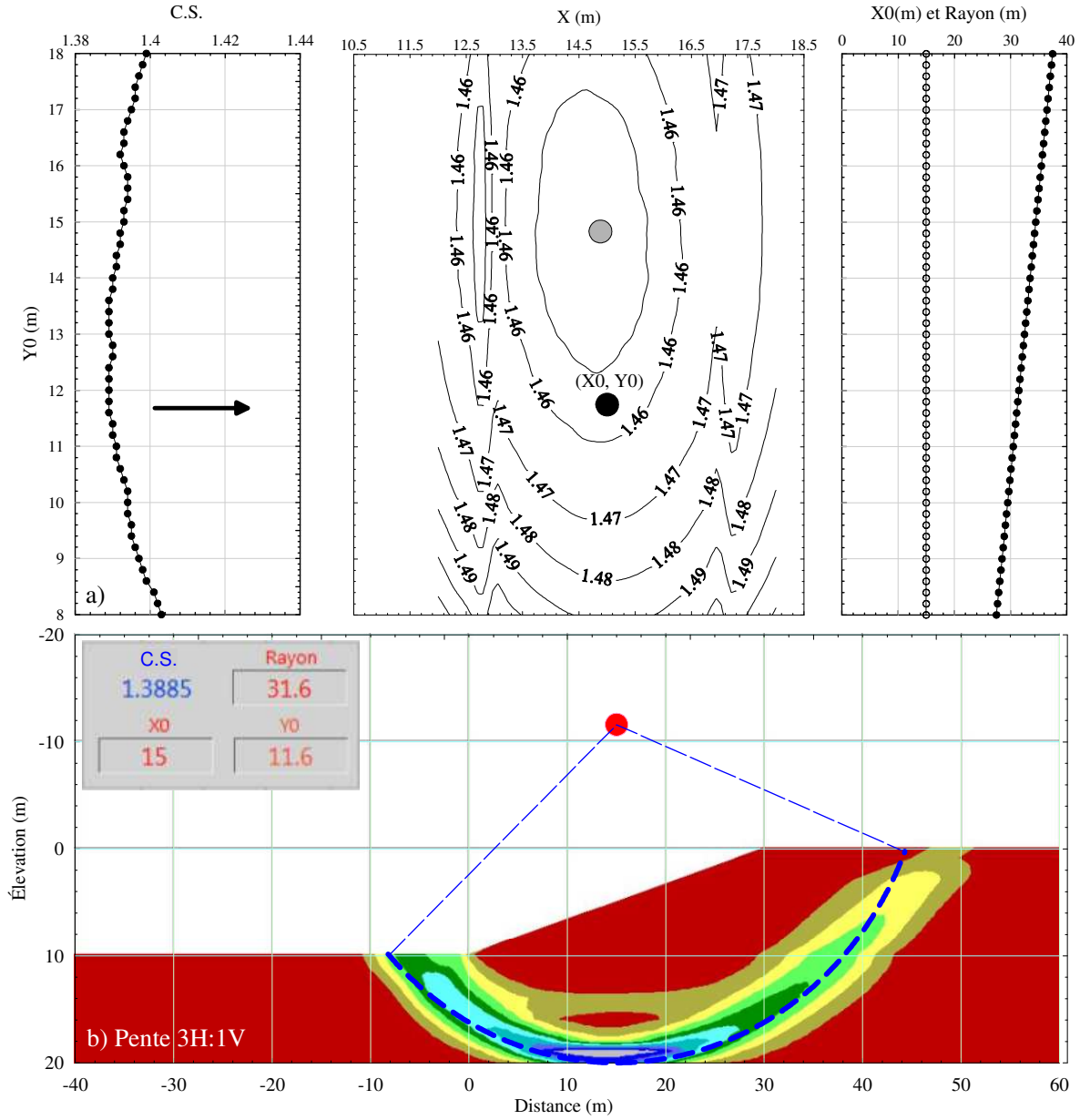


Figure 4.6 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et par analyse à l'équilibre limite – Pente 3H:1V, hauteur de 10 m.

Le coefficient de sécurité déterminé par la méthode des équilibres limites est cependant 2 à 3 % plus faible. Il est possible de constater également que la méthode des contours de C.S. (Figure 4.6a) donne des valeurs légèrement différentes de la méthode adoptée et qui consiste à trouver le minimum par essai et erreur.

La figure 4.7 présente une comparaison entre les deux types d'analyses pour une pente de 6H :1V

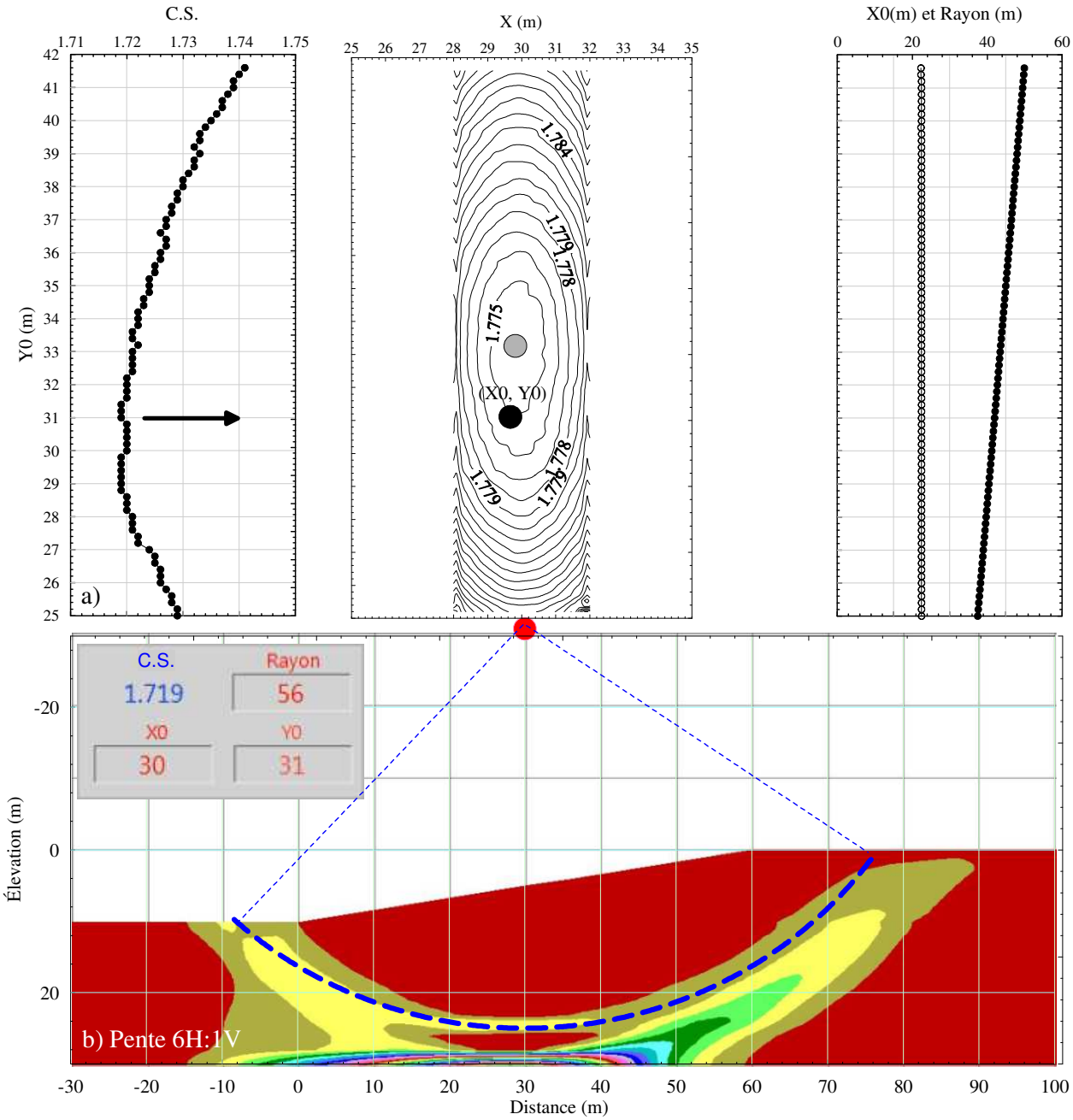


Figure 4.7 Validation du programme développé pour tester la méthode pseudo-statique spectrale, a) Contours de coefficient de sécurité et variation du coefficient de sécurité en fonction des coordonnées du centre (X0, Y0) et du rayon du cercle, b) comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et par analyse à l'équilibre limite – Pente 6H :1V, hauteur de 10 m

d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m. L'analyse par différences finies indique deux surfaces de rupture potentielles, soit une à 15 m de profondeur et une deuxième à 20 m de profondeur (par rapport au pieds de la pente). L'analyse par équilibre limite montre que la

surface de rupture la moins profonde est plus critique, avec un coefficient de sécurité de 1,72. Le coefficient de sécurité déterminé avec FLAC7 est de l'ordre de 1,77. Il est possible de constater également que la méthode des contours de C.S. (Figure 4.7a) donne des valeurs légèrement différentes de la méthode adoptée qui consiste à trouver le minimum. Dans l'ensemble, il est possible de dire que le programme basé sur l'équilibre limite permet de déterminer avec une précision acceptable le coefficient de sécurité et la surface de rupture critique. Les analyses montrent également que l'hypothèse du cercle de rupture circulaire considérée est valable. Il est important de noter que les analyses de stabilité statiques effectuées dans ce chapitre ont pour objectif de démontrer la précision du programme de calcul développé pour le développement et la validation de la méthode pseudo-statique spectrale.

4.2 Méthode pseudo-statique

Avant de vérifier si la méthode d'équilibre limite permet de déterminer avec justesse les surfaces de rupture obtenues dans les analyses dynamiques (ϕ=0) par l'application d'un coefficient pseudo- statique variable, il est nécessaire de valider, à l'aide du programme développé dans le cadre de cette étude et aussi à l'aide du logiciel commercial SVSlope, que la méthode pseudo-statique classique n'est effectivement pas suffisamment fiable pour remplacer une analyse dynamique. On a donc appliqué un coefficient pseudo-statique constant de 0,15 (zone 4) dans le cas d'une pente de 1,75 H:1V de 10 m de hauteur avec une épaisseur de dépôt de 20 m à l'aide des deux programmes. Dans le premier cas, une augmentation de 5 kPa par 5 m d'épaisseur (S_u constante pour des couches de 5 m) a été examinée et dans le cas de SVSlope une augmentation de 1,5 kPa/m a été testée. La figure 4.8a montre la variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle. La coordonnée en X et le Rayon qui correspondent au coefficient de sécurité minimum (pour le centre du cercle en question) sont présentés à la figure 4.8b. La figure 4.8a montre de façon claire que le minimum n'est pas encore atteint avec un coefficient pseudo-statique constant, et ce même si le cercle de rupture passe par la base du dépôt. La figure 4.9 présente une comparaison entre la surface de rupture dessinée par les contours de déformations par cisaillement de l'analyse dynamique et celle obtenue par équilibre limite en utilisant un coefficient pseudo-statique constant. Cette figure montre que la méthode pseudo-statique avec k_h constant n'est pas fiable pour l'analyse dynamique des talus argileux. La Figure 4.10 présente les résultats d'une analyse pseudo-statique, avec un coefficient

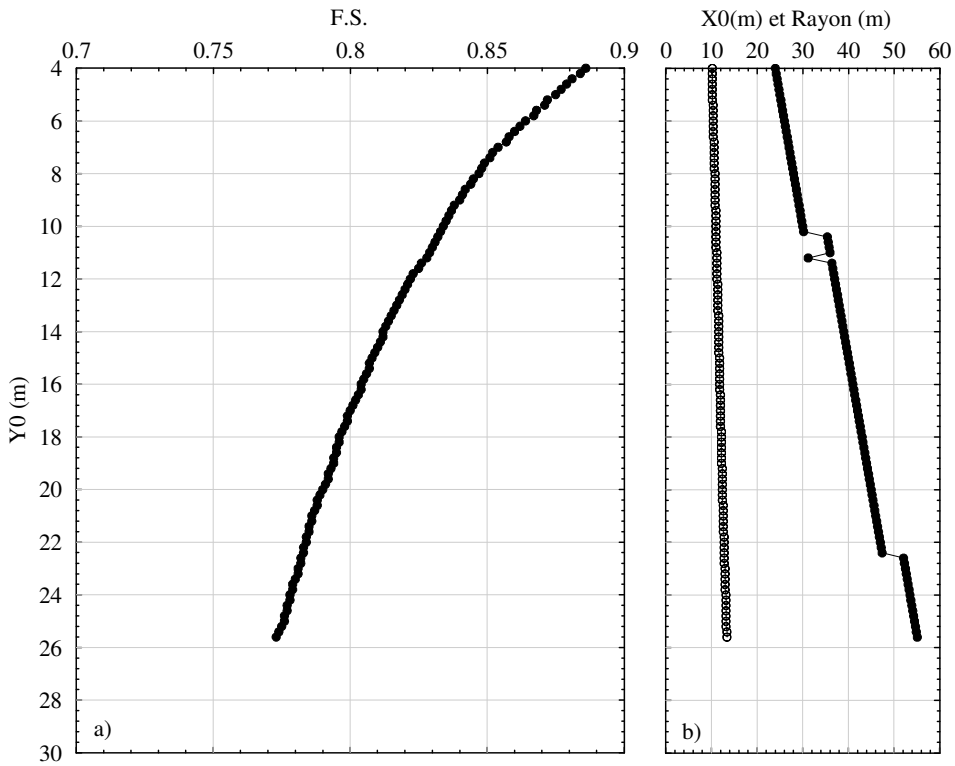


Figure 4.8 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique classique (k_h=0,15) d'une pente de 1,75H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m.

pseudo-statique constant, de 0,15 pour une pente de 1,75H :1V, effectuée à l'aide du logiciel SVSlope (Δcu=1,5 kPa/m). Cette analyse démontre également que la méthode pseudo-statique conventionnelle donne des surfaces de rupture très profondes et des coefficients de sécurité faibles, et ce, même dans le cas d'un dépôt avec une augmentation de S_u relativement plus importante que celle utilisée dans l'exemple de la Figure 4.8. Le tableau 4.1 compare les coefficients de sécurité obtenus à l'aide des différentes méthodes. On constate que la méthode de Bishop sous-estime le coefficient de sécurité par rapport aux autres méthodes. Il est à noter que le programme développé dans la présente étude est basé sur la méthode Bishop et une surface circulaire.

Tableau 4.1 Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de SVSlope

Pente	Statique	Pseudo-Statique			
	M-P	Bishop	Spencer	M-P	GLE
1,75H :1V	1,57	0,915	0,965	0,965	0,965
3H :1V	1,797	0,986	0,986	0,986	0,985

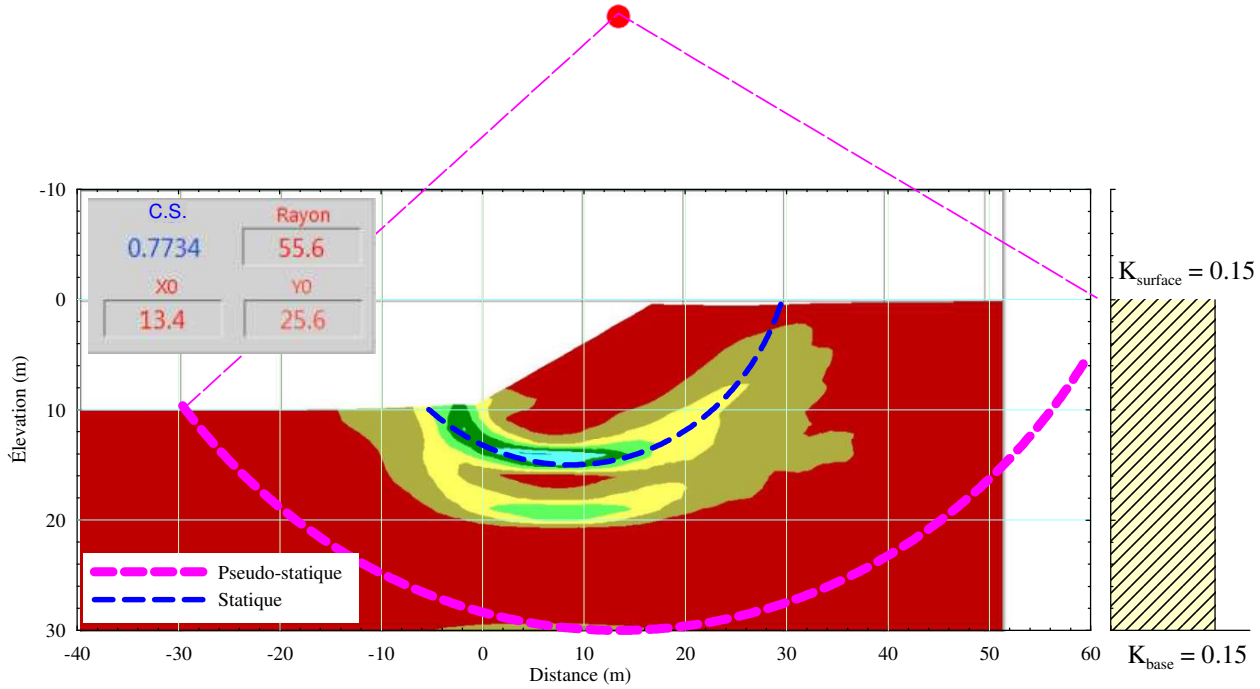


Figure 4.9 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse pseudo-statique avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m.

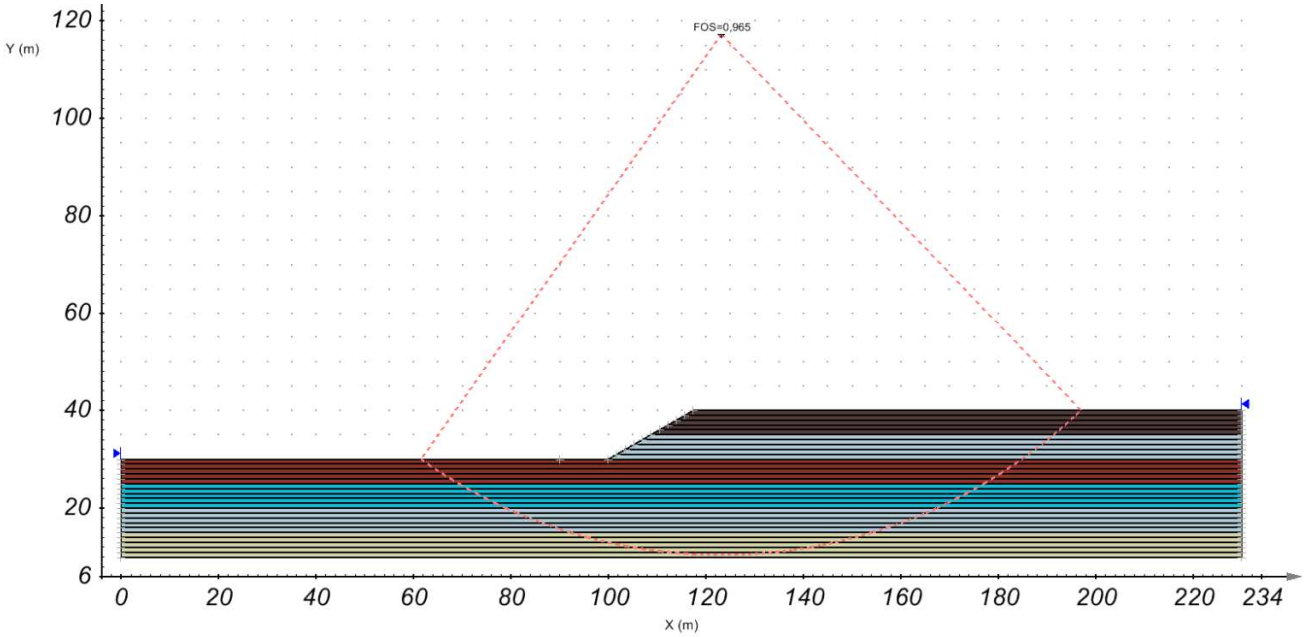


Figure 4.10 Surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses pseudo-statique SVSlope avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 1,75H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m (Δcu= 1.5kPa/m)

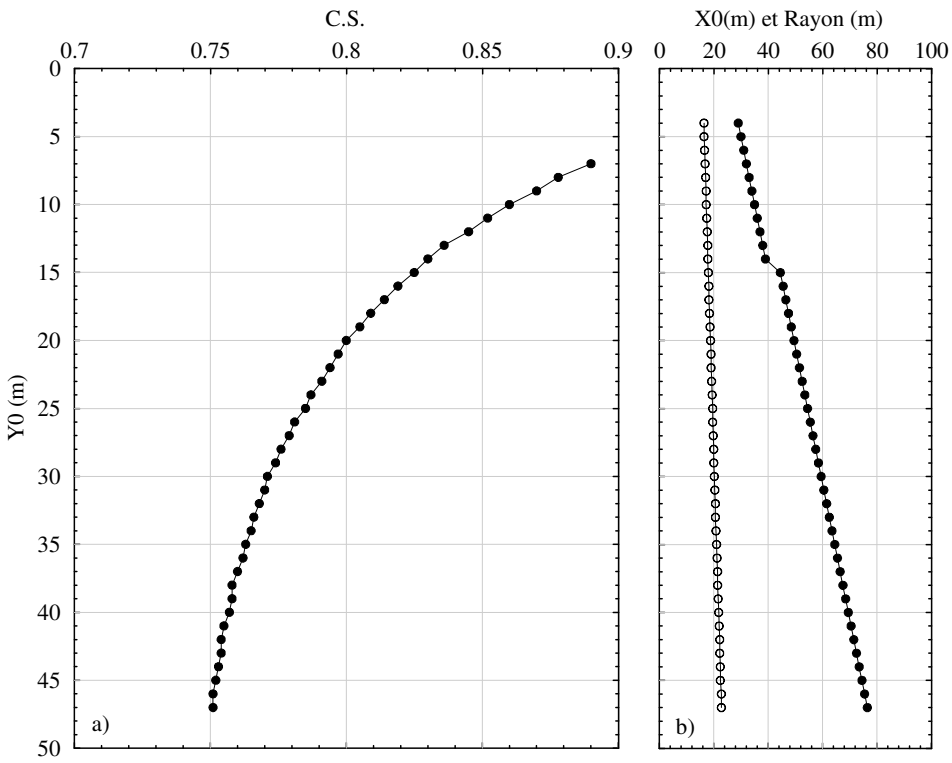


Figure 4.11 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique classique (k_h=0,15) d'une pente de 3H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m

Le même type d'analyse a été réalisé pour une pente de 3H:1V à l'aide du programme développé dans le cadre de la présente étude (ΔSu= 5kPa/5m). Le même phénomène est observé dans ce cas aussi. Le coefficient de sécurité minimum n'est pas atteint et ce même pour une surface de rupture qui passe par la base du dépôt (figure 4.11). La figure 4.12 montre une comparaison entre la surface de rupture déterminée par l'analyse Pseudo-statique et les contours de distorsions déterminées à l'aide des analyses dynamiques. La surface de rupture de la méthode Pseudo-statique est très loin de la surface potentiellement instable en cas de séisme. Des analyses ont également été fait pour la pente de 3H :1V avec une hauteur de 10 m et un ΔSu de 1,5 kPa/m à l'aide du logiciel SVSlope. La surface de rupture passe également par le bas du modèle comme montré par la figure 4.13.

4.3 Méthode pseudo-statique spectrale

L'utilisation de la méthode pseudo-statique spectrale nécessite l'utilisation d'une fonction qui

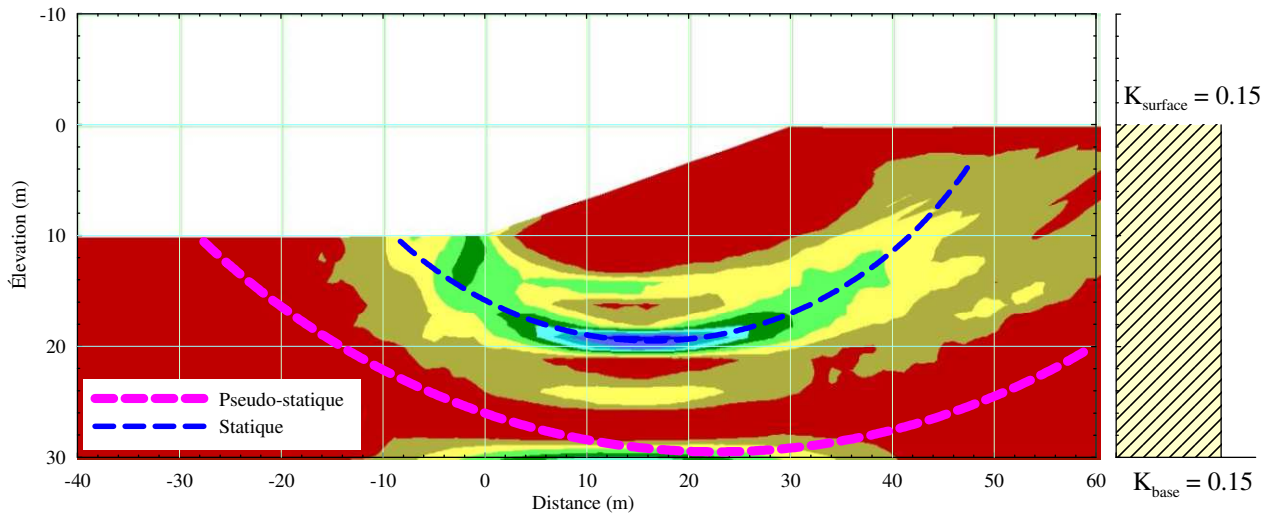


Figure 4.12 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses par FLAC7 et celle obtenue par analyse pseudo-statique avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 3H :1V, d'une hauteur de 10 m -épaisseur du dépôt de 20 m.

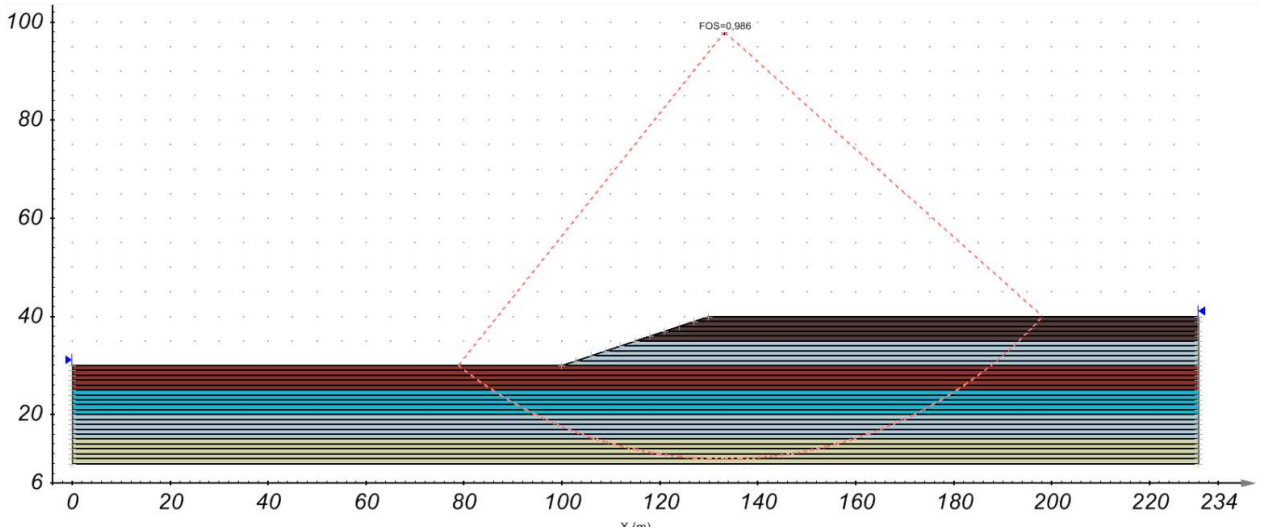


Figure 4.13 Surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses pseudo-statique SVSlope avec k_h constant à l'équilibre limite – Pente 3H :1V, hauteur de 10 m, épaisseur du dépôt de 20 m (Δcu= 1.5kPa/m)

permet d'exprimer la variation de k_h avec la profondeur. Dans ce chapitre, la fonction développée au cours de la phase I du projet a été utilisée :

$$k_h(z) = k_{h0}\left(1 + a\left(\frac{z}{H_t}\right)^b\right) \qquad (4.4)$$

Où k_{ho} est le coefficient sismique au roc (valeur initiale); H_t est la hauteur totale du dépôt; a et

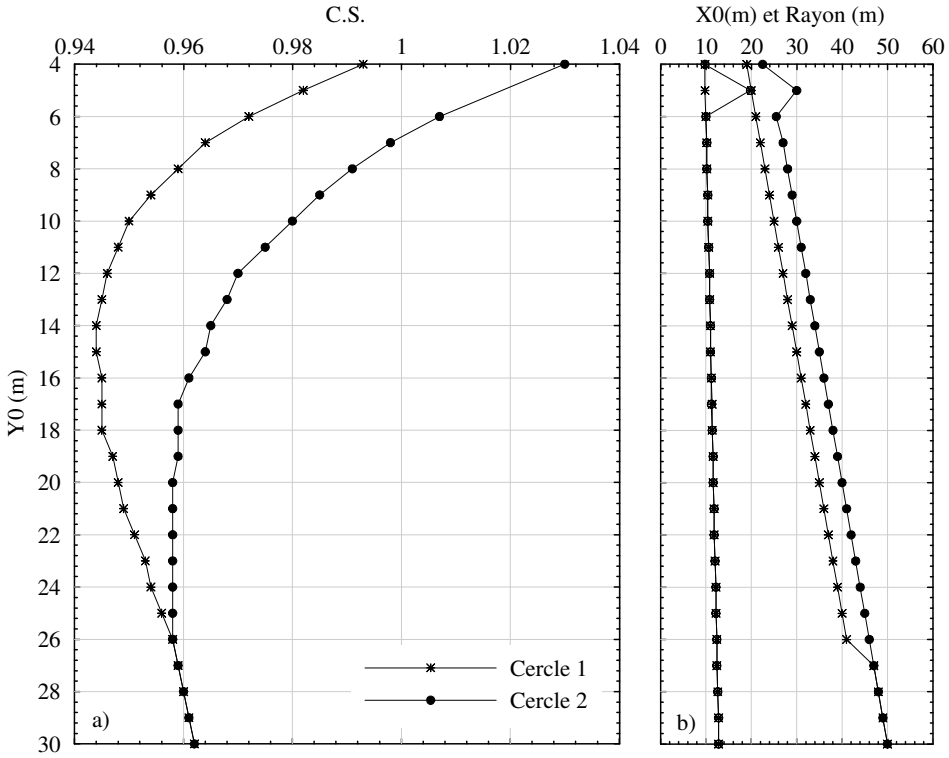


Figure 4.14 a) Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique spectrale ($k_{h\text{surface}}$=0.15) d'une pente de 1.75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 20 m d'épaisseur.

b sont deux coefficients qui affectent la forme et la position de la surface de glissement (tableau 3.5 du chapitre 3); et *z* est une variable que représente la variation de la hauteur mesurée à partir du rocher. La figure 4.14 présente les résultats d'une analyse à l'équilibre limite par l'application d'un coefficient pseudo-statique variable pour une pente de 1,75H :1V d'une hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m. Les analyses ont été effectuées pour permettre de déterminer 1) un rayon permettant d'avoir une surface de rupture qui passe à une profondeur supérieure à 15 m (par rapport à la crête du talus) et 2) un rayon pour une surface de rupture moins profonde que 15 m. Une valeur de a=2 et un $k_h(z)$ en surface de 0.15 ont été considérés. La figure 4.14 montre que la surface de rupture la moins profonde est plus critique (C.S. = 0.944) que la surface de rupture la plus profonde (C.S. = 0.958). Ceci dit, il est intéressant de constater que l'analyse dynamique (FLAC7) montre la présence de deux surfaces de rupture potentielles (Figure 4.15). Ces deux surfaces sont bien identifiées par l'analyse à l'équilibre limite utilisant un coefficient pseudo-statique variable. Ces résultats démontrent que la méthode des équilibres limites est capable de simuler correctement

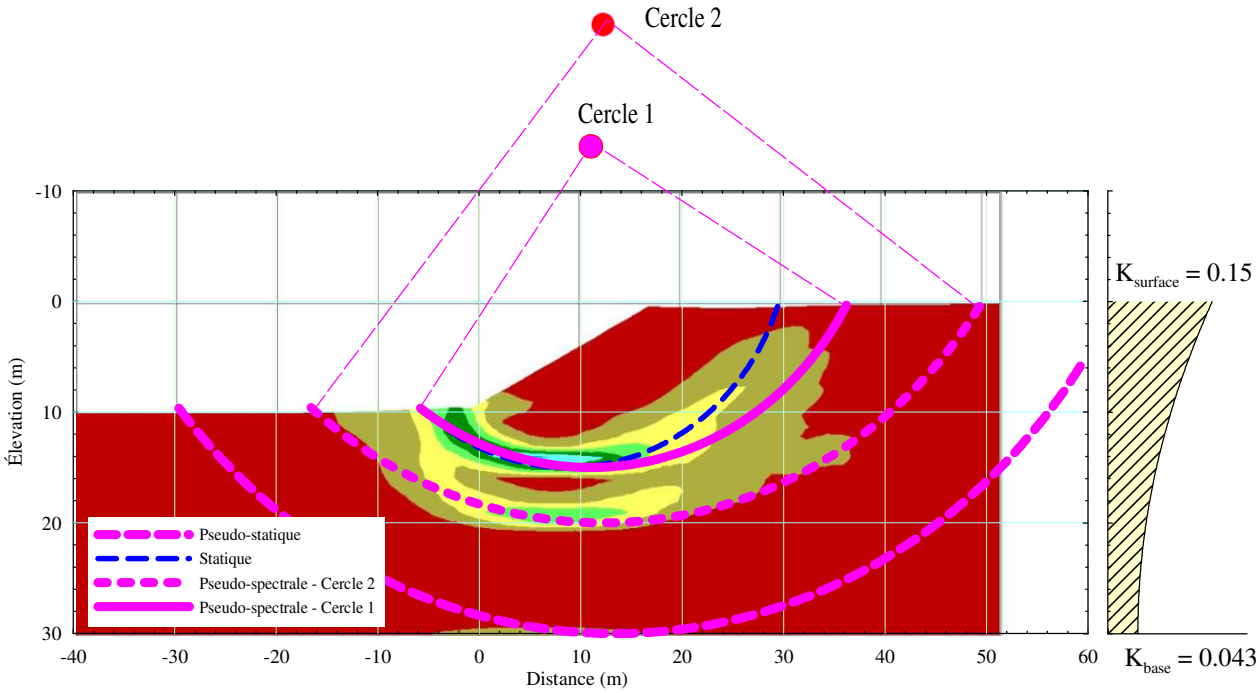


Figure 4.15 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses dynamiques (FLAC7) et celles obtenues par analyse pseudo-statique spectrale avec $k_h(z)$ variable à l'aide de l'équilibre limite – Pente 1.75H :1V, hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m.

l'action sismique si le coefficient pseudo-statique est ajusté correctement en fonction de la profondeur.

La figure 4.16 montre les résultats d'une analyses pseudo-statique spectrale pour une pente de 3H :1V d'une hauteur de 10 avec un dépôt de 20 m d'épaisseur. Les valeurs de a et de b considérées dans ce cas sont de 2 avec un coefficient k_h en surface de 0,15. Comme dans le cas de la pente de 1,75H :1V, la méthode pseudo-statique spectrale permet de déterminer correctement la surface de rupture critique (Figure 4.16).

4.4 Implantation de la méthode pseudo-statique spectrale dans le logiciel SVSlope (SoilVision)

L'algorithme d'implantation de la méthode pseudo-statique spectrale, qui consiste à diviser la masse de sol potentiellement instable en tranches verticales et horizontales, comme montré à la figure 4.3, a été testé à l'aide d'un programme simple basé sur l'hypothèse d'une surface circulaire et à l'équilibre des moments seulement. Cet algorithme a été proposé à la firme SoilVision inc., qui a accepté de l'incorporer dans son logiciel SVSlope. Quatre exemples ont été

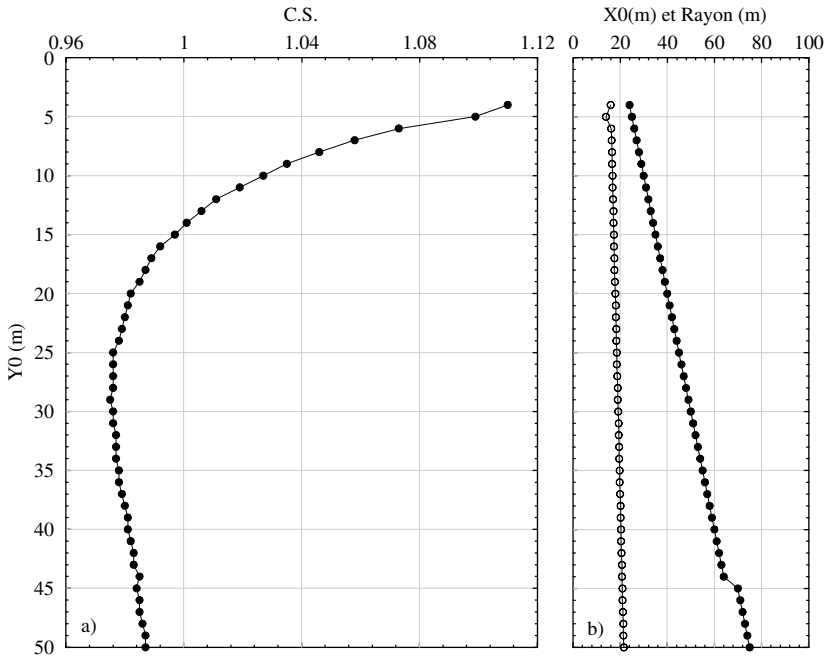


Figure 4.16 a) Variation du coefficient de sécurité en fonction de la coordonnée en Y du centre du cercle de rupture, b) variation de la coordonnée en X et du Rayon en fonction de Y – Cas d'une analyse pseudo-statique spectrale ($k_{h\text{surface}}$=0.15) d'une pente de 1,75H:1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 20 m d'épaisseur.

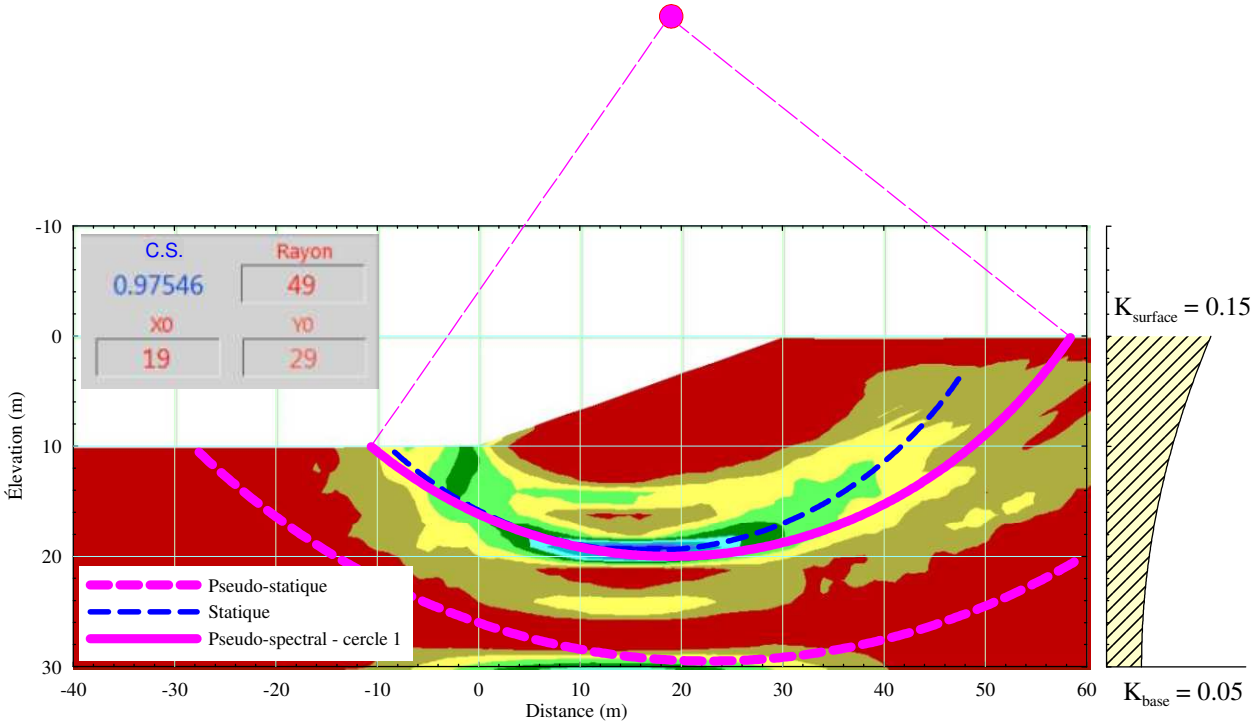


Figure 4.17 Comparaison de la surface de rupture critique déterminée à l'aide des analyses dynamiques (FLAC7) et celles obtenues par analyse pseudo-statique spectrale avec $k_h(z)$ variable à l'aide de l'équilibre limite – Pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m avec une épaisseur du dépôt de 20 m.

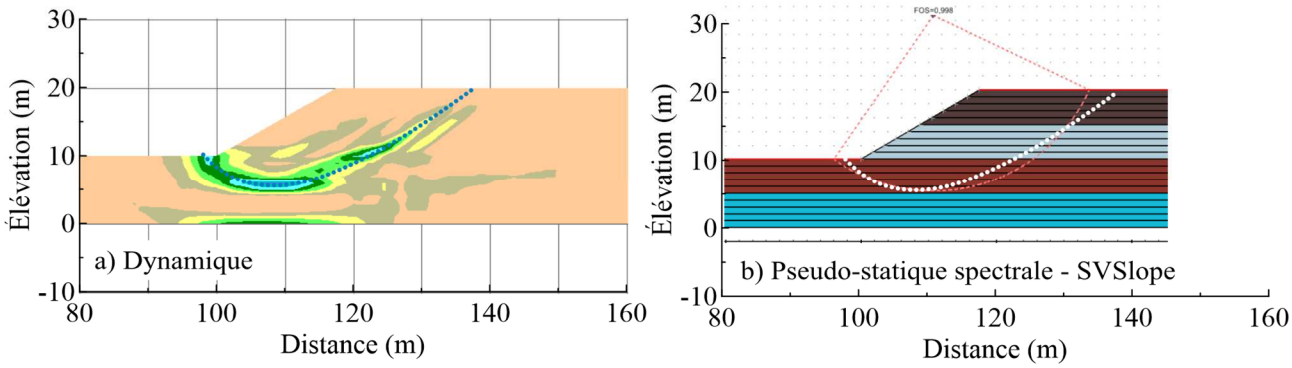


Figure 4.18 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 1,75H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m.

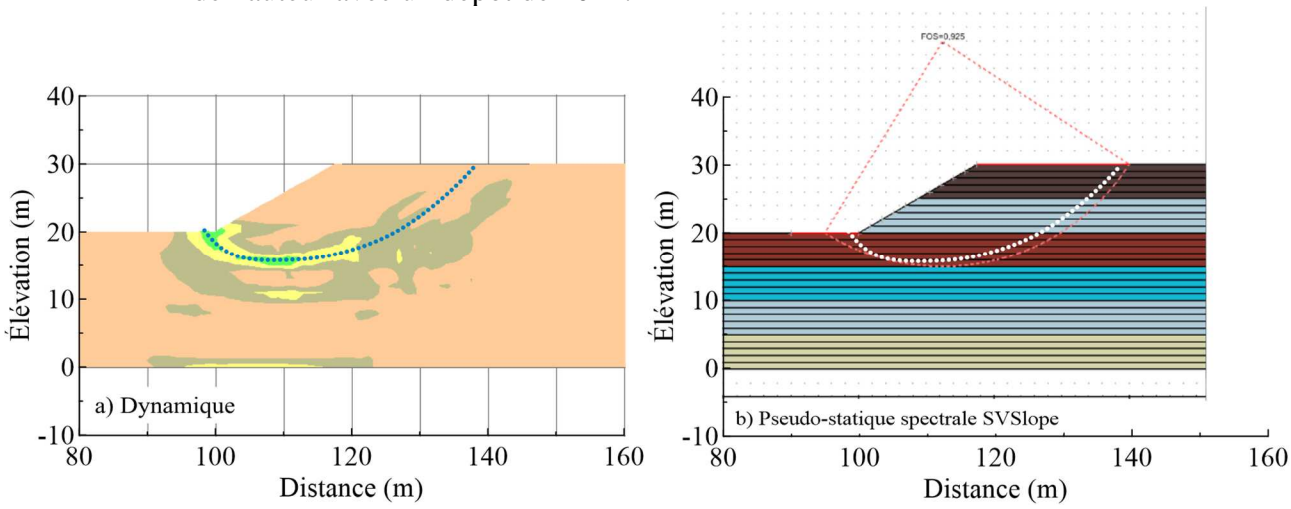


Figure 4.19 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 1,75H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m.

considérés dans ce chapitre afin de tester la fiabilité de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale telle que programmée dans SVSlope. Ce programme permet de réaliser des analyses avec des surfaces de ruptures plus générales en respectant l'équilibre des moments et des forces. Les quatre exemples considérés correspondent à une pente de 1,75H:1V de 10 m de hauteur avec des dépôts de 10 m et de 20 m et à une pente de 3H:1V de 10 m de hauteur avec des dépôts de 10 m et de 20 m également. Ces exemples correspondent à ceux présentés au chapitre 3 où la résistance au cisaillement a été augmentée de 5 kPa/5m. Les analyses ont été réalisées en faisant varier les valeurs de k_h en surface en respectant les constante a et b proposées afin d'attendre les coefficients de sécurités établis au chapitre 3. Les figures 4.18 et 4.19 présentent des comparaisons entre les surfaces de ruptures établies par l'analyse dynamique et celles de

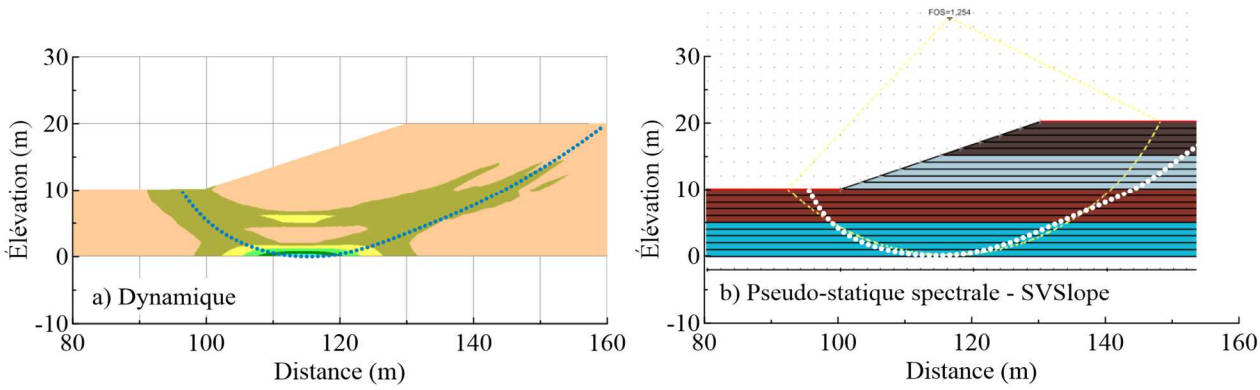


Figure 4.20 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 3H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m.

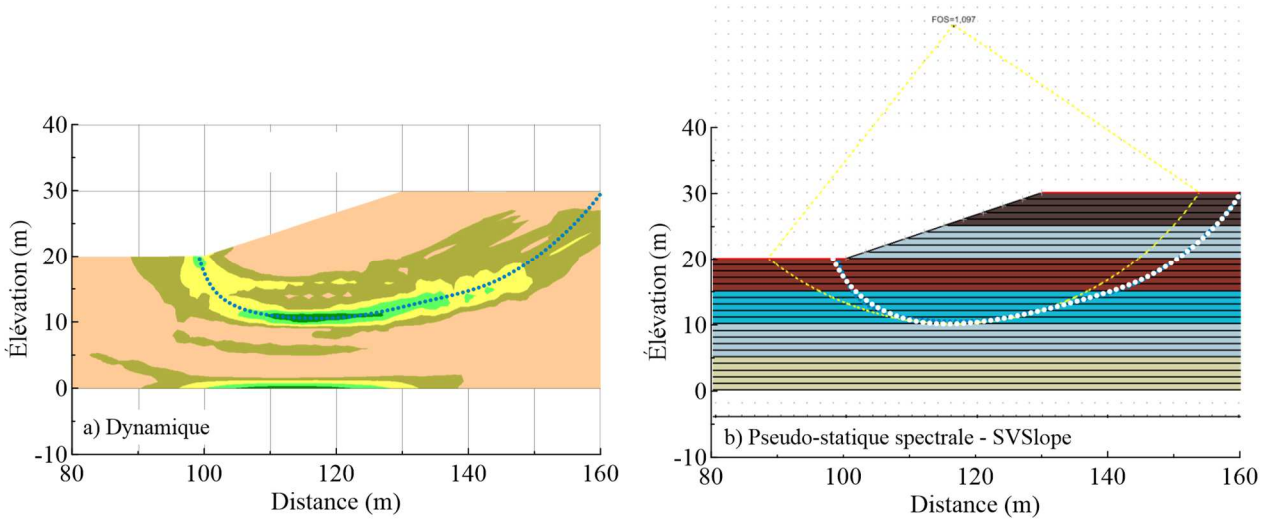


Figure 4.21 Comparaison entre la surface de rupture déterminée à l'aide de l'analyse dynamique et celle déterminée à l'aide de SVSlope – Pente de 3H:1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m.

l'analyse par équilibre limite (SVSlope) pour une pente de 1,75H:1V. Les surfaces de rupture sont à toutes fins pratiques identiques. Les figures 4.20 et 4.21 présentent les résultats de la pente de 3H :1V. Comme dans le cas de la pente 1,75H :1V, les surfaces de rupture sont généralement cohérentes avec les résultats des analyses dynamiques. Le tableau 4.2 présente une comparaison entre les valeurs de k_h en surface déterminées à l'aide des analyses de FLAC7 (Chapitre 3) et ceux de SVSlope pour les mêmes coefficients de sécurité. Les résultats sont dans l'ensemble presque identiques avec des différences inférieures à 5%.

Tableau 4.2 Coefficients pseudos-statiques déterminés à l'aide de SVSlope

Pente	Hauteur dépôt	k_h (FLAC7)	k_h SVSlope
1,75H :1V	10	0,137	0,147
	20	0,165	0,165
3H :1V	10	0,06	0,06
	20	0,11	0,105

4.5 Conclusion

Les analyses effectuées dans ce chapitre ont permis de conclure que la méthode pseudo-statique spectrale développée peut être implantée dans un programme de calcul basé sur l'équilibre limite. Un programme développé dans le cadre de cette étude a permis de valider l'approche d'analyse proposée. La méthode a été implantée dans un programme commercial SVSlope développé par SoilVision et des exemples ont été traités afin de montrer la fiabilité de l'approche. Les calculs effectués à l'aide de SVSlope sur certains exemples montrent que la méthode fonctionne correctement. Il serait nécessaire de tester le programme avec un plus grand nombre d'exemple pour valider la robustesse de la nouvelle méthode.

CHAPITRE 5

ÉTABLISSEMENT D'UNE FONCTION POUR TENIR COMPTE DE L'EFFET DE L'INDICE DE PLASTICITÉ

5.1 Introduction et mise en contexte

La stabilité dynamique d'un talus argileux est conditionnée d'une part par la sollicitation sismique (amplitude et contenu fréquentiel) et d'autre part par la géométrie du talus (H_p, H_D, pente) et les paramètres dynamiques du milieu (G_{max}, G, ξ).

Les sols cohérents se distinguent des sols granulaires par leur histoire des contraintes qui, en ce qui concerne G_{max} ou V_s, se trouve en général convenablement résumée dans le rapport de sur-consolidation (OCR= σ_p/σ_v, rapport de la pression de pré-consolidation à la contrainte verticale in-situ). Aux faibles amplitudes ($\gamma \leq 10^{-3}$), les déformations sont contrôlées par G_{max} qui dépend de l'indice des vides, de la contrainte effective moyenne et du coefficient de sur-consolidation. Aux grandes amplitudes ($\gamma \geq 10^{-3}$), les déformations sont contrôlées par G (sécant). L'évaluation de la variation de G en fonction de γ est assez complexe pour les sols cohésifs.

En génie parasismique on utilise généralement le rapport entre le module de cisaillement équivalent G et le module de cisaillement maximum G_{max} pour d'écrire la déformation cyclique. Le rapport de G/G_{max} varie dans des limites beaucoup plus étendues dans le cas des sols cohérents et il est influencé par différents facteurs. Il augmente avec la contrainte effective moyenne σ'_m et l'indice des vides e dont l'effet est déjà inclus dans G_{max} (ou V_s) et également en fonction de l'âge et de la cimentation du sol. Il semble cependant que la variation de G/G_{max} est

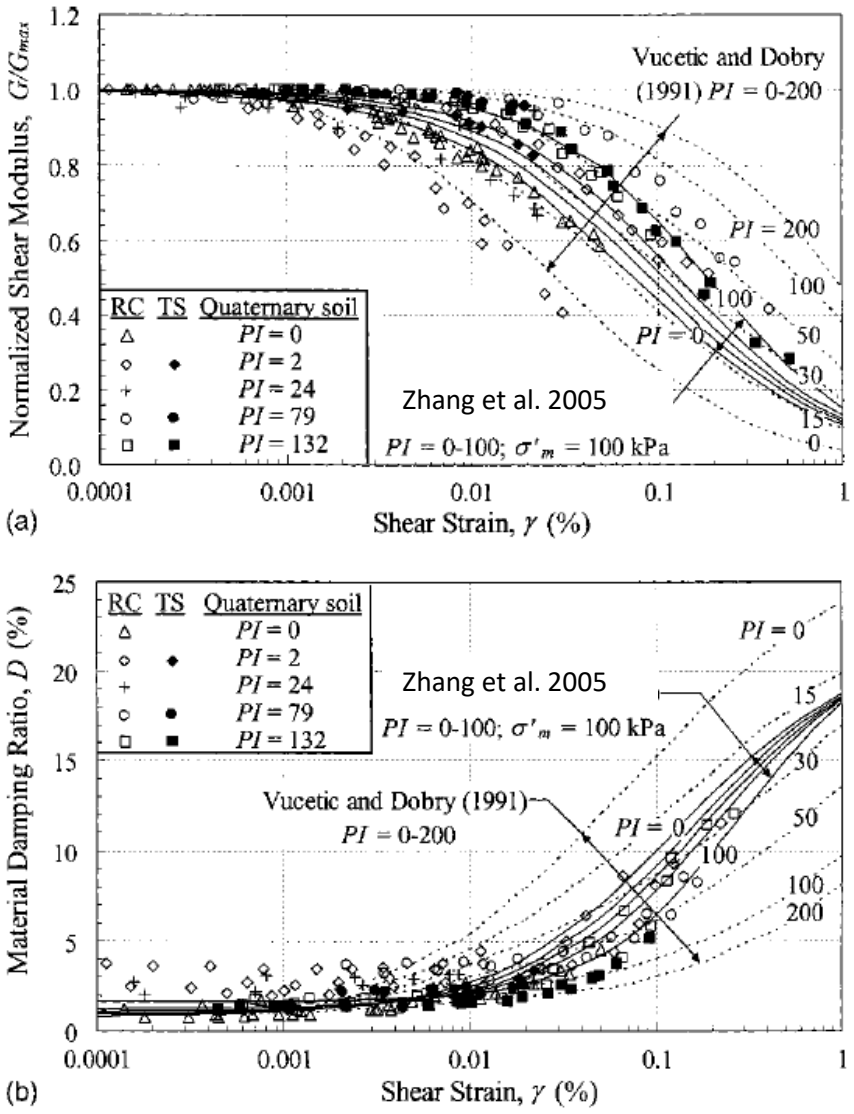


Figure 5.1 Variation des courbes de dégradation du module (a) et taux d'amortissement équivalents (b) en fonction de l'indice de plasticité (d'après Zhang, J. et al. (2005) et Vucetic et Dobry (1991)

essentiellement contrôlée par l'indice de plasticité I_p (figure 5.1). En pratique, Vucetic et Dorby (1991) proposent des relations exprimées par la figure 5.1a dans laquelle la variation du rapport de G/G_{max} avec γ est donnée en fonction de l'indice de plasticité (I_p). La figure 5.1 présente également les résultats de Zhang et al. (2005) qui démontrent que le G/G_{max} varie en fonction de l'indice de plasticité mais moins que les relations de Vucetic et Dobry (1991). Il faut noter également que l'amortissement diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité (Figure 5.1b). Ainsi, les argiles plus plastiques présentent une moins grande dégradation de leur module,

de sorte que pour un G_{max} donné, un dépôt avec un indice de plasticité élevé va produire une plus grande amplification du mouvement sismique. Il faut donc s'attendre à avoir, pour une géométrie donnée, un coefficient de sécurité contre la rupture de pente qui diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Ceci étant dit, peu de travaux de recherche ont été réalisés sur les argiles du Québec et particulièrement sur les argiles sensibles. Pour cette raison plusieurs essais ont été effectués afin de caractériser de manière préliminaire certaines argiles du Québec. Les résultats de ces essais seront présentés et discutés au chapitre 7. Certaines recommandations seront faites pour tenir compte de certains aspects observés suite à ces essais.

5.2 Étude paramétrique

Pour pouvoir examiner l'effet de l'indice de plasticité sur la variation de la stabilité dynamique d'un talus argileux (coefficient de sécurité ou coefficient pseudo-statique) et aussi pour pouvoir quantifier cet effet, des analyses dynamiques ont d'abord été effectuées pour les mêmes géométries et épaisseurs de dépôts considérées au chapitre 3 (ΔSu = 5kPa/5m), en considérant pour chaque cas des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40. Il est à noter que les indices de plasticité des argiles du Québec sont généralement inférieurs à 40. Les analyses ont d'abord été effectuées en considérant un séisme compatible avec la séismicité de la ville de Québec. Ce séisme est différent de celui utilisé dans les analyses précédentes (Figure 5.2). Cependant on a démontré au chapitre 3 que le changement de l'accélérogmme n'a pas d'effet significatif sur le coefficient de sécurité s'il est calibré pour le même spectre de conception. De plus des analyses ont été effectuées pour d'autres régions ayant une séismicité différente (Zone 3 et 5) de celle de la ville de Québec. Ces analyses permettront d'examiner l'effet du changement de zone sismique sur la réponse dynamique et sur l'effet de l'indice de plasticité. Ils ont aussi comme objectif d'examiner l'effet des divers paramètres (I_p, zone sismique) sur le concept de la méthode pseudo-statique spectrale développée jusqu'ici et d'examiner s'il est nécessaire d'apporter des modifications au niveau du concept qui consiste à remplacer l'action du tremblement de terre par une force horizontale constante qui varie en fonction de la profondeur. Le chapitre 6 traitera de l'effet de la zone sismique sur la méthode pseudo-statique spectrale et de la manière suggérée pour en tenir compte.

D'un autre côté, pour fin d'universalisation de la méthode pseudo-statique spectrale et pour éviter l'extrapolation incertaine, des analyses supplémentaires ont été effectuées pour des indices de

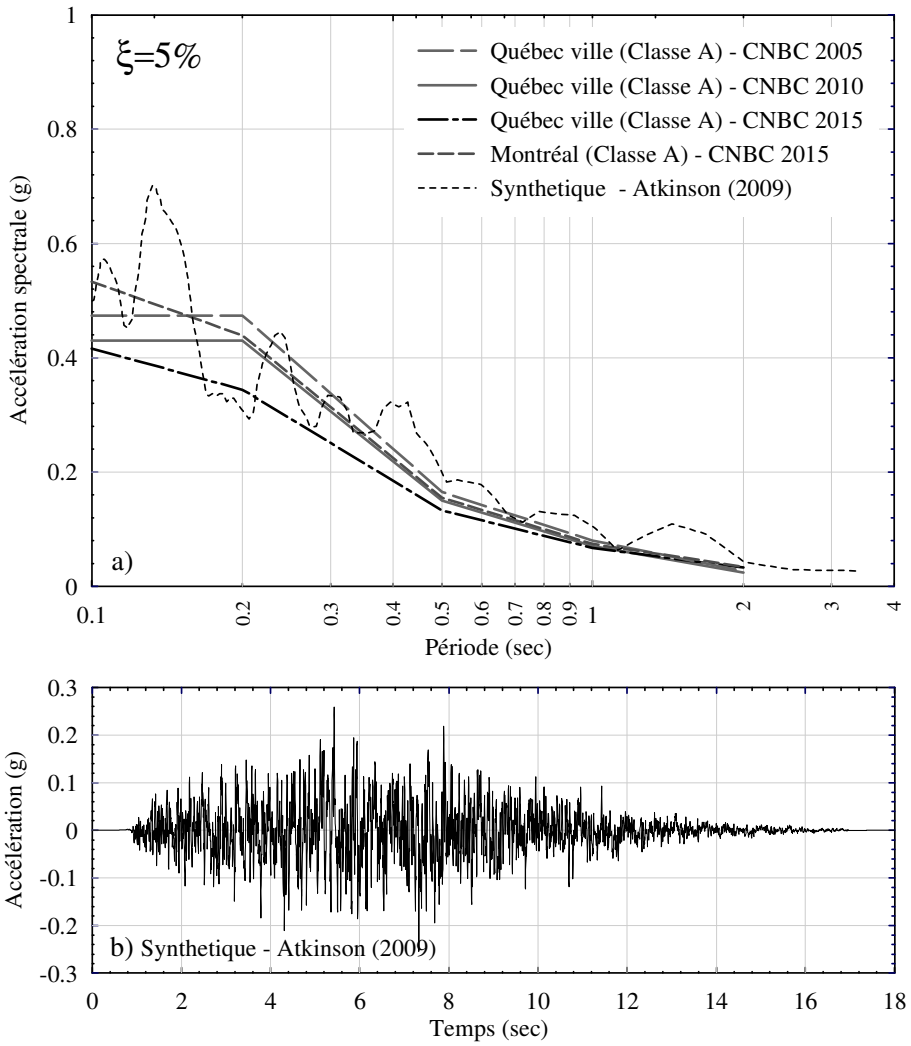


Figure 5.2 a) Spectre d'accélération au rocher pour les villes de Québec et de Montréal ainsi que celui de l'accélérogramme utilisé dans l'analyse, b) signal sismique utilisé.

plasticité (0 à 100) en considérant de nouveaux profils de résistance au cisaillement avec des ΔSu de 1,5kPa/m, 2kPa/m et 2,5 kPa/m. Les profils de Su utilisés dans cette étude sont montrés à la figure 5.3 avec profils de résistance au cisaillement déterminés au site de St-Adelphe, afin d'apprécier le réalisme des cas considérés dans l'étude paramétrique.

Le Code National du Bâtiment 2005 (CNB) (ou 2010) définit la sollicitation sismique sous forme de spectre de réponse mais uniquement à la surface du terrain et pour un sol de classe C, c'est-à-dire un sol très raide ou un roc mou, dont le V_{s30} est compris entre 360 et 760 m/s. Les données fournies par le CNB ou encore par la Commission géologique du Canada (CGC) pour n'importe quelle localité sur le territoire permettent donc d'obtenir un spectre de réponse à la surface du terrain pour un site de classe C et de définir ensuite le spectre de réponse au rocher pour cette

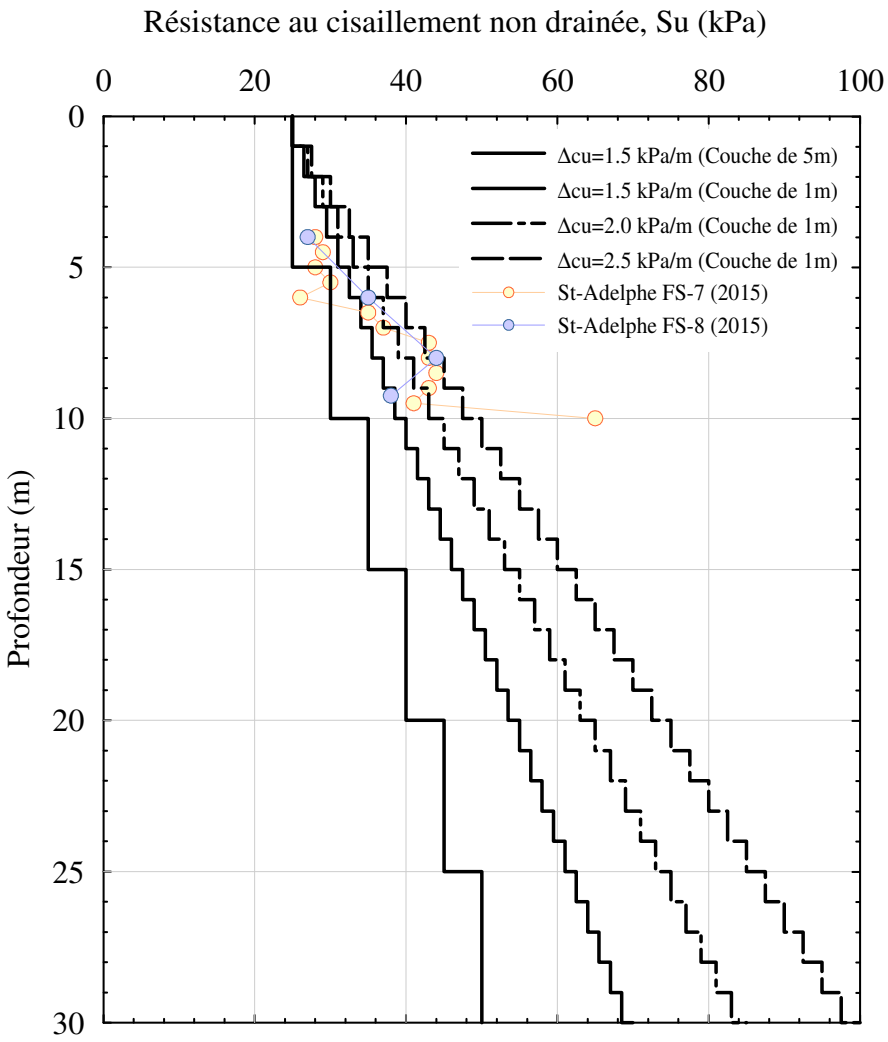


Figure 5.3 Profils de résistance au cisaillement utilisés dans les analyses dynamiques.

localité en utilisant soit les facteurs d'amplification fournis par le CNB pour passer de la classe C à la classe A ou les facteurs RGC (Reference ground factors). Les facteurs d'amplification (RGC) sont proposés dans le document qui a servi à la proposition du code 2005 (Adams et Halchuck, 2003). L'utilisation de ces autres facteurs réduirait d'environ 25% la sollicitation sismique au rocher. Le CNB fournit, de façon standard, la sollicitation sismique pour une probabilité de 2% en 50 ans (période de récurrence de 2500 ans). Le spectre d'accélération en surface pour un site de classe C et le spectre au rocher déterminé en utilisant les facteurs du CNB sont présentés au tableau 5.1 et à la figure 5.2a. Des accélérogrammes (synthétiques et historiques) ont ensuite été choisis et ajustés pour que leurs spectres de réponse soient compatibles avec le spectre définissant la sollicitation au rocher définie à l'aide des facteurs d'amplification du CNB (Figure 5.2a). Les

Tableau 5.1 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour la région de Québec, selon la commission géologique du Canada

	PGA	Sa(0,2s)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)
Accélération (g) – Classe C	0,37	0,59	0,30	0,14	0,048
Classe A (CNB 2010)	0.28	0,43	0,15	0,07	0,024

enregistrements utilisés dans ce chapitre sont présentés aux figures 5.2b et 3.6 (chapitre3). Selon la carte proposée par le centre d'expertise hydrique du Québec pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique, la ville de Québec est située dans la zone 4. Le coefficient pseudo-statique proposé pour cette zone est de 0.15. Cette valeur correspond à environ la moitié de l'accélération maximale au rocher pour cette région. D'autres régions de la province du Québec ont été considérées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité sur le coefficient pseudo-statique. Les résultats de ces analyses seront présentés à la fin de ce chapitre, mais la description de ces régions et l'effet de la zone sismique seront discutés au chapitre 6.

5.3 Profil de rigidité et courbes de dégradation

5.3.1 Modèle initial ΔSu = 5kPa/5m

Les profils de rigidité considérés sont basés sur le profil de V_s déterminé à partir de la relation entre V_s et la résistance au cisaillement non drainée utilisée au chapitre 3, qui permet d'établir un profil des modules de cisaillement, G_{max}, dans le domaine élastique (faibles déformations, $\gamma < 10^{-3}$ %). Le profil de vitesse est considéré indépendant de l'indice de plasticité. Dû aux distorsions, γ, associées aux vibrations, la réponse du dépôt n'est cependant pas tout à fait élastique et les modules de cisaillement sont réduits en fonction de la distorsion au moyen des lois de dégradation usuelles. La figure 5.4 présente les courbes de variation du rapport G/G_{max} et du taux d'amortissement en fonction de la distorsion utilisées dans cette étude pour les dépôts avec des ΔSu de 5kPa/5m. Les lois de dégradation utilisées ont été ajustées pour correspondre le plus possible à celles proposées par Vucetic et al. (1991) pour des indices de plasticité de 10, 20, 30, 40 (Figure 5.1). Les courbes à des Ip de 10, 20 et 40 ont été obtenues par interpolation à partir des courbes fournies par Vucetic et al. (1991) à des Ip de 0, 15, 30 et 50. Des courbes de dégradation spécifiques aux argiles du Québec seront discutées au chapitre 7. Des recommandations seront formulées pour tenir compte de certaines particularités de ces argiles.

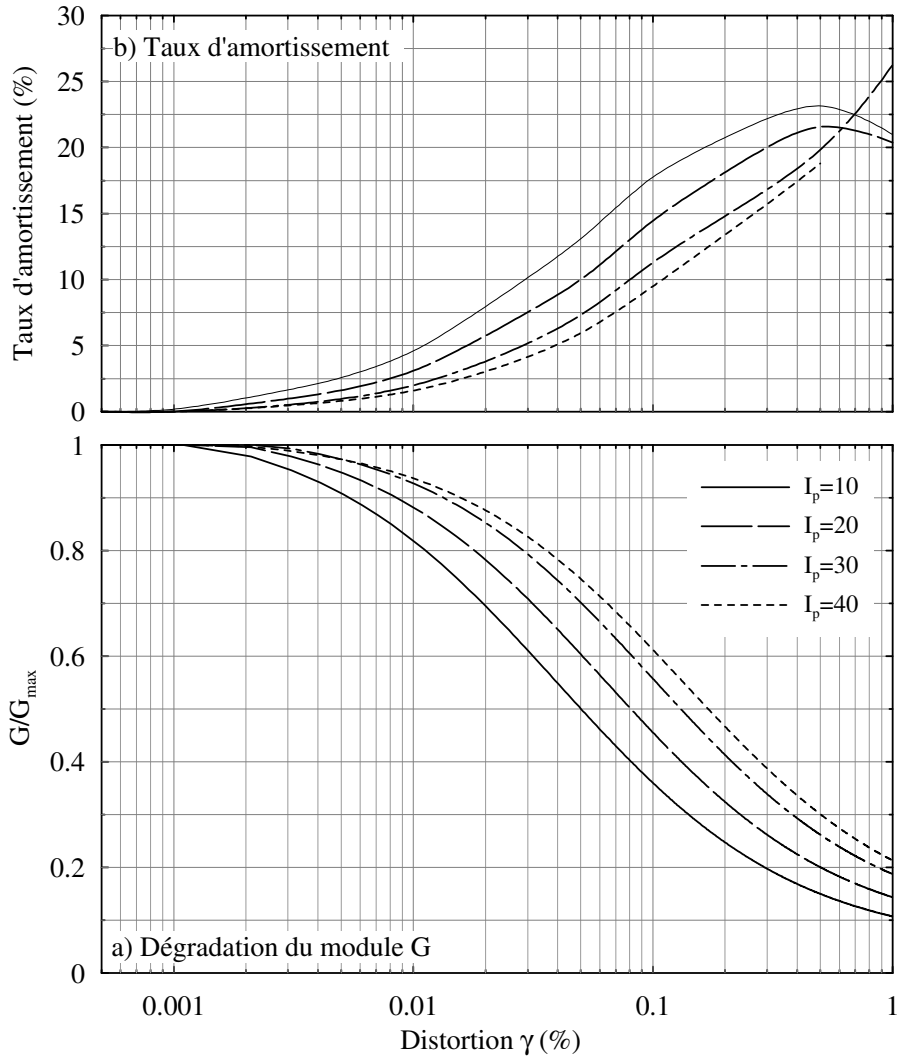


Figure 5.4 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérées dans cette étude dans les cas ΔSu=5kPa/5m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40.

5.3.2 Modèles ΔSu = 1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m

Comme déjà expliqué, afin d'examiner l'ensemble des scénarios et d'étendre l'utilisation de la méthode pseudo-statique spectrale, de nouveaux profils de résistance au cisaillement ont été considérés, avec des variations de ΔSu de 1,5 kPa/m, 2kPa/m et 2,5 kPa/m, ainsi qu'un intervalle plus large d'indice de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100. La figure 5.5 présente les courbes de variation du rapport G/G_{max} et du taux d'amortissement en fonction de la distorsion utilisées pour les dépôts avec des ΔSu de 1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m. Les lois de dégradation utilisées ont été ajustées pour correspondre le plus possible à celles proposées par Vucetic et al. (1991) pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 (Figure 5.1).

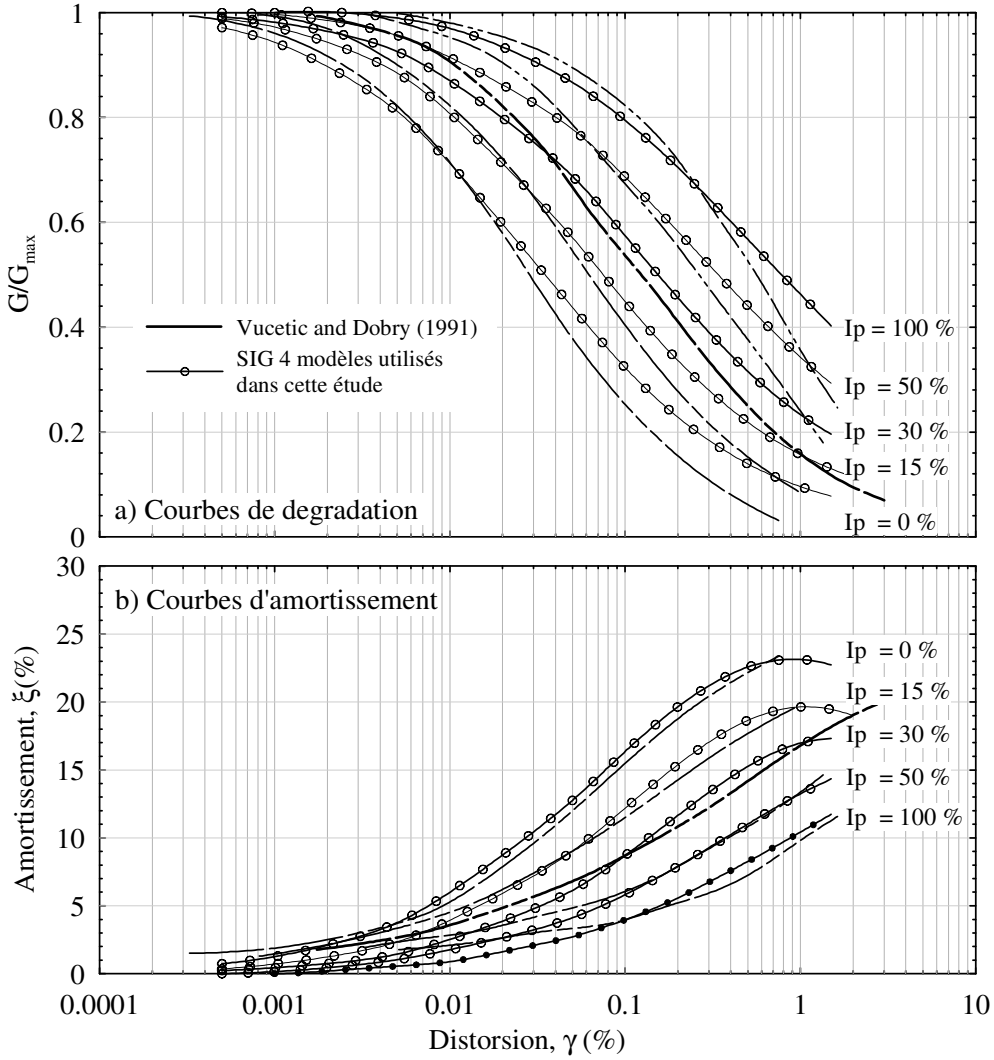


Figure 5.5 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérées dans cette étude dans les cas ΔSu=1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m et pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100

Les analyses ont été effectuées dans les différents cas en utilisant des lois de comportement élasto-plastique, comme montré à la figure 5.6, dont les modules équivalents correspondent aux courbes de dégradation présentées aux figures 5.4 et 5.5. L'obtention des paramètres nécessaires pour la définition de ces lois de comportement est effectuée par un processus essai-erreur, en faisant varier les quatre constantes décrivant le modèle disponible dans FLAC (SIG4). Il est possible de noter qu'une augmentation de l'indice de plasticité implique une diminution du taux d'amortissement (plus d'amplification). Ces analyses permettent de couvrir une large gamme de variation de la résistance au cisaillement et d'indice de plasticité.

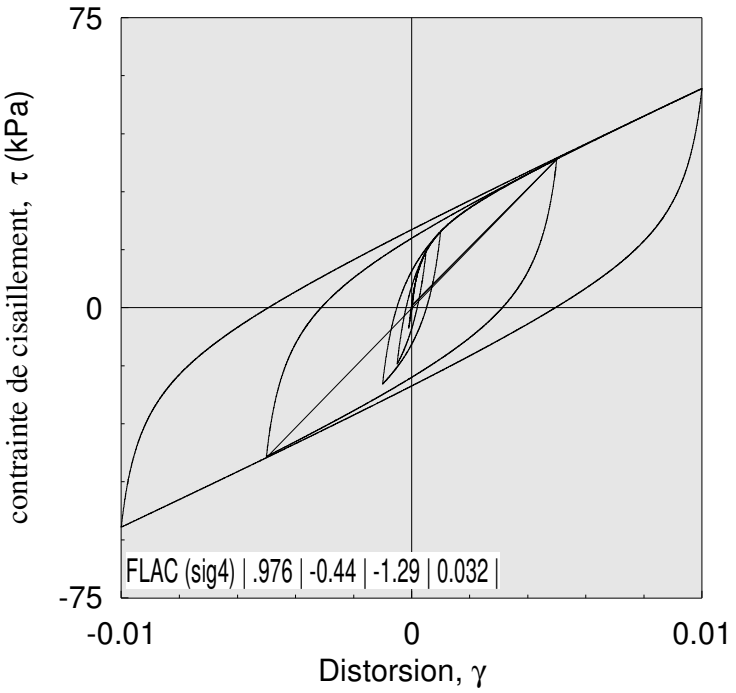


Figure 5.6 Modèle de comportement adopté dans FLAC pour simuler le comportement des sols constituants le talus et le dépôt.

5.4 Présentation des résultats des analyses dynamiques

5.4.1 Modèle initial ΔSu = 5kPa/5m

L'objectif principal de la phase I de ce projet était de développer les principes d'une nouvelle méthode d'analyse (simple) qui permet de tenir compte de l'effet d'un tremblement de terre sur la stabilité d'un talus argileux. Pour développer cette méthode, il était nécessaire d'étudier les effets: de l'inclinaison de la pente, de sa hauteur, de l'épaisseur du dépôt et de la rigidité (V_s) sur la stabilité du talus ou sur le coefficient de sécurité. La hauteur du talus et du dépôt (défini ici par rapport au pied de la pente) et la rigidité d'un dépôt ont un effet sur la fréquence ou période naturelle ($T=4H/V_s$, pour un terrain naturel) et vont donc conditionner la réponse dynamique de ce dernier. Toutefois, comme indiqué par les courbes de dégradation, le module de cisaillement équivalent G est conditionné par l'indice de plasticité. Il est donc nécessaire de quantifier cet effet et d'établir une relation, si nécessaire, entre l'indice de plasticité et le coefficient pseudo-statique. La figure 5.7 présente les résultats d'un ensemble d'analyses dynamiques effectuées pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur, H_p, avec une épaisseur du dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40. Ces analyses ont été effectuées pour le modèle initial

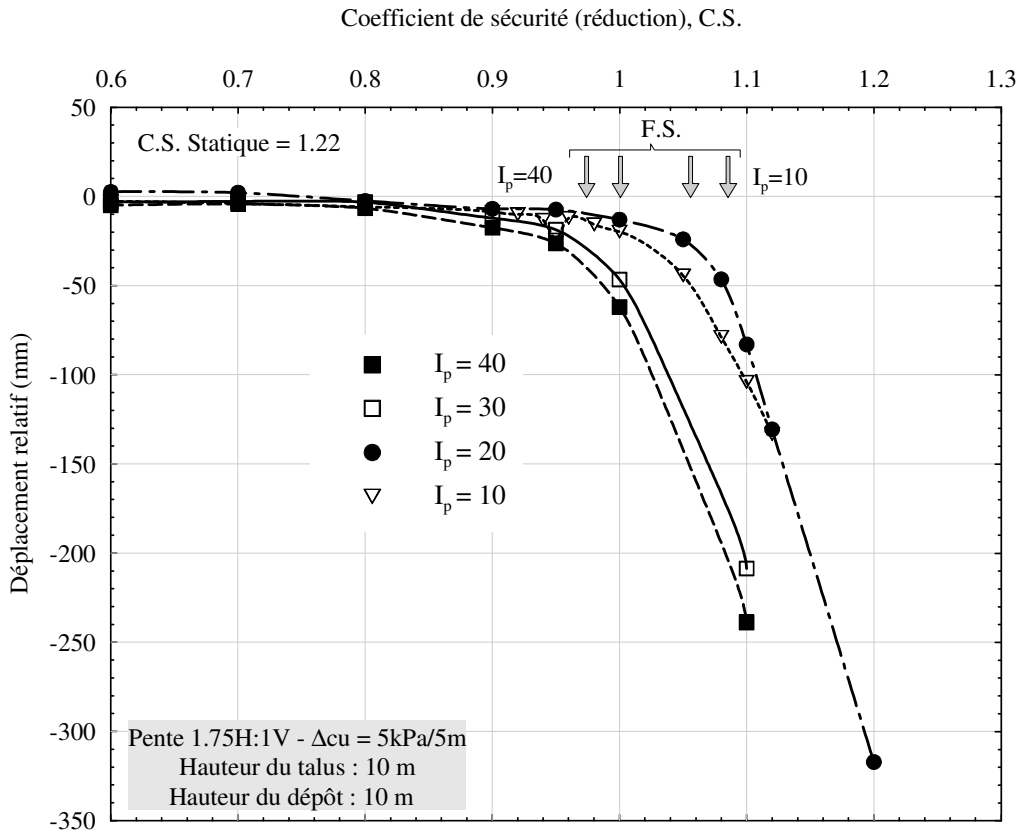


Figure 5.7 Déplacement relatif de la pente 1,75H :1V, hauteur de pente de 10 m et épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 (ΔSu = 5kPa/5m).

(chapitre 3) où la résistance au cisaillement augmente de 5 kPa par couche de 5 m. Ces courbes montrent la déformation maximale de la pente suite à un tremblement de terre en appliquant un facteur de réduction des paramètres de résistance seulement (aucune réduction des paramètres de rigidité, V_s). Le facteur de réduction est présenté sur les figures comme étant le coefficient de sécurité. Les résultats de la figure 5.7 montrent que le coefficient de sécurité d'un talus de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur situé dans une région dont la séismicité est similaire à celle de la ville de Québec et ayant les propriétés dynamiques présentées au Tableau 3.3 (chapitre 3) est influencé de manière importante par la variation de l'indice de plasticité. En effet, pour un même talus le coefficient de sécurité varie d'environ 1,08 pour un indice de plasticité de 10 à 0,96 pour un indice de 40, soit une diminution d'environ 11%

Ce résultat peut être considéré cohérent avec la séismicité du Québec qui présente des sollicitations sismiques riches en hautes fréquences. En effet, l'augmentation de l'indice de plasticité amène une plus faible dégradation du module équivalent (sécant), G, et le mouvement

se retrouve animé par des fréquences dont l'énergie diminue moins rapidement que dans le cas des sols de faibles indices de plasticité. Rappelons que le spectre de conception de la ville de Québec présente des énergies qui augmentent avec la diminution de la période (Figure 5.2a). Cet aspect implique que les valeurs des coefficients pseudo-statiques proposés au chapitre 3 doivent être ajustées pour tenir compte de l'effet de l'indice de plasticité.

Ceci étant dit, au cours du développement de la méthode pseudo-statique spectrale il a été noté que le coefficient de sécurité augmentait avec l'augmentation de la période. On avait conclu que l'effet de l'augmentation de la période naturelle (soit par la variation de l'épaisseur du dépôt ou de sa rigidité) n'implique pas nécessairement la diminution de l'effet du tremblement de terre (à cause de la nature du spectre ou du contenu fréquentiel de la ville de Québec). Ceci s'expliquait par le fait que lorsque la période naturelle augmente, la longueur d'onde augmente à son tour et le mouvement de la masse de sol potentiellement instable se fait alors dans la même direction. Dans le cas de la diminution de la période, l'effet inverse se produit et le sol à l'intérieur de la surface instable ne se déplace plus dans la même direction. Il semble cependant que dans le cas présenté ici (pente de 1,75H :1V avec une hauteur du talus de 10 m et une épaisseur du dépôt de 10 m) que la variation de l'indice de plasticité n'est pas suffisante pour influencer la synchronisation des mouvements à l'intérieur de la masse de sol instable (qui change durant la sollicitation en fonction du niveau de déformation).

La figure 5.8 montre les résultats des analyses dynamiques effectuées pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec une épaisseur du dépôt de 20 m. Les résultats montrent aussi que le coefficient de sécurité dynamique varie de manière importante avec la variation de l'indice de plasticité. On remarque aussi que le coefficient de sécurité le plus élevé est obtenu pour l'indice de plasticité le plus faible (qui correspond à la dégradation la plus importante et donc à l'amortissement le plus élevé). Ces résultats montrent, en comparaison avec ceux de la figure 5.7, que la variation du coefficient de sécurité avec l'indice de plasticité est peu influencée par l'épaisseur du dépôt. En effet, dans le cas d'un dépôt de 10 m, le coefficient de sécurité le plus élevé est de l'ordre de 1.07 pour un indice de plasticité de 10 et se trouve réduit à 0.93-0,94 pour une épaisseur du dépôt de 20 m.

Les résultats des séries d'analyses effectuées pour un talus de 1,75H :1V de 10 m de hauteur (avec un dépôt de 10 m et de 20 m) et ceux pour un talus de 3H :1V de 10 m de hauteur (avec un

dépôt de 10 m) ont été normalisés par le coefficient de sécurité obtenu en considérant un indice de plasticité de 30 (soit l'indice de plasticité utilisé au chapitre 3 pour développer la méthode pseudo-statique spectrale). La figure 5.8 présente un bilan des coefficients de sécurité normalisés par celui obtenu à un indice de plasticité de 30. Cette figure montre que le coefficient de sécurité diminue de façon presque linéaire avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Pour une pente de 1,75H :1V la diminution peut être décrite par l'équation suivante :

$$\text{C.S. } (I_p) \,/\, \text{C.S. } (I_p=30) = 1.147 - 0.0045\, I_p \qquad \text{(Zone 4)} \qquad (5.1)$$

Cette relation ne s'applique que dans le cas d'une pente de 1,75H:1V et ne doit pas être généralisée à toute les régions sismiques du Québec. L'idée est de démontrer que le coefficient de sécurité augmente en général avec la diminution de l'indice de plasticité pour les régions dont la séismicité est similaire à celle de la ville de Québec. Il semble cependant que le coefficient de sécurité varie moins avec la variation de l'indice de plasticité dans le cas d'une pente de 3H :1V comme montré à la figure 5.9.

5.4.2 Effet de l'indice de plasticité sur la surface de rupture – validité de la méthode

Un élément important à vérifier est la validité de la méthode pseudo-statique spectrale avec la variation de l'indice de plasticité. Il existe deux aspects à examiner : le premier est relié à la valeur du coefficient pseudo-statique et le deuxième à la précision dans la détermination de la surface de rupture. Pour le premier aspect, il est nécessaire de proposer un facteur qui permet de corriger le coefficient pseudo-statique pour tenir compte de l'effet de l'indice de plasticité. Par contre, le deuxième est fondamental et il est nécessaire de comparer les surfaces de ruptures déterminées par l'analyse dynamique avec celles obtenues ultimement avec une analyse à l'équilibre limite en utilisant la valeur de k_h appropriée pour pouvoir juger s'il y a une altération de la méthode avec la variation de I_p.

Dans l'ensemble, la comparaison entre les résultats des analyses dynamiques et pseudo-statiques spectrales en utilisant la méthode d'équilibre limite (Figures 5.10a à 5.10d pour une pente de 1,75H :1V avec un dépôt de 10 m d'épaisseur, Figures 5.11a à 5.11d pour une pente de 1,75H :1V avec un dépôt de 20 m d'épaisseur et les Figures 5.12a à 5.12d pour une pente de 3H :1V avec un dépôt de 10 m d'épaisseur) montre que le principe de la méthode pseudo-statique spectrale développée n'est aucunement altéré par la variation de l'indice de plasticité. En effet,

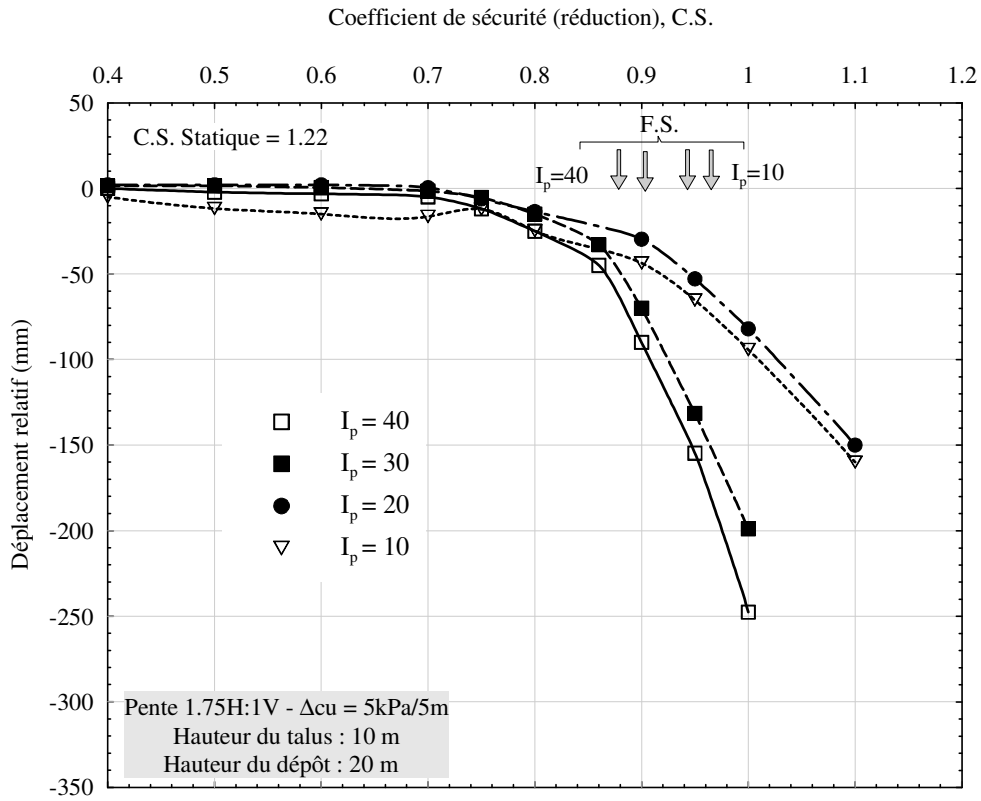


Figure 5.8 Déplacement résiduel de la pente 1,75H :1V, hauteur de pente de 10 m et épaisseur de dépôt de 20 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 (ΔSu = 5kPa/5m).

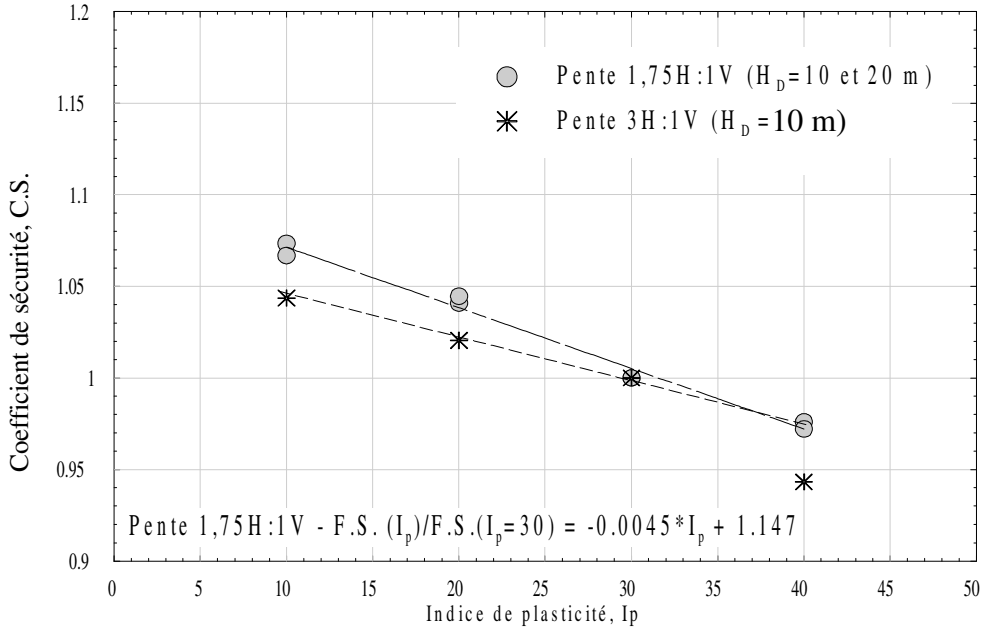


Figure 5.9 Variation du coefficient de sécurité normalisé par celui obtenu pour un indice de plasticité de 30 des talus de 1.75H :1V et 3H :1V de 10 m de hauteur en fonction de l'indice de plasticité (ΔSu = 5kPa/5m).

les figures 5.10a à 5.12d montrent d'excellentes cohérences entre les surfaces de rupture déterminées à l'aide d'une analyse dynamique par différence finie basée sur la déformation (avec un critère de rupture Mohr-Coulomb) et celles obtenues à l'aide du programme développé dans le cadre de cette étude et basé sur l'équilibre limite (critère de rupture seulement). On remarque cependant une certaine augmentation du rayon du cercle de rupture avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Les analyses par équilibre limite, en considérant une variation du coefficient pseudo-statique qui varient en fonction de la profondeur et qui reflète l'amplification des mouvements sismiques, donnent des surfaces de rupture dont les profondeurs sont identiques aux profondeurs observées dans les analyses dynamiques. En général, la surface de rupture s'élargit (sans variation de profondeur) avec l'augmentation de la sollicitation (du coefficient pseudo-statique). Les coefficients pseudo-statiques (à la base et à la surface) qui permettaient d'avoir des coefficients de sécurité proches de ceux calculés par l'analyse dynamique sont présentés à droite de chaque figure (figures 5.10a à 5.12b) comparant les surfaces de rupture dynamiques et pseudo-statiques spectrales. Le coefficient pseudo-statique étant variable, on doit présenter soit k_{h0} (à la base du dépôt) ou $k_{hsurface}$ (en haut du talus) en fonction de l'indice de plasticité pour pouvoir apprécier l'effet de ce dernier (I_p) sur la variation du coefficient pseudo-statique. Les valeurs de $k_{hsurface}$ obtenues à la surface du talus ont été regroupées au tableau 5.2 pour la pente de 1,75 :1H avec des épaisseurs du dépôt de 10 et 20 m et pour la pente de 3H :1V pour une épaisseur du dépôt de 10 m. Dans les deux cas, le coefficient pseudo-statique augmente de façon presque linéaire avec l'augmentation de l'indice de plasticité. Il est possible de remarquer une certaine différence entre les résultats présentés dans cette section et ceux du chapitre 3. Ces différences sont inférieures à 5 % et elles sont essentiellement reliées à l'utilisation d'un accélérogramme différent de celui du chapitre 3 dans cette partie de l'étude.

5.4.3 Effet de la variation de ΔSu

La méthode pseudo-statique spectrale a été développée à l'aide d'un modèle de sol où la résistance au cisaillement augmente par palier de 5 m par 5 kPa à la fois. Cette configuration a été choisie parce qu'elle correspond à une des situations les plus défavorables dans l'évaluation de la surface de rupture en conditions pseudo-statique. La section précédente a permis d'examiner l'effet de l'indice de plasticité en utilisant le modèle en question. Cependant, pour pouvoir généraliser la méthode pseudo-statique spectrale, il est nécessaire de vérifier sa fiabilité et la

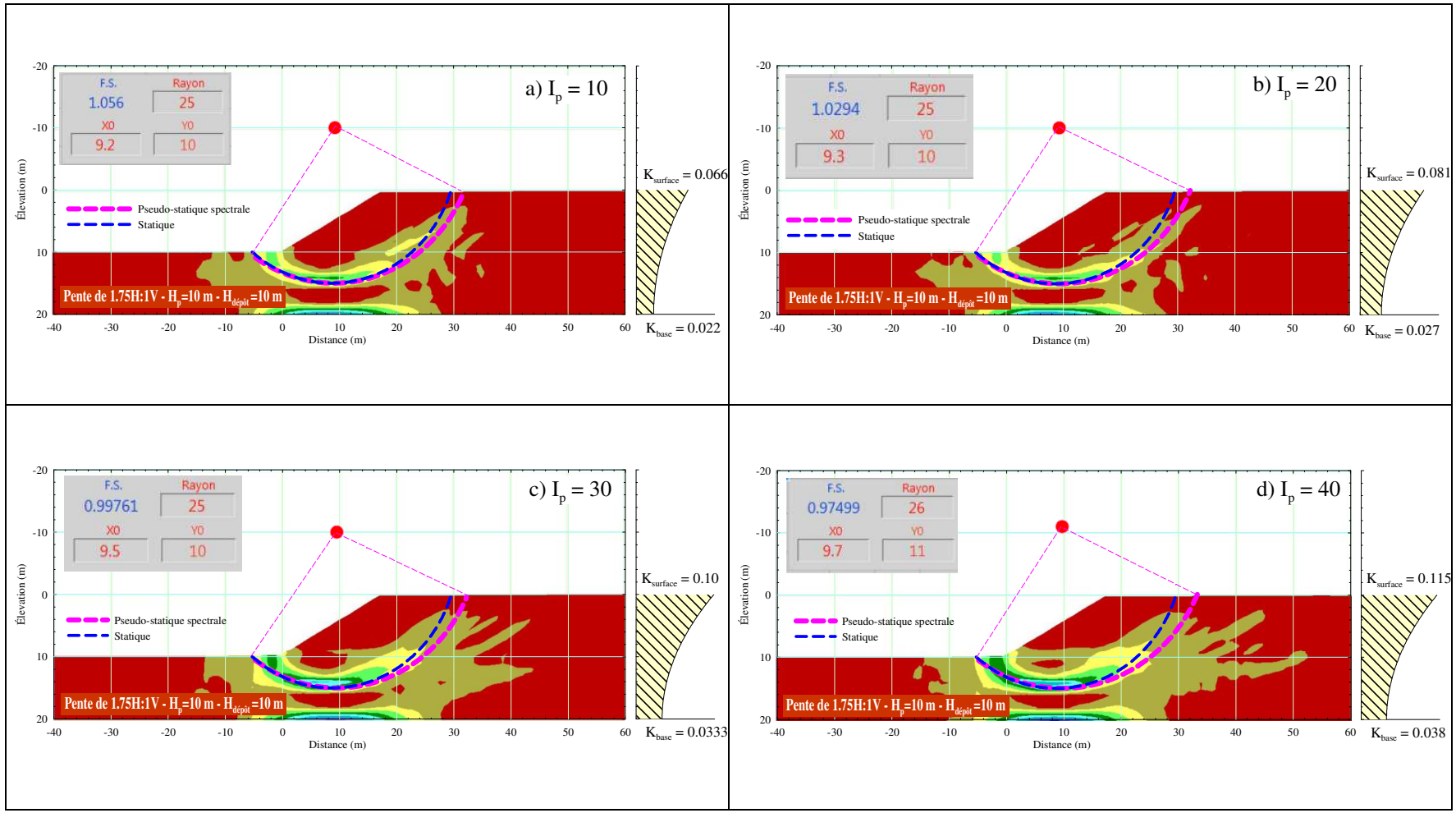


Figure 5.10 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40

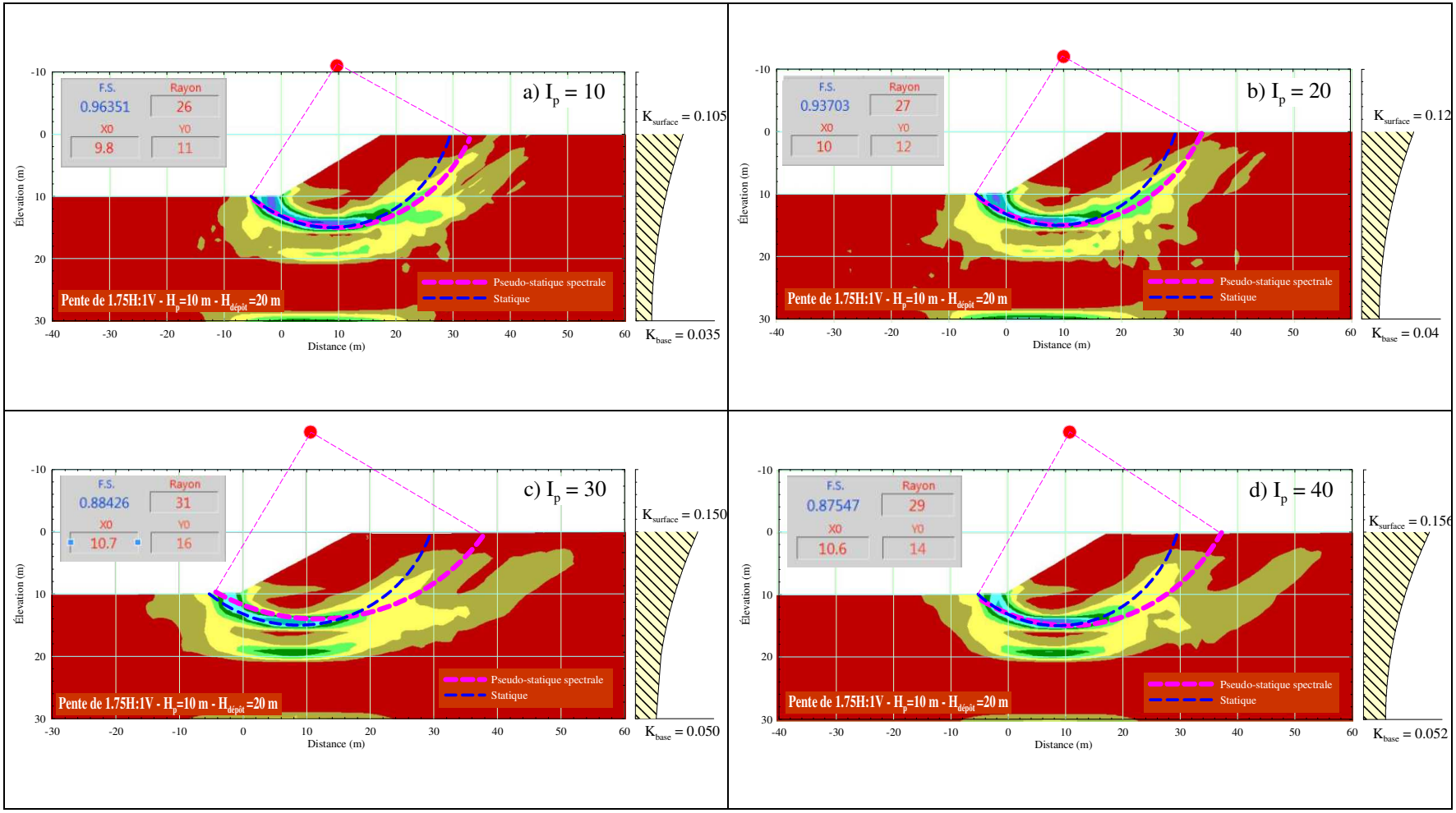


Figure 5.11 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 20 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40

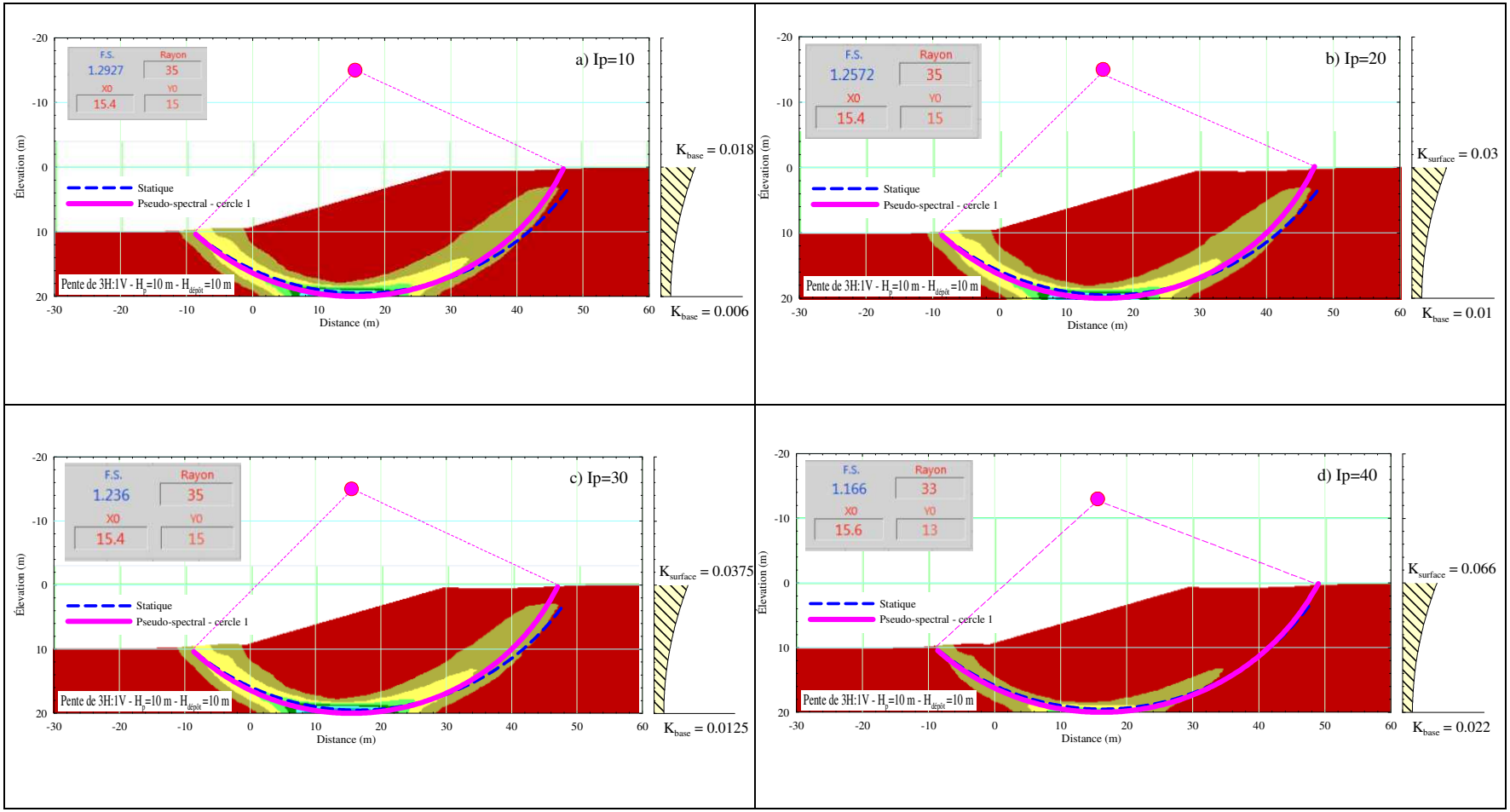


Figure 5.12 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 20 (ΔSu=5kPa/5m) et I_p de a) 10, b) 20, c) 30 et d) 40

Tableau 5.2 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité en utilisant le modèle du chapitre 3 (Δcu=5kPa / 5 m)

Pente	Hauteur de la pente	Épaisseur du dépôt	Indice plasticité	Coefficient de sécurité	$K_{h\ surface}$
1,75H :1V	10	10	10	1,069	0,066
			20	1,037	0,081
			30	0,996	0,100
			40	0,972	0,120
		20	10	0,964	0,105
			20	0,944	0,120
			30	0,904	0,150
			40	0,878	0,156
3H :1V	10		10	1,29	0,018
			20	1,26	0,030
			30	1,25	0,0375
			40	1,18	0,066
3H :1V	20		10	1,12	0,078
			20	1,10	0,075
			30	1,10	0,075
			40	1,02	0,111

validité des coefficients proposés lorsque les propriétés dynamiques et la résistance du sol augmentent de manières différentes et pour une gamme d'indice de plasticité plus large. On a donc choisi d'étudier l'effet de l'indice de plasticité sur d'autres modèles de sol, soit des augmentations à chaque mètre de : 1,5 kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa (Figure 5.3) et pour des Ip de 0, 15, 30, 50 et 100 (Figure 5.5). Les analyses ont été effectuées pour des pentes de 1,75H :1V et 3H :1V de 10 m de hauteur avec des dépôts de 10 m et de 20 m. Les paramètres dynamiques (G_{max} et K) ainsi que les masses volumiques ont été calculés de la même manière que dans le chapitre 3 en utilisant les équations 3.1 et 3.2.

La figure 5.13 présente les résultats d'analyses dynamiques effectuées pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur, H_p, avec une épaisseur du dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100. Le cas présenté, qui correspond à une augmentation de la

résistance au cisaillement de 1,5 kPa/m, montre que l'indice de plasticité a le même effet que celui observé à l'aide du premier modèle (Δcu= 5kPa/5m). Dans le cas présent, le coefficient de sécurité passe de 1,28 pour un indice de plasticité de 0 à environ 1,16 pour un I_p de 100, soit une diminution de l'ordre de 9 à 10% (diminution légèrement inférieure à celle de l'exemple du modèle initial ≈11%). La figure 5.14 présente les résultats des analyses effectuées pour une pente de 3H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m d'épaisseur et un ΔSu de 2,5 kPa/m. Cet exemple montre également que le coefficient de sécurité augmente avec la diminution de l'indice de plasticité (sol moins plastique et plus amortissant). Ce dernier passe de 1,82 pour I_p égale à 0 à 1,62 pour un I_p de 100. Il est important de noter que la variation du coefficient de sécurité n'est pas parfaitement linéaire avec la variation de l'indice de plasticité. On observe dans certains cas des valeurs plus proches pour les paires de valeurs de I_p de 0 et 15 et de 50 et 100. Ceci peut être très difficile à expliquer à cause de la complexité des combinaisons des modes de vibration et de leurs effets durant les sollicitations sismiques.

Le tableau 5.3 présente l'ensemble des résultats des analyses effectuées pour des ΔSu de 1,5 kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m et pour des indices de plasticités de 0, 15, 30, 50 et 100. Dans ce tableau les coefficients pseudo-statiques sont donnés en surface pour la région de Québec (zone 4). Des analyses ont également été effectuées pour d'autres régions du Québec (Zone 3 et Zone 5) et les résultats détaillés sont donnés au chapitre 6.

Les figures 5.15a à 5.15f comparent les surfaces de rupture obtenues à l'aide des analyses dynamiques (contours de déformations) et ceux obtenues par analyse à l'équilibre limite pour une pente de 1,75H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m d'épaisseur et un ΔSu de 1,5 kPa/m pour les cinq indices de plasticités considérés : b) Ip = 0, c) Ip = 15, d) Ip = 30, e) Ip=50 et f) 100. La surface de rupture statique est également montrée à la Figure 15a. De la même manière, les figures 5.16a à 5.16f comparent les surfaces de ruptures pour la pente de 3H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m. Tous les exemples montrent que la nouvelle méthode permet de déterminer correctement la surface de rupture quel que soit la variation des paramètres dynamique ou de résistance du sol.

Afin de quantifier l'effet de la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de l'indice de plasticité, le rapport des valeurs de $k_{h\text{ -surface}}$ par rapport aux valeurs de $k_{h\text{-surface}}$ obtenues pour un

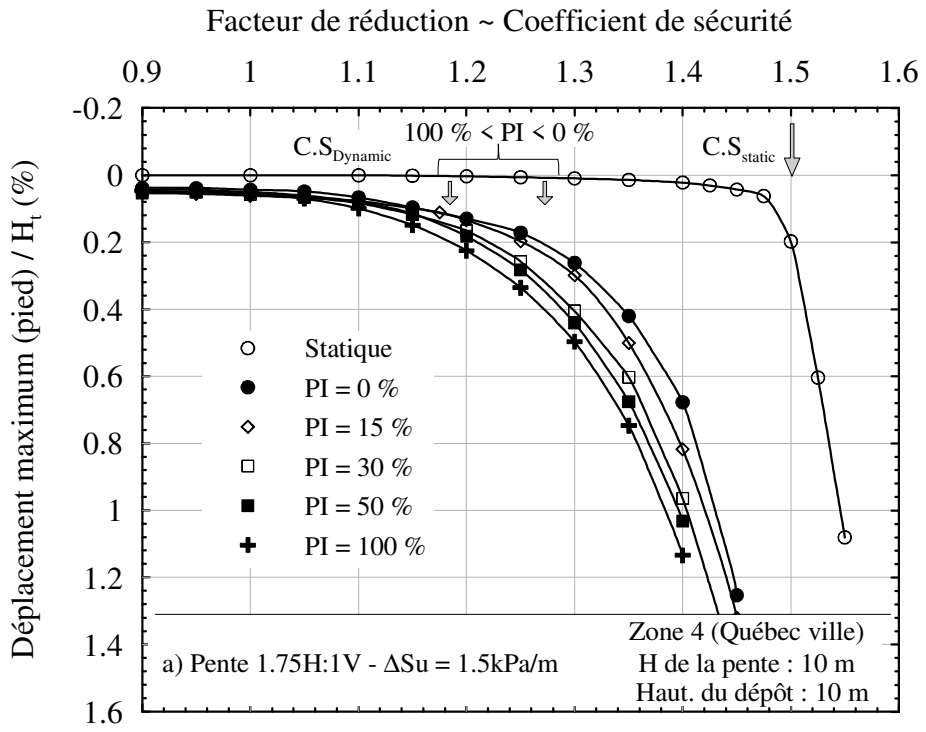


Figure 5.13 Déplacement relatif de la pente 1,75H :1V, H_p de 10 m et épaisseur de dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 (ΔSu = 1,5 kPa/m)

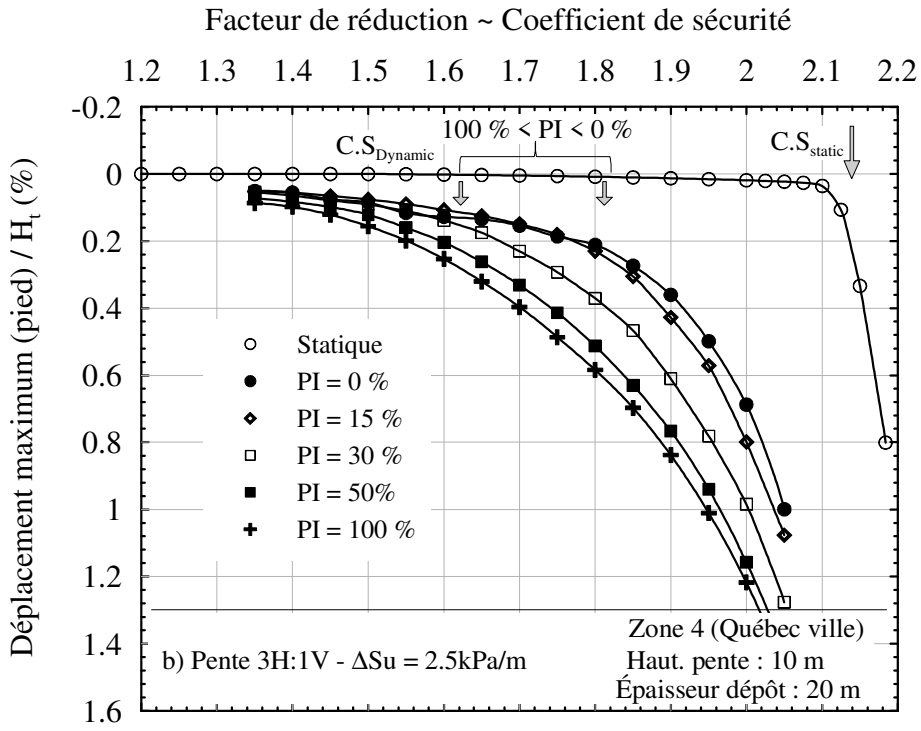


Figure 5.14 Déplacement résiduel de la pente 3H:1V, H_p de 10 m et épaisseur de dépôt de 20 m pour des indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 (ΔSu =2,5 kPa/m)

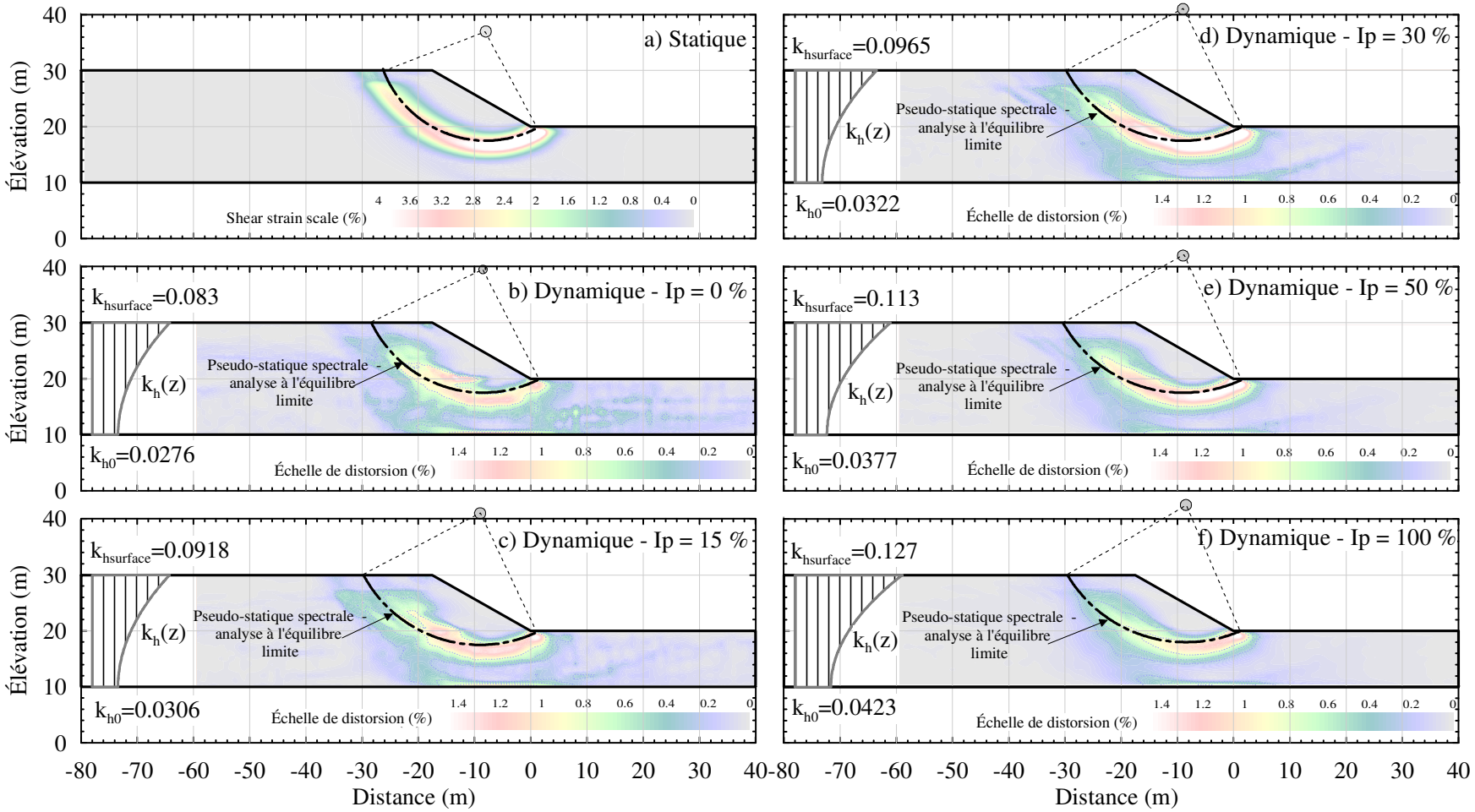


Figure 5.15 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec une épaisseur du dépôt de 10 m et ΔSu = 1,5kPa/m, b) Ip = 0, c) Ip=15 d) Ip=30; e) Ip=50 et f) Ip=100.

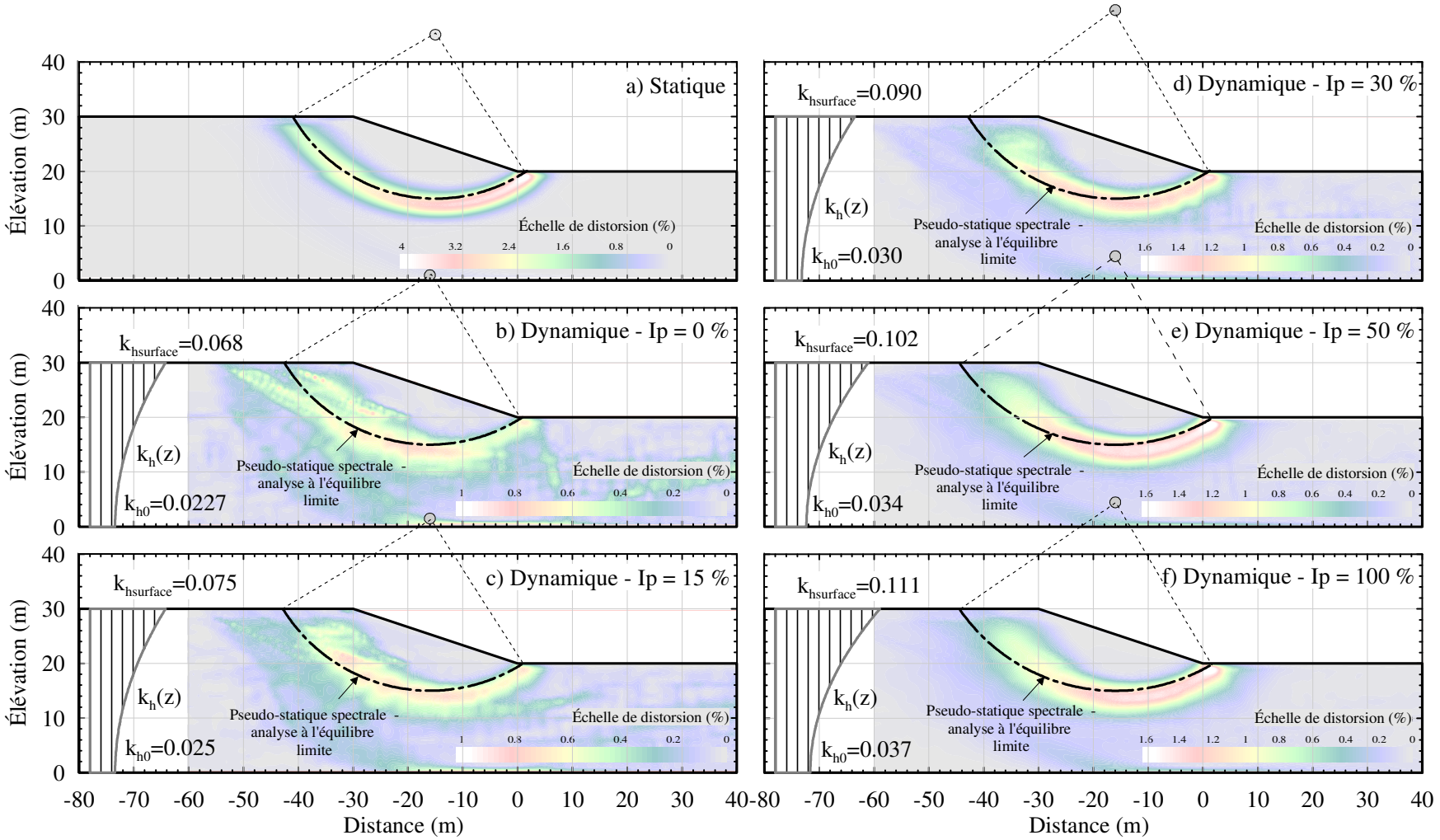


Figure 5.16 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de 10 m de hauteur avec une épaisseur du dépôt de 20 et ΔSu = 2,5kPa/m, b) Ip=0, c) Ip=15 d) Ip=30, e) Ip=50 et Ip=100.

Tableau 5.3 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité avec les modèles ΔSu=1,5kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m pour la zone4.

Pente	Hauteur de la pente	Épaisseur du dépôt	Indice plasticité	Coefficient de sécurité	$K_{h\text{-surface}}$
			ΔSu =1,5 kPa/m		
1,75H :1V	10	10	0	1,287	0,083
			15	1,266	0,092
			30	1,255	0,097
			50	1,217	0,113
			100	1,183	0,127
		20	0	1,265	0,107
			15	1,249	0,115
			30	1,233	0,122
			50	1,208	0,134
			100	1,185	0,145
3H :1V	10	10	0	1,506	0,078
			15	1,484	0,086
			30	1,462	0,093
			50	1,454	0,096
			100	1,439	0,101
		20	0	1,495	0,068
			15	1,476	0,073
			30	1,441	0,082
			50	1,411	0,091
			100	1,379	0,100
			ΔSu =2 kPa/m		
1,75H :1V	10	10	0	1.397	0.097
			15	1.365	0.112
			30	1.344	0.121
			50	1.324	0.131
			100	1.318	0.135
		20	0	1.416	0.082
			15	1.392	0.091
			30	1.366	0.101
			50	1.320	0.115
			100	1.269	0.136
3H :1V	10	10	0	1.588	0.099
			15	1.561	0.108
			30	1.556	0.109
			50	1.551	0.111
			100	1.545	0.113
		20	0	1.636	0.073
			15	1.621	0.078
			30	1.576	0.090
			50	1.539	0.100

			100	1.510	0.108
		ΔSu =2,5 kPa/m			
1,75H :1V	10	10	0	1.495	0.100
			15	1.474	0.110
			30	1.458	0.116
			50	1.443	0.123
			100	1.425	0.131
		20	0	1.501	0.090
			15	1.473	0.100
			30	1.417	0.121
			50	1.364	0.141
			100	1.325	0.156
3H :1V	10	10	0	1.635	0.128
			15	1.619	0.133
			30	1.596	0.140
			50	1.546	0.154
			100	1.514	0.164
		20	0	1.807	0.068
			15	1.781	0.075
			30	1.725	0.090
			50	1.682	0.102
			100	1.656	0.110

indice de plasticité de 30 (Ip avec lequel la méthode a été développée) ont été regroupées par inclinaison du talus et par augmentation de la résistance au cisaillement sous forme d'abaques aux figures 5.17 à 5.19. Il est à noter que ces résultats incluent les analyses effectuées pour des régions du Québec situées dans les zones 2-3 et 5. Les résultats des analyses effectuées pour les zones 2-3 et 5 seront examinés en détail au Chapitre 6.

De manière générale, le rapport $k_{h\text{-surface}}(Ip)$ / $k_{h\text{-surface}}$ (Ip=30) augmente linéairement avec l'augmentation de l'indice de plasticité pour des valeurs de Ip variant entre 0 et 40. Cette conclusion est cohérente avec les résultats obtenus pour des dépôts avec des ΔSu de 5 kPa/5m. à Des Ip plus élevés que 40, l'effet de l'indice de plasticité semble moins linéaire moins prononcé qu'à des valeurs de Ip inférieures à 40. L'ensemble des résultats montrent également que l'augmentation de $k_{h\text{-surface}}$ avec Ip n'est pas être très influencée par le taux de variation des paramètres dynamiques et de résistance au cisaillement (ΔSu, Figure 17a vs 18a et 19a). Cependant, l'effet de Ip semble être moins significatif avec la diminution de l'inclinaison de la pente (Figure 17a vs 17b, 18a vs 18b et 19a vs 19b). Pour fin de simplification et de façon conservatrice, des valeurs de conception ont été proposées (abaques de figures 17 à 19) pour les

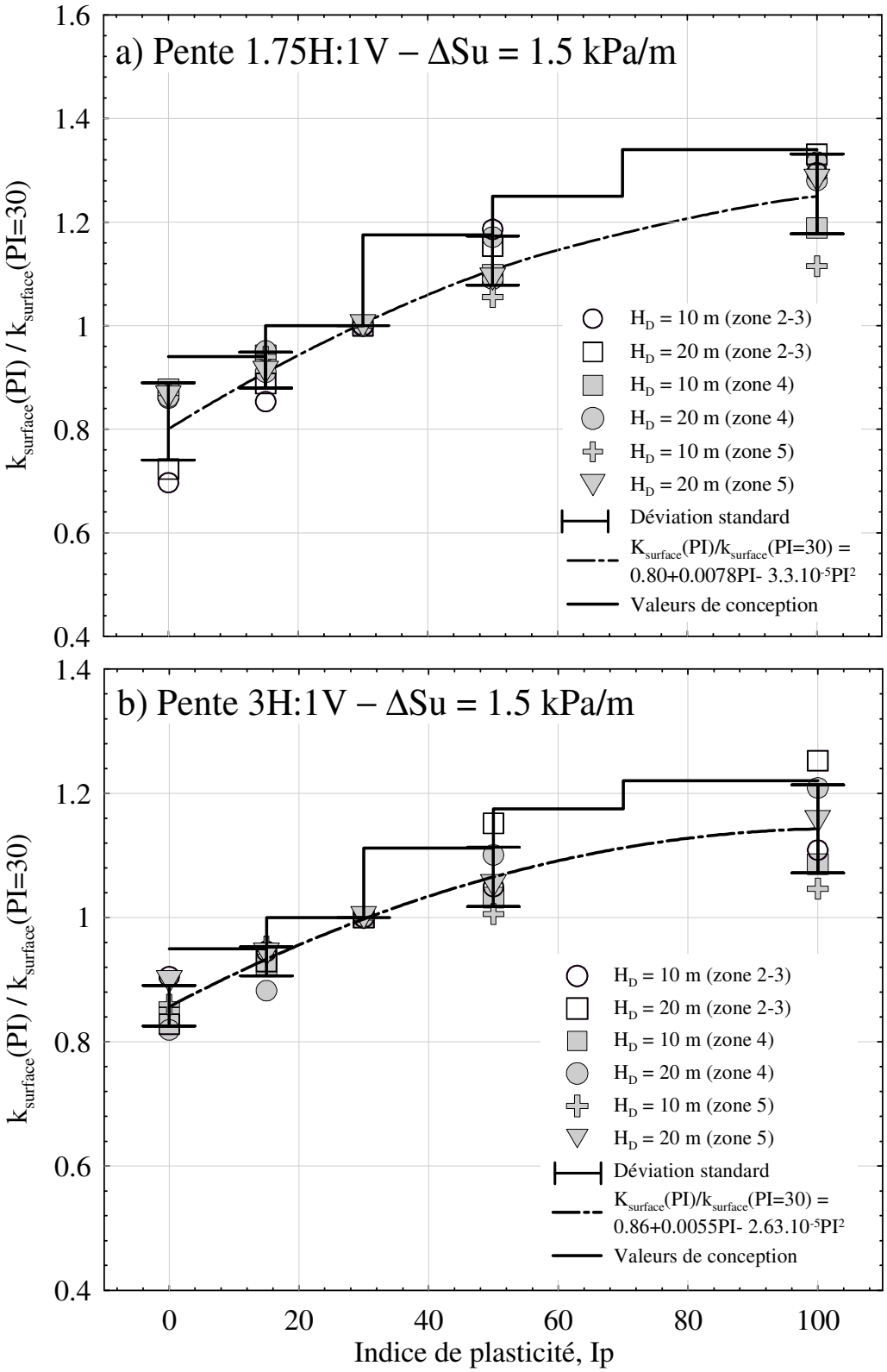


Figure 5.17 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 1.5 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5

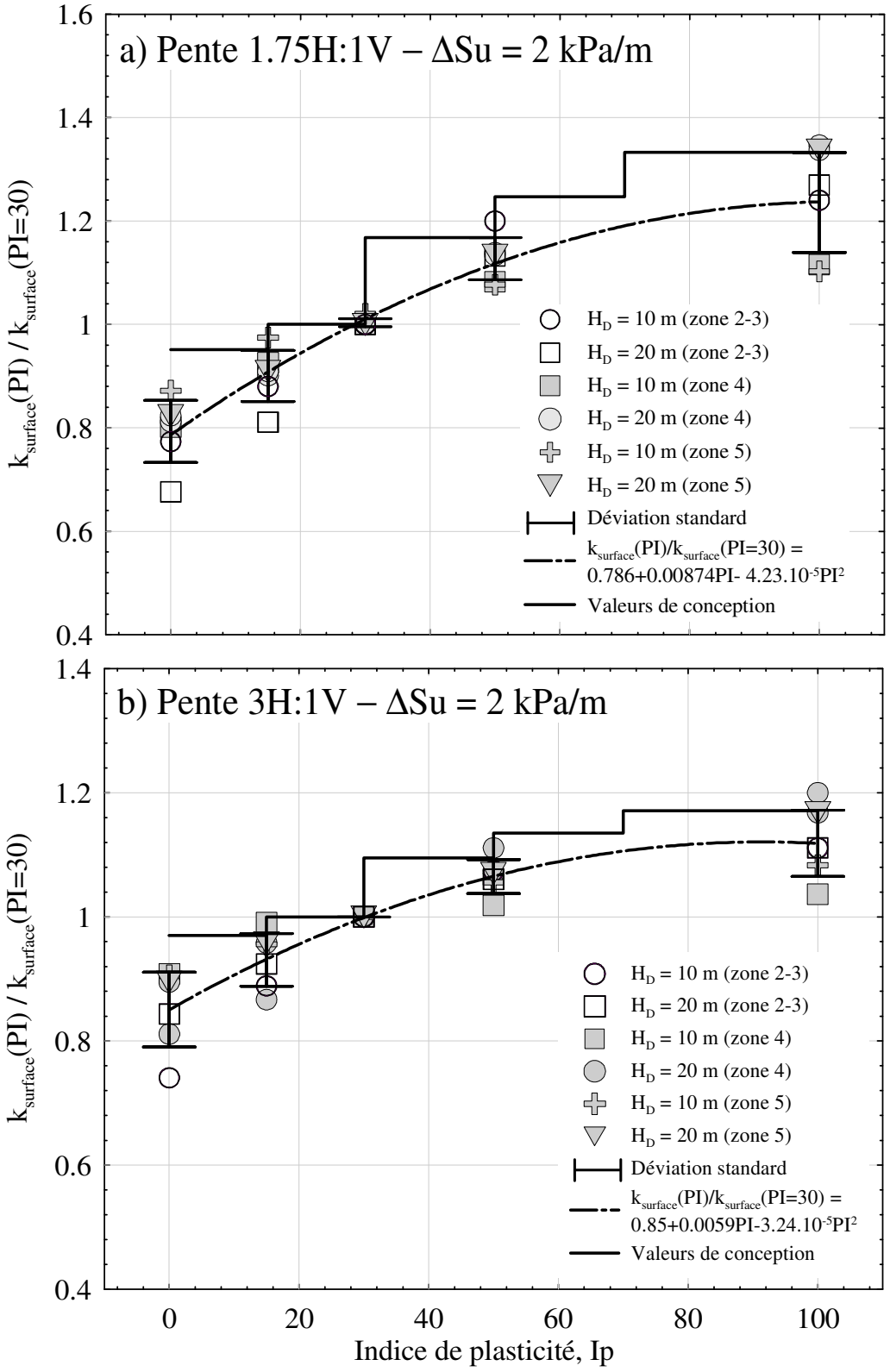


Figure 5.18 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 2 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5

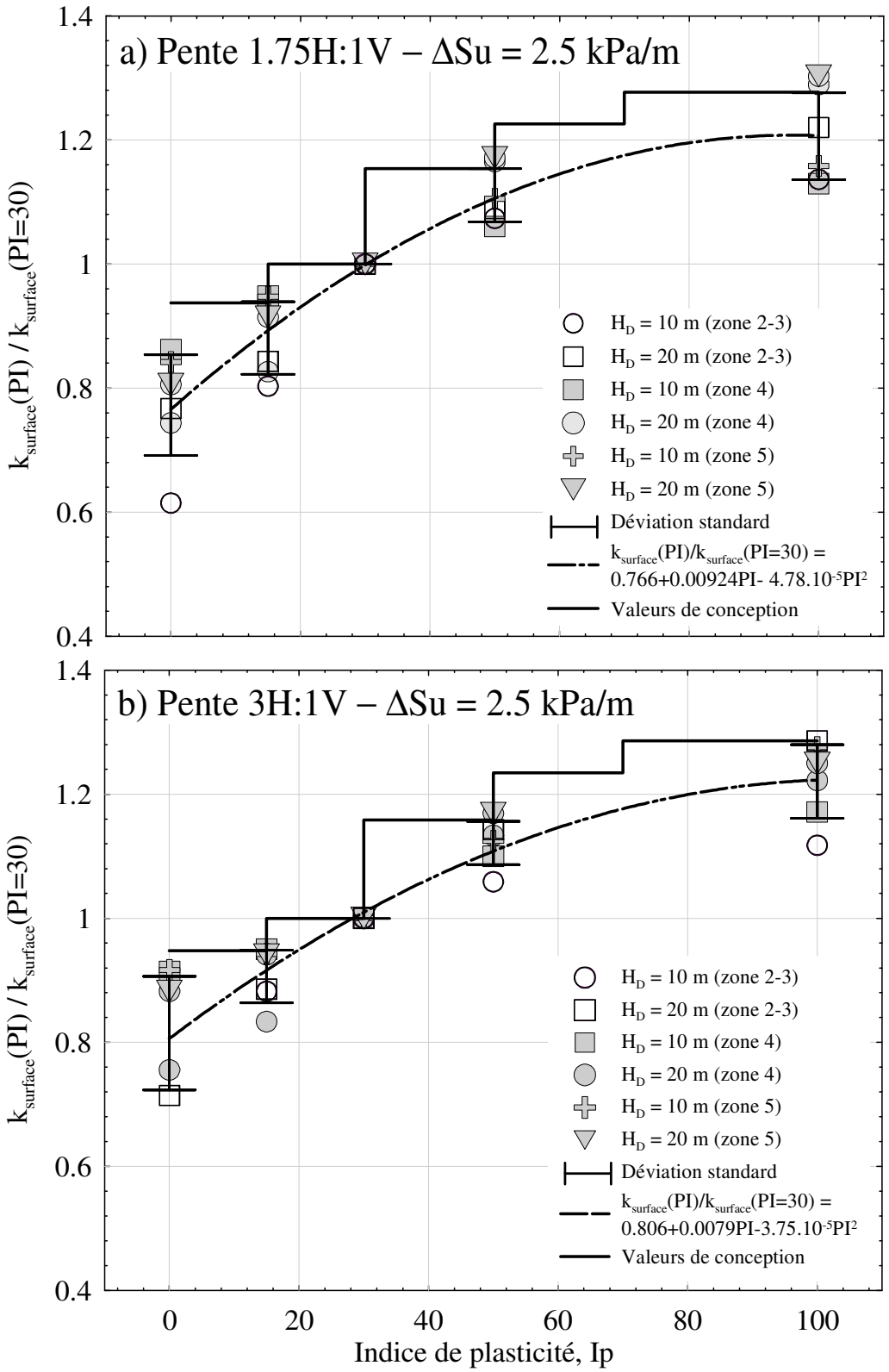


Figure 5.19 Variation du rapport du coefficient pseudo-statique par rapport à celui déterminé à Ip=30 en fonction de l'indice de plasticité pour une pente de 1,75 H :1V avec ΔSu = 2,5 kPa/m pour les zones 3, 4 et 5

différents cas étudiés. Ces valeurs ont été correspondent au situations les plus défavorables. Des équations qui donnent les valeurs moyennes de $k_{hsurface}$ (IP)/$k_{hsurface}$(Ip=30) sont également proposées aux figures 5.17 à 5.19.

5.5 Conclusion

Les analyses effectuées dans ce chapitre montrent que le coefficient pseudo-statique augmente avec l'augmentation de la plasticité de l'argile constituant le dépôt. Cette augmentation est linéaire pour des Ip inférieurs à 40 et semble dépendre davantage de l'inclinaison de la pente que de la variation de Su ou de la épaisseur du dépôt. Des relations ainsi que des valeurs de conception ont été proposées entre le rapport du coefficient pseudo-statique, par rapport à celui déterminé pour Ip de 30, et l'indice de plasticité. Ces coefficients sont obtenus pour les zones sismiques 3, 4 et 5 et pour un dépôt constitué d'une argile ayant le même indice de plasticité. Ils peuvent être utilisés pour corriger l'effet de l'indice de plasticité sur le coefficient pseudo-statique. Le facteur de correction est égal à 1 pour un Ip de 30. La variation de l'indice de plasticité dans le même dépôt sera examinée à la phase III du projet.

CHAPITRE 6

VARIATION DU COEFFICIENT PSEUDO-STATIQUE EN FONCTION DE LA ZONE SISMIQUE

6.1 Introduction et mise en contexte

Les résultats d'une analyse pseudo-statique spectrale dépendent essentiellement du choix du coefficient sismique, k_h. Les chapitres précédents ont permis de définir la variation de k_h en fonction de la profondeur pour des pentes de 1,75H :1V, 3H :1V et 6H :1V. On a aussi établi des relations qui permettent de tenir compte de l'effet de l'indice de plasticité (Ip). On a ainsi démontré que le choix ou l'évaluation du coefficient pseudo-statique, pour les régions dont la séismicité est similaire à celle de la ville de Québec, dépend de la période naturelle du système (talus + dépôt) qui est conditionnée par les propriétés géométriques (pente, hauteur de la pente et épaisseur du dépôt) et dynamiques (G_{max} et G). Les propriétés dynamiques dépendent de l'indice des vides, du degré de surconsolidation, OCR, et de l'indice de plasticité (I_p). Le coefficient k_h doit également être relié aux caractéristiques sismiques de la région. Ainsi, on peut s'attendre à des valeurs de k_h plus élevées dans une région de forte séismicité et inversement. Toutefois, on a démontré, contrairement à ce qu'on a l'habitude d'utiliser dans la pratique, que le coefficient pseudo-statique peut varier dans une même zone et il est possible d'avoir le même coefficient pseudo-statique pour deux zones sismiques différentes.

Au Québec, l'examen des différentes valeurs du coefficient pseudo-statique suggérées permet de voir qu'il existe une variation dans la sélection du coefficient pseudo-statique et qu'il n'existe pas de guide pour un choix définitif. En 1998, Hydro-Québec a établi un guide pour la sélection des

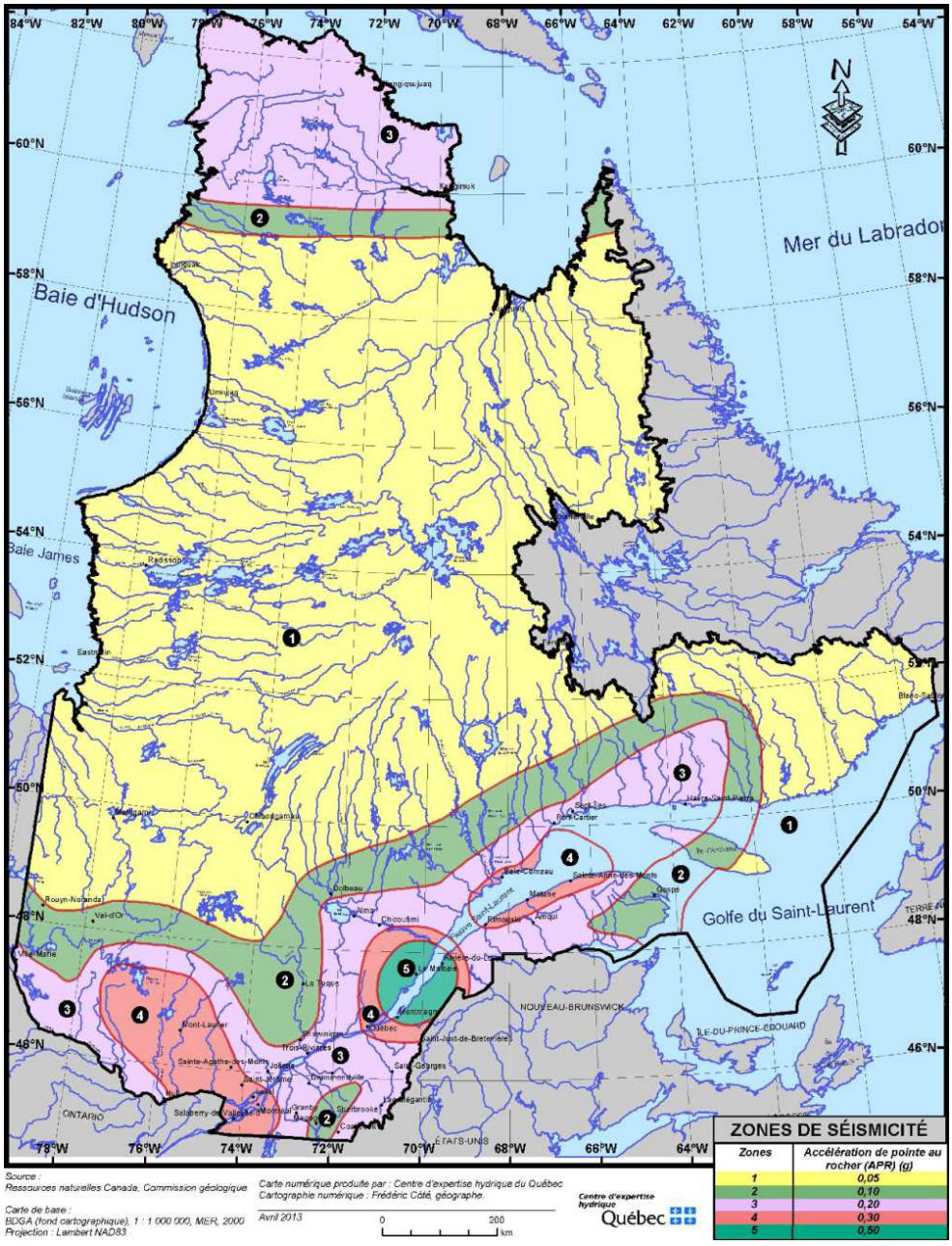


Figure 6.1 Carte pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique produite par le centre d'expertise hydrique du Québec.

paramètres sismiques. Ainsi les coefficients sismiques considérés par Hydro-Québec sont établis par l'ajustement de l'accélération de pointe au rocher, en multipliant par 0,5 les valeurs indiquées sur une carte d'iso-accélération tracée pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans. Le coefficient sismique k_h peut donc être évalué selon le tableau 6.1. En 2002, le centre d'expertise hydrique du Québec a adopté une nouvelle carte qui permet de sélectionner le coefficient

Tableau 6.1 Coefficient sismique adopté par Hydro-Québec (1998)

Zone	Accélération ajustée	k
1	< 0,04	0,05
2	0,04 < a < 0,12	0,1
3	0,12 < a < 0,2	0,15
4	0,2 < a < 0,3	0,25
5	> 0,3	0,30

pseudo-statique selon la zone sismique (Figure 6.1). Cette carte semble être compatible avec les cartes sismiques utilisées par le Code National du Bâtiment (CNB, 2005/2010/2015). La carte du centre d'expertise hydrique du Québec divise la province en cinq zones sismiques avec des coefficients pseudo-statiques variant de 0,025 à 0,25 (accélérations variant entre 0,05 et 0,5). Il semble que ces coefficients sont proportionnels à l'accélération maximale au rocher des zones sismiques du Québec. Toutefois, cette carte ne permet pas de distinguer entre un dépôt de classe C et de classe E par exemple. L'établissement d'une relation entre l'accélération au rocher et un coefficient pseudo-statique n'a pas de fondement rigoureux. En effet, l'accélération maximale ne renseigne pas sur le contenu fréquentiel d'un mouvement sismique et peut amener à des sous ou sur estimations du coefficient pseudo-statique. La réalité est qu'il faut relier le coefficient pseudo-statique au contenu fréquentiel du séisme. Par exemple, le coefficient pseudo-statique pour un système donné, caractérisé par sa période naturelle (T_0), varie en fonction de la variation de l'accélération spectrale, associé à cette période T_0, de la zone sismique en question. Afin d'examiner l'effet des caractéristiques sismiques sur la variation du coefficient pseudo-statique, des analyses dynamiques ont été effectuées dans un premier temps sur le modèle de départ (ΔSu= 5kPa/5m) pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur, H_p, avec une épaisseur du dépôt de 10 m en considérant trois zones sismiques différentes. Les analyses ont été réalisées pour de indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40.

6.2 Sollicitations sismiques

Le Code National du Bâtiment 2005 (CNB) (ou 2010) définit la sollicitation sismique sous forme

Tableau 6.2 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant à la zone 2 considérée, selon la commission géologique du Canada

	PGA	Sa(0,2s)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)
Sherbrooke, Granby (Zone 2)					
Accélération (g) – Classe C	0.2	0.37	0.2	0.086	0.031
Classe A (CNB)	0.152	0.259	0.1	0.043	0.155
La-Tuque (Zone 2)					
Accélération (g) – Classe C	0.16	0.29	0.18	0.091	0.03
Classe A (CNB)	0.121	0.203	0.09	0.0455	0.015
Val-D'Or (Zone 2), Victoriaville et Rouyn (Zone 3)					
Accélération (g) – Classe C	0.12	0.22	0.12	0.063	0.018
Classe A (CNB)	0.091	0.14	0.06	0.0315	0.009

de spectre de réponse. Les données fournies par le CNB ou encore par la commission géologique du Canada (CGC) pour n'importe quelle localité sur le territoire permettent d'obtenir un spectre de réponse à la surface du terrain pour un site de classe C et de définir ensuite le spectre de réponse au rocher pour cette localité en utilisant les facteurs d'amplification fournis par le CNB pour passer de la classe C à la classe A. Des spectres d'accélération en surface pour un site de classe C et les spectres au rocher, déterminés en utilisant les facteurs du CNB, sont présentés aux tableaux 6.2 à 6.4 et aux figures 6.2 à 6.4 pour certaines zones du Québec. Les zones ont été définies selon les spectres d'accélérations fournis par la Commission Géologique et non en fonction des zones définies par la carte du Centre d'Expertise Hydrique. En effet, le tableau 6.2, par exemple, montre les spectres au rocher de trois localités situées dans les zones 2 et 3 selon la carte du Centre d'Expertise Hydrique. Cependant les régions de Val-D'or, Rouyn ou Victoriaville qui se situent dans la zone 3 selon la carte de la Figure 6.1, ont un spectre au rocher inférieur à celui des régions de Sherbrooke ou La Tuque qui sont situées dans la zone 2 selon la même carte. La même chose est observée au tableau 6.3 pour les régions de Chicoutimi et Trois-Rivières qui sont situées dans la zone 3 selon la carte du centre d'expertise Hydrique, mais qui ont des

Tableau 6.3. Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant aux zones 3 et 4 considérées, selon la commission géologique du Canada

	PGA	Sa(0,2s)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)
Québec (Zone 4)					
Accélération (g) – Classe C	0,37	0,59	0,30	0,14	0,048
Classe A (CNB)	0.28	0,43	0,15	0,07	0,024
Montréal (Zone 4)					
Accélération (g) – Classe C	0.43	0.69	0.34	0.14	0.048
Classe A (CNB)	0.326	0.535	0.17	0.07	0.024
Chicoutimi (Zone 3)					
Accélération (g) – Classe C	0.4	0.63	0.33	0.16	0.053
Classe A (CNB)	0.303	0.474	0.165	0.08	0.0265
Trois Rivières (Zone 3)					
Accélération (g) – ClasseC	0,33	0,64	0,31	0,12	0,04
Classe A (CNB)	0,255	0,484	0,155	0,06	0,02

Tableau 6.4 Spectre d'accélération et PGA à la surface pour un sol de classe C et au rocher pour les régions du Québec appartenant à la zone 5 considérées, selon la commission géologique du Canada

	PGA	Sa(0,2s)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)
Tadoussac (Zone 5)					
Accélération (g) – Classe C	0.46	0.84	0.46	0.22	0.073
Classe A (CNB)	0.35	0.672	0.23	0.11	0.0365
St-Georges de Cacouna (Zone 5)					
Accélération (g) – Classe C	0.58	0.98	0.54	0.25	0.084
Classe A (CNB)	0.44	0.784	0.27	0.125	0.042

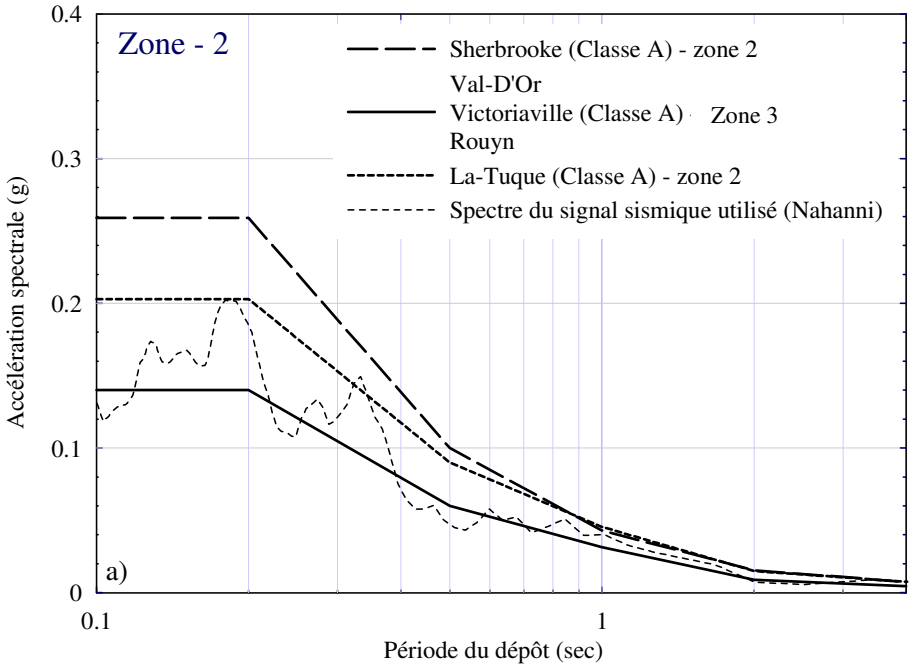


Figure 6.2 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Sherbrooke, Victoriaville, Val-D'Or, Rouyn et La-Tuque et celui de l'accélérogramme utilisé (zones 2 selon les spectres de la commission géologique)

spectres au rocher plutôt semblables à celui de la ville de Québec qui se trouve dans la zone 4. Ainsi, il est nécessaire de revoir cette carte pour l'adapter aux données des spectres d'accélérations fournies par la commission géologique ou de développer plutôt des relations entre le coefficient pseudo-statique et l'accélération spectrale qui est une donnée facilement accessible via la commission géologique.

Des accélérogrammes (Synthétiques et historiques) ont été choisis et ajustés pour que leurs spectres de réponse soient compatibles avec le spectre définissant la sollicitation au rocher définie à l'aide des facteurs d'amplification du CNB (Figures 6.2 à 6.4). Selon la carte proposée par le centre d'expertise hydrique du Québec (Figure 6.1) les villes de Québec et de Montréal sont situées dans la zone 4 (k_h=0.15) alors que la ville de Chicoutimi est située dans la zone 3 (k_h=0.1). L'examen des spectres de ces régions montre que l'accélération spectrale pour des périodes supérieures ou égales à 1 est plus élevée à Chicoutimi (zone 3) qu'à Québec ou Montréal (zone 4). La même chose peut être observée pour la ville de Trois-Rivières où l'accélération spectrale pour une période de 0,5 sec est légèrement supérieure à celle de la ville de Québec. Ceci veut dire qu'en théorie, pour des systèmes (talus-dépôt) de période supérieure à 1 sec, le coefficient k_h de Chicoutimi devrait être plus élevé que celui de Québec. Le même

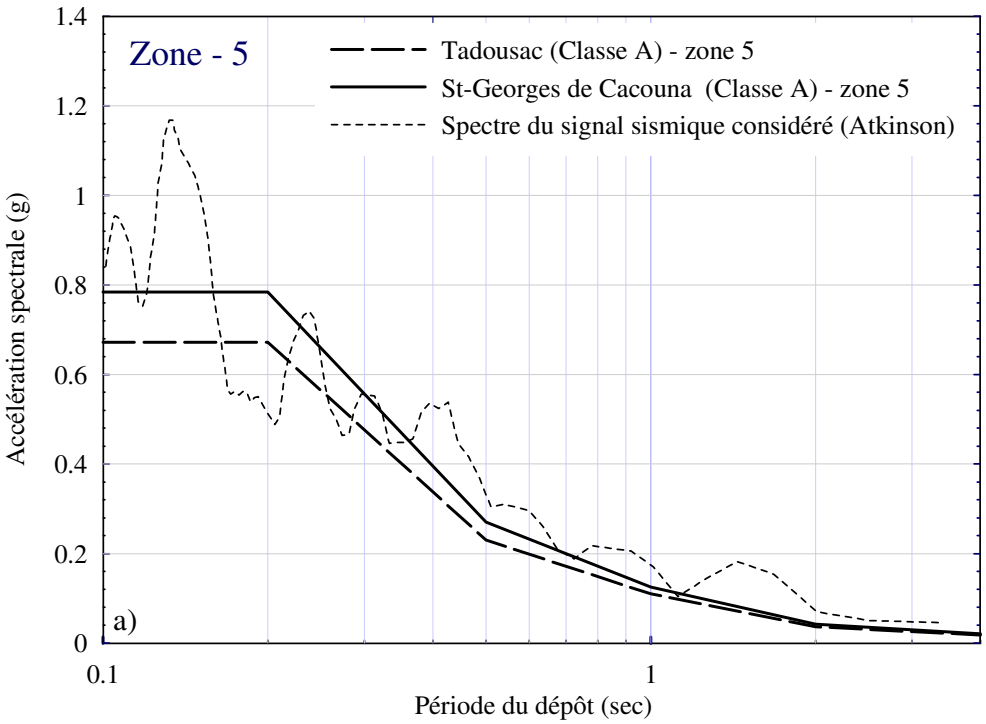


Figure 6.3 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Québec, Montréal et Chicoutimi et celui de l'accélérogramme utilisé dans les analyses des zones 3 et 4

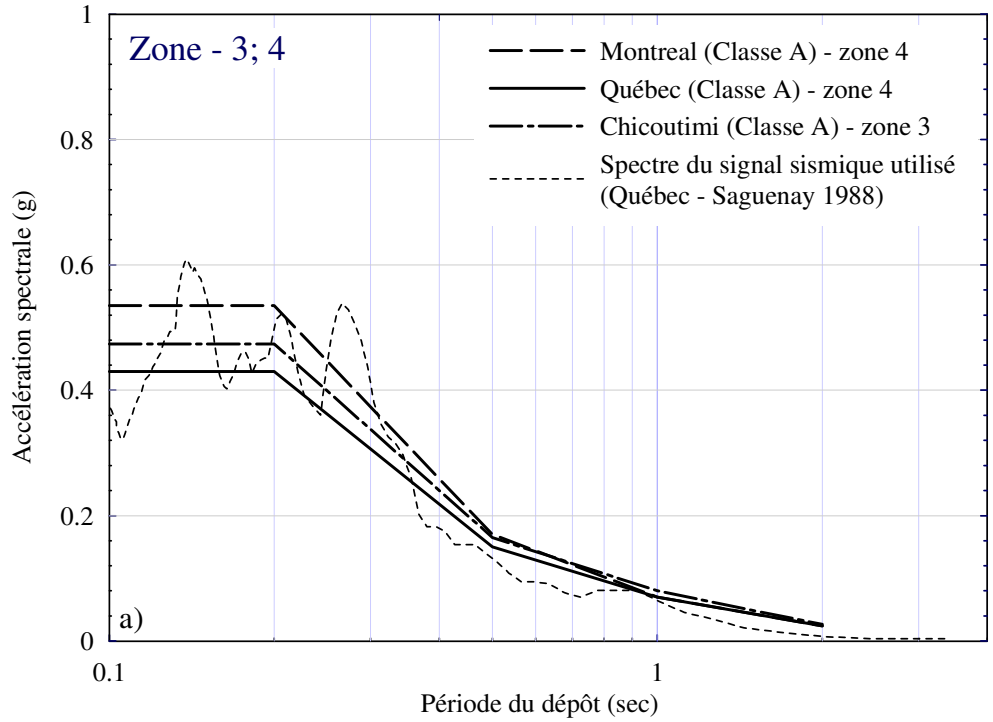


Figure 6.4 Spectres d'accélération au rocher pour les villes de Tadousac et St-Georges de Cacouna et celui de l'accélérogramme utilisé dans les analyses de la zone 5

principe s'applique pour la ville de Trois-Rivière à des périodes de 0,5 sec et plus. Dans le même ordre d'idée, la comparaison entre les accélérations spectrales de deux villes appartenant à la zone 2 ou la zone 5 permet de voir qu'il existe des variations importantes dans certains cas et que l'utilisation d'un coefficient constant ne permet pas de capturer les particularités de certaines régions. Par exemple l'accélération spectrale pour une période de 1 dans la région de Sherbrooke est environ 30 % plus élevée que celle de Val-D'Or malgré qu'ils appartiennent à la même zone sismique selon la carte du centre d'expertise hydrique du Québec. La même chose peut être observée en comparant le spectre au rocher de Tadoussac avec celui de St-Georges de Cacouna. Des différences importantes peuvent également être observées à des périodes inférieures ou égales à 0.5 sec. Aussi, le ratio entre les coefficients k_h de deux zones différentes ne parait pas toujours proportionnel au ratio des accélérations spectrales. Par exemple, le ratio de k_h entre la zone 5 et la zone 2 est de 5 alors que le ratio entre les accélérations spectrales de la région de Tadoussac et la région de Sherbrooke est de 2,6 pour une période de 1 sec et de 2,3 pour une période de 0,5 sec. Il faut toutefois mentionner que le problème de stabilité dynamique n'est pas linéaire et qu'il est nécessaire d'établir une relation entre l'accélération spectrale et le coefficient pseudo-statique.

6.3 Présentation des résultats

6.3.1 Variation du coefficient pseudo-statique avec la zone sismique (ΔSu=5kPa/5m)

Les figures 6.5 à 6.8 présentent les résultats d'un ensemble d'analyses dynamiques effectuées à l'aide du premier modèle (5kPa/ 5m) pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur, H_p, avec une épaisseur du dépôt de 10 m pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40. Ces courbes montrent la déformation maximale de la pente suite à un tremblement de terre en appliquant un facteur de réduction des paramètres de résistance seulement (aucune réduction des paramètres de rigidité, V_s). Le facteur de réduction est présenté sur les figures comme étant le coefficient de sécurité. Les résultats des figures 6.5 à 6.8 montrent que le coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de la sollicitation sismique (zone sismique). Afin d'apprécier l'effet de la zone sismique sur la stabilité dynamique d'un talus argileux, les coefficients de sécurité déterminés par analyses dynamiques ont été présentés à la figure 6.9 en fonction du coefficient pseudo-statique suggéré par la carte d'iso-contours du centre d'expertise hydrique du Québec. Il est à noter qu'une valeur moyenne de 0.125 a été utilisée pour la zone 3-4 et une valeur de 0.2

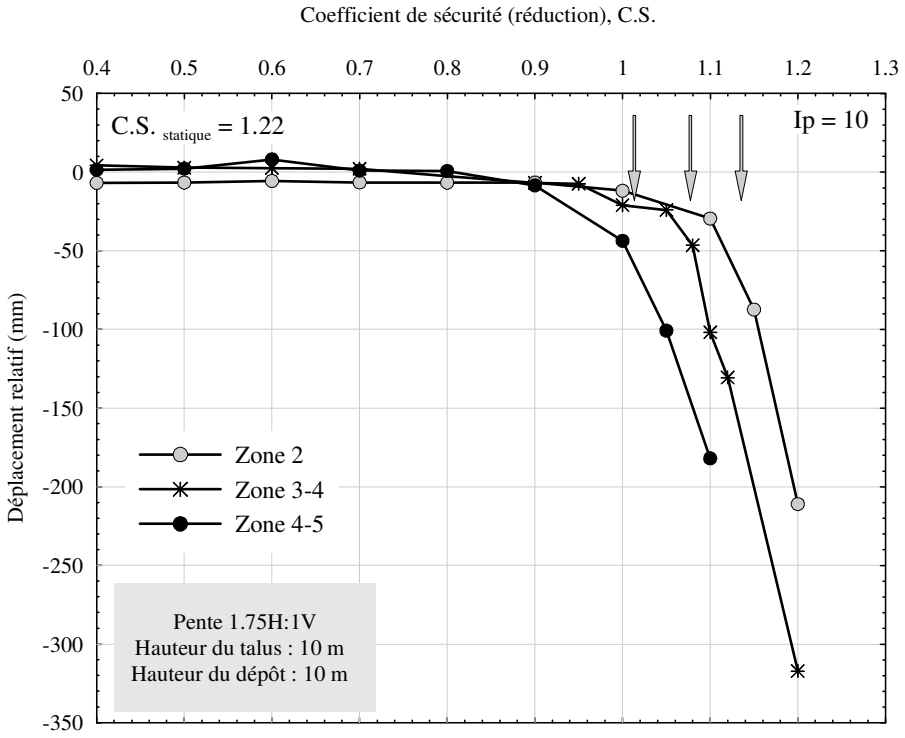


Figure 6.5 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=10).

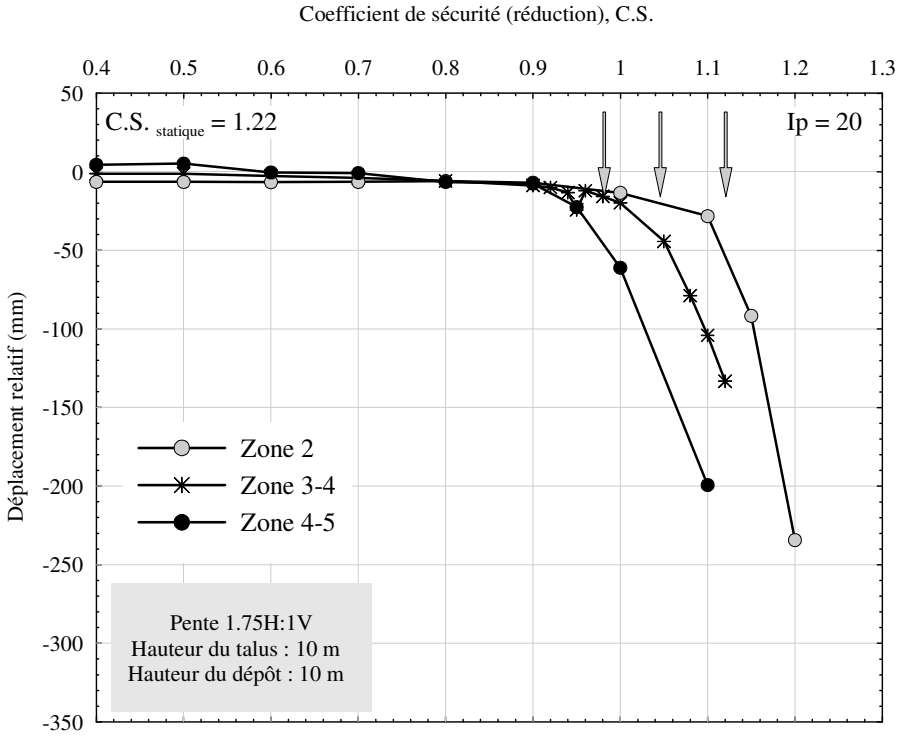


Figure 6.6 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=20).

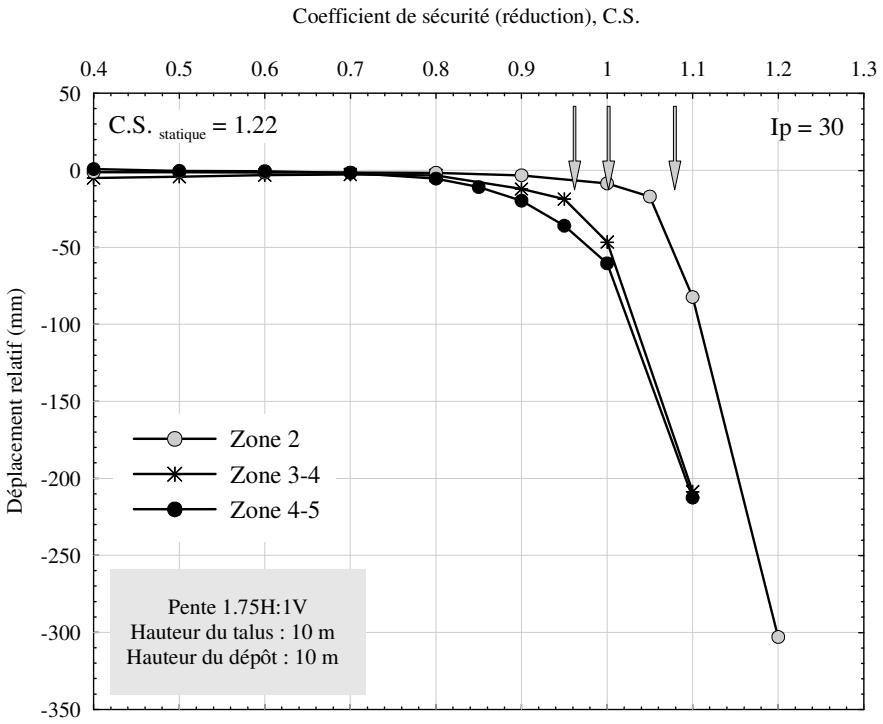


Figure 6.7 Déplacement relatif : pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip= 30).

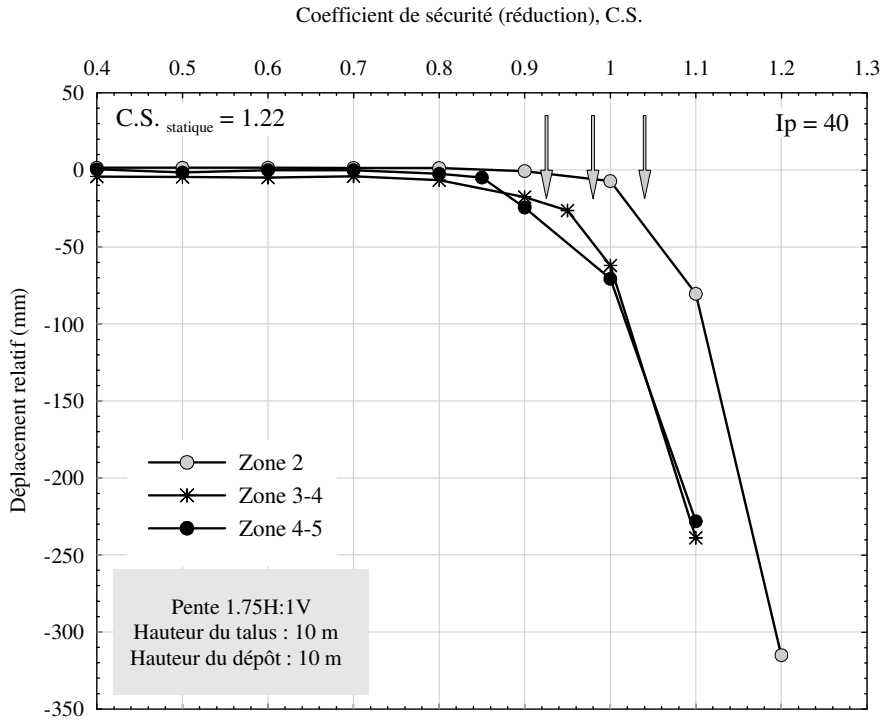


Figure 6.8 Déplacement relatif: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 1 0 m en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (Ip=40)

pour la zone 4-5. Cette figure montre qu'il existe une corrélation acceptable entre le coefficient de sécurité dynamique et le coefficient pseudo-statique recommandé par les cartes d'iso-contours du centre d'expertise hydrique. En effet, le coefficient de sécurité diminue de façon presque linéaire avec l'augmentation du coefficient k_h. Cependant, il serait plus approprié de relier les résultats à l'accélération spectrale Sa(T) qui correspond à la période naturelle du dépôt. La figure 6.10 présente la variation du coefficient de sécurité en fonction de l'accélération spectrale moyenne, Sa(g), des accélérogrammes utilisés pour les trois zones pour une plage de période variant entre 0,7 et 1 sec. Cette plage de période correspond à la plage de périodes fondamentales du talus de 1,75H :1V d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 10 m. Cette figure montre que le coefficient de sécurité dynamique augmente rapidement avec la diminution de l'accélération spectrale. Il semble cependant tendre vers un coefficient de sécurité minimum avec l'augmentation de l'accélération spectrale. Ces résultats sont en accord avec le comportement dynamique des sols cohérents. En effet, lorsque la sollicitation sismique augmente, le sol commence à dissiper d'avantage d'énergie par amortissement matériel (hystérésis) il s'en suit que l'effet dynamique est atténué. Il est possible de voir à la figure 6.10 que pour une même accélération spectrale, le coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité tel que déjà montré au chapitre 5.

6.3.2 Variation de la surface de rupture avec la zone sismique

La comparaison entre les surfaces de ruptures déterminées à l'aide des analyses dynamiques et celles obtenues à partir de la pseudo-statique spectrale en utilisant l'analyse par équilibre limite est important pour examiner l'effet de la zone sismique sur le fonctionnement de la méthode développée. Les figures 6.11b à 6.11d présentent des comparaisons entre les surfaces de rupture, d'une pente de 1,75H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m et un indice de plasticité de 30, obtenues à partir des analyses de 4 régions du Québec (zone 2 à 5). Les résultats montrent que la méthode pseudo-statique spectrale n'est pas altérée par le changement de la zone sismique (intensité des séismes). Les analyses par équilibre limite donnent des surfaces de rupture dont la profondeur est identique aux profondeurs observées dans les analyses dynamiques.

6.3.3 Variation des propriétés du dépôt ΔSu et de l'indice de plasticité

Comme démontré par les exemples précédents, le changement de zone sismique amène une

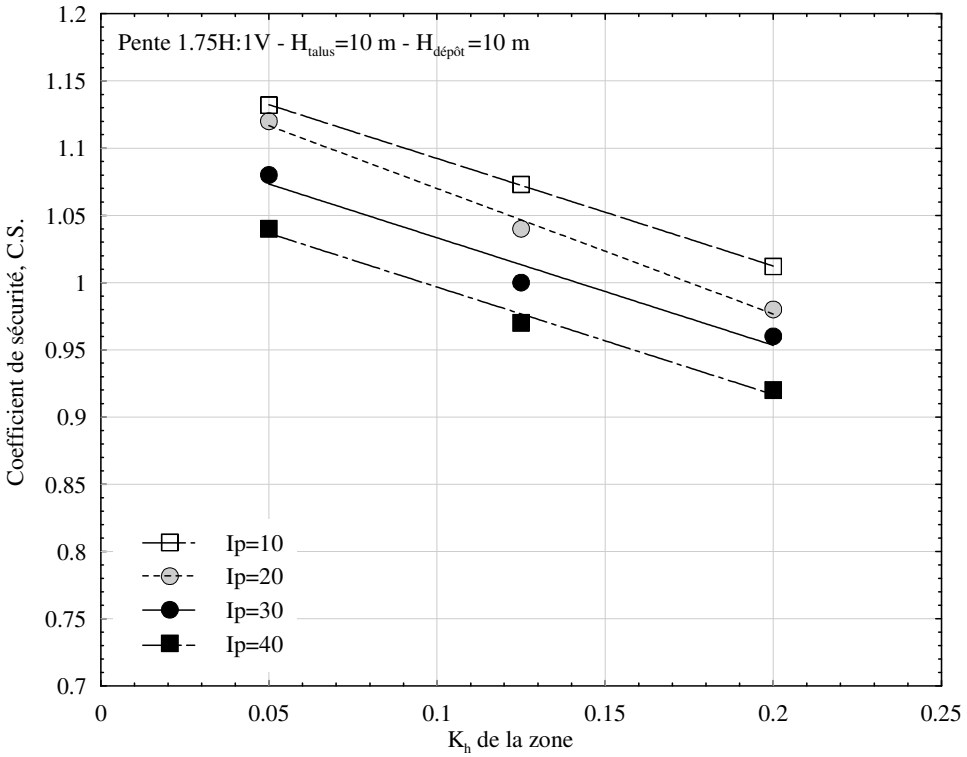


Figure 6.9 Variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient pseudo-statique suggéré par la carte du centre d'expertise hydrique du Québec.

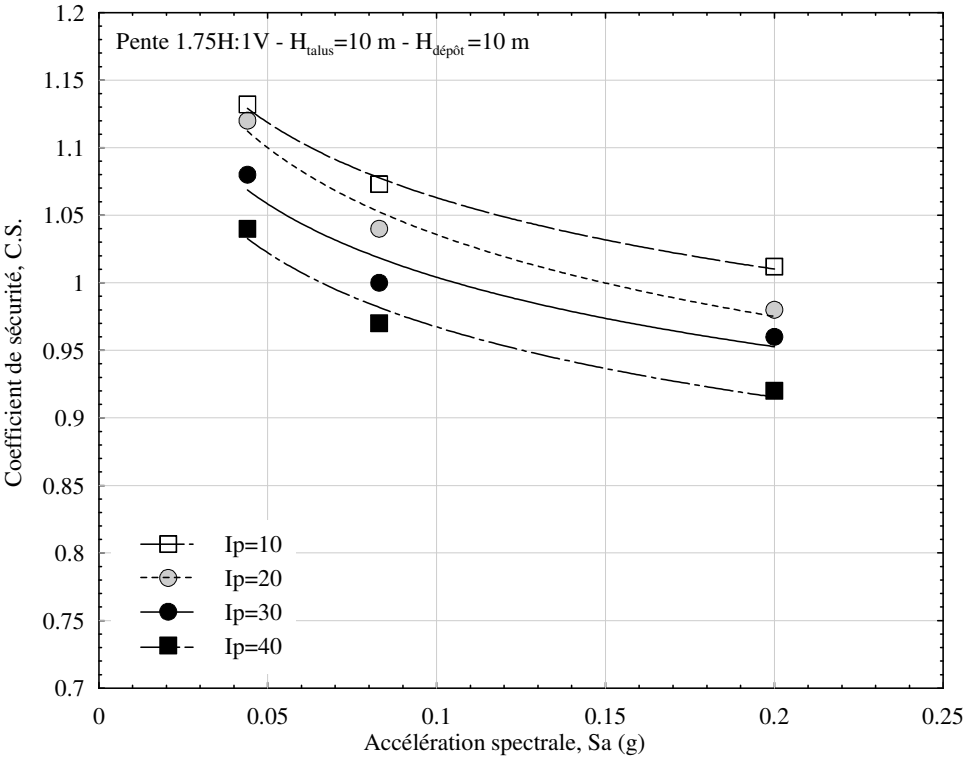


Figure 6.10 Variation du coefficient de sécurité en fonction des accélérations spectrales à une période de 0,9 sec des séismes utilisés

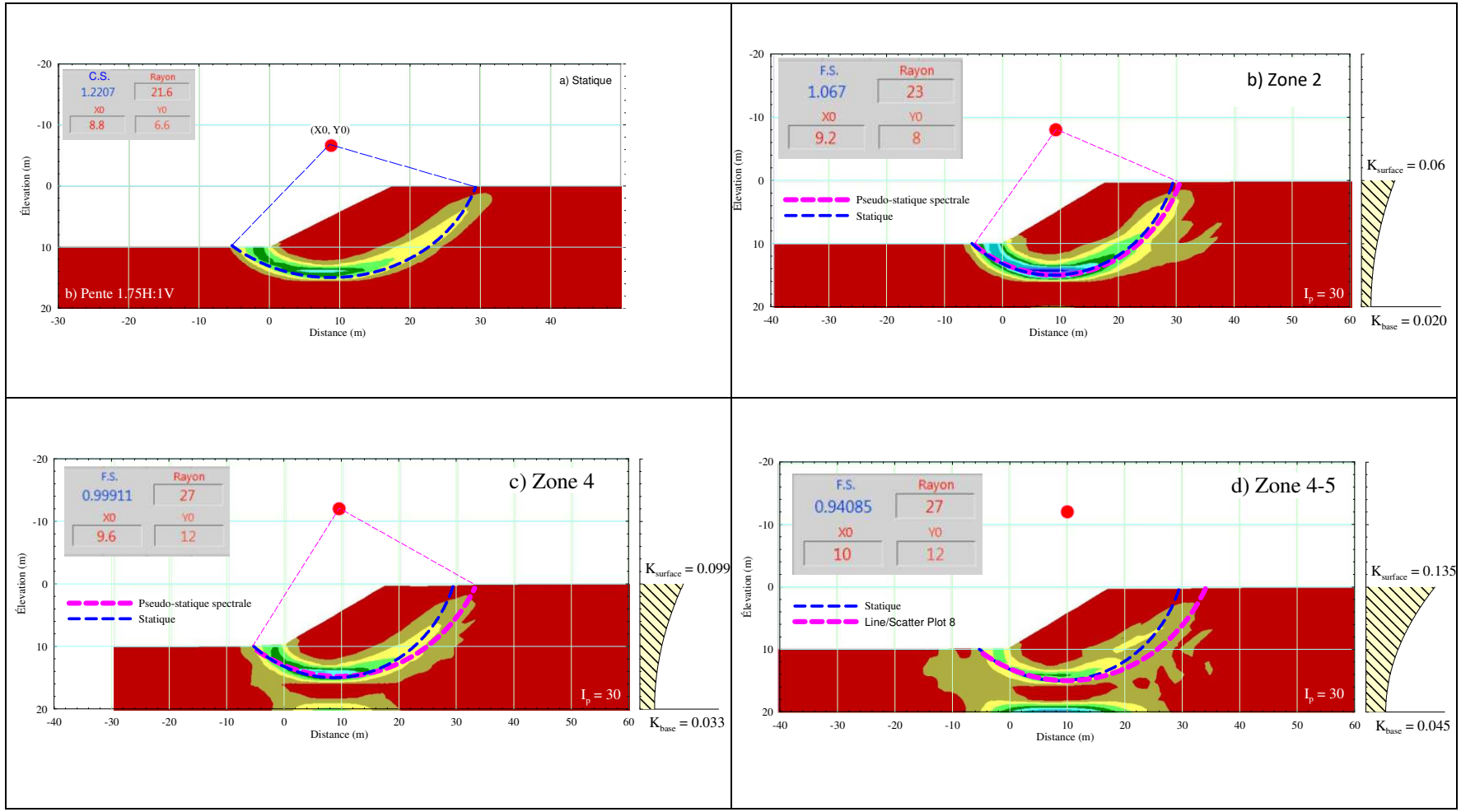


Figure 6.11 Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques et celle obtenue à l'aide de l'analyse pseudo-statique spectrale ($k_h(z)$=variable) dans les zones 2 à 5 – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, épaisseur du dépôt de 10 et I_p de 10 (ΔSu = 5 kPa/5m)

variation du coefficient pseudo-statique selon la zone. Les zones de niveau sismique plus basse que celle de la région de Québec (utilisée pour développer la méthode pseudo-statique spectrale) amènent des coefficients plus faibles et ceux de niveau plus élevée amènent des valeurs plus importantes. Cependant, le problème n'est pas simple, à cause du changement de la réponse dynamique du talus avec la géométrie, les propriétés dynamiques et le contenu fréquentiel. Pour arriver à proposer des relations simples qui permettent de tenir compte de l'effet de la zone, on a réalisé un grand nombre de simulations pour des pentes de 1,75H :1V et 3H :1V de 10 m de hauteur avec des dépôts de 10 et de 20 m pour quatre régions du Québec (Québec et Montréal, St-Georges de Cacouna, Sherbrooke et Granby). Les analyses ont été effectuées pour les indices de plasticité de 0, 15, 30, 50 et 100 et pour des profils de résistance qui augmentent de 1,5 kPa/m, 2 kPa/m et 2,5 kPa/m. Ces analyses ont généré un grand nombre de résultats qui sont regroupés à la fin du chapitre aux tableaux 6.4 à 6.6 selon les villes. Les accélérations spectrales des accélérogrammes utilisées à des périodes naturelles correspondantes à celles des dépôts de sol analysés sont également données dans ces tableaux.

La figure 6.12 présente les résultats d'analyses dynamiques effectuées pour les différents villes considérés (zone 2 à zone 5) pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur, H_p, avec une épaisseur du dépôt de 10 m pour un indice de 30. Le cas présenté, qui correspond à une augmentation de la résistance au cisaillement de 1,5 kPa/m, montre que le changement de zone a un effet similaire à celui observé à l'aide du premier modèle (Δcu= 5kPa/5m). Dans le cas présent, le coefficient de sécurité passe de 1,42 pour la zone 2-3 à environ 1,08 pour la zone 5, soit une diminution de l'ordre de 30. La figure 6.13 présente les résultats des analyses effectuées pour une pente de 3H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 20 m d'épaisseur et un ΔSu de 2,0 kPa/m. Cet exemple montre également que le coefficient de sécurité diminue de manière importante avec l'intensité de la zone sismique.

Les figures 6.14 comparent les surfaces de rupture obtenues à l'aide des analyses dynamiques (contours de déformations) et ceux obtenues par analyse à l'équilibre limite pour une pente de 1,75H :1V de 10 m de hauteur avec un dépôt de 10 m d'épaisseur et un ΔSu de 1,5 kPa/m pour les différentes zones étudiées: a) Zone 2-3, b) zone 4 et c) zone 5. Tous les exemples montrent que la nouvelle méthode permet de déterminer correctement et sans altération la surface de rupture quel que soit la zone sismique.

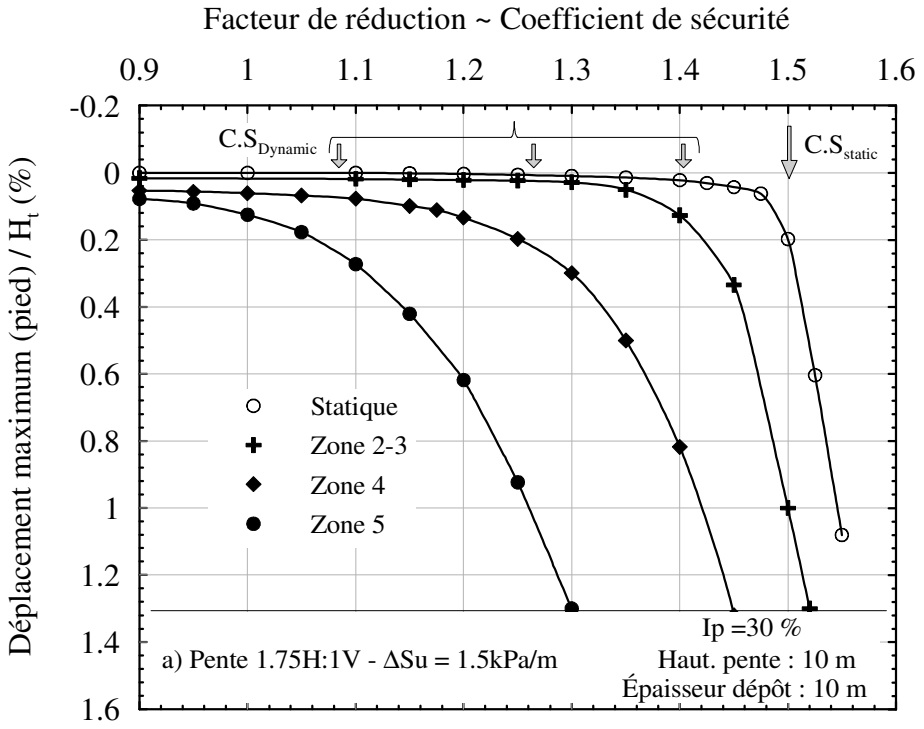


Figure 6.12 Déformation relative: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m (ΔSu =1,5 kPa/m) en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (IP=30).

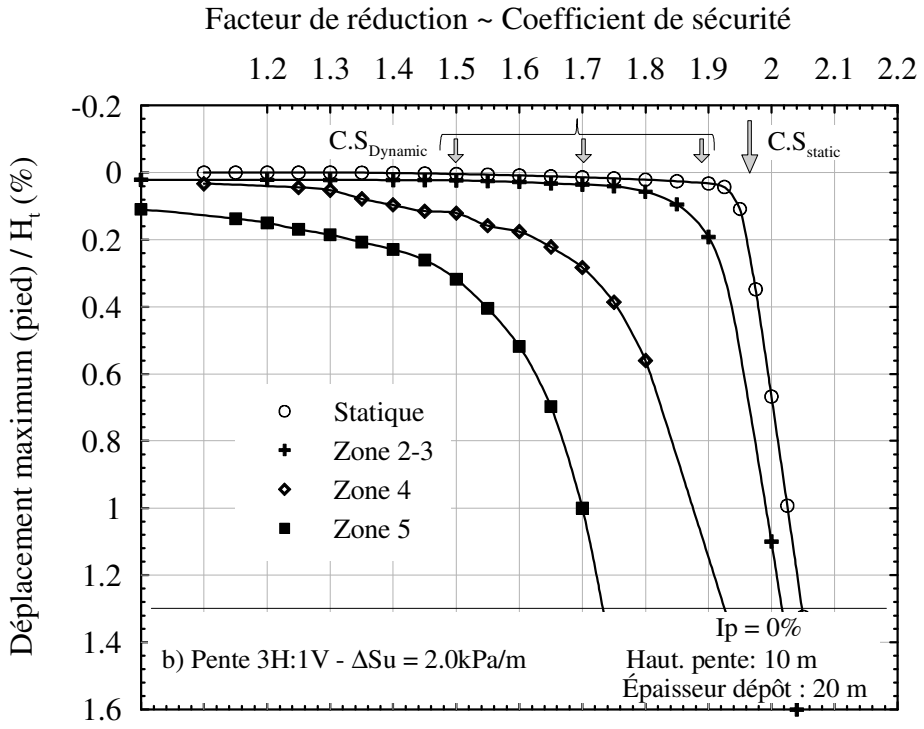


Figure 6.13 Déformation relative: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 20 m (ΔSu =2,0 kPa/m) en fonction du facteur de réduction pour trois zones sismiques (IP=30).

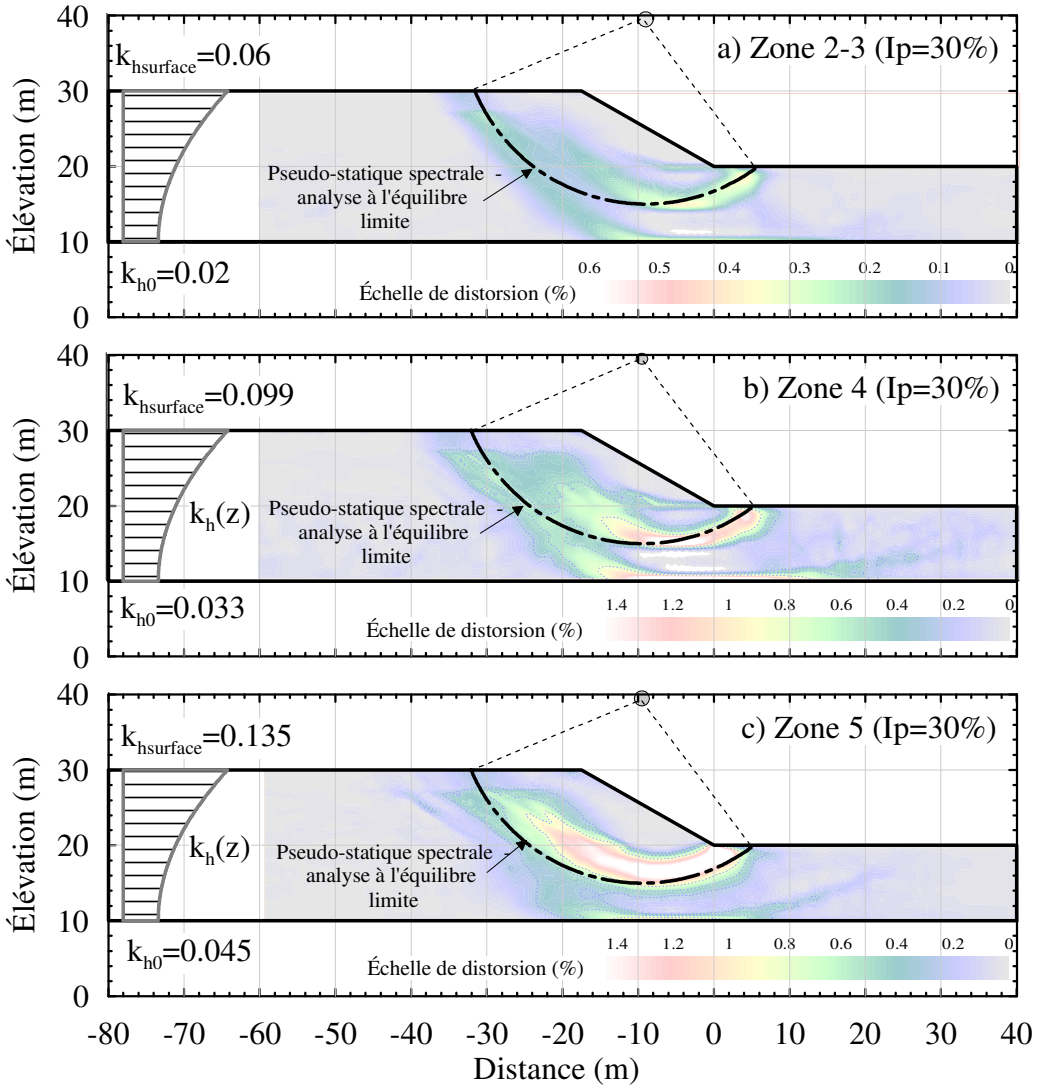


Figure 6.14 Comparaison entre la surface de rupture obtenue à partir des analyses dynamiques et celle obtenue à l'aide de l'analyse pseudo-statique spectrale ($k_h(z)$=variable) dans les zones 2 à 5 – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, épaisseur du dépôt de 10 et I_p de 30 (ΔSu = 1,5 kPa/m)

Pour pouvoir apprécier l'effet de la zone sismique, les résultats reliant l'accélération spectrale au coefficient pseudo-statique en surface ont été présenté sous forme d'abaques aux figures 6.15 et 6.16. Les résultats détaillés sont donnés aux tableaux 6.5 et 6.6 pour les zones 5 et 2-3 respectivement. Les résultats de la zone 4 ont déjà été présentés au chapitre 5. La figure 6.15 présente tous les résultats des analyses effectuées pour une pente de 1,75H :1V (ΔSu variant entre 1,5 kPa et 2,5 kPa/m et Ip variant entre 0 et 100) pour des épaisseurs du dépôt de 10 m et de 20 m. La figure 6.16 présente l'ensemble des résultats obtenus pour une pente de 3H :1V. Ces

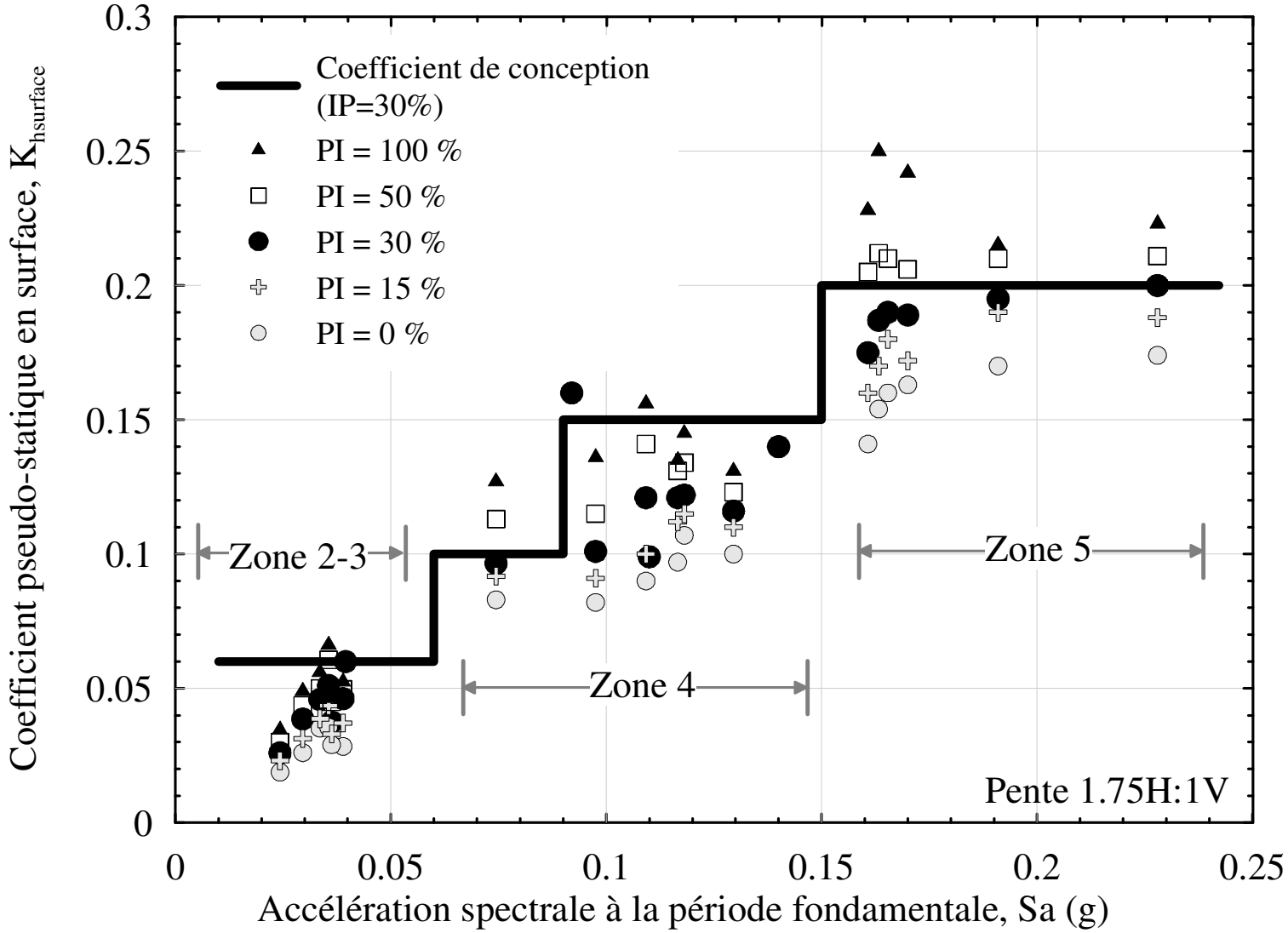


Figure 6.15 Variation du coefficient pseudo-statique en surface en fonction de l'accélération spectrale déterminée à la période du dépôt de sol (H_t). pour une pente de 1,75H :1V

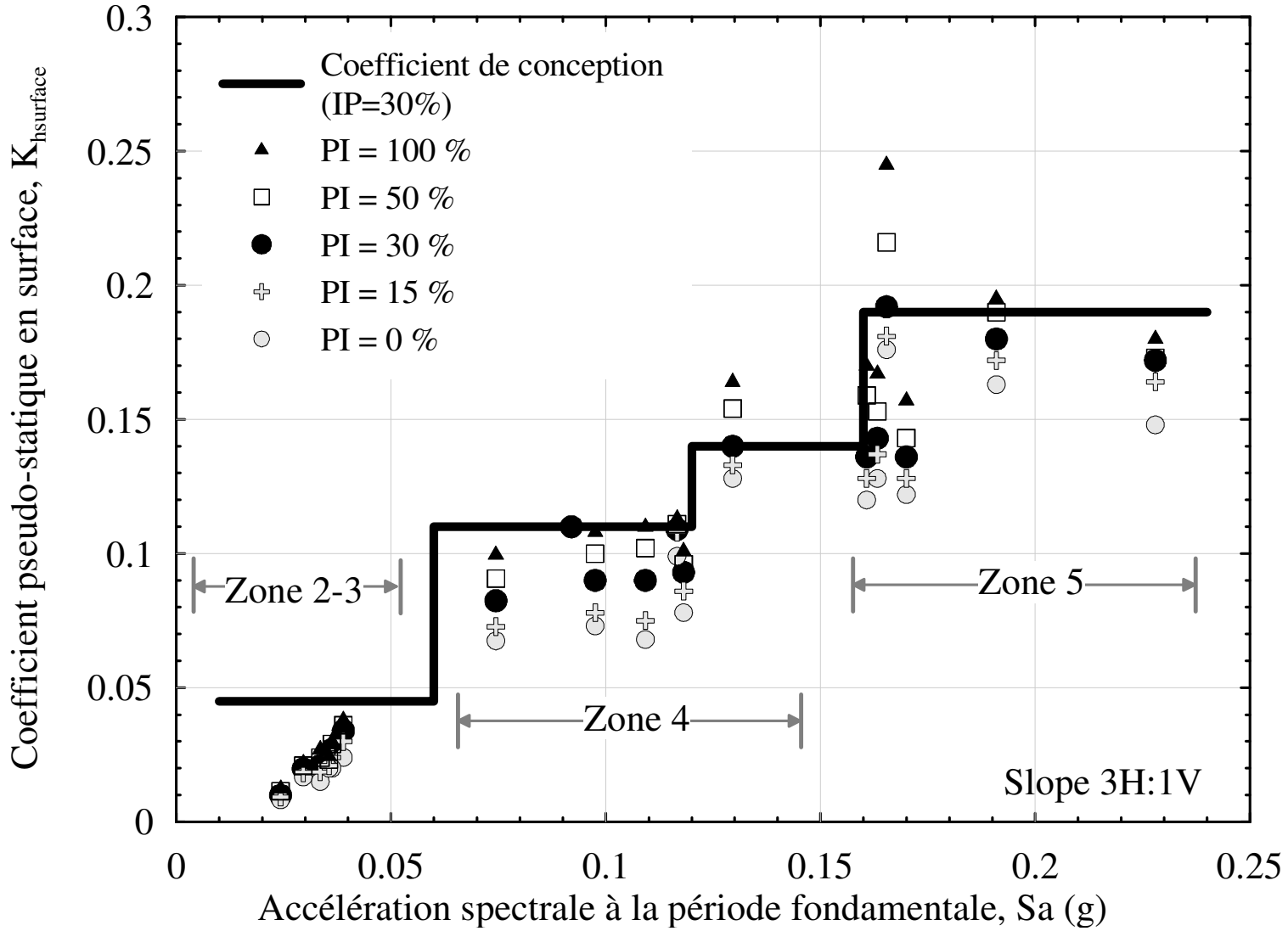


Figure 6.16 Variation du coefficient pseudo-statique en surface en fonction de l'accélération spectrale déterminée à la période du dépôt de sol (H_t). pour une pente de 3 :1V

figures montrent que le coefficient pseudo-statique augmente presque de façon presque linéaire avec l'augmentation de l'accélération spectrale déterminée à partir du spectre de conception (Classe A) à la période naturelle du dépôt. On peut noter une certaine une variabilité associée aux changements des indices de plasticité et de ΔSu. Le taux d'augmentation est toutefois moins important dans le cas de la pente plus faible. Il faut noter que les résultats ont été présentés indépendamment de l'indice de plasticité et de la variation des propriétés du sol pour apprécier l'effet de la zone seulement. Ainsi il est possible de distinguer sur les figures 6.15 et 6.16 que les coefficients obtenus à des indices de plasticité de 0 par exemple sont plus faible que ceux obtenus à des indices de 15 ou de 30.

Le but de ce chapitre est de trouver des relations pour tenir compte de la zone sismique dans l'évaluation du coefficient pseudo-statique. Pour établir une relation objective on a choisi d'utiliser l'accélération spectrale comme base de calcul plutôt que le coefficient fourni par le centre d'expertise Hydrique. Ainsi, les abaques des figures 6.15 et 6.16 proposent de manière conservatrice des valeurs de coefficient pseudo-statique à la surface, $k_{hsurface}$, en fonction de l'accélération spectrale déterminée à la période naturelle du dépôt $Sa(T_0)$. Ces valeurs sont proposées pour un indice de plasticité de 30. Pour tenir compte de l'effet de l'indice de plasticité, il est nécessaire d'utiliser les abaques du chapitre 5.

6.4 Conclusion

Les analyses effectuées dans ce chapitre et dans le chapitre 5 ont permis d'établir des relations entre le coefficient pseudo-statique spectrale, en surface $k_{h_surface}$, et l'accélération spectrale déterminée à la période naturelle du dépôt, $Sa(T_0)$, à partir du spectre de conception (classe A) de la région où se situe la pente. Les analyses montrent qu'on reliant le coefficient pseudo-statique à l'accélération spectrale, les relations deviennent reliées principalement à l'inclinaison de la pente et à l'indice de plasticité. Ceci est relié au fait que la hauteur du dépôt ainsi que sa rigidité sont caractérisées par l'accélération spectrale obtenue à la période naturelle du dépôt.

Tableau 6.5 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité – Zone 5 - , St-Georges de Cacouna

Pente	Hauteur de la pente	Épaisseur du dépôt	Indice plasticité	Sa(g)	Coefficient de sécurité	$K_{h\ surface}$
			ΔSu=1,5 kPa / 1 m			
1,75H :1V	10	10	0		1.124	0.174
			15		1.093	0.188
			30		1.067	0.200
			50		1.045	0.211
			100		1.020	0.223
		20	0		1.100	0.163
			15		1.078	0.172
			30		1.038	0.189
			50		1.000	0.206
			100		0.915	0.242
3H :1V	10	10	0		1.300	0.148
			15		1.253	0.164
			30		1.232	0.172
			50		1.228	0.173
			100		1.224	0.180
		20	0		1.300	0.122
			15		1.277	0.128
			30		1.248	0.136
			50		1.222	0.143
			100		1.177	0.157
			ΔSu=2 kPa / 1 m			
1,75H :1V	10	10	0		1.231	0.170
			15		1.197	0.190
			30		1.177	0.195
			50		1.156	0.210
			100		1.147	0.215
		20	0		1.233	0.154
			15		1.193	0.170
			30		1.151	0.187
			50		1.089	0.212
			100		0.993	0.250
3H :1V	10	10	0		1.380	0.163
			15		1.348	0.172
			30		1.322	0.180
			50		1.292	0.190
			100		1.280	0.195
		20	0		1.435	0.128
			15		1.402	0.137
			30		1.380	0.143
			50		1.346	0.153
			100		1.290	0.167

	ΔSu=2,5 kPa / 1 m				
1,75H :1V	10	10	0	1.347	0.160
			15	1.311	0.180
			30	1.280	0.190
			50	1.252	0.210
			100	1.226	0.220
		20	0	1.365	0.141
			15	1.314	0.160
			30	1.276	0.175
			50	1.195	0.205
			100	1.134	0.228
3H :1V	10	10	0	1.470	0.176
			15	1.453	0.181
			30	1.415	0.192
			50	1.333	0.216
			100	1.231	0.245
		20	0	1.625	0.120
			15	1.584	0.128
			30	1.557	0.136
			50	1.470	0.159
			100	1.429	0.170

Tableau 6.6 Résumé des analyses effectuées pour examiner l'effet de l'indice de plasticité – Zone 2-3 – Sherbrooke et Granby

Pente	Hauteur de la pente	Épaisseur du dépôt	Indice plasticité	Sa(g)	Coefficient de sécurité	$K_{h\ surface}$
	ΔSu=1,5 kPa / 1 m					
1,75H :1V	10	10	0		1.417	0.036
			15		1.400	0.044
			30		1.384	0.051
			50		1.364	0.061
			100		1.352	0.066
		20	0		1.437	0.019
			15		1.427	0.023
			30		1.420	0.026
			50		1.410	0.030
			100		1.400	0.035
3H :1V	10	10	0		1.677	0.020
			15		1.675	0.021
			30		1.671	0.022
			50		1.668	0.023
			100		1.664	0.025
		20	0		1.709	0.008
			15		1.705	0.009
			30		1.703	0.010

			50	1.697	0.011
			100	1.694	0.012
			ΔSu=2 kPa / 1 m		
1,75H :1V	10	10	0	1.543	0.029
			15	1.534	0.033
			30	1.524	0.038
			50	1.509	0.045
			100	1.507	0.047
		20	0	1.555	0.026
			15	1.542	0.031
			30	1.523	0.039
			50	1.511	0.044
			100	1.498	0.049
3H :1V	10	10	0	1.851	0.020
			15	1.837	0.024
			30	1.827	0.027
			50	1.820	0.029
			100	1.818	0.030
		20	0	1.848	0.017
			15	1.843	0.018
			30	1.837	0.020
			50	1.833	0.021
			100	1.830	0.022
			ΔSu=2,5 kPa / 1 m		
1,75H :1V	10	10	0	1.660	0.028
			15	1.640	0.037
			30	1.619	0.046
			50	1.611	0.050
			100	1.604	0.053
		20	0	1.645	0.035
			15	1.636	0.039
			30	1.617	0.046
			50	1.598	0.050
			100	1.575	0.056
3H :1V	10	10	0	1.998	0.024
			15	1.975	0.030
			30	1.960	0.034
			50	1.957	0.036
			100	1.953	0.038
		20	0	2.000	0.015
			15	1.988	0.019
			30	1.980	0.021
			50	1.969	0.024
			100	1.962	0.027

CHAPITRE 7

COURBES DE DEGRADATION G/G_{max} DES ARGILES SENSIBLES DU QUÉBEC

7.1 Mise en contexte

Parmi les paramètres les plus important dans une analyse dynamique on retrouve la rigidité du sol (G_{max}), sa facilité à se dégrader (G/G_{max}) et sa capacité à dissiper de l'énergie sismique. Les analyses réalisées dans le cadre de cette étude ont été basées sur des modèles de comportement établis sur des argiles qui ne probablement pas représentatifs des argiles du Québec, notamment les argiles sensibles. Ce chapitre a pour objectif d'examiner si les argiles sensibles du Québec présentent des comportements particuliers par rapport aux résultats disponibles dans la littérature.

7.2 Généralité

Parmi les paramètres qui conditionnent le comportement dynamique des talus argileux, le module de cisaillement, G, prend une place importante comme démontré dans le chapitre 5. Au fil du temps, les chercheurs ont réussi à établir des courbes de dégradations G/G_{max} et d'amortissement typiques pour différents types de sols. Dans le cas des sols granulaires, les travaux de Seed et Idriss (1970) ont permis de constater que ces courbes ne varient pas de façon significative d'un sol granulaire à l'autre et qu'elles sont peu influencées par l'état de densité du sol et par l'état des contraintes. Dans le cas des argiles, un des rares programmes d'essais exhaustifs, réalisé par Vucetic et Dobry (1991), a permis de constater que les courbes de dégradation et d'amortissement varient de façon significative avec la variation de l'indice de plasticité (I_p). Ces derniers ont établi des courbes types (G/G_{max} et amortissement) pour les argiles qui varient uniquement avec la variation de l'indice de plasticité. Ces courbes sont devenues des références

utilisées partout dans le monde pour la modélisation du comportement dynamique des couches d'argile. Les courbes établies pour des indices de plasticité de 10, 20, 30 et 40 ont été utilisées au chapitre 5. Cependant, il est important de noter que ces courbes ont été établies, pour les grandes déformations, à l'aide de l'appareil DSS sur des argiles non sensibles et en utilisant des fréquences de sollicitation très faibles (< 0,01 Hz). L'utilisation de fréquences très faibles (non représentatifs des mouvements sismiques) était justifiée par le fait qu'il est nécessaire de stabiliser les pressions à l'intérieur de l'échantillon de sol durant les essais. Aux faibles déformations, les courbes de dégradation sont généralement établies à l'aide de la colonne de résonance qui utilise un mode de sollicitation en torsion (différent de celui du DSS, plus représentatif de la propagation d'une onde de cisaillement dans le sol). A ce niveau de déformations, la fréquence est moins importante à cause de la faible génération de pressions interstitielles.

Les nouveaux développements au niveau des appareils de mesures en géotechnique montrent qu'il existe dans certains cas des divergences avec les courbes établies par Vucetic et Dobry (1991). De plus, aucune étude exhaustive n'a été effectuée sur les argiles sensibles, notamment celles du Québec. Les quelques résultats qui existent montrent qu'il n'existe pas nécessairement de cohérence à tous les niveaux de déformations entre les courbes de dégradation d'argiles sensibles et d'argiles non sensibles. Deux autres éléments importants qui n'ont pas été étudiés sont : l'effet de la fréquence sur le comportement dynamique des argiles et l'effet du mode d'excitation sur la réponse d'un échantillon d'argile. Il va sans dire qu'il est nécessaire d'établir des relations qui permettent d'évaluer la dégradation de la résistance au cisaillement d'argiles sensibles ayant subi des sollicitations cycliques ou sismiques.

Afin d'explorer les aspects mentionnés plus tôt et de voir s'il existe des différences entre le comportement des argiles du Québec (allant de l'argile de sensibilité faible à élevée) avec les argiles d'autres provenances, un certain nombre d'essais de caractérisation à faibles et à grandes déformations ont été effectuées. Les essais ont été réalisés à l'aide d'un simulateur sismique qui a été développé par l'IREQ en collaboration avec l'équipe de géotechnique de l'Université de Sherbrooke. Ce simulateur permet d'effectuer un essai de cisaillement simple en cellule fermée (TxSS) et de mesurer directement la pression interstitielle au lieu de la déduire, évitant ainsi les risques d'imprécisions. De plus, ce simulateur permet d'appliquer autant de très faibles

déformations, inférieures à 10^{-3} %, que de très grandes déformations (> 10 %). Ceci est possible grâce à son moteur électromagnétique de très grande précision (de l'ordre du nanomètre). Il est également possible d'effectuer des essais de cisaillement simple avec des contraintes de confinement désirées. En parallèle aux essais de chargement cycliques, des mesures de V_s seront effectuées afin de valider les modules mesurés à très faibles déformation à l'aide du simulateur.

7.3 Sols testés

Les essais qui seront présentés dans ce chapitre ont été réalisés sur des spécimens provenant de plusieurs régions du Québec et ont été prélevés à l'aide de tubes à parois mince de 3po. et de 5 po sauf pour le cas du Mont St-Hilaire. Ainsi, les échantillons testés ont été généralement confectionnés à partir d'échantillons d'environ 100 mm de longueur et 75 ou 127 mm de diamètre. Les caractéristiques des différentes argiles testées seront décrites plus loin et résumées au tableau 7.1.

7.3.1 St-Adelphe

Le premier site est situé à St-Adelphe (Québec) où il y a eu un glissement de terrain suite au séisme du Saguenay en 1988. Le site en question a déjà fait l'objet de plusieurs investigations géotechniques (Lefebvre et al. 1992, etc). En 2015 le MTMDET a réalisé une compagne de prélèvement de tubes à parois minces jusqu'au refus, en haut et au pied de la pente. Aucune couche de silt ou de sable dans l'argile n'a été détectée, aux endroits des sondages, sauf dans les 0,5 m inférieurs avant le refus. L'argile a un indice de plasticité de 25 et un indice de liquidité autour de l'unité jusqu'à une profondeur d'environ 3 m. La sensibilité est de l'ordre de 20 à 3 m de profondeur et augmente rapidement avec la profondeur. Entre 7 et 11 m de profondeur, où la teneur en eau est d'environ 70%, l'indice de liquidité varie entre 4 et 5 et la sensibilité supérieure à 100. La portion argileuse est d'environ 65%, sauf près du contact argilo-till où elle diminue à 12%. La résistance au cisaillement, entre 3 et 8 m de profondeur, est comprise entre 20 et 25 kPa, et augmente à 35 kPa à 9,5 m de profondeur (Lefebvre et al., 1992).

7.3.2 St-Hilaire

Le deuxième site est situé près du Mont St-Hilaire dans la vallée du Saint-Laurent, à environ 40 km à l'est de Montréal. Le dépôt d'argile à l'état naturel a été étudié en 1991 par un profil au scissomètre et un échantillonnage par tubes et plus récemment (en 1998) par des échantillons non

remaniés de 30 cm de diamètre obtenus avec une version modifiée de l'échantillonneur de l'Université de Sherbrooke (Lefebvre et Poulin 1979). La teneur en eau (w), les limites d'Atterberg et la résistance au cisaillement (Cu) de l'argile naturelle sont rapportées par Burnotte et coll. (2003). La pression de pré-consolidation a été déterminée par des tests œdométriques standards de laboratoire et le rapport Cu/σ'_p calculé varie entre 0,23 et 0,28, avec une moyenne de 0,25. Le dépôt d'argile semble assez homogène, avec une teneur en fine entre 70% et 80% et une densité relative de solides de 2,79 (Burnotte et al., 2003). L'argile est sensible (environ 100) avec un indice de plasticité d'environ 40%.

7.3.3 Île Perrot

Le site de l'Ile Perrot est situé au sud-ouest de Montréal, à l'intersection du boulevard Perrot et de la 159^{ième} Avenue. Le site est composé d'une couche d'argile sensible d'environ 25 m de d'épaisseur et une large gamme de sensibilité de 4,5 à une profondeur relativement faible à plus de 150 à partir de 14 m de profondeur et plus. L'indice de plasticité est également variable entre 22-38% dans les 15 premiers mètres et entre 6% et 20% aux couches plus profondes. L'indice de liquidité de l'argile varie entre 0,7 et 5,1. Le degré de sur-consolidation (OCR) est généralement inférieur à 2. Ces échantillons nous ont été fournis par le MTMDET.

7.3.4 Rivière des Prairies

L'argile en question a été prélevée dans la Rivière des Prairies à l'aide de tubes à parois minces de 5 po de diamètre. Les essais ont été réalisés sur des spécimens provenant des mêmes tubes d'échantillonnage. Ainsi, les spécimens ont été confectionnés à partir d'échantillons d'environ 100 mm de longueur et 127 mm de diamètre. Les argiles rencontrées peuvent être décrites comme étant des argiles silteuses grises foncées avec des taches noires organiques. La présence de coquillages a également été remarquée dans ces argiles. L'argile peut être considérée de consistance raide avec des Su de l'ordre de 100 kPa. La teneur en eau varie généralement entre 46 et 60 %. L'indice de plasticité varie entre 17 et 38 et la sensibilité entre 17 et 38.

7.3.5 Site de Carignan (Sorel-Tracy)

L'argile est en provenance du site de Carignan à Sorel Tracy qui comporte une couche épaisse d'argile silteuse ou de silt argileux de faible résistance au cisaillement. La courbe granulométrique de cette argile montre un pourcentage de silt de l'ordre de 70% et un

pourcentage d'argile de 30%. La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 29,7%, les limites liquide et plastique sont de 31,3% et de 20,3% respectivement impliquant un indice de plasticité de l'ordre de 11. L'indice de liquidité est de 0,85 et la sensibilité est de l'ordre de 4. Le degré de sur-consolidation (OCR) est de l'ordre de 2,5.

7.3.6 Site de Québec

L'argile est en provenance d'un site situé dans la région de Québec qui comporte une couche épaisse d'argile en profondeur. L'argile de couleur brun pâle de consistance plutôt raide, a une teneur en eau relativement faible de l'ordre de 26%. L'argile en question est peu sensible et possède un indice de plasticité de l'ordre de 7.

Tableau 7.1 Caractéristiques des argiles testées

	Prof.	Teneur en eau	Limite plastique	Limite liquide	Indice de plasticité	IL	Sensibilité	OCR
St-Adelphe	4,3	68,2	21,1	50,2	21,1	1.85	62,9	-
	5,95	59,3	26,7	48	26,7	1.42	66,7	-
	7,2	71,4	29,2	54,3	29,2	1.59	87,7	-
	8,1	62,7	27,5	53,8	27,5	1.32	100,5	-
St-Hilaire	8	78	--	--	40	0,7	>100	≈1,5
Île Perrot	16,1	68,2	26,0	60,9	34,9	1,3	58	1,75
Carignan	33,1	29,7	20,3	31,3	11	0,85	4	2,5
Québec	26,4	26			7		11	2,5
Rivière des Prairie	8,7	46,5	20,5	44,8	24,3		16,9	3,5
	6,7	59,2	32,1	55,3	23,2		37,7	3,5
	3,6	48,3	22,4	53,6	31,2		17	>8
	4,4	60,4	26,8	64,8	38		28,3	>8
Montréal	5,5	61,5	25	64	40	n.d.	n.d.	4,0
	7,8	60,8	24	56	32	n.d.	n.d.	3,0
	11,0	61,3	25	59	34	n.d.	n.d.	3,3
	14,0	61,1	24	58	34	n.d.	n.d.	n.d.

7.3.7 Site de Montréal

L'argile provient de l'île de Montréal. Le tableau 7.1 présente les propriétés de l'argile en

question. L'argile peut être décrite comme une argile silteuse grise, humide, de consistance raide. La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 60%, les limites liquide et plastique sont de 25% et de 60% respectivement impliquant un indice de plasticité de l'ordre de 35. Le degré de sur-consolidation (OCR) est généralement supérieur à 3. Aucune mesure de sensibilité n'a été réalisée jusqu'ici. Cependant, l'argile semble être plutôt silteuse avec une faible sensibilité.

7.4 Essais de consolidation avec mesure de V_s

Des mesures de V_s ont été effectuées sur les échantillons d'argiles afin de valider les modules de cisaillement maximum (G_{max}) obtenus avec le simulateur sismique TxSS et utilisés pour normaliser les courbes de dégradation. Cette section présente la méthodologie suivie et les résultats obtenus des mesures de V_s effectuées en laboratoires.

7.4.1 Méthodologie des essais de consolidation-V_s

Le dispositif d'anneau piézoélectrique communément appelé P-RAT a été utilisé. 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. Le dispositif est montré à la figure 7.1.

Le système émetteur-récepteur est relié à un ordinateur via une carte d'acquisition et un générateur d'onde. Le montage comprend un générateur de signal relié à l'anneau piézo-électrique émetteur. Entre la génération du signal et l'émetteur, un amplificateur de la puissance du signal est utilisé. L'opération consiste à émettre une onde à travers l'amplificateur de puissance vers l'émetteur piézo-électrique. Cette onde est enregistrée au même moment que le signal produit par le récepteur. L'anneau piézo-électrique récepteur est quant à lui relié à un oscilloscope. Au besoin, un amplificateur de l'amplitude du signal est utilisé entre le récepteur et l'oscilloscope. La cellule œdométrique, équipée des anneaux piézo-électriques a été utilisée dans un appareil de consolidation conventionnel à chargement manuel arrière, de marque M&L

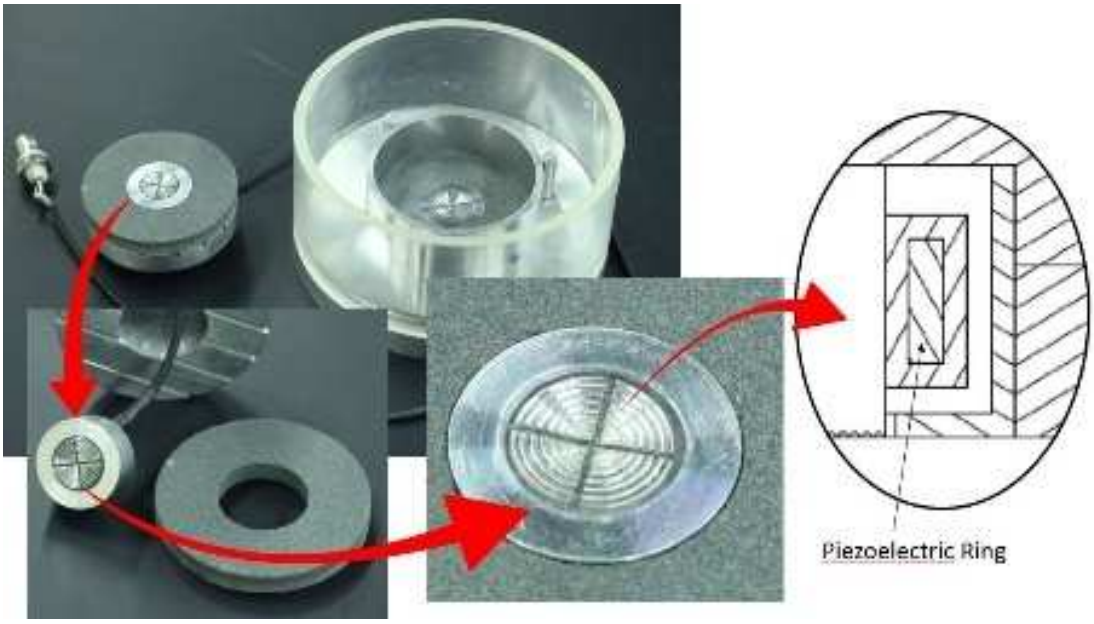


Figure 7.1 Dispositif d'anneaux piézoélectriques dans une cellule œdométrique

Testing, muni d'un cadran pour lire les déflexions, de marque Wykeham Farrance eng.

Deux essais de consolidation avec mesure de V_s ont été effectués sur des échantillons en provenance des différents sites. Les essais ont été effectués sous différentes contraintes qui ont été augmentées par paliers. Les chargements ont été appliqués avec 24 heures entre les paliers. Une mesure de V_s a été effectuée à chaque palier de chargement au cours de chaque essai.

7.4.2 Résultats des essais de consolidation-V_s

Des résultats typiques d'essais de consolidation sont présentés aux figures 7.2a et 7.3a pour des échantillons en provenance de St-Hilaire et de l'Île Perrot respectivement. Ces résultats montrent que malgré l'ajout du dispositif des anneaux piézoélectriques dans la cellule œdométrique, les courbes de consolidation sont régulières, typiques et assez semblables aux courbes de consolidation habituelles. Les mesures de V_s normalisées obtenues sont présentées aux figures 7.2b et 7.3b. 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 :

$$V_{s1} = V_s \, (P_a/\sigma'_v)^{\,0,25} \qquad (7.1)$$

où V_{s1} est le V_s normalisé pour une contrainte de 100 kPa (m/s); Pa = 100 kPa; σ'_v est la contrainte effective verticale (kPa). De plus et particulièrement dans les argiles, les valeurs de V_s

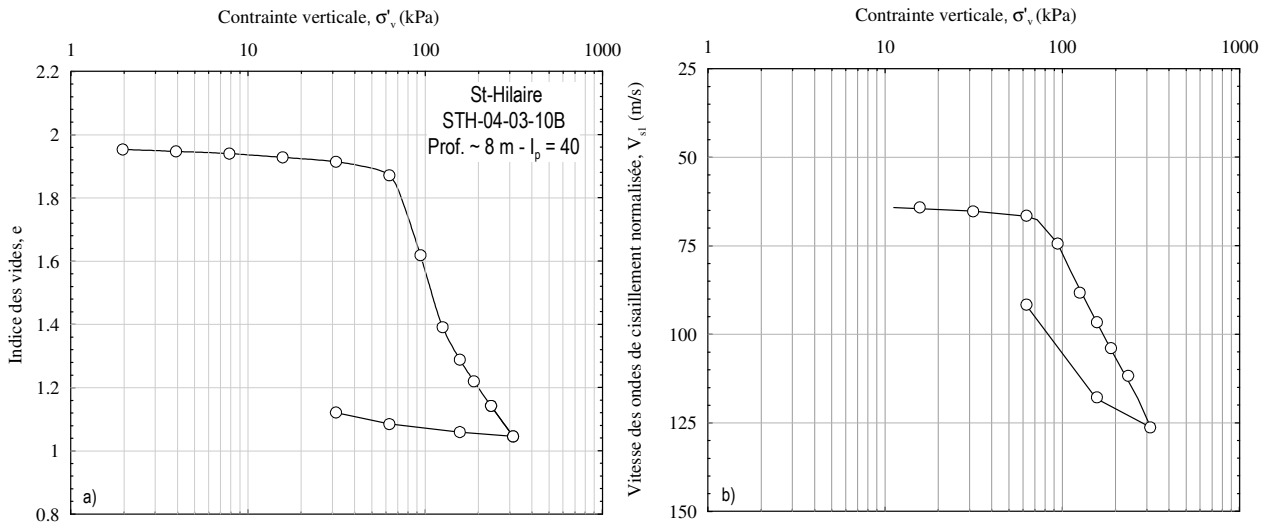


Figure 7.2 a) Courbe de consolidation σ'_p-e de l'argile prélevée à 8 m de profondeur au site de St-Hilaire et b) Courbe de consolidation en terme de V_{s1} pour la même argile.

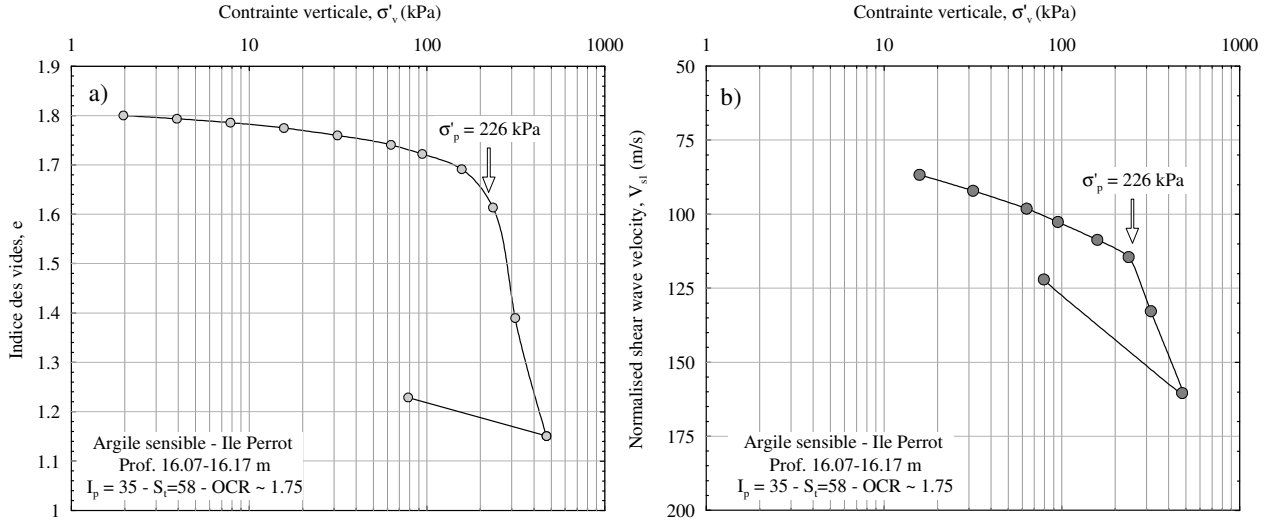


Figure 7.3 a) Courbe de consolidation σ'_p-e de l'argile prélevée à 16 m de profondeur au site de l'île Perrot et b) Courbe de consolidation en terme de V_{s1} pour la même argile.

normalisées, V_{s1}, sont normalisées par une fonction du degré de sur-consolidation, OCR^{α} et tracées en fonction de l'indice des vides, e. Cet exposant varie généralement entre 0 et 0,5 avec la variation de l'indice de plasticité (I_p).

La courbe de consolidation d'un échantillon intact d'argile de St-Hilaire (Figure 7.2a), extraite à partir d'une profondeur de 8 m à l'aide de l'échantillonneur de l'Université de Sherbrooke

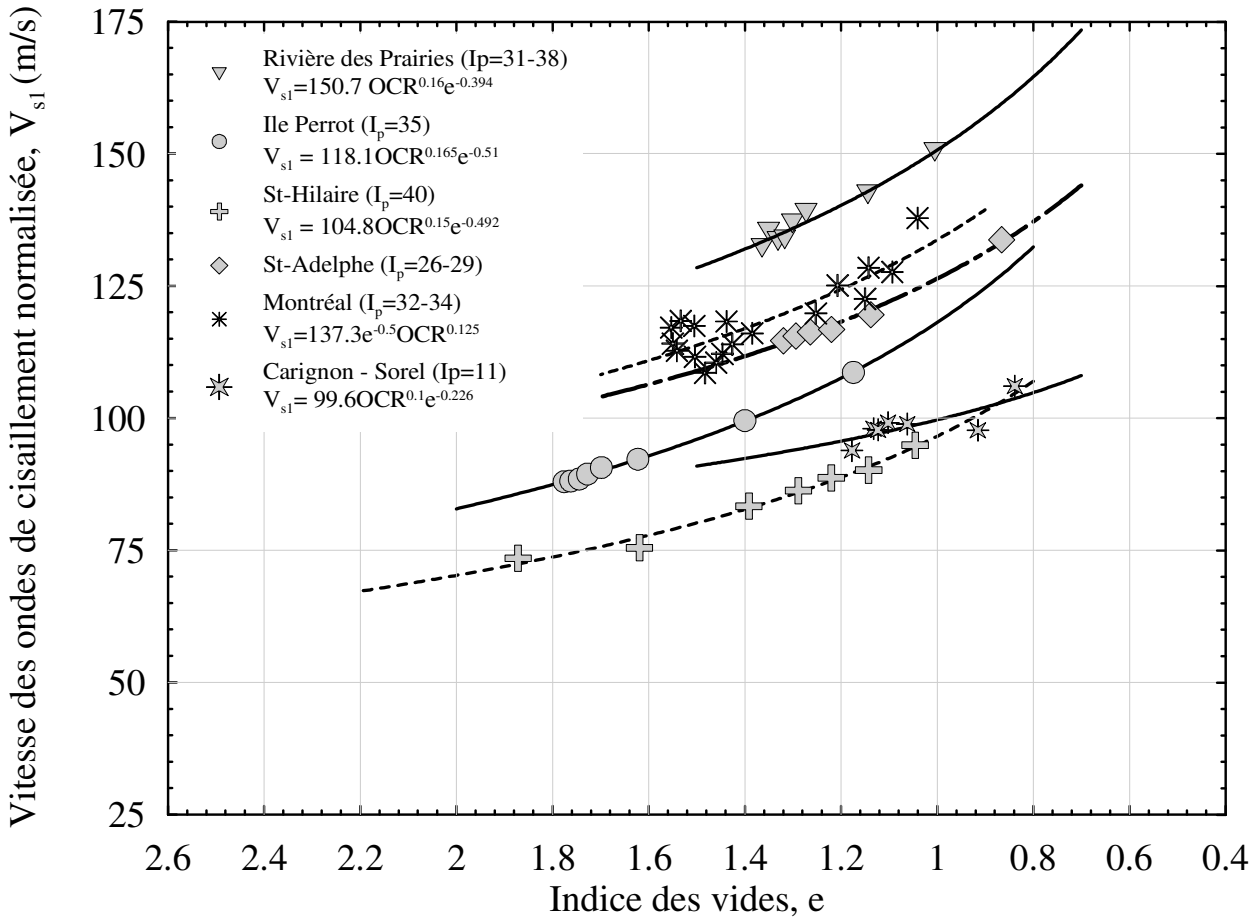


Figure 7.4 Relations entre la vitesse des ondes de cisaillement normalisées, V_{s1} et l'indice des vides pour les argiles testées dans cette étude

(Lefebvre et Poulin 1979), est particulièrement précise. Cependant, la Fig. 7.2b 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. Dalleur l'exemple de l'échantillon de l'Île Perrot montre que la courbe σ'_v-V_{s1} permet une détermination plus facile de σ'_p que la courbe σ'_v-e conventionnelle (Figure 7.3).

La figure 7.4 montre l'ensemble des résultats des essais effectués sur les argiles en provenance de différentes régions du Québec. Sur cette figure 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 (correspondant à celui des essais TxSS). Pour l'exposant α, qui permet de normaliser l'effet de OCR, des valeurs de 0,1 à 0,165 ont été obtenues dans cette étude par itération afin d'avoir la meilleure cohérence possible entre les valeurs de vitesse normalisées. Les corrélations proposées pour les différentes argiles testées sont

présentées sur la figure 7.4. Les résultats montrent que les argiles de consistance raide (Montréal et Rivière des Prairies) présentent les vitesses les plus élevées (pour un même indice des vides). L'argile de St-Hilaire, qui représente l'argile la plus molle, présente la vitesse la plus faible. Il semble donc que la vitesse des ondes de cisaillement est étroitement corrélée à la résistance au cisaillement. Les résultats montrent aussi que l'indice de plasticité n'est pas un facteur prédéterminant dans l'évaluation de V_{s1}. En effet, les courbes de V_{s1} les plus semblables sont celles des argiles de Carignan et de St-Hilaire qui ont des indices de plasticité très différents. Les résultats présentés dans cette étude montrent qu'il est nécessaire de faire une étude plus exhaustive pour établir les paramètres qui influencent la vitesse des ondes de cisaillement (nécessaire pour l'évaluation de G_{max}) et pour établir des relations entre ce paramètre et la résistance au cisaillement des argiles du Québec.

7.5. Essais G/G_{max} à l'aide du TxSS

Ces essais ont pour but de déterminer les courbes de dégradation des argiles décrites à la section 7.1, c'est-à-dire la perte de rigidité du sol en termes de module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement, ou distorsion. Le taux d'amortissement est également obtenu, en fonction de la distorsion. La méthodologie est présentée à la sous-section suivante et les résultats suivent à la section 7.4.

7.5.1 Méthodologie des essais TxSS

L'appareil de cisaillement simple en cellule triaxiale fermée (TxSS), utilisé dans cette étude, a été conçu par l'Institut de Recherche d'Hydro-Québec (IREQ) en collaboration avec l'Université de Sherbrooke (Chekired et al. 2015). Ce nouvel appareil de cisaillement (Figure 7.5) a été conçu et fabriqué pour permettre l'application de chargements monotones ou des chargements réguliers (cycliques) et irréguliers (sismiques) en contrôle des contraintes ou en contrôle des déformations. Ce dispositif a été conçu pour tester des échantillons de sol cylindriques de 63 à 80 mm de diamètre et d'une hauteur pouvant varier entre 12 mm et 100 mm dans une cellule triaxiale (fermée). Pour le présent cas, des spécimens de 25 mm de hauteur ont été utilisés. Le dispositif permet d'appliquer, contrôler et mesurer la pression de confinement et la pression à l'intérieur de l'échantillon. L'échantillon confiné latéralement par une membrane souple en caoutchouc (non-armée), est situé entre la base et le chapeau supérieur qui comportent des pierres poreuses

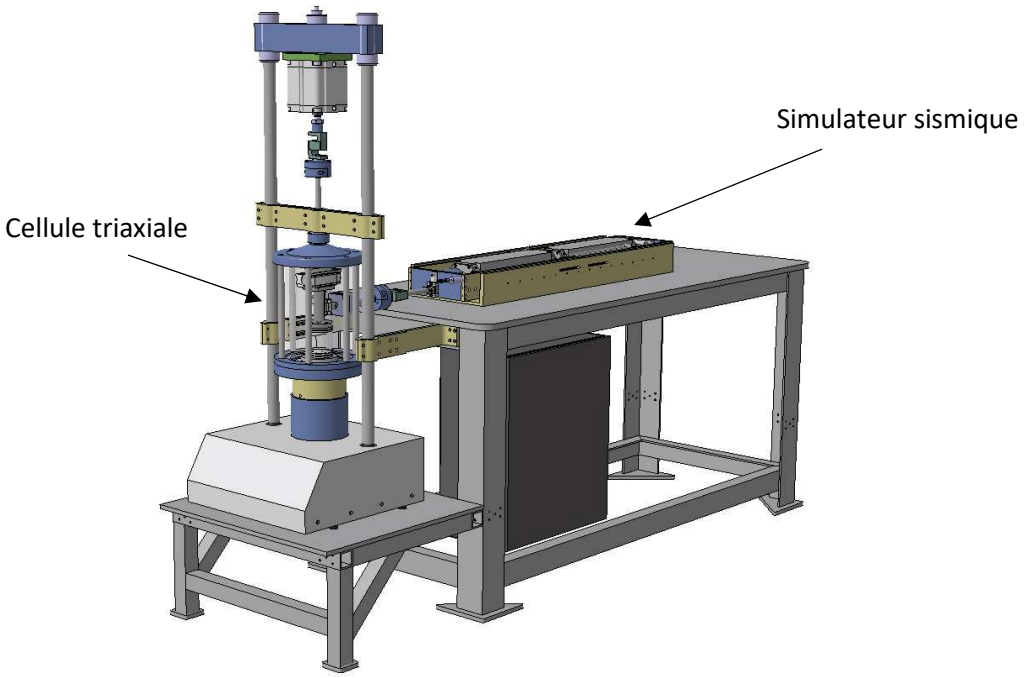


Figure 7.5 Schéma de l'appareil de cisaillement simple en cellule triaxiale (TxSS)

fournissant une surface suffisamment rugueuse pour transmettre les efforts de cisaillement horizontaux tout en permettant le drainage à travers ces pierres. Les pierres poreuses utilisées dans cette étude possèdent des pics pour permettre une meilleure adhérence avec les échantillons d'argile.

Une fois l'échantillon de sol confectionné, la première étape consiste à le saturer. Afin de s'assurer que l'échantillon est saturé convenablement, un essai de compression en cellule fermée, sans permettre le drainage de l'eau de l'échantillon, est effectué (B de Skempton). Cet essai consiste à appliquer une pression cellulaire et à mesurer la pression développée à l'intérieur de l'échantillon. Lorsque le rapport entre la pression mesurée et celle appliquée est supérieur à 95%, le degré de saturation est considéré supérieur à 99,5%. Le spécimen est ensuite consolidé à la contrainte de confinement désirée, en permettant le drainage de l'eau à l'intérieur de l'échantillon. Enfin, une contrainte ou un déplacement de cisaillement est imposée en déplaçant le chapeau supérieur à l'aide d'un dispositif relié à un moteur à déplacement linéaire monté sur une table horizontale comme le montre la figure 7.5. Le moteur linéaire est capable d'imposer le mouvement désiré qu'il soit monotone, cyclique ou aléatoire. Un système de contrôle par ordinateur permet d'effectuer l'essai en contrôle de déformation ou de contrainte de cisaillement.

Le TxSS permet de tester des échantillons de sol de différentes hauteurs dans des conditions drainées ou non drainées, permettant la mesure directe de la génération de la pression interstitielle pendant l'essai en cisaillement cyclique ou sismique. Il fournit également l'occasion de tester des échantillons de sol intacts et reconstitués dans des conditions soit de chargement isotrope ou anisotrope. Le TxSS peut être simplement réduit en appareil de cisaillement simple (DSS) si l'échantillon de sol est préparé dans une membrane armée.

7.6 Résultats des essais TxSS

Les essais TxSS déterminent des courbes de la contrainte de cisaillement appliquée, τ (kPa) en fonction de la distorsion en cisaillement, γ (%). Un exemple de ces courbes qui forment des boucles hystérésis, et obtenu ici pour l'échantillon d'argile prélevée à 6,7 m de profondeur au site de la Rivière des Prairies, est montré à la figure 7.6. La contrainte de cisaillement, appliquée via un piston électromagnétique permet d'imposer de très petits déplacements, aussi faibles que 0,5 µm dans les essais de ce projet, entraînant des déformations voisines de 0,002%, donc proches du domaine élastique et permettant d'estimer G_{max}, le module de cisaillement maximal. Les résultats présentés à la figure 7.6 montrent la grande cohérence entre les boucles hystérésis obtenues à différents niveaux de déformation. Cette cohérence démontre la grande précision du nouveau simulateur TxSS. Il est à noter que tous les essais TxSS ont été effectués à des fréquences de 1 Hz.

Les résultats des essais TxSS effectués sur les différents spécimens d'argile sont présentés aux figures 7.9 à 7.15 à la fin de ce chapitre. Les modules de cisaillement obtenus durant l'essai, G, sont normalisés par rapport au module de cisaillement maximal, G_{max}. Cette dernière valeur a pu être estimée avec les essais TxSS et a été validée au moyen des valeurs de V_s déterminées à la section 7.4, au moyen de la relation $G_{max}=\rho V_s^2$ où ρ est la masse volumique (kg/m^3) de l'argile, V_s (m/s) est la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement à un indice des vides correspondant, et G_{max} étant en unité de pression (kPa). La figure 7.7 présente une comparaison entre l'argile raide prélevée au site de Rivière des Prairies à 6,7 m de profondeur avec les résultats de Vucitic et Dobry (1991) obtenus pour des indices de plasticité de 15 et de 30 et celles de Okur et Ansal (2007) pour des I_p de 25 et 27. Les résultats du TxSS de l'argile de la Rivière des Prairies sont dans l'ensemble semblables aux résultats de Okur et Ansal (2007) pour les

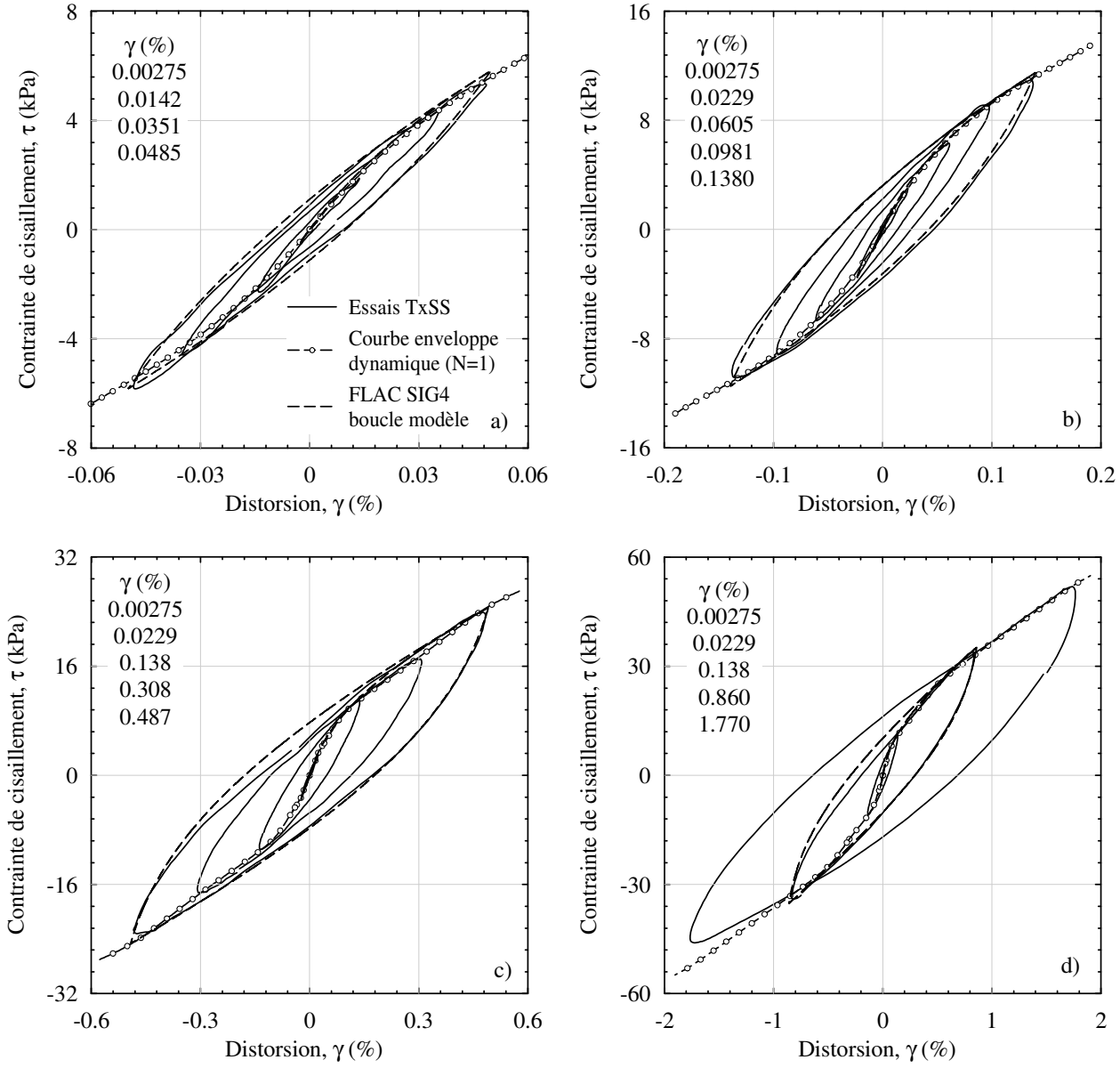


Figure 7.6 Comparaison entre les boucles hystérésis obtenues pour différents niveaux de déformation durant les essais TxSS et ceux déterminées à l'aide du modèle élasto-plastique (SIG4) disponible dans le logiciel FLAC et adoptée dans la modélisation numérique – Argile en provenance de Rivière des Prairies.

mêmes indices de plasticité ($I_p \approx 23$). Par contre, les courbes d'amortissement présentent une différence notable aux niveaux des grandes déformations (0,3 %) par rapport aux résultats de Vucitic et Dobry (1991). Les résultats du TxSS ainsi que ceux de Okur et Ansal montrent une stabilisation et même une certaine diminution de l'amortissement à des valeurs de distorsion supérieures à 0,3%. Ce phénomène a été observé dans l'ensemble des essais effectués à l'aide du

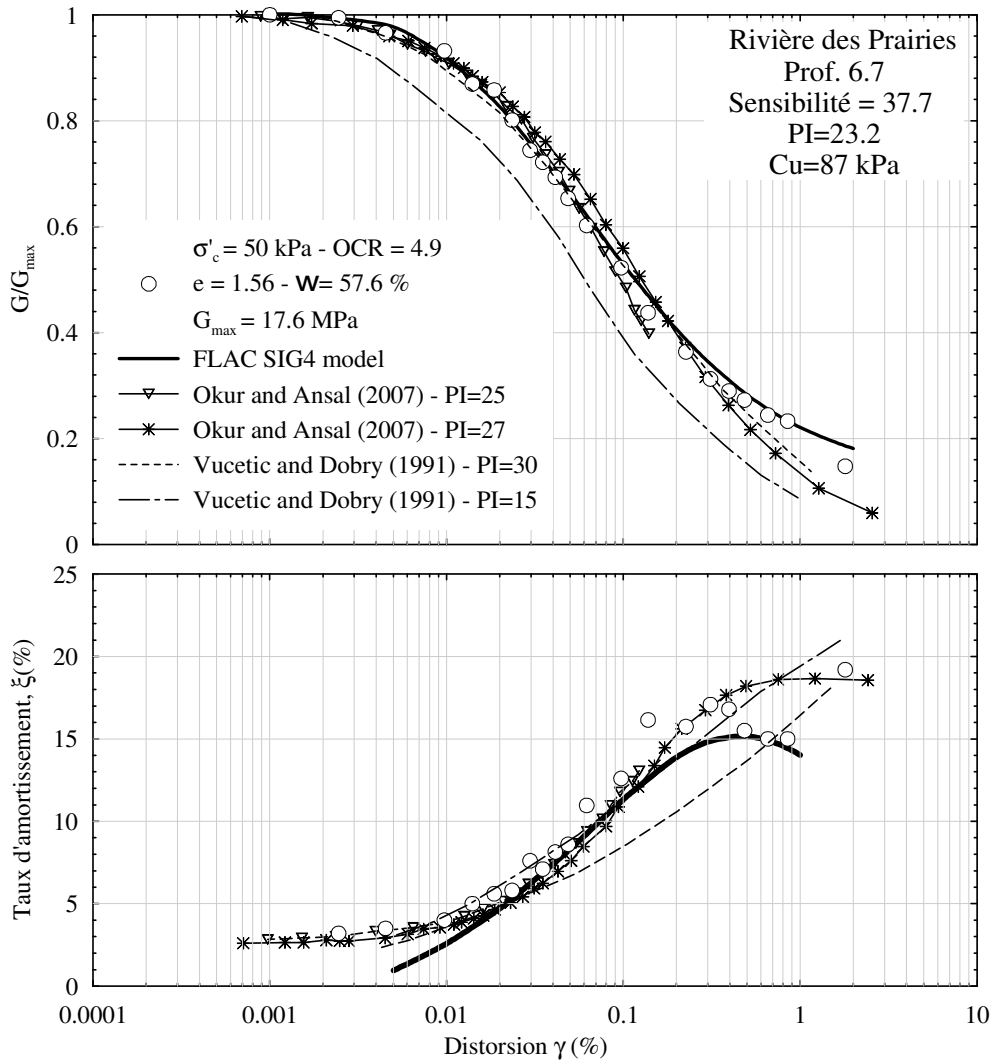


Figure 7.7 Comparaison entre les courbes de dégradation obtenue à l'aide du TxSS sur l'argile de Rivière des Prairies et des courbes obtenues de la littérature.

TxSS et semble être plutôt relié à la fréquence d'excitation utilisée durant les essais. D'ailleur, les essais de Okur et Ansal (2007) ont été effectués à une fréquence de 1 Hz contrairement à ceux de Vucetic et Dobry (1991) réalisés à des fréquences très faibles (entre 0,1 et 0,01 Hz).

7.5. Discussion et recommandations

En pratique, la stabilité dynamique d'une pente dépend de la résistance au cisaillement du sol mais aussi des paramètres dynamiques à faibles et à grandes déformations et aussi des fréquences d'excitations. Le profil de rigidité peut être déterminé par des mesures de V_s in situ ou à partir de mesure de vitesse au laboratoire ($G_{max} = \rho V_s^2$). Cependant, dû aux déformations associées aux

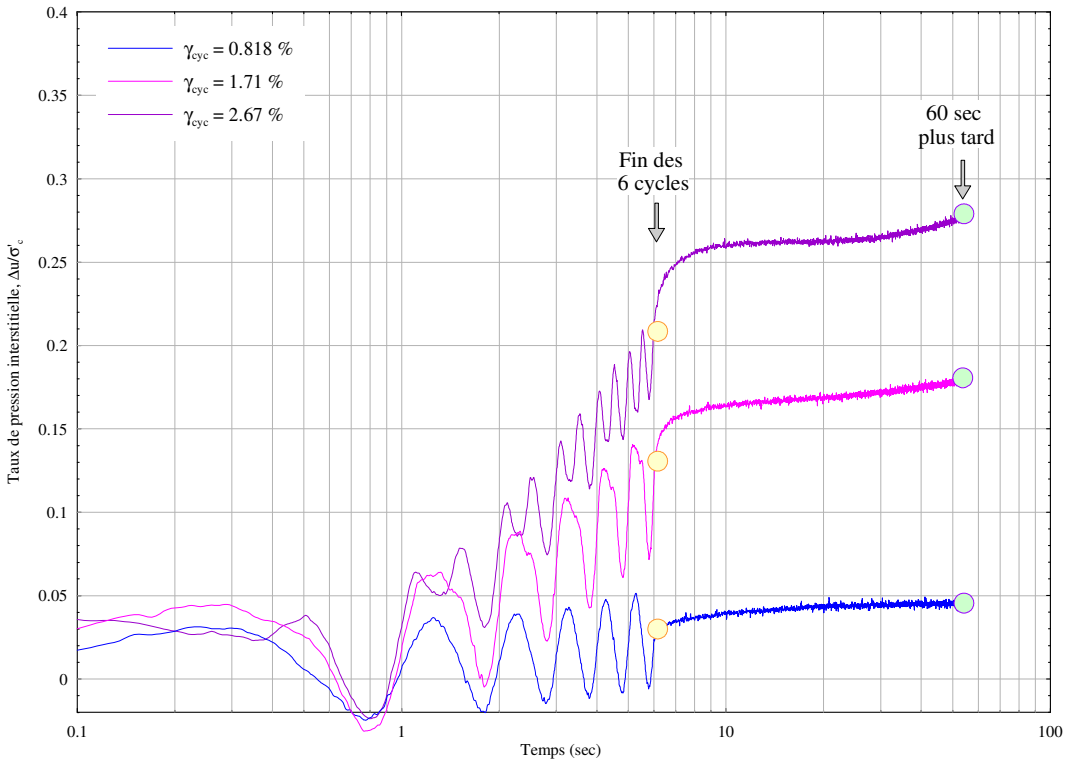


Figure 7.8 Variation du taux de pressions interstitielles suite à l'application de 6 cycles de distorsion constante

vibrations, la réponse du dépôt n'est pas tout à fait élastique et les modules de déformation sont réduits en fonction de la déformation au moyen des lois de dégradation usuelles. Les figures 7.9 à 7.15 présentent les courbes de variation du rapport G/G_{max} et du taux d'amortissement en fonction de la distorsion obtenus à l'aide du simulateur sismique TxSS sur des échantillons intacts prélevés à différents endroits au Québec.

Globalement, par comparaison aux résultats de Vucetic et Dobry (1991), les argiles du Québec semblent se situer dans les intervalles définis par les travaux antérieurs incluant celui de Vucetic et Dobry (1991). La sensibilité ne semble pas être un facteur prédéterminant dans l'évaluation des courbes de dégradation. Par contre, la raideur de l'argile et le pourcentage de silt semblent amener un comportement moins plastique et donc une dégradation et un taux d'amortissement plus important. Cette étude exploratoire montre cependant deux aspects qui peuvent avoir un impact significatif sur la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Le premier aspect est que l'indice de plasticité n'est pas le seul paramètre qui définit le comportement dynamique d'un sol argileux. Il semble que les proportions d'argile et de silt ont un rôle significatif à jouer. Le deuxième élément est relié à l'effet de la fréquence d'excitation sur la dégradation du sol. Il semble évident,

à partir des essais réalisés, qu'à des fréquences de l'ordre de celle rencontrées durant les séismes (0,5 à 10 Hz), le sol se dégrade moins à partir d'une distorsion de l'ordre de 0,2-0,3% amenant des amplifications plus importantes. Ces amplifications peuvent être beaucoup plus dangereuses que prévu dans l'évaluation de la stabilité d'un talus ou d'un dépôt granulaire (au-dessus de l'argile) vis-à-vis la liquéfaction. Cet aspect est relié à la génération de pression interstitielle. La figure 7.8 montre l'évolution de la pression durant un essai cyclique avec une déformation constante. Il est possible d'observer que la pression continue d'augmenter dans l'échantillon plusieurs secondes après la fin des cycles appliqués. Ce retard dans la génération des pressions interstitielles amène une plus grande rigidité et moins d'amortissement par rapport aux essais de Vucetic et Dobry (1991) réalisés beaucoup plus longtemps. Cet aspect doit être examiné avec beaucoup de soins à de cause des conséquences possibles lorsqu'il est négligé. Pour l'instant et dans le cadre de ce projet, il est recommandé d'augmenter l'indice de plasticité de 5 pour chaque incrément de distorsion supplémentaire de 0,1% à partir d'une distorsion de 0,2 %.

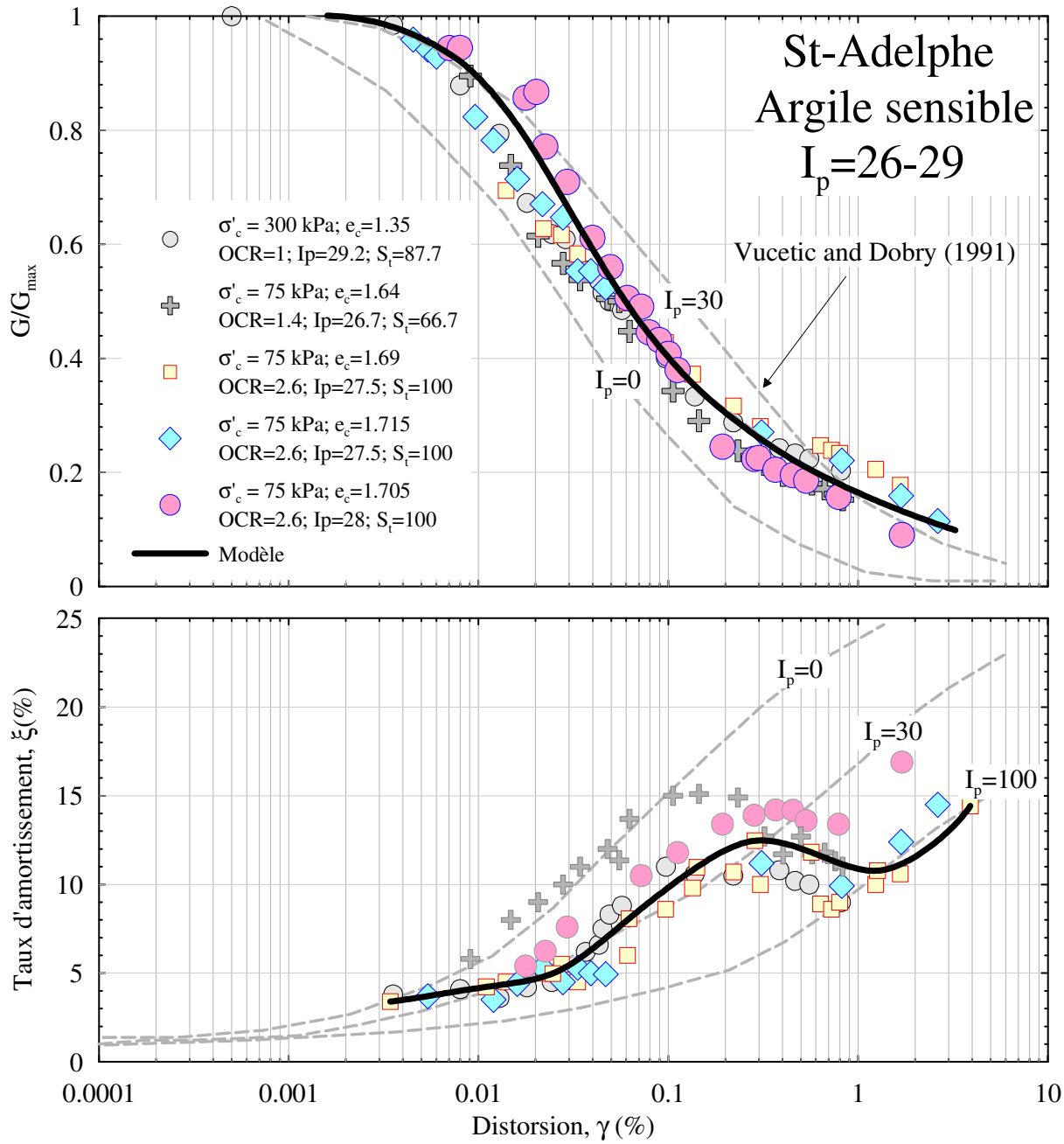


Figure 7.9 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de St-Adelphe; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

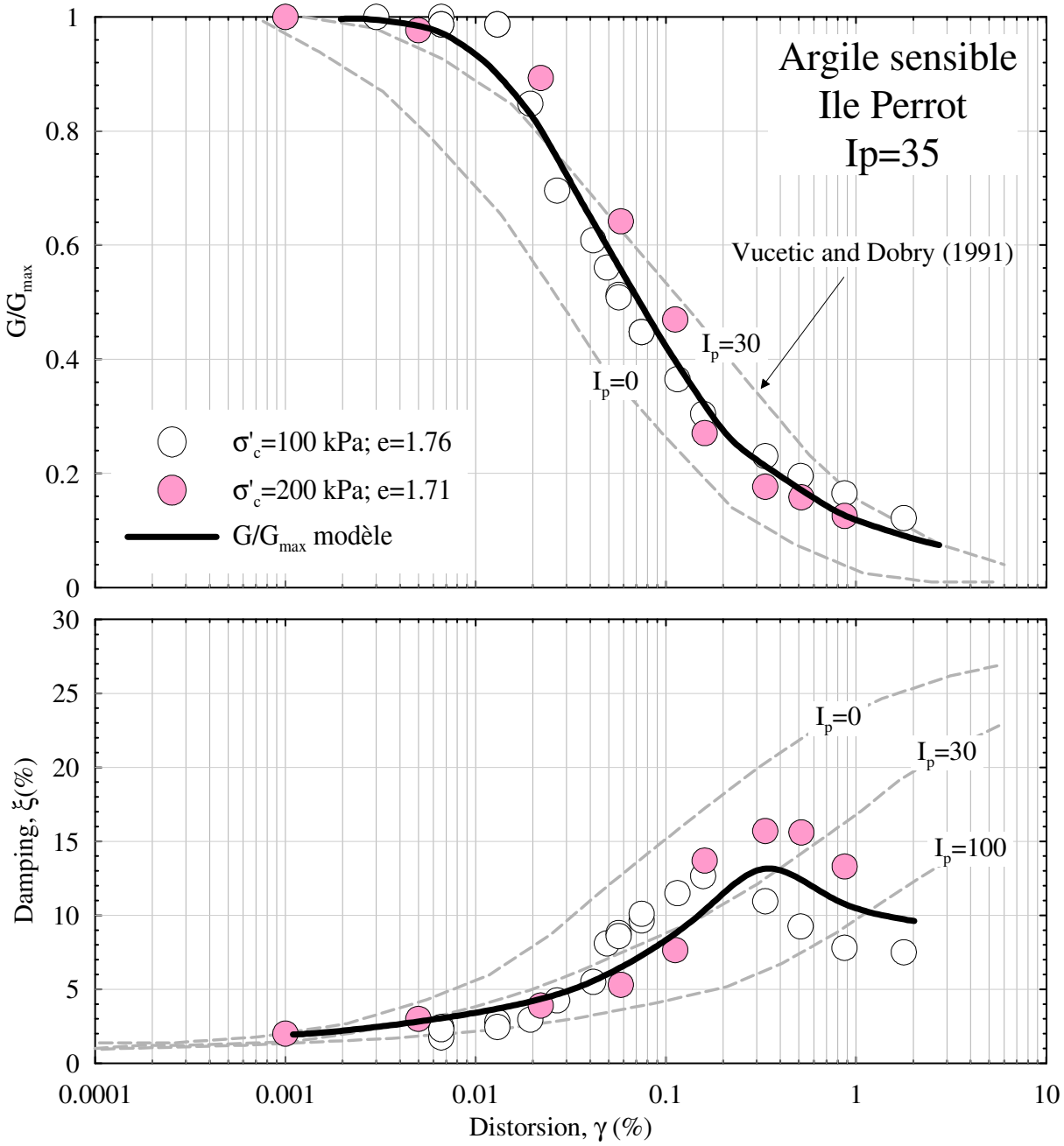


Figure 7.10 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de l'Île Perrot; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

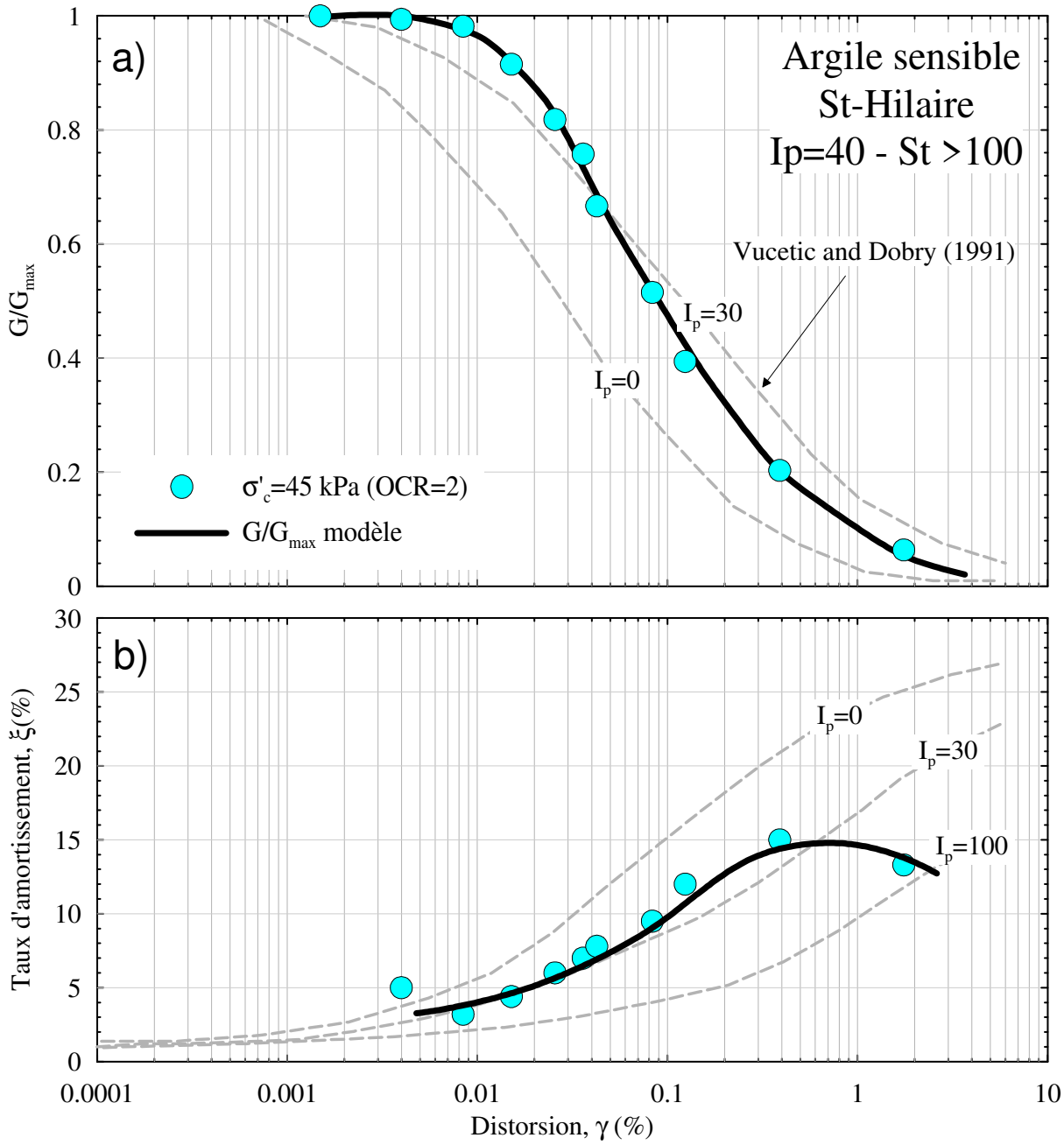


Figure 7.11 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de St-Hilaire; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

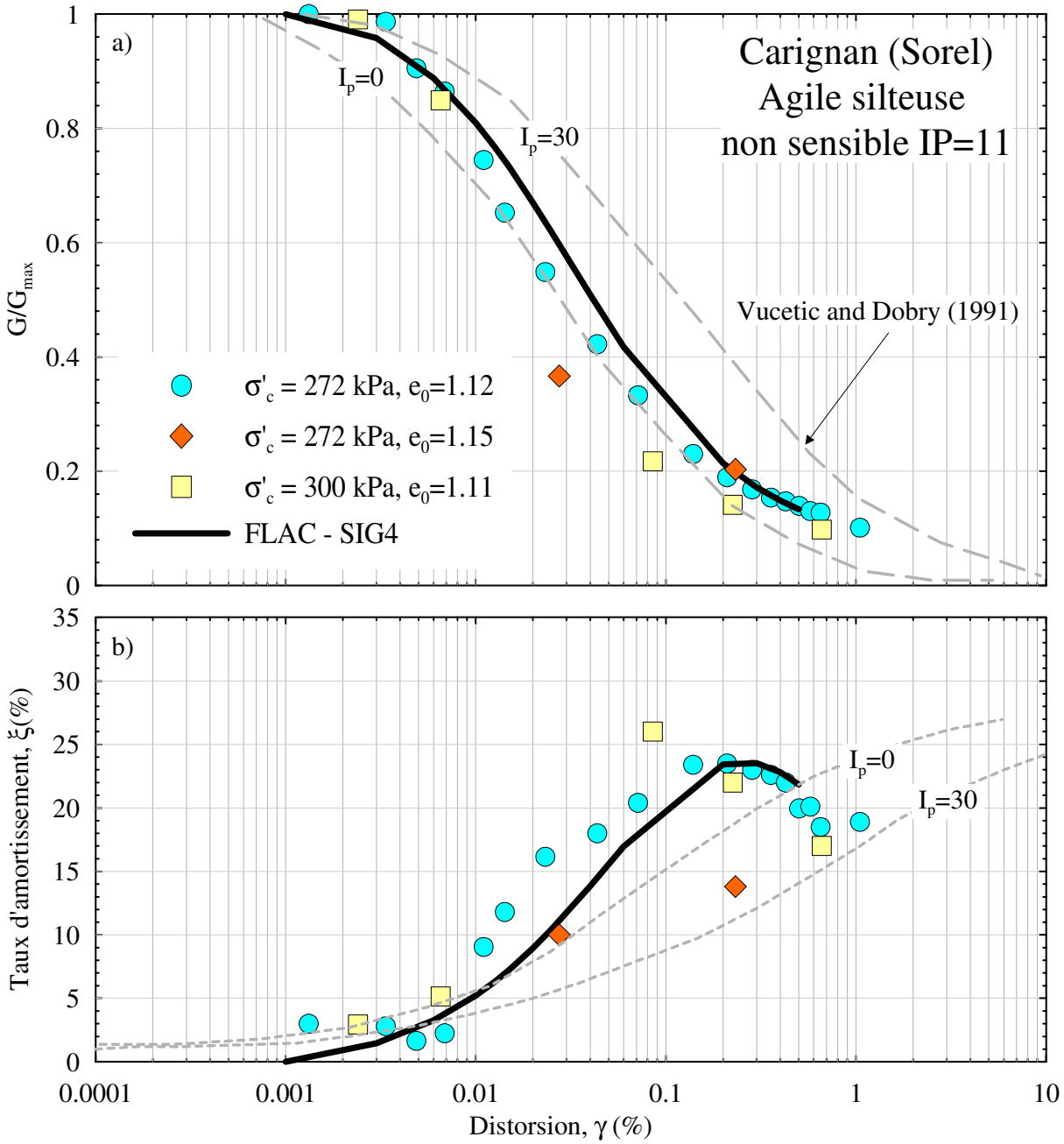


Figure 7.12 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile Carignan (Sorel); b) courbe de variation du taux d'amortissement.

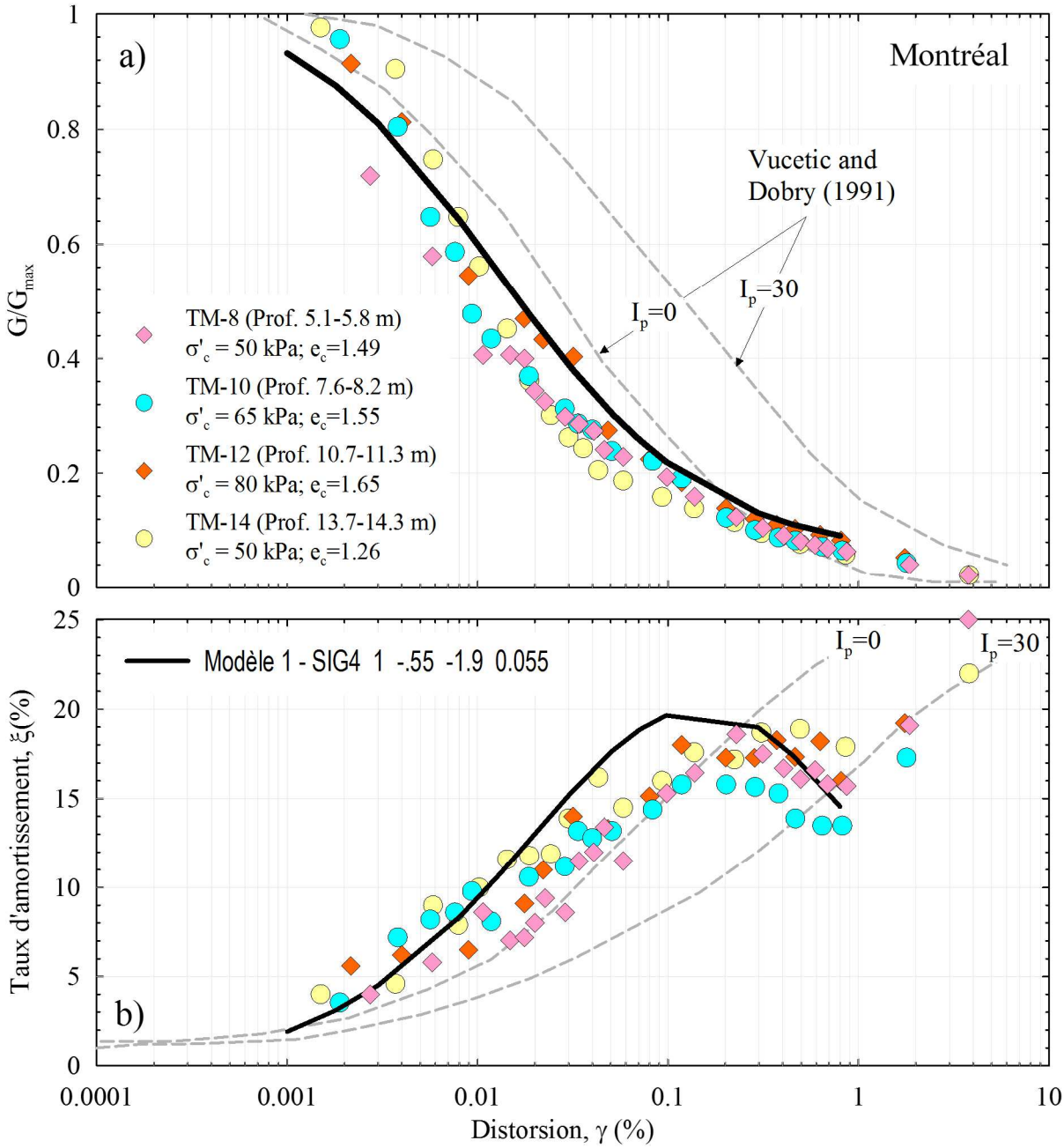


Figure 7.13 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de Montréal; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

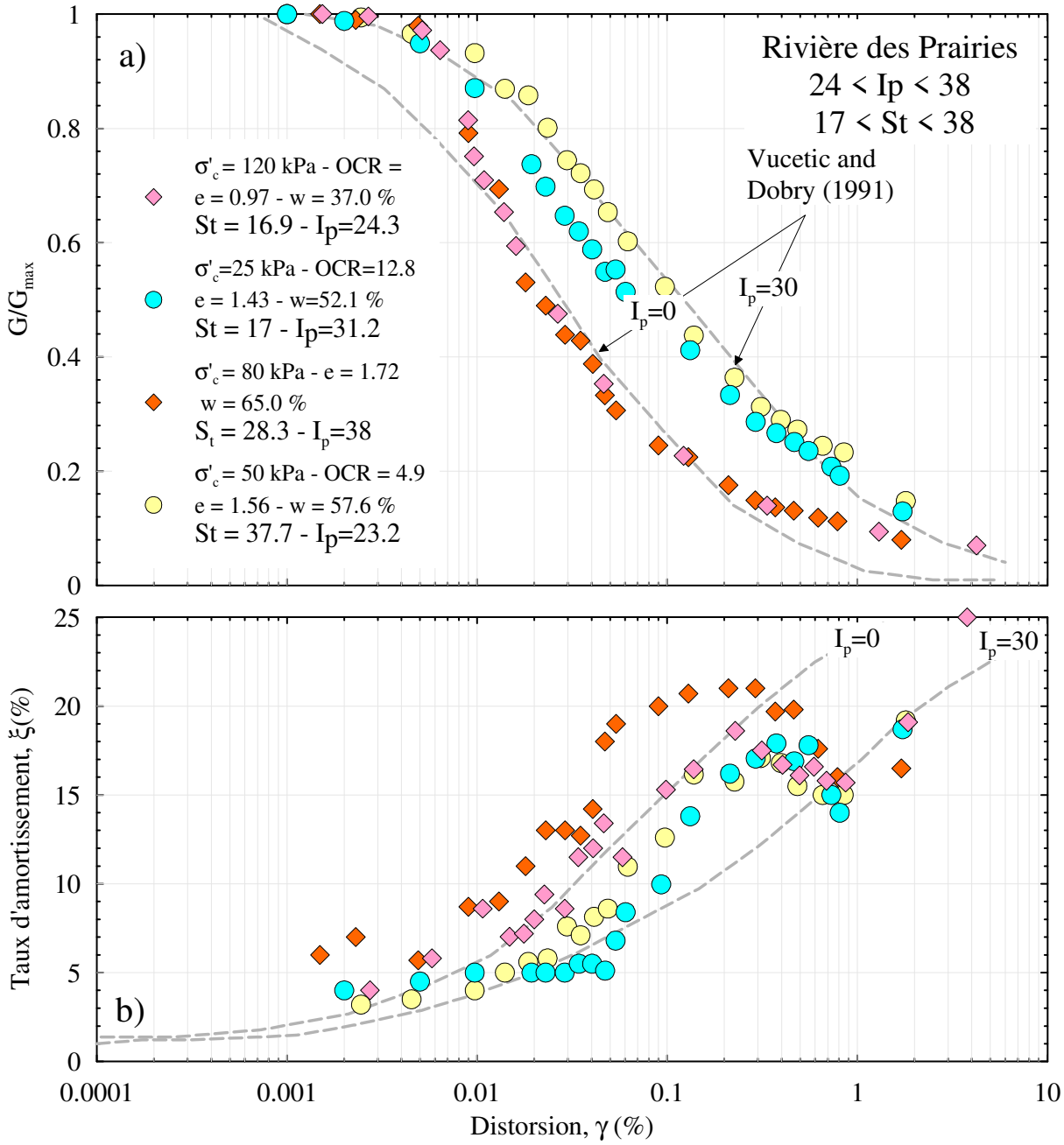


Figure 7.14 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de la Rivière des Prairies; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

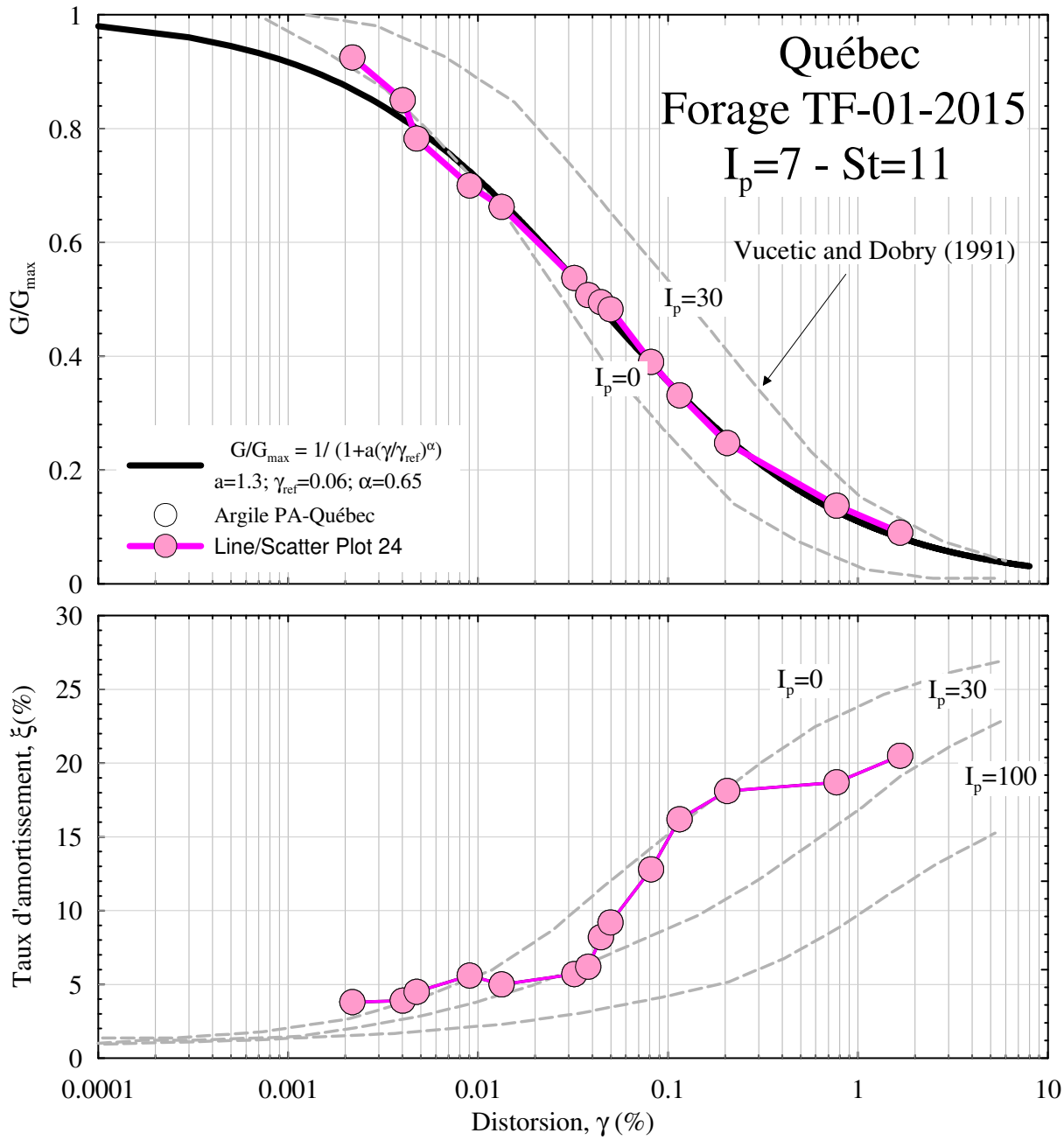


Figure 7.15 a) Courbe de dégradation du module de cisaillement de l'argile de Québec; b) courbe de variation du taux d'amortissement.

CHAPITRE 8

EFFET D'UNE BERME SUR LA STABILITÉ DYNAMIQUE DES TALUS ARGILEUX

L'analyse statique ou dynamique d'une pente est effectuée en pratique pour : soit s'assurer de la stabilité de celle-ci ou pour apporter les correctifs nécessaires qui permettent de rendre cette pente stable et sécuritaire. Pour assurer la stabilité d'une pente, on utilise régulièrement une berme en aval de la pente en question. Il s'avère dans le cas de la méthode pseudo-statique, à coefficient constant, que l'ajout d'une berme amène des surfaces de rupture démesurées et des coefficients de sécurité souvent inférieures à ceux calculés sans berme. Pour cette raison, il est nécessaire, avant de statuer sur l'efficacité de la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale, de vérifier l'efficacité de ces résultats en présence d'une berme. Ce chapitre présente une analyse paramétrique, impliquant essentiellement la hauteur et la longueur de la berme, afin d'examiner les limites d'application de la nouvelles méthodes pseudo-statique spectrale. Des cas de bermes très longues seront considérés afin de vérifier l'applicabilité de la méthode même dans des cas défavorables.

Les figures 8.1 et 8.2 présentent les résultats d'un ensemble d'analyses dynamiques effectuées pour un talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur pour des épaisseurs de dépôt de 10 et de 20 m respectivement en utilisant le modèle initial (ΔSu=5kPa/5m). Dans les deux cas, les analyses ont été effectuées avec et sans une berme de 10 m de longueur et de 2 m de hauteur. Ces courbes montrent la déformation maximale résiduelle de la pente suite à un tremblement de terre en appliquant un facteur de réduction de résistance seulement (aucune réduction des paramètres de rigidité, V_s). Le facteur de réduction est présenté sur les figures comme étant le coefficient de

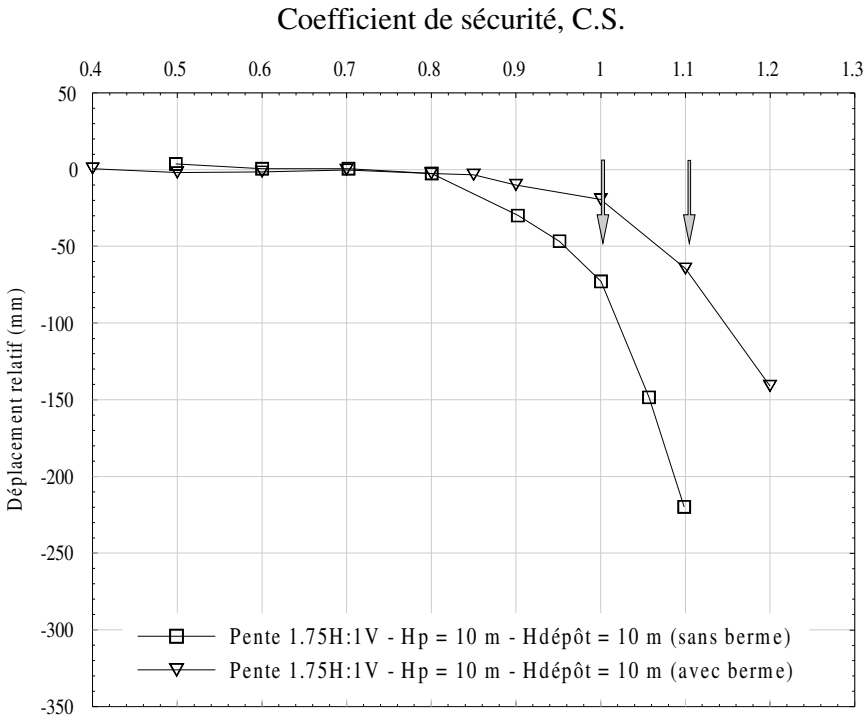


Figure 8.1 Déplacement résiduel: pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30).

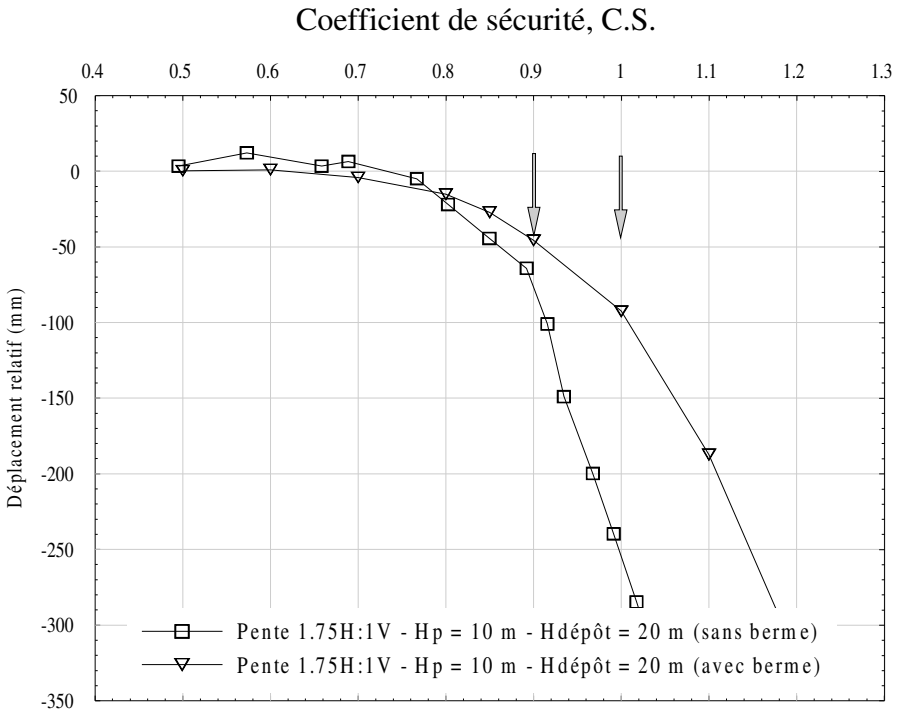


Figure 8.2 Déplacement résiduel : pente 1,75H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 20 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30).

sécurité. Les calculs ont été effectués pour la région de Québec et un indice de plasticité de 30.

Les résultats des figures 8.1 et 8.2 montrent que le coefficient de sécurité augmente d'environ 10% avec la présence de la berme et que la surface de rupture la plus critique n'est plus la même. En effet, la surface de rupture qui donne le coefficient de sécurité le plus faible dans le cas avec berme est plus profonde que la surface de rupture sans berme. Les figures 8.3b et 8.3d comparent les surfaces de rupture déterminées à l'aide d'analyse dynamique et celles obtenues à l'aide de l'analyse de l'équilibre limite en appliquant les mêmes coefficients pseudo-statiques utilisés dans les analyses sans berme (Figures 8.3a et 8.3c) pour des pentes de 1,75H :1V avec des épaisseurs du dépôt de 10 m et de 20 m respectivement. Ces analyses montrent que la nouvelle méthode pseudo-statique est capable de déterminer correctement la surface de rupture dynamique en présence d'une berme avec des coefficients de sécurité égaux à ceux déterminés par la méthode de réduction du coefficient de sécurité (Figures 8.1 et 8.2). Ceci montre que la berme joue effectivement un effet stabilisateur durant un événement sismique contrairement à ce que la méthode pseudo-statique conventionnelle prédisait.

Une autre série d'analyses a été réalisée à l'aide du modèle initiale (ΔSu=5kPa/5m) pour une pente de 3H:1V de 10 m de hauteur et avec des dépôts de 10 et de 20 m d'épaisseur. Les figures 8.4 et 8.5 comparent les courbes de déformation résiduelle en fonction du facteur de réduction pour les épaisseurs de dépôt de 10 m et de 20 m respectivement. La berme ajoutée dans les deux cas est de 10 m de longueur et de de 2 m de hauteur. Les résultats montrent que malgré la faible dimension de la berme, en comparaison à la longueur de la pente (30 m), celle-ci amène une amélioration de l'ordre de 5% sur la stabilité sismique du talus. Dans le cas du talus avec un dépôt de 10 m, le coefficient de sécurité passe de 1,15 à environ 1,2 et dans le cas d'un dépôt de 20 m, ce dernier augmente de 1,08 à 1,13. Les figures 8.6 a à 8.6d montrent des comparaisons entre les surfaces de rupture déterminées par l'analyse de FLAC et par la méthode à l'équilibre limite. Ces figures ne laissent aucun doute sur la capacité de la nouvelle méthode à déterminer la surface de rupture dynamique la plus critique en présence d'une berme. L'ajout d'une berme amène des surfaces de rupture plus profondes et donc des coefficients de sécurité plus élevés.

8.1 Vérification avec le logiciel SVSlope (SoilVision)

Au chapitre 4 on a démontré que la nouvelle méthode fonctionne correctement dans le logiciel

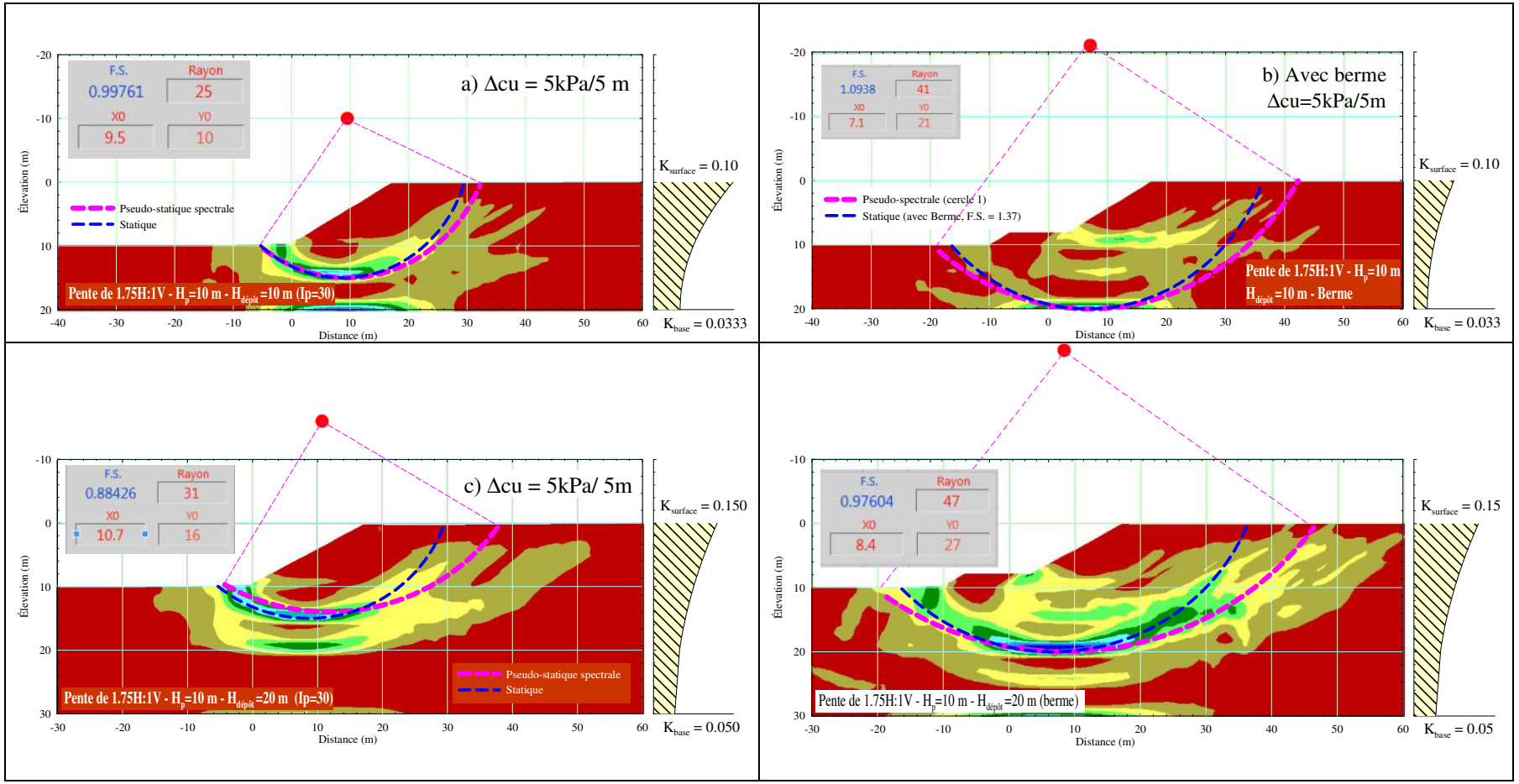


Figure 8.3 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statique spectrale ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 1,75H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 et de 20 (Δcu=5kPa/5m) et I_p de a) 10 m sans berme , b) 10 m avec berme, c) 20 m sans berme et d) 20 m avec berme.

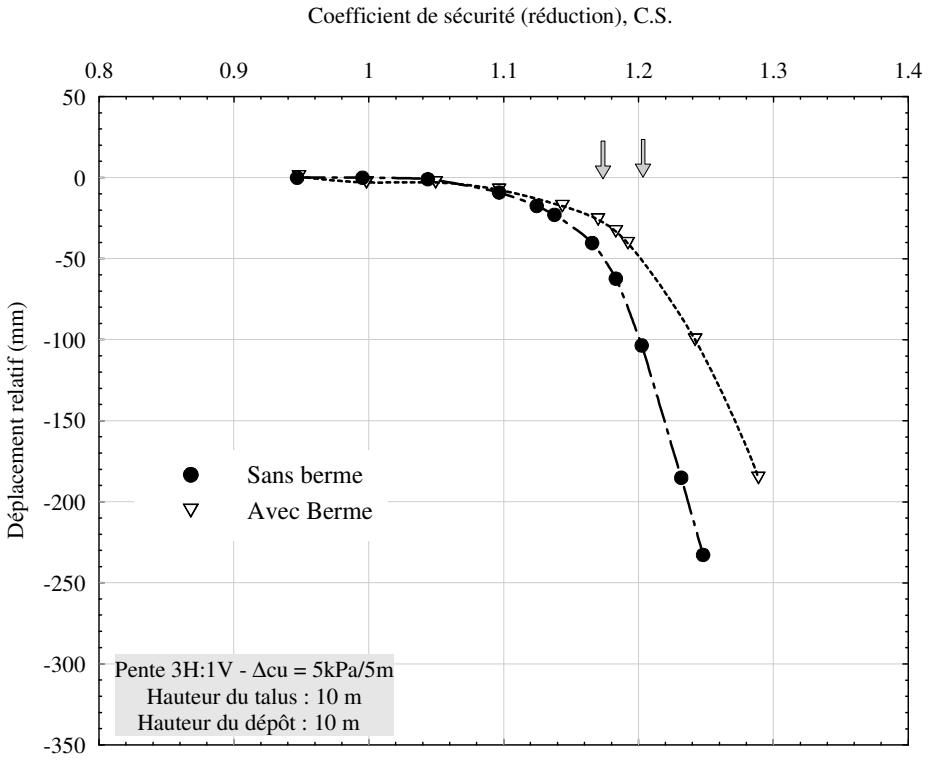


Figure 8.4 Déplacement résiduel: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30).

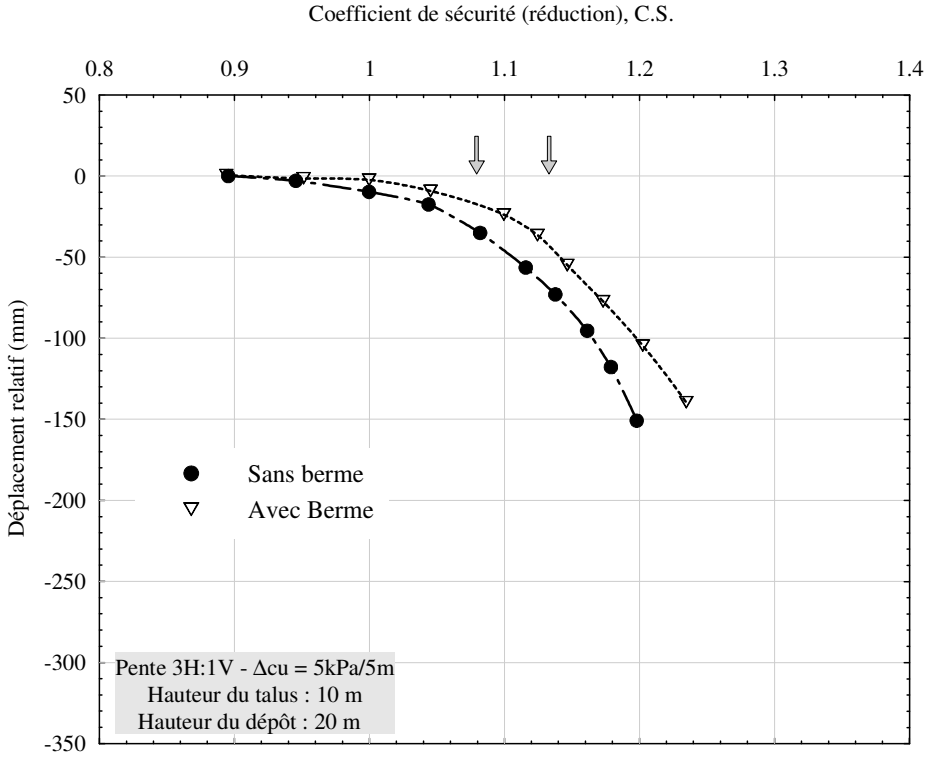


Figure 8.5 Déplacement résiduel: pente 3H:1V, hauteur de 10 m, épaisseur de dépôt de 10 m en fonction du facteur de réduction avec et sans berme (I_p=30).

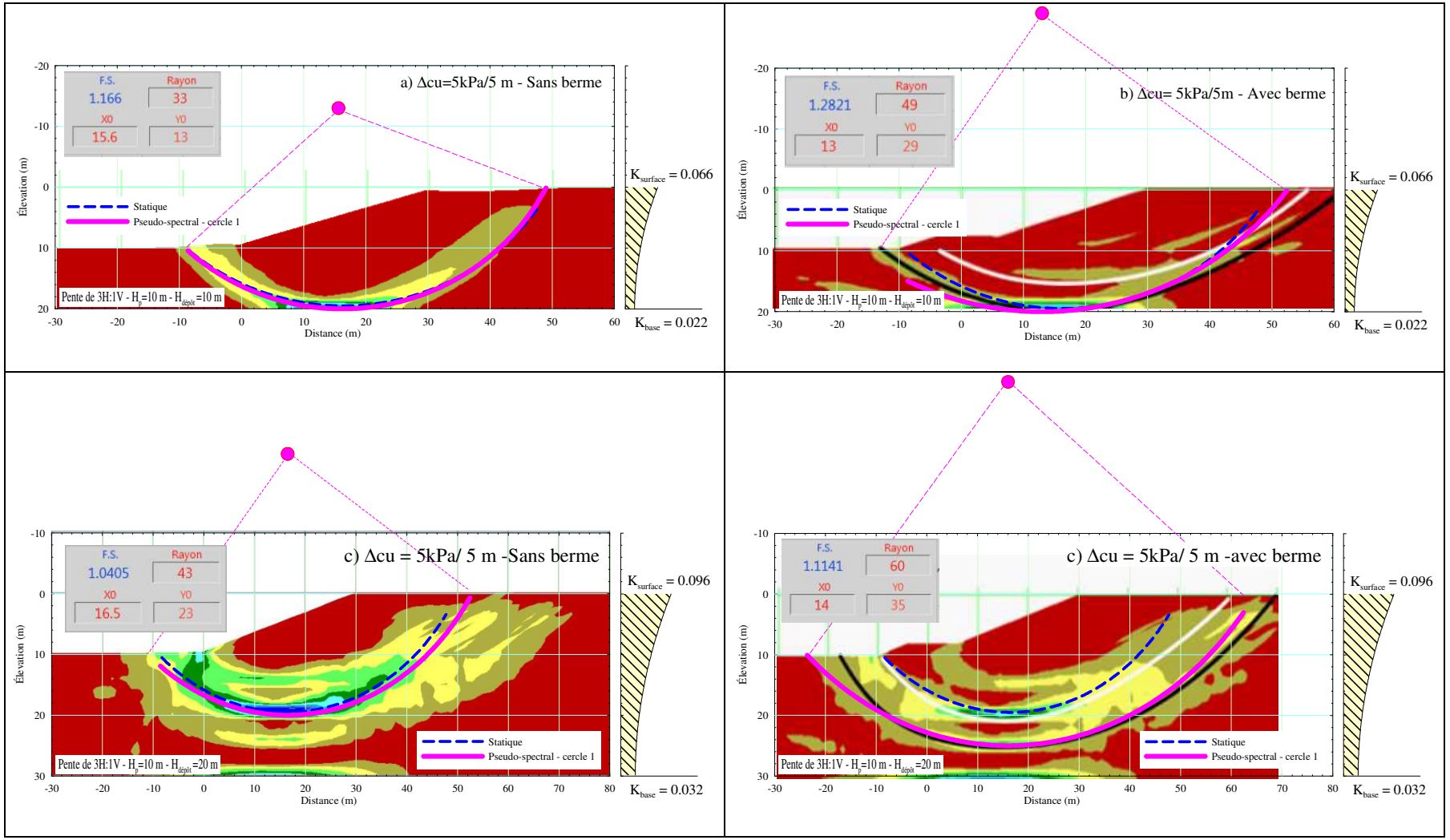


Figure 8.6 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrales ($k_h(z)$=variable) en utilisant la méthode à l'équilibre limite – talus de 3H :1V, de 10 m de hauteur avec un épaisseur du dépôt de 10 et de 20 (Δcu=5kPa/5m) et I_p de a) 10 m sans berme , b) 10 m avec berme , c) 20 m sans berme et d) 20 m avec berme.

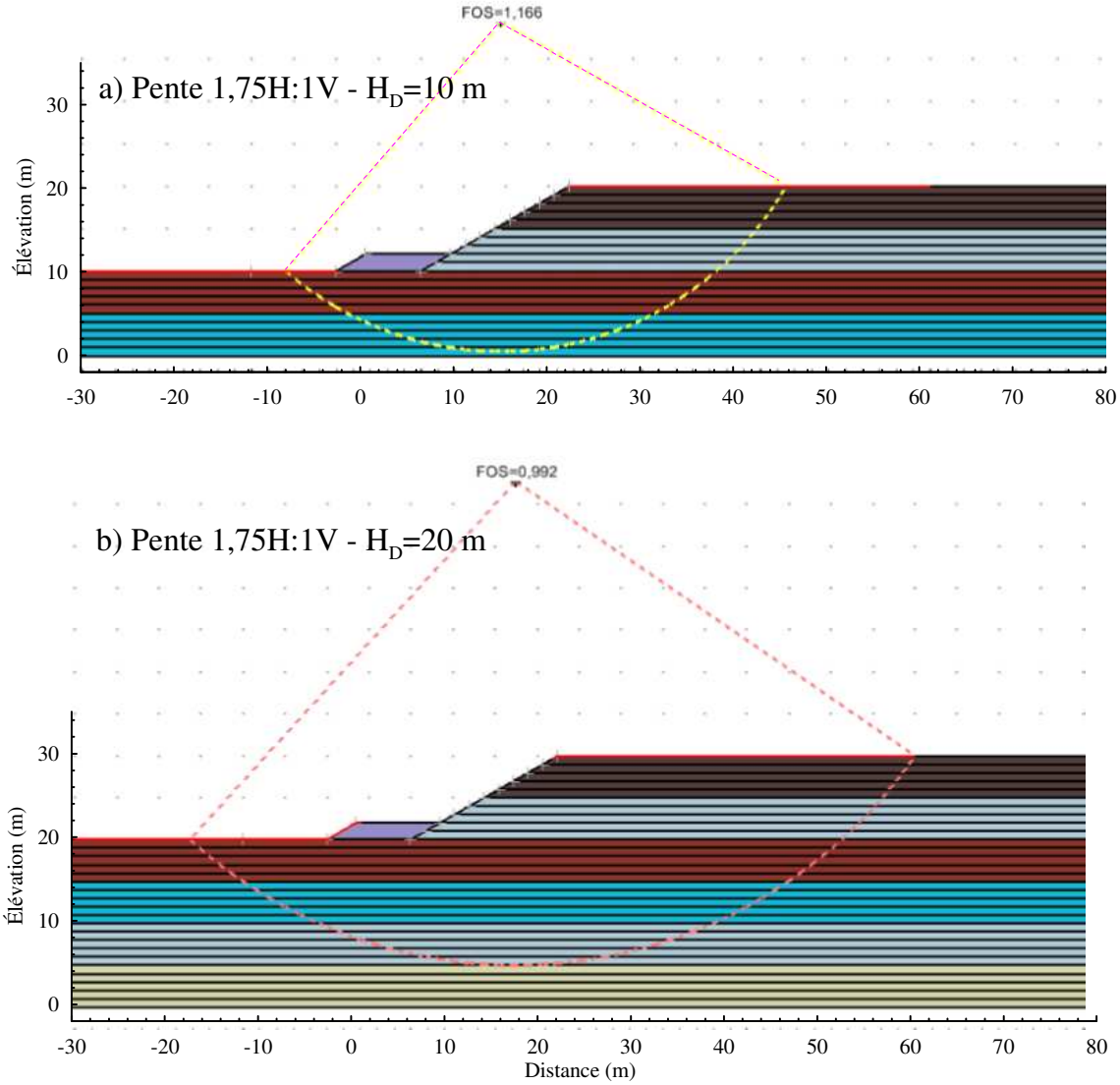


Figure 8.7 Surface de rupture déterminées à l'aide du logiciel SVSlope pour une pente de 1,75H :1V en présence d'une berme; a) Épaisseur du dépôt = 10 m et b) Épaisseur du dépôt de 20 m

SVSlope. Pour valider les conclusions sur la capacité de la méthode pseudo-statique à déterminer. correctement la surface de rupture en présence d'une berme, les cas étudiés précédemment ont été examinée à l'aide de SVSlope. Les figures 8.7 et 8.8 montrent les surfaces de rupture déterminées à l'aide du logiciel SVSlope pour des pentes de 1,75 H:1V et 3H :1V respectivement. Les coefficients de sécurité sont comparés au tableau 8.1 avec ceux déterminés à l'aide des analyses dynamiques. Dans l'ensemble, il est possible de conclure que la nouvelle méthode permet de calculer correctement le coefficient de sécurité et la surface de rupture en présence d'une berme.

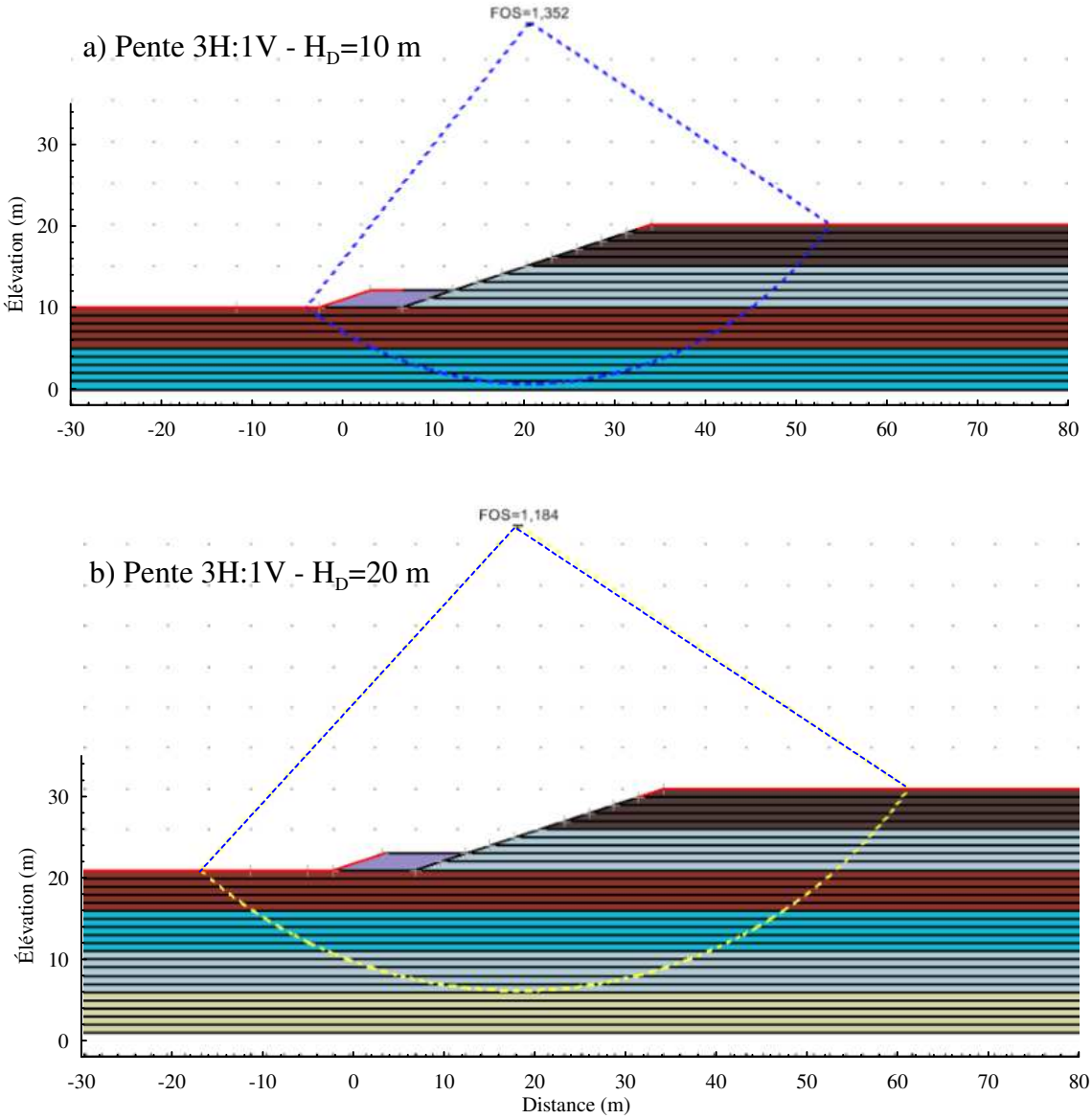


Figure 8.8 Surface de rupture déterminées à l'aide de SVSlope pour une pente de 3H:1V en présence d'une berme; a) Épaisseur du dépôt = 10 m; b) Épaisseur du dépôt de 20 m.

Tableau 8.1 Comparaison des coefficients de sécurité calculé à l'aide de SoilVision avec ceux déterminés par l'analyse dynamique (FLAC)

Pente	H_D (m)	F.S. sans berme	F.S. avec berme (SVSLOPE)	F.S. avec berme (FLAC)
1,75H :1V	20	0,90	0,992	1,00
1,75H :1V	10	1,0	1,166	1,11
3H :1V	20	1,05	1,184	1,1
3H :1V	10	1,15	1,352	1,2

Tableau 8.2 résultats de l'analyse paramétrique effectuée à l'aide de SVSlope

pente	H_D (m)	Dimension de la berme (m)	F.S. sans berme	F.S. avec berme
1.75 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 4	0.95	1.308
1.75 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 4	0.85	1.046
3.00 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 4	1.15	1.546
3.00 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 4	1.05	1.265
1.75 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 2	0.95	1.247
1.75 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 2	0.85	1.027
3.00 :1V	10	Longueur : 20 Hauteur : 2	1.15	1.468
3.00 :1V	20	Longueur : 20 Hauteur : 2	1.05	1.237

Le tableau 8.2 montre les résultats de plusieurs analyses effectuées à l'aide du programme SVSlope afin d'examiner l'effet de la dimension de la berme sur la performance sismique des talus argileux. Ces résultats montrent que l'allongement ou le rehaussement de la berme amène des coefficients de sécurité plus important contrairement à ce qu'on trouvait avec la méthode pseudo-statique à coefficient constant. On peut donc conclure que l'ajout d'une berme améliore la performance sismique des talus argileux.

8.2 Conclusion

Les analyses effectuées dans ce chapitre permettent de conclure que la nouvelle méthode pseudo-statique spectrale peut être utilisée en présence d'une berme. Les mêmes coefficients pseudo-statiques établis pour une pente naturelle peuvent être utilisés selon la procédure présentée au chapitre 9.

CHAPITRE 9

CONCLUSION

9.1 Conclusion

À la lumière des analyses effectuées, il est possible de donner les conclusions suivantes :

- La méthode pseudo-statique spectrale a été implantée dans un logiciel commercial SVSlope qui permet de faire des analyses à l'équilibre limite. Le logiciel a été testé et semble donner des résultats cohérents.
- Des relations qui permettent de définir le coefficient pseudo-statique $k_h(z)$ en fonction des propriétés dynamiques et géométriques du talus ont été établies.
- La méthode pseudo-statique spectrale semble efficace et simule correctement l'effet d'un séisme surtout pour des dépôts de profondeurs inférieures à 30 m;
- Pour les grandes profondeurs, la méthode nécessite probablement l'introduction d'une fonction qui permet de faire varier le coefficient pseudo-statique à une certaine distance du talus le long de la surface du terrain (au-dessus et en bas du talus); c.-à-d. le coefficient pseudo-statique est réduit par un certain facteur pour réduire l'effet de l'amplification produite par la présence du talus.
- L'effet de l'indice de plasticité a été évalué et des relations qui permettent de corriger son effet sur le coefficient pseudo-statique ont été proposées;
- Des relations entre le coefficient pseudo-statique et l'accélération spectrale ou la zone sismique ont été établies;

- La berme semble augmenter le coefficient de sécurité par l'ajout de poids stabilisant et par la réduction du coefficient pseudo-statique (à cause de l'augmentation de la longueur de rupture).
- Des courbes de dégradation sur des argiles du Québec avec différents indices de plasticité et différentes sensibilités ont été établies et montrent que l'effet de la sensibilité n'est pas un facteur prédéterminant. Cependant, dans le cas des argiles du Québec il est recommandé d'augmenter l'indice de plasticité de 5 par déformation supplémentaire de 0,1% à partir de g supérieurs à 0,2 %.

9.2 Méthodologie à suivre pour les ingénieures

1. Définir l'inclinaison moyenne de la pente;
2. Établir un profil moyen de vitesse des ondes de cisaillement; Déterminer la période naturelle du dépôt (ceci peut être fait selon le choix de l'utilisateur. Bruit ambiant par exemple);
3. Définir le spectre d'accélération au rocher de la région où la pente est située; Déterminer l'accélération spectrale au rocher à la période naturelle du dépôt ($Sa(T_0)$);
4. À partir des abaques 6.15 et 6.16, déterminer le coefficient pseudo-statique en surface selon l'inclinaison de la pente. Il est possible d'interpoler entre les pentes 1,75 H :1V et 3H :1V. Pour des pentes plus douces, il est possible d'utiliser les abaques 3.19 à 3.22;
5. Déterminer l'indice de plasticité de la pente (idéalement la valeur la plus élevée dans la zone de rupture);
6. À partir des abaques 5.17 à 5.19, déterminer le facteur de correction pour l'indice de plasticité; Corriger le coefficient pseudo-statique pour l'indice de plasticité établi.
7. Définir les constante a et b de la fonction de variation de k_h avec la profondeur à partir du tableau 3.5;
8. Entrer les valeurs de a, b et $k_{h\text{-surface}}$ dans les cases appropriées du logiciel SVSlope et effectuer votre analyse de stabilité.

RÉFÉRENCES

Abramson LW, Lee TS, Sharma S, Boyce GM. (2002) Slope Stability and Stabilization Methods. vol. 2e. New York: John Wiley & Sons, Inc..

Adams, J., Halchuk S. (2003) Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. Geological Survey of Canada Open File 4459: 1-155.

Atkinson, G. M. (2009) Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 2009, 36(6): 991-1000, 10.1139/L09-044.

Ambraseys NN. (1960) The Seismic Stability of Earth Dam. Second World Conf. Earthq. Eng. Vol. 2, Tokyo, Japan:, p. 1345–63.

Bishop, A. W. (1955) The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Géotechnique 5: 7

Bray, J. D. (2007) Chapter 14: Simplified seismic slope displacement procedures." Proc., Earthquake Geotechnical Engineering, 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering—Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Vol. 6, Springer, New York, 327–353.

Centre d'expertise hydrique du Québec. (2013) Carte numérique. Available from https://www.cehq.gouv.qc.ca/loisreglements/barrages/reglement/Seismiques_QC_150.pdf.

Daddazio, RP, Ettouney, MM, Sandler, IS. (1987) Nonlinear dynamic slope stability analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113(4): 285–298.

Duncan J.M., Wright S.G., Brandon, T.L. (2014) Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Inc.

Fredlund, D. G.; Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis", Canadian Geotechnical Journal, 14 (3): 429–439

Houston SL, Houston WN, Padilla JM (1987) Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements. Comput Civ Infrastruct Eng; 2:207–22.

Hynes-Griffin, M. E., & Franklin, A. G. (1984) Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Miscellaneous Paper No. GL-84-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Itasca (2007) FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 6. User's Manual. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA.

Jibson, R.W., (2011) Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—a retrospective. Engineering Geology 122, 43–50.

Karray M., Ghobrial F. (2013) Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile, Rapport soumis au Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada, p. 160.

Karray M, Hussien MN, Delisle MC, Ledoux C (2018) Framework to assess the pseudo-static approach for the seismic stability of clayey slopes. Canadian Geotechnical Journal, https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0383

Kramer SL. (1996) Geotechnical earthquake engineering. USA: Prentice-Hall.

Lefebvre G, Leboeuf D, Hornych P. (1992) Slope failures associated with the Saguenay earthquake, Quebec, Canada. Canadian Geotechnical Journal; 29:117–130.

Locat J, Beausejour N. (1987) Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux. Can Geotech J; 24:327–34.

Matthees W, Magiera G. A (1982) sensitivity study of seismic structure-soil-structure interaction problems for nuclear power plants. Nuclear Eng Des 1982; 73(3):343–363.

Meehan, C.L., and Vahedifard, F. (2013) Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments. Engineering Geology, 152: 180–193. doi:10.1016/j.enggeo.2012.10.016.

Mizuno, E., and Chen, W. F. (1982) Plasticity Models for Seismic Analysis of Slopes. Report Number CE-STR-82-2, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind., Jan.

Morgenstern, N. R.; Price, V. Eo (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15 (1): 79–93.

Matasovic, N., Vucetic, M. (1995) Generalized cyclic degradation pore pressure generation model for clays. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(1): 33–42.

Ozkahriman F. (2009) Physical and numerical dynamic response modeling of slopes and embankments. Ph.D thesis, Drexel University.

Seed, H. B. and Clough, R. W. (1963) Earthquake Resistance of Sloping Core Dams. Journal of. Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 82 (SM2).

Spencer, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique.

Tiwari B, Wartman J, Pradel D. (2013) Slope stability issues after Mw 9.0 Tohoku Earthquake. Geotechnical Special Publication, Geo-Congress, ASCE; 1594–1601.

Terzaghi K. (1950) Mechanisms of landslides. The Geological Society of America.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991) Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1): 89-107.

Vueetic, M. and Dobry, R. (1988). "Degradation of marine clays under cyclic loading." J. Geotech. Engrg., ASCE, 114(2), 133-149.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1): 89 - 107

Wartman, J. and Riemer, M. F. (2002) The use of fly ash to alter the geotechnical properties of artificial model clay. In Proc. 1st Int. Conf. on Phy. Model, in Geot., St John's, Canada.

Youd, TL. (1978) Major cause of earthquake damage in ground failure. Civil Engineering, ASCE; 48(4): 47–51.

Zhang, J., Andrus, R.D., Juang, C.H. (2005) Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 4.

Annexe 1

Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques

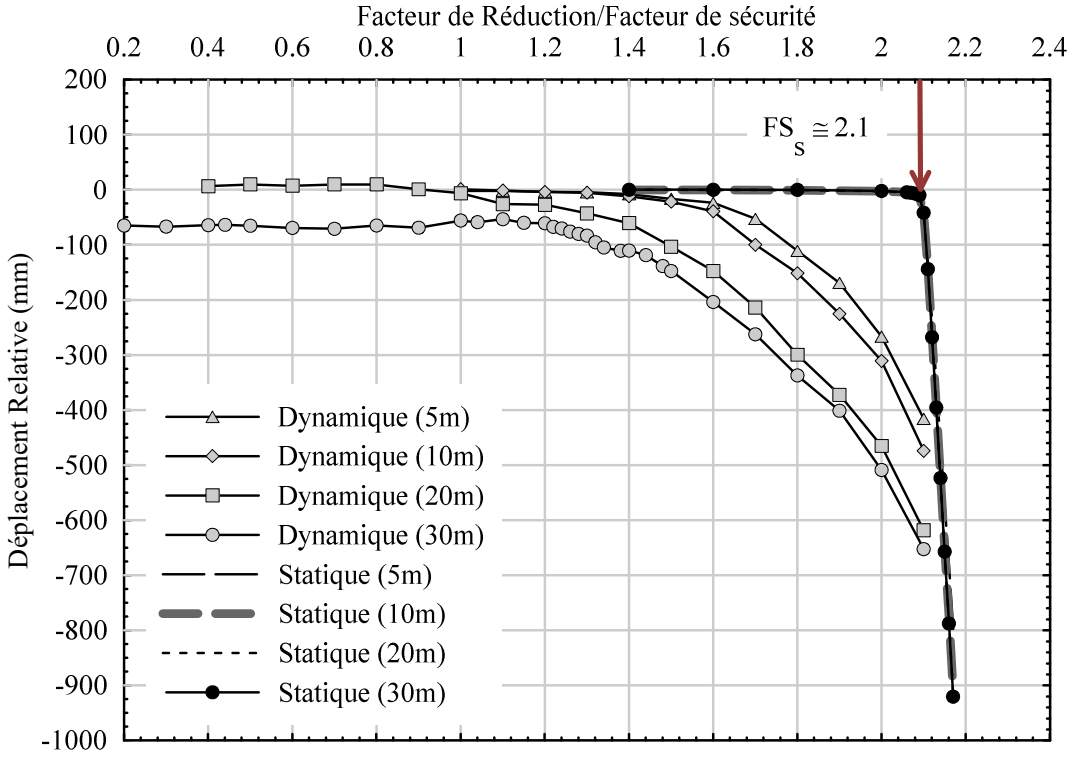


Figure A1.1 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=5 m

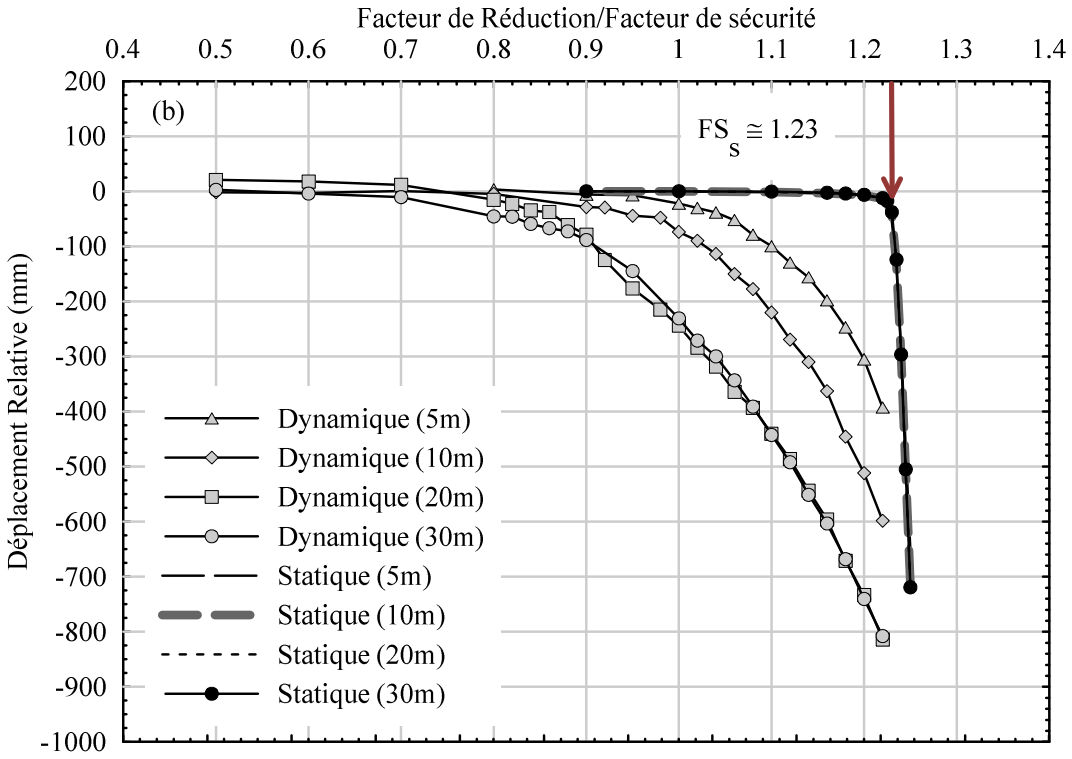


Figure A1.2 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=10 m

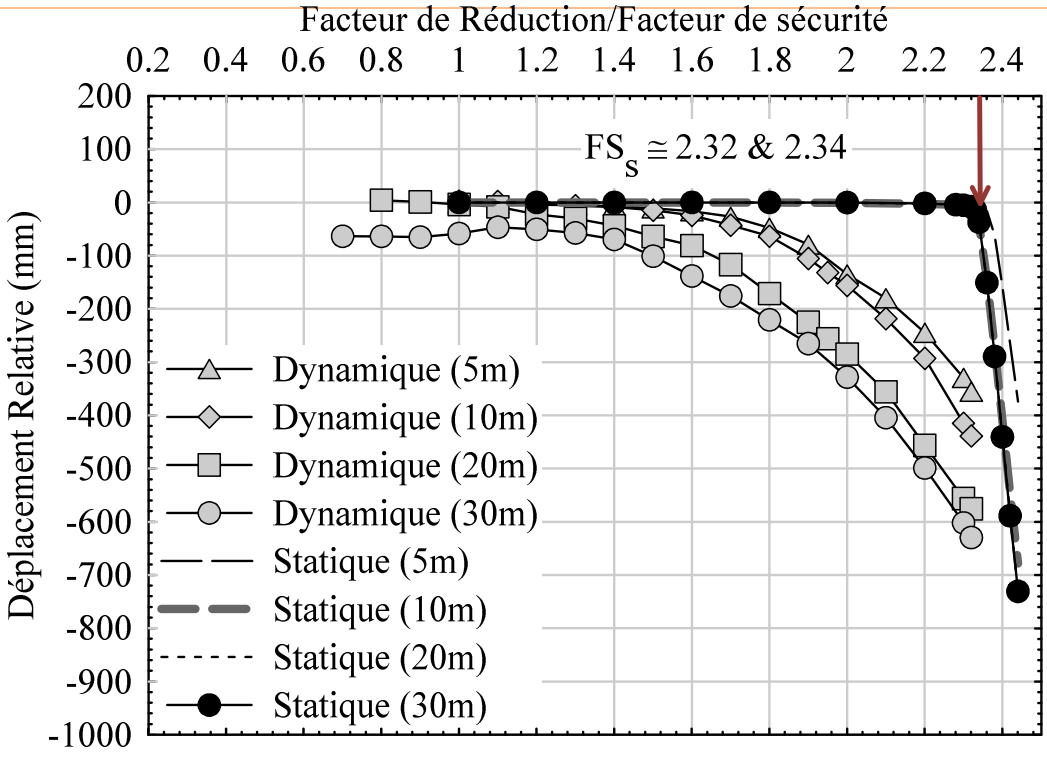


Figure A1.3 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=5 m

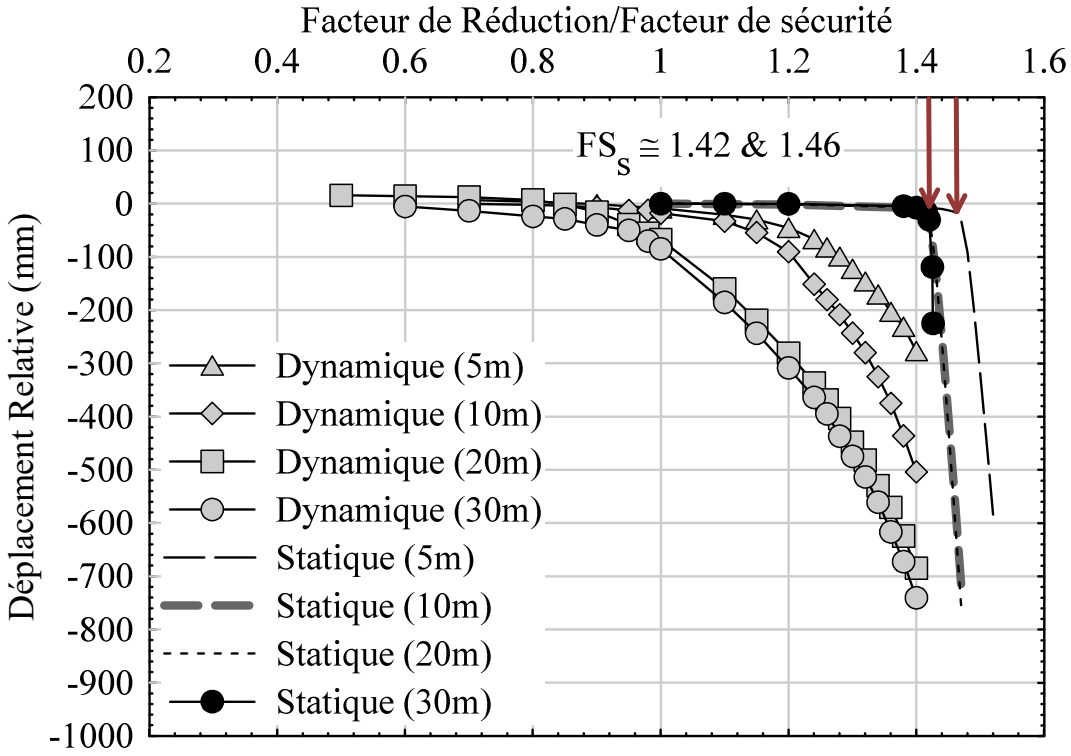


Figure A1.4 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=10 m

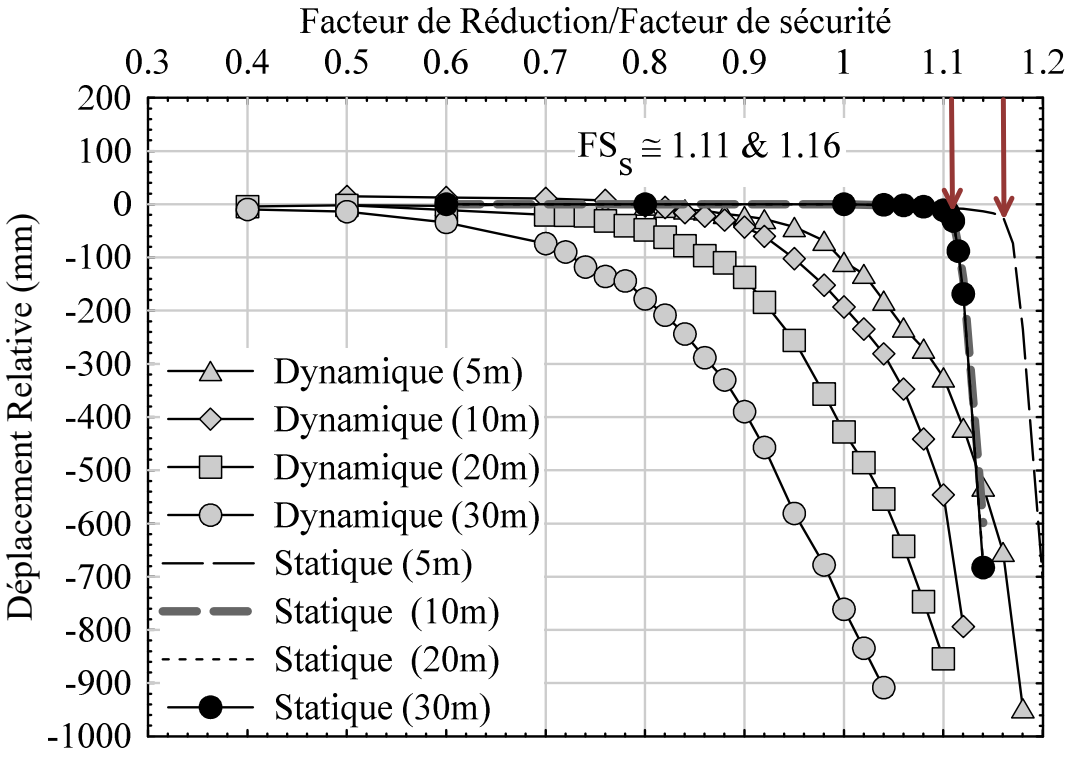


Figure A1.5 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=15 m

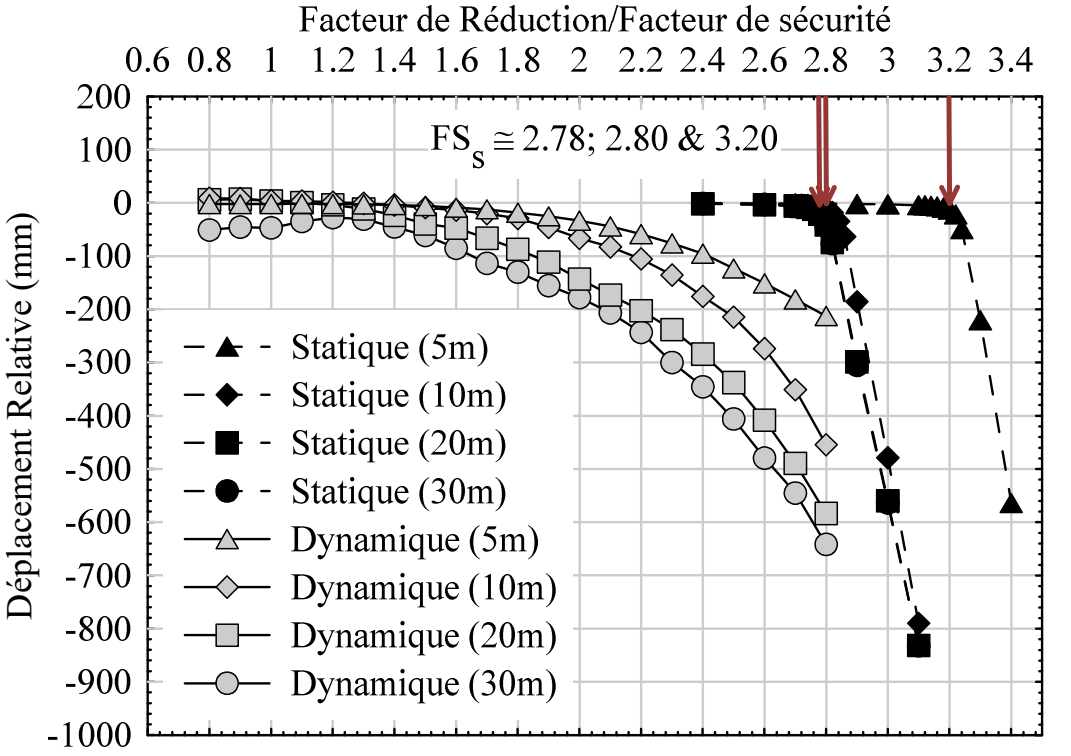


Figure A1.6 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de H_p=5 m

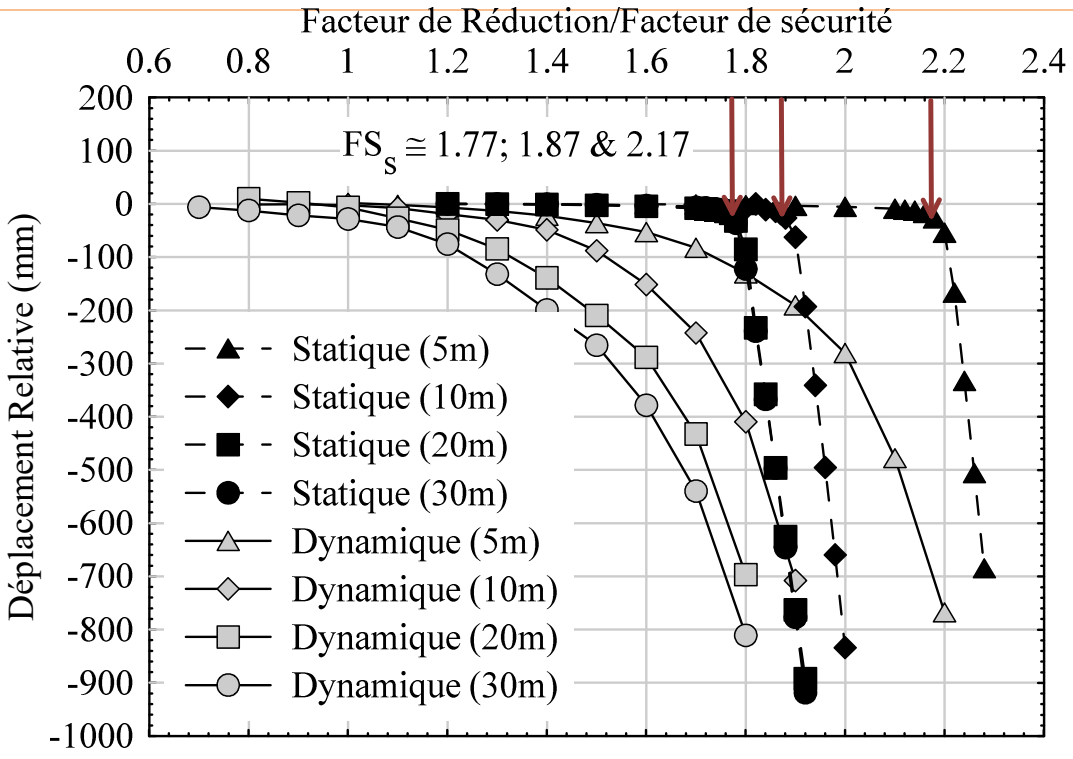


Figure A1.7 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de H_p=10 m

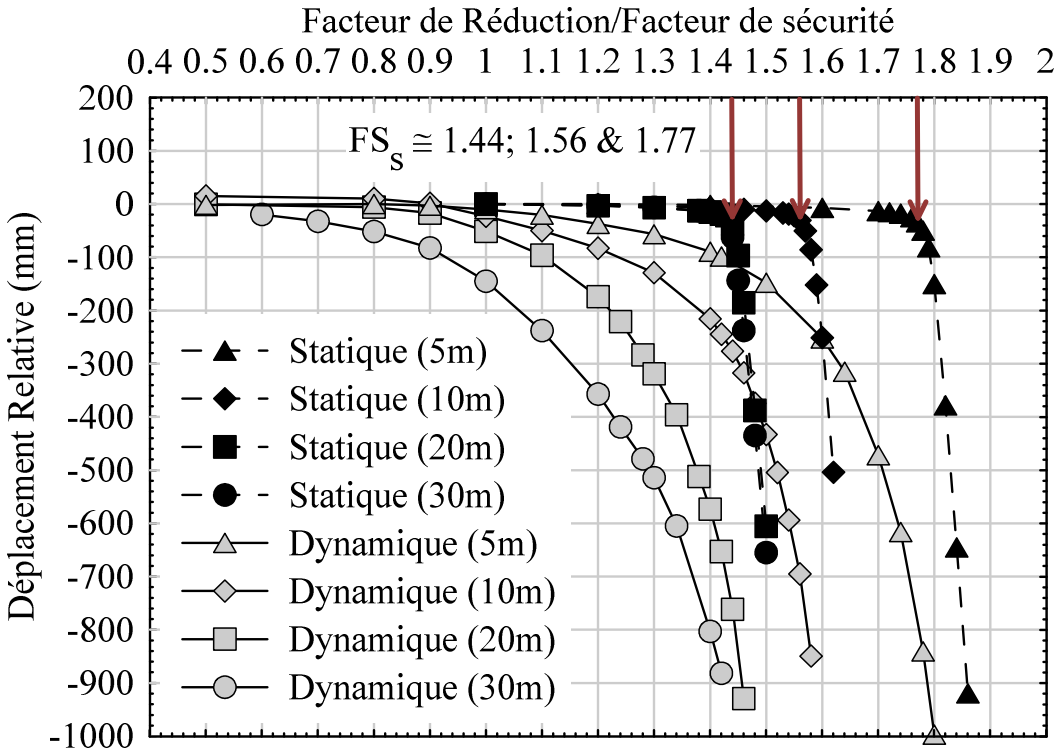


Figure A1.8 Courbes de déplacement relatives des analyses statiques et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de H_p=15 m

Annexe 2

Courbes de déplacement relatives des analyses pseudo-statiques spectrales et dynamiques

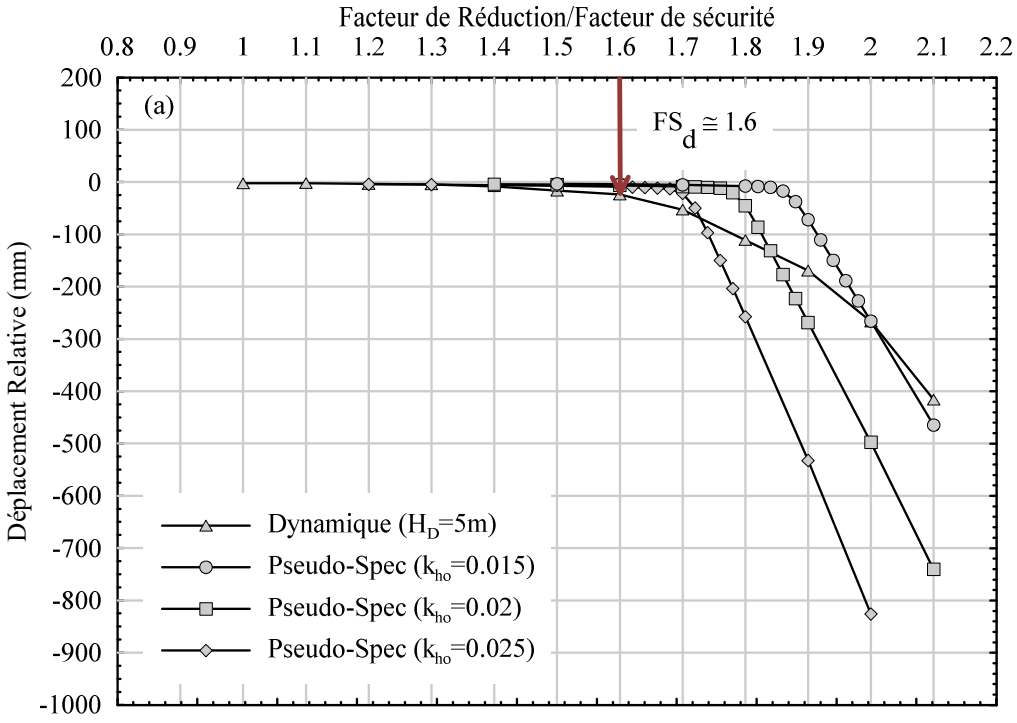


Figure A2.1 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=5 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

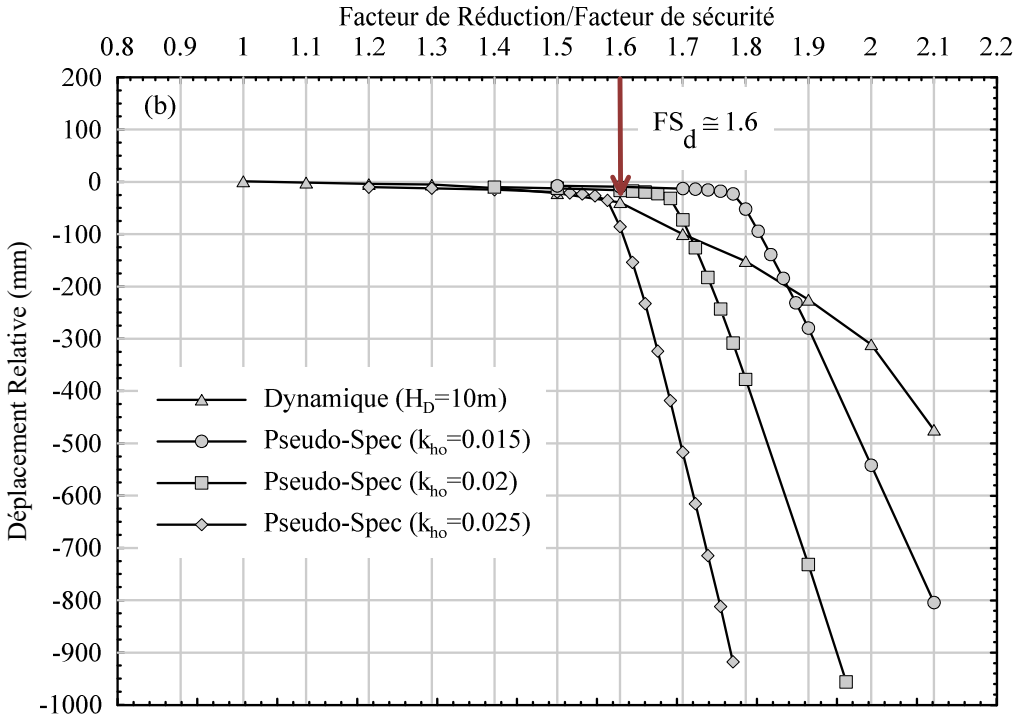


Figure A2.2 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=5 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

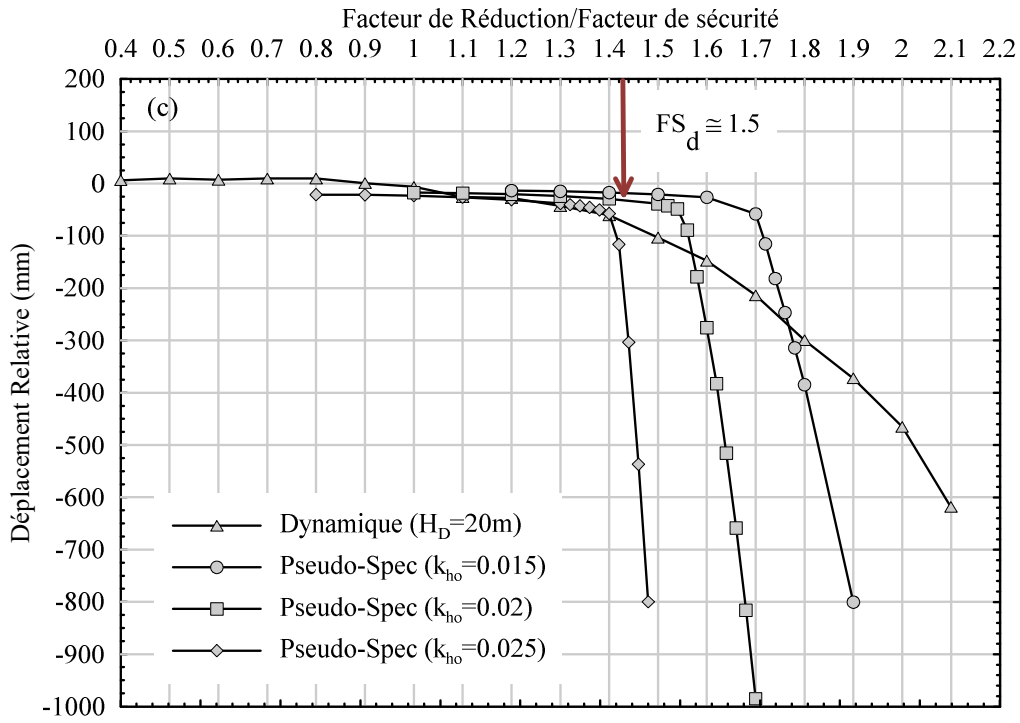


Figure A2.3 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=5 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

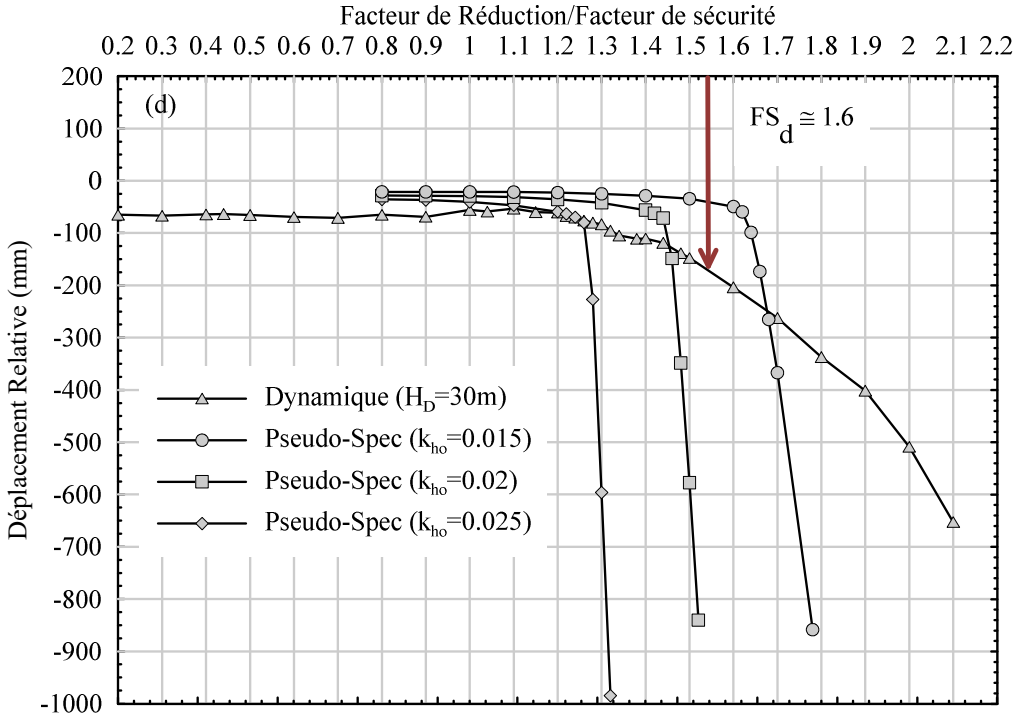


Figure A2.4 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=5 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

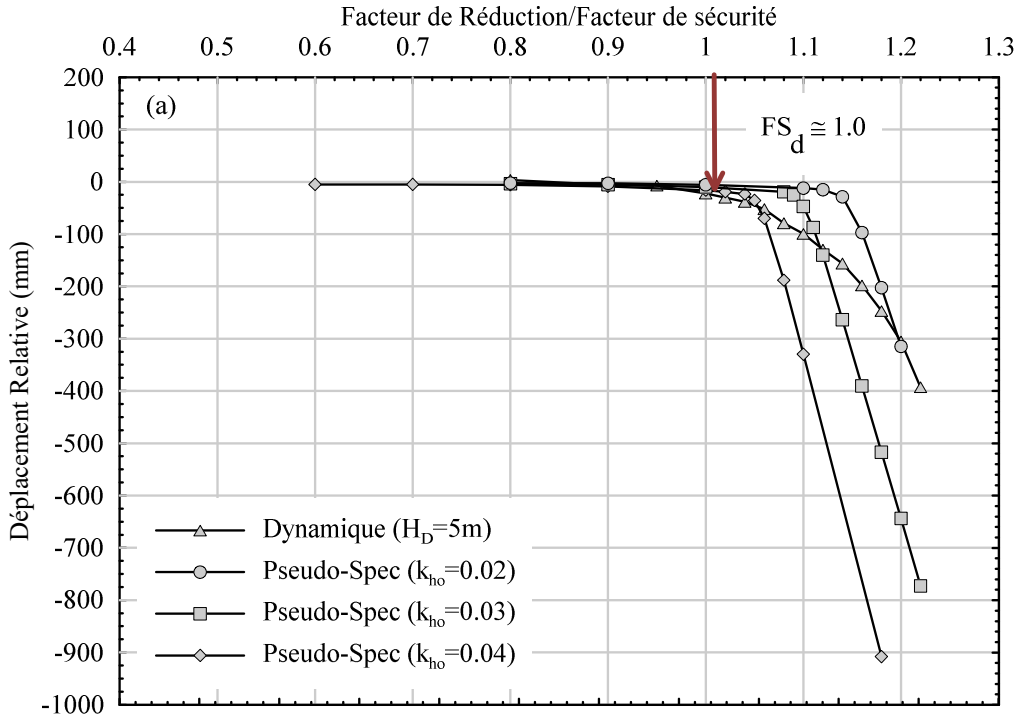


Figure A2.5 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

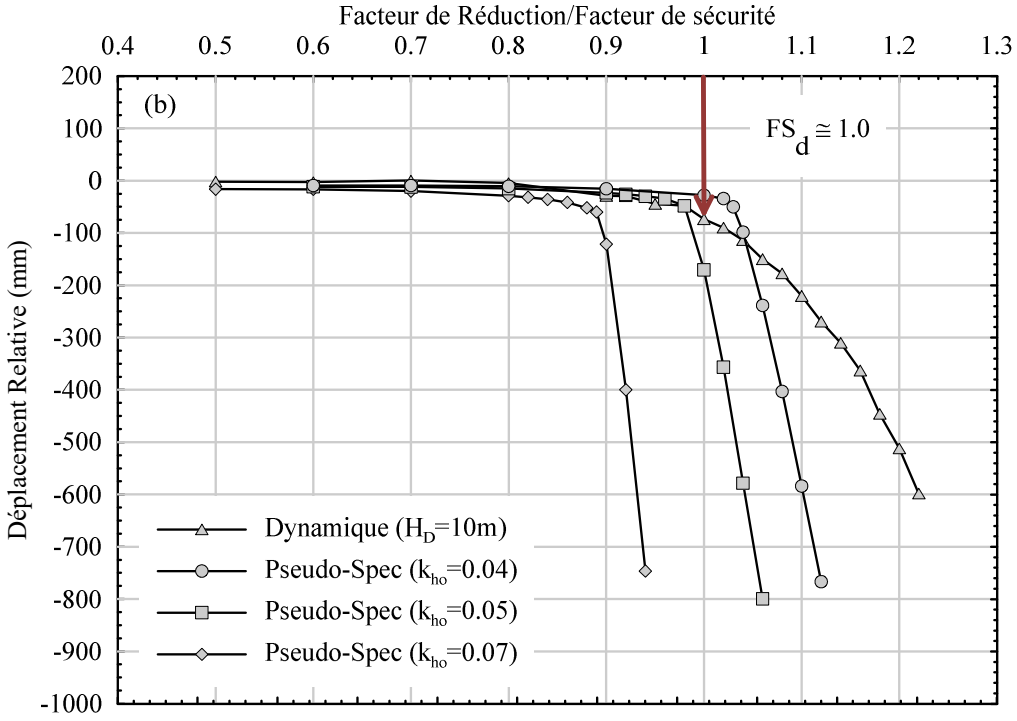


Figure A2.6 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

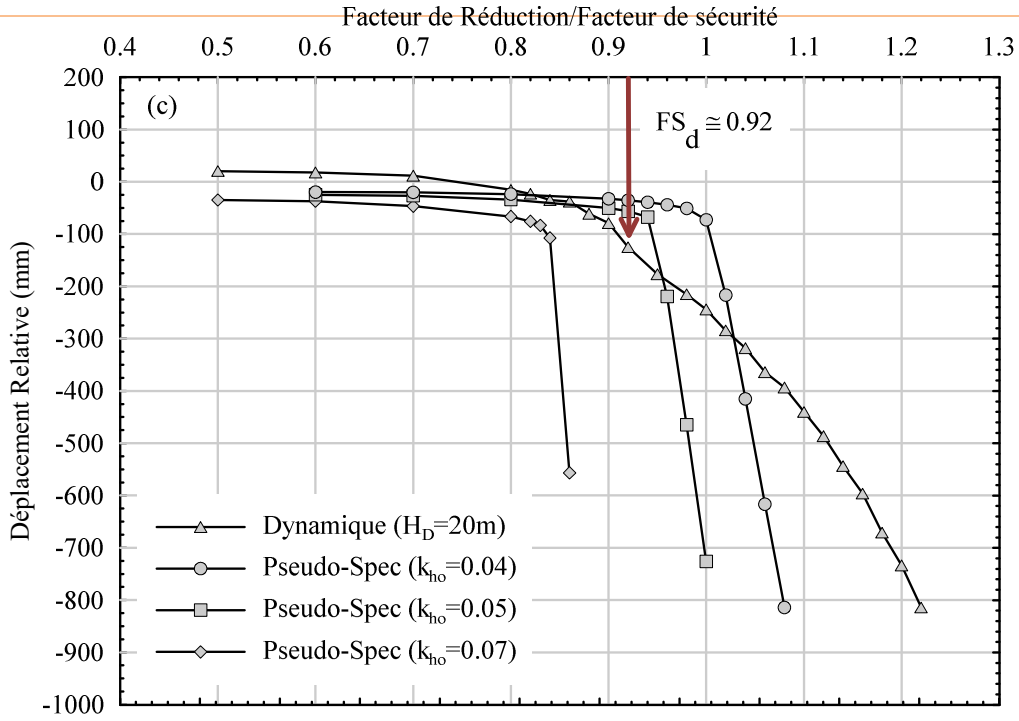


Figure A2.7 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

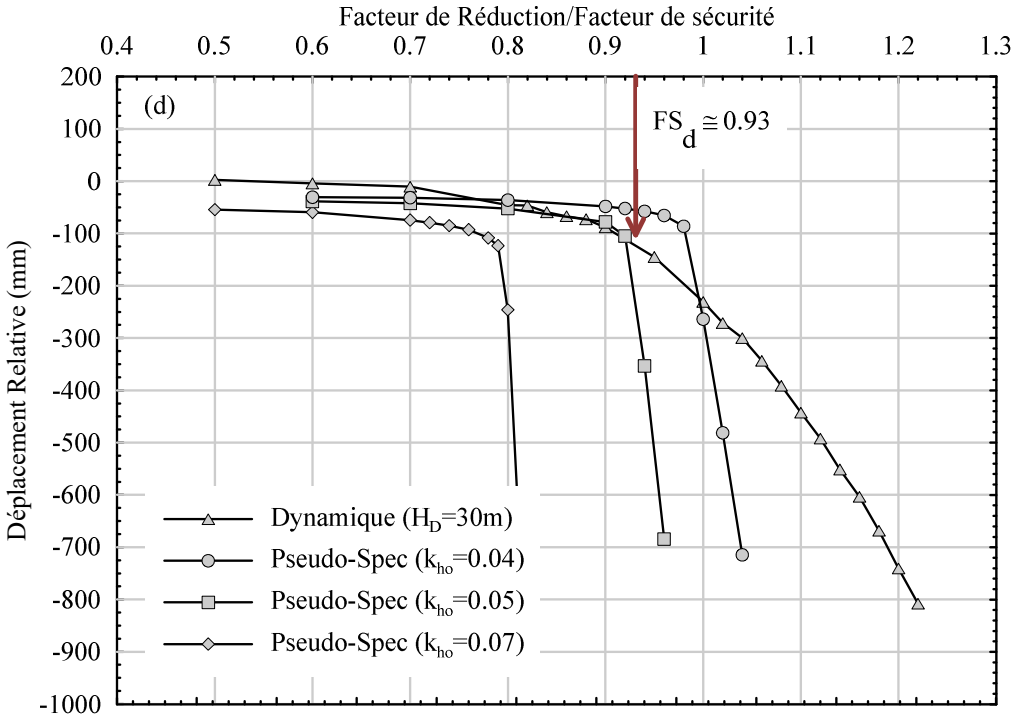


Figure A2.8 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 1.75H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

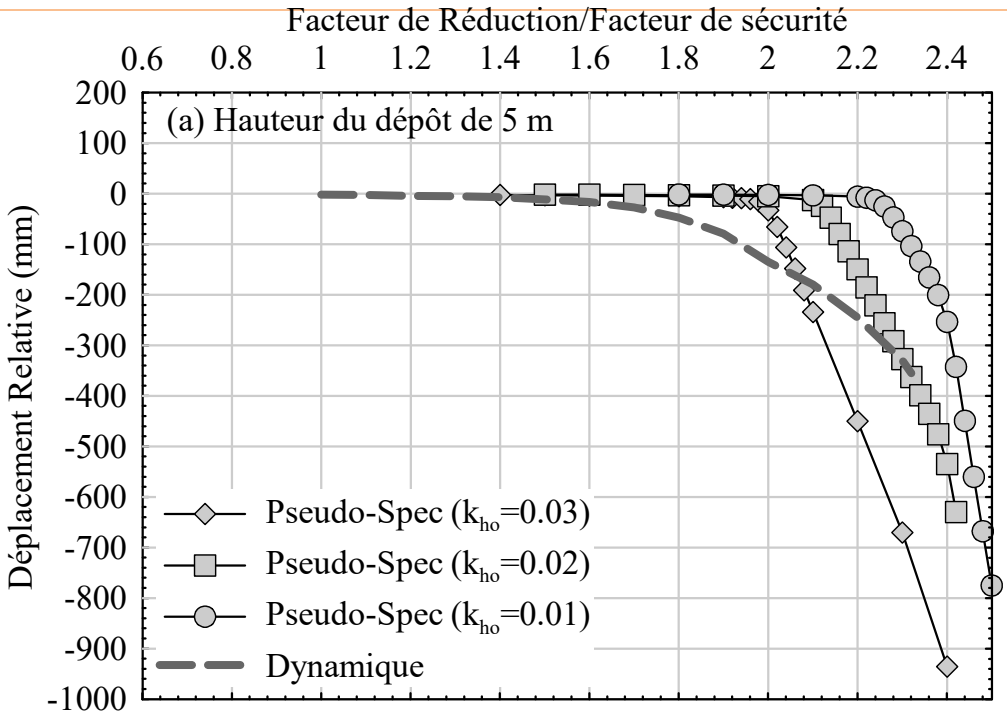


Figure A2.9 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=5 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

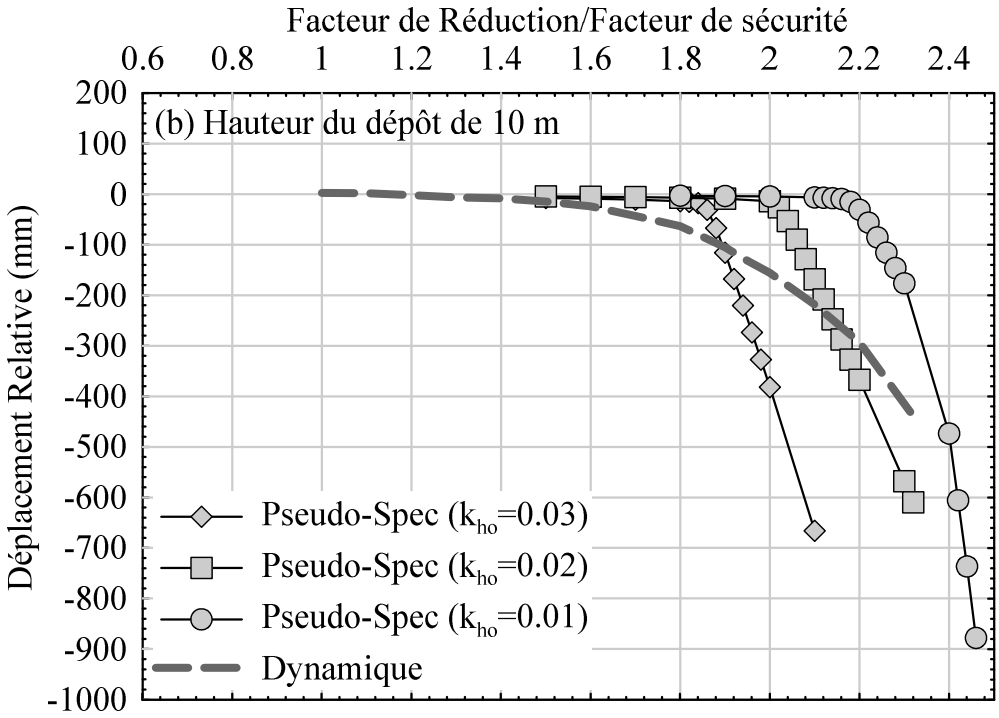


Figure A2.10 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

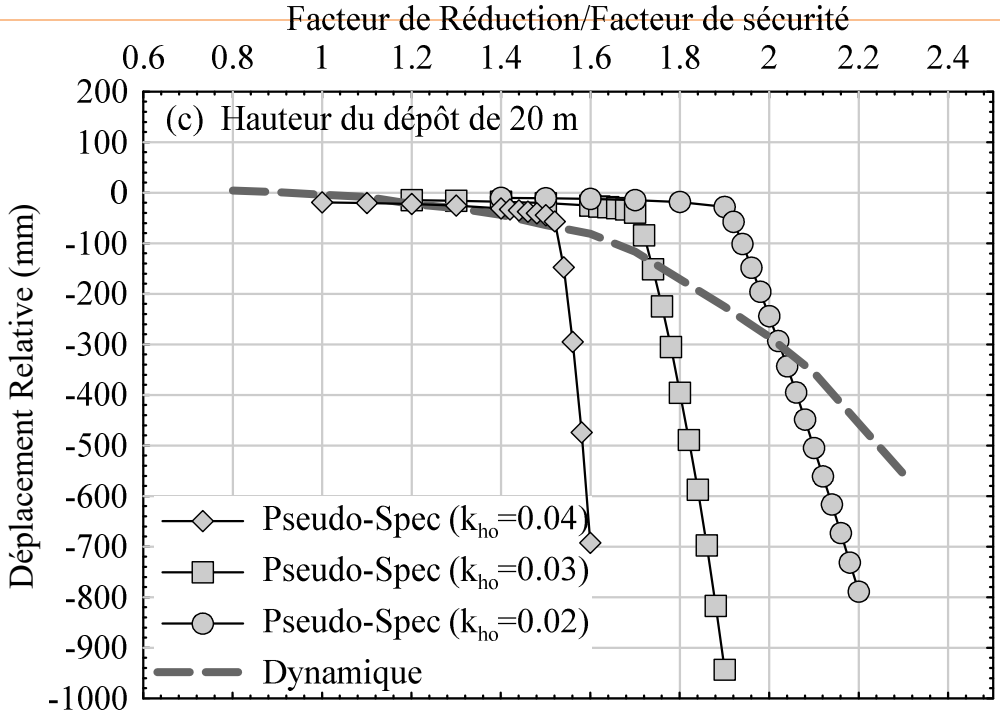


Figure A2.11 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

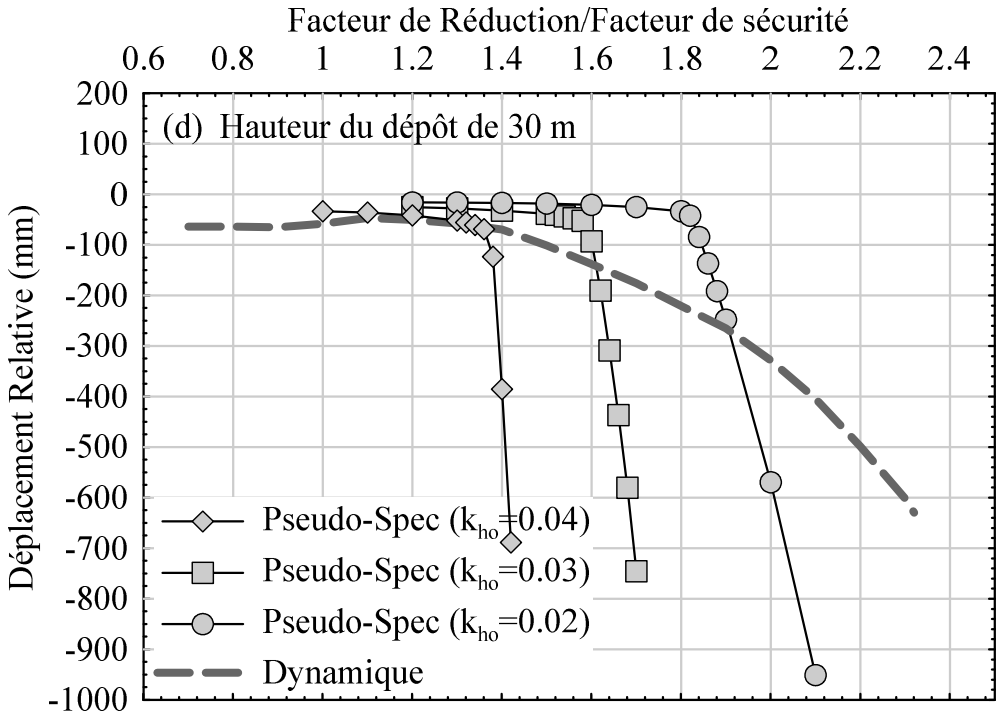


Figure A2.12 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

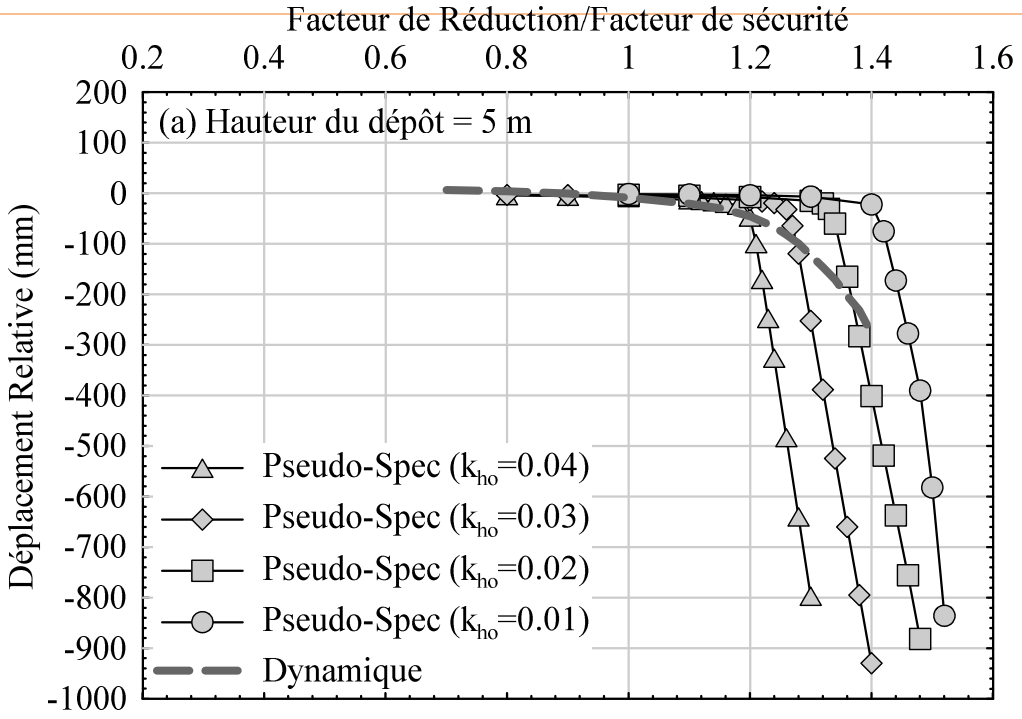


Figure A2.13 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

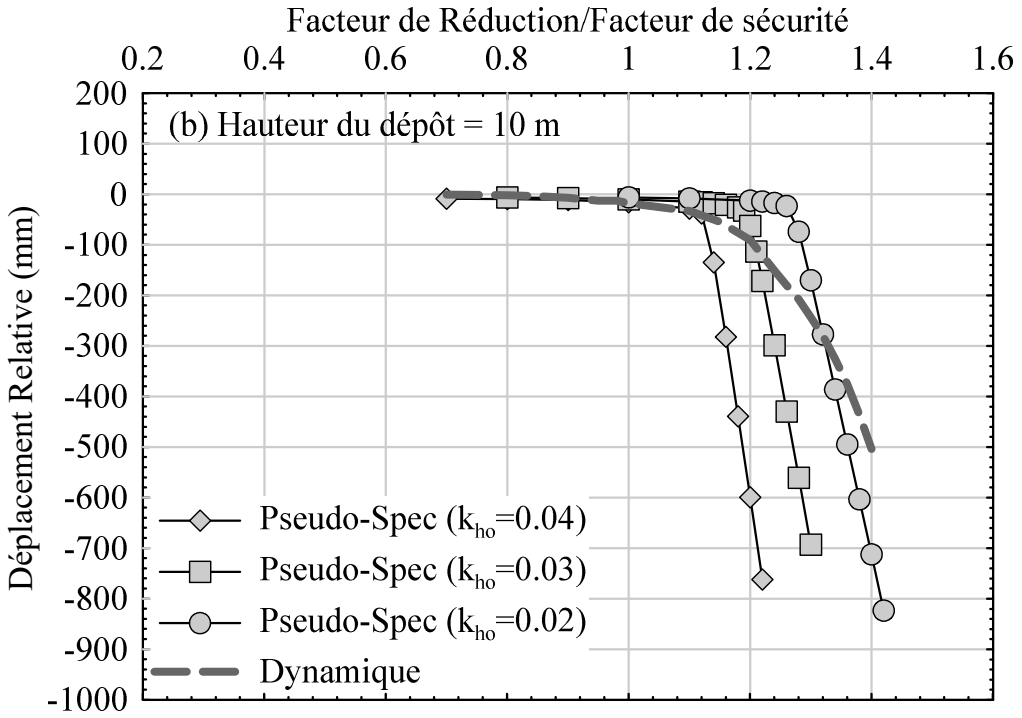


Figure A2.14 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

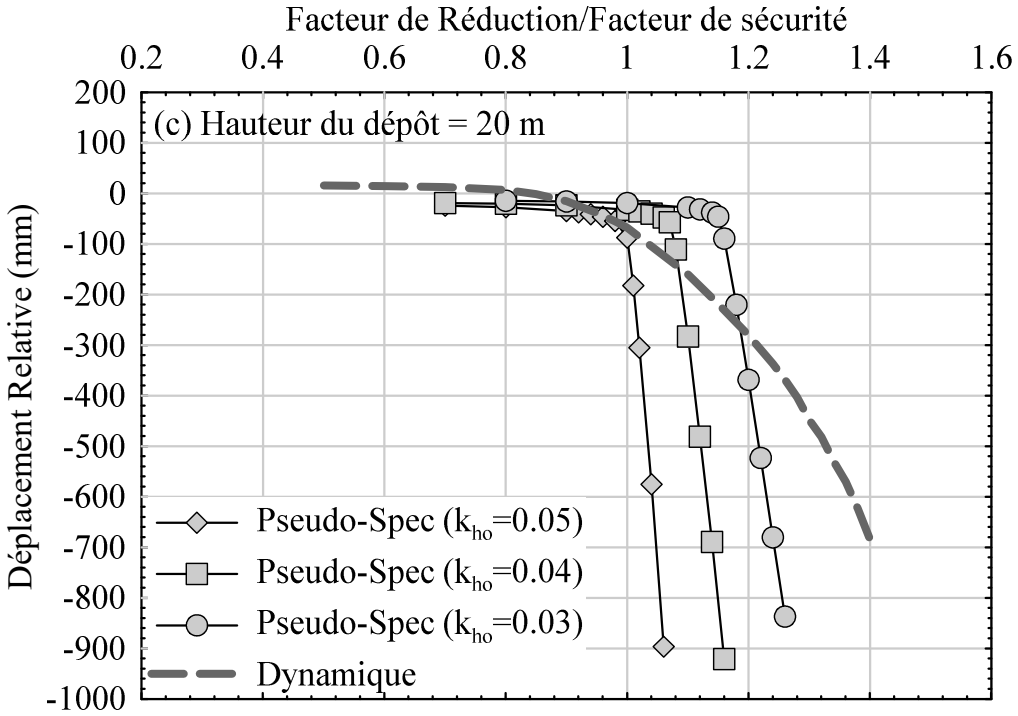


Figure A2.15 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

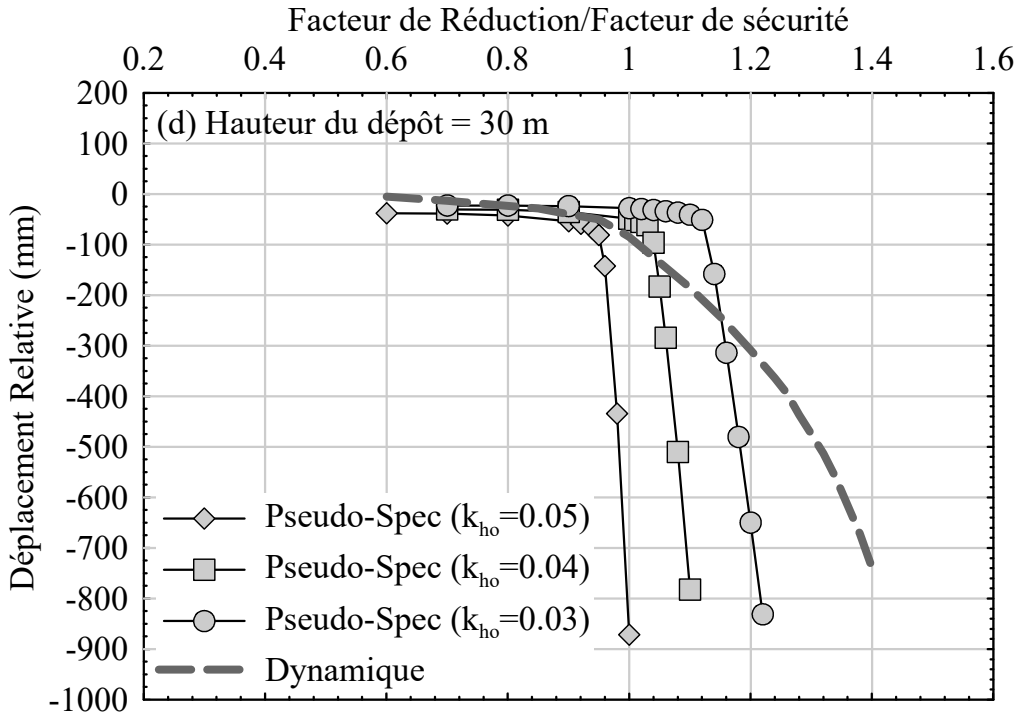


Figure A2.16 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

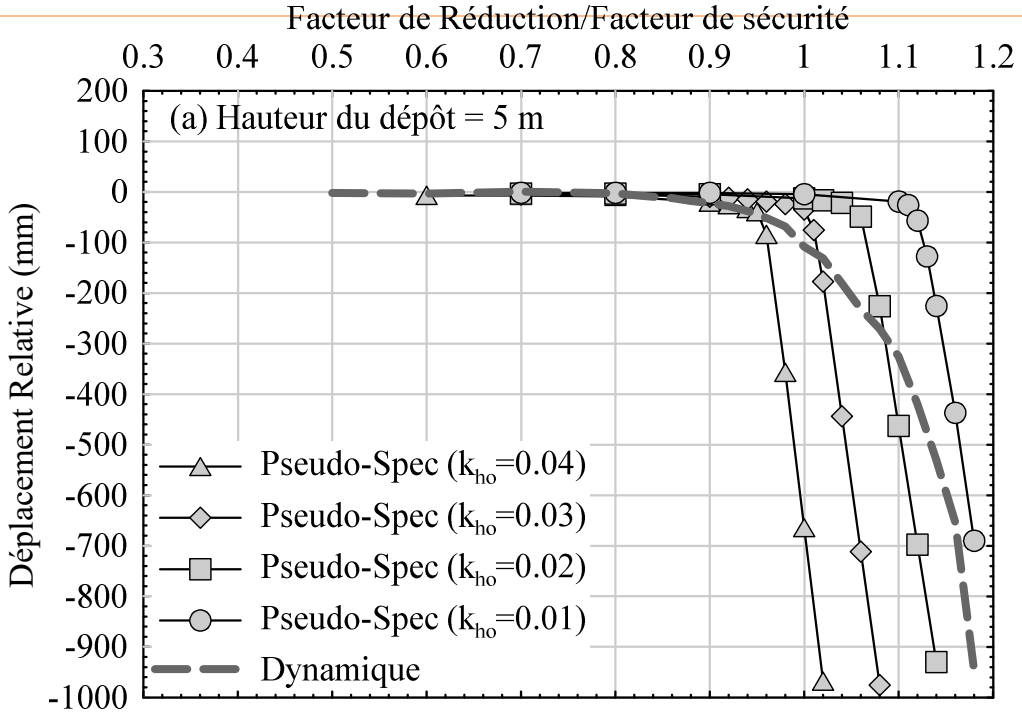


Figure A2.17 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

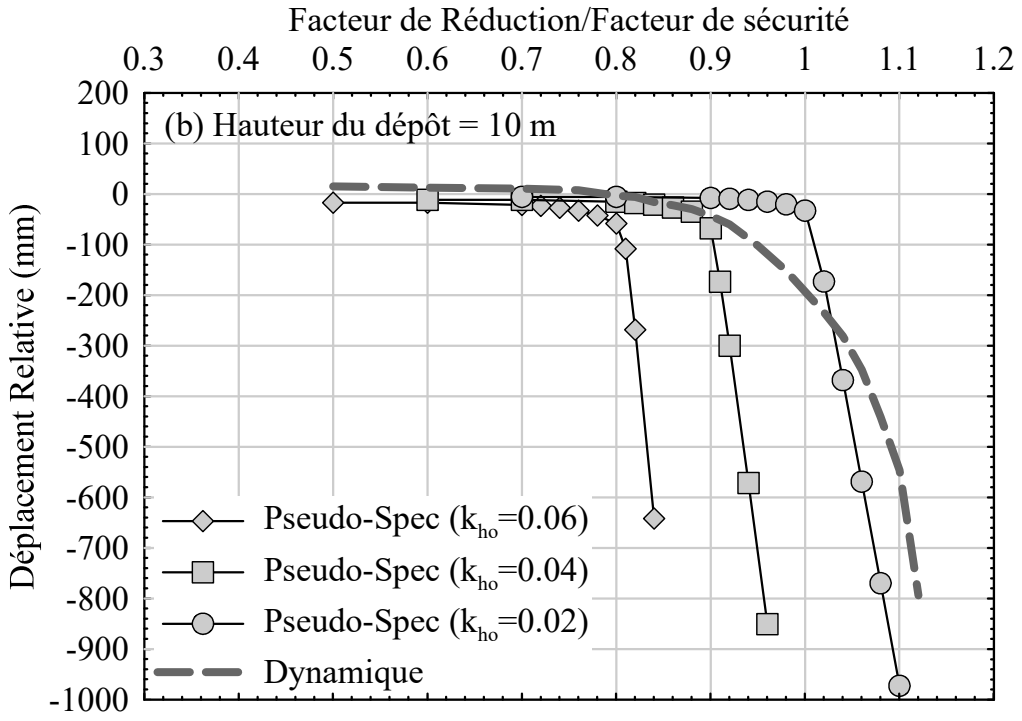


Figure A2.18 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

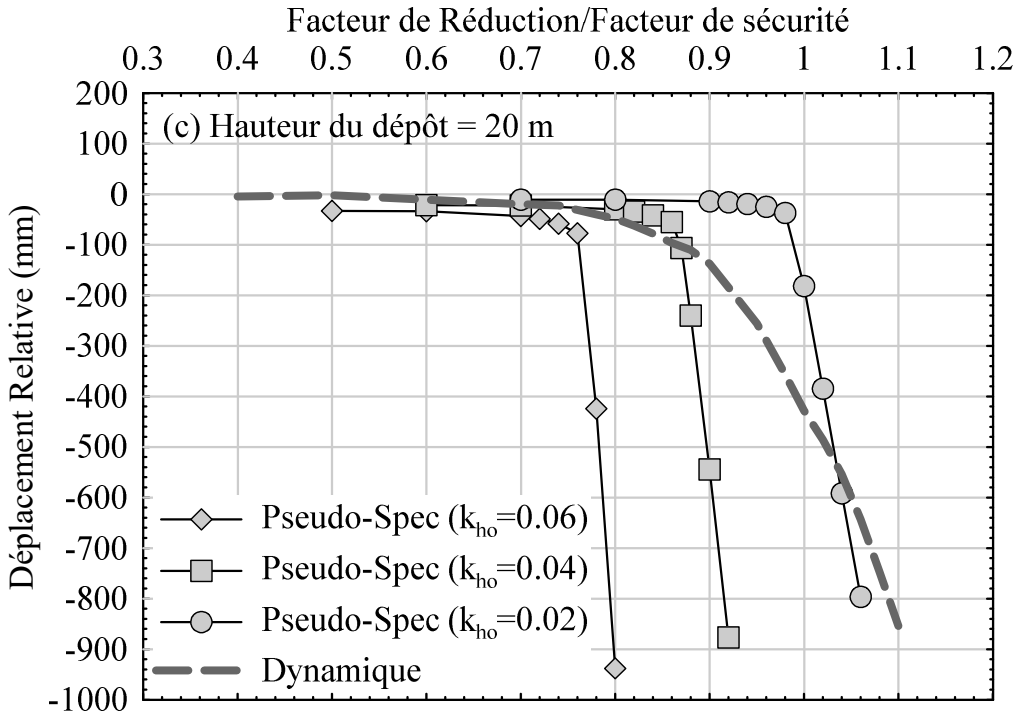


Figure A2.19 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

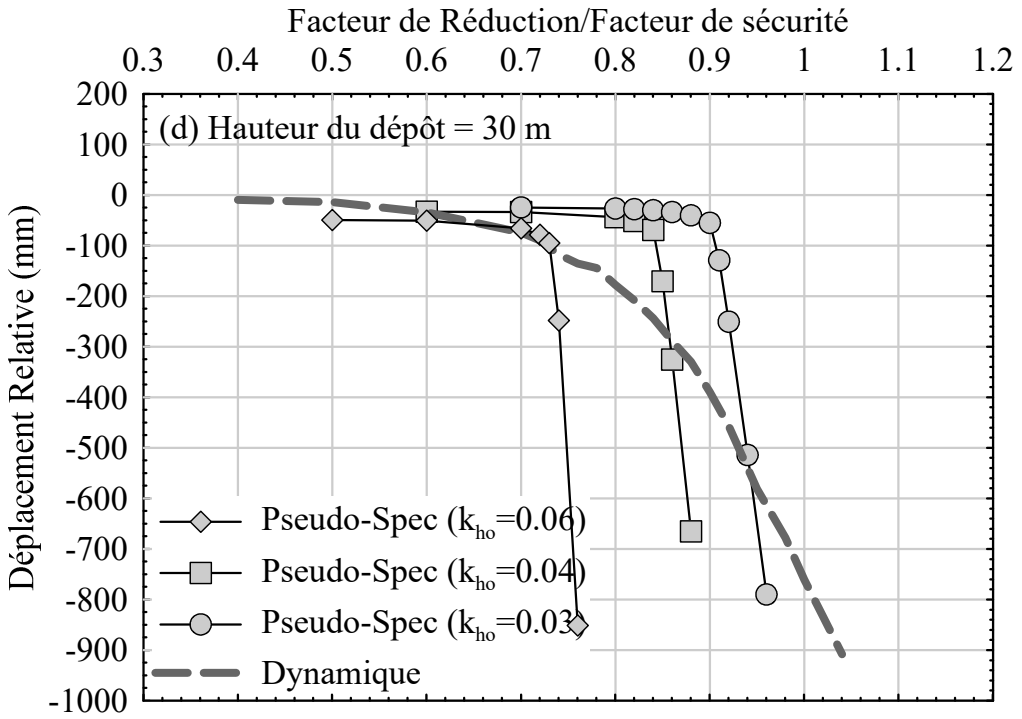


Figure A2.20 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

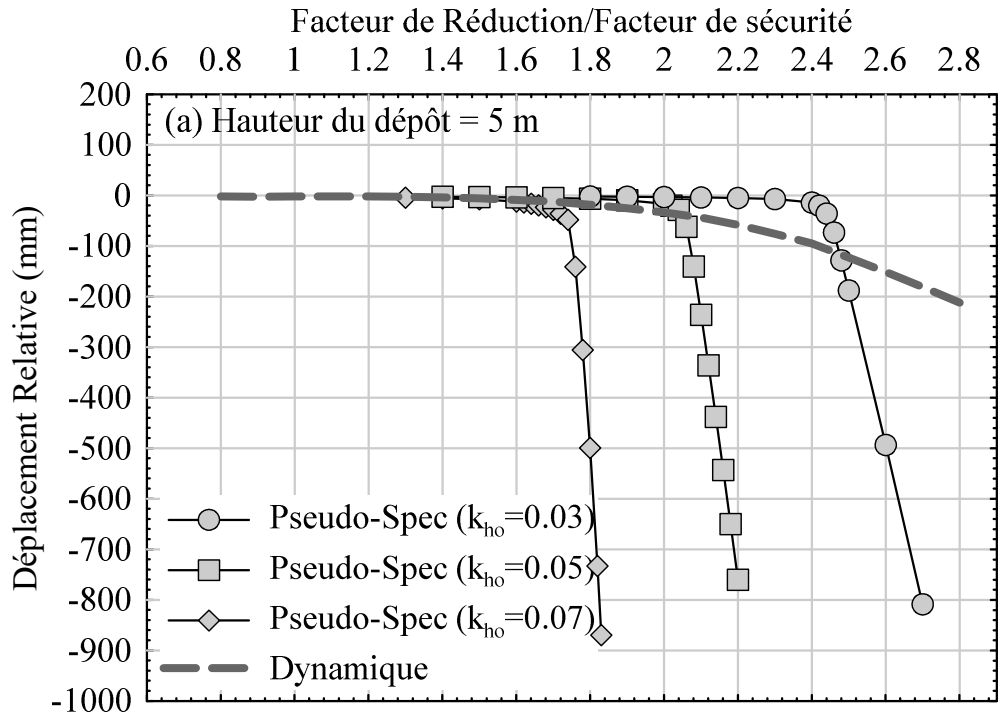


Figure A2.21 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

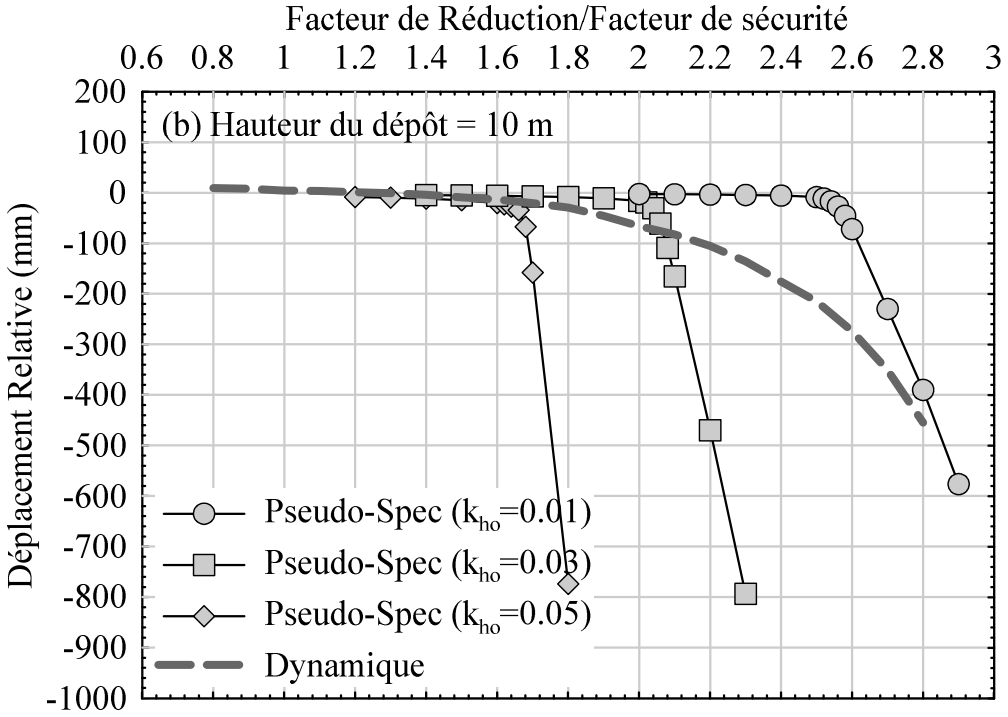


Figure A2.22 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

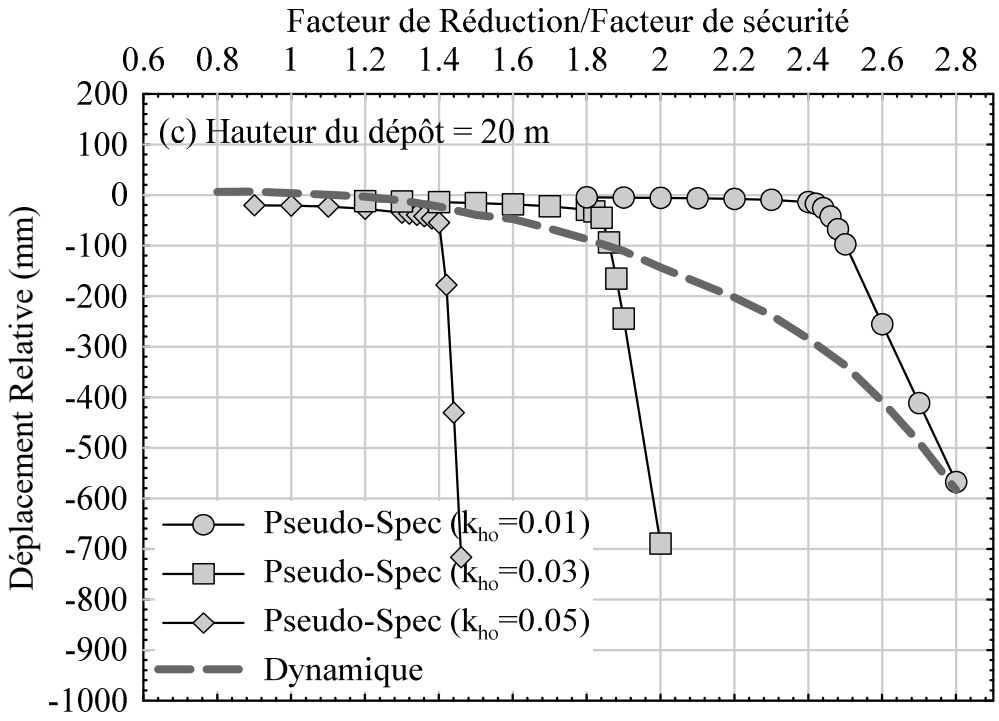


Figure A2.23 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

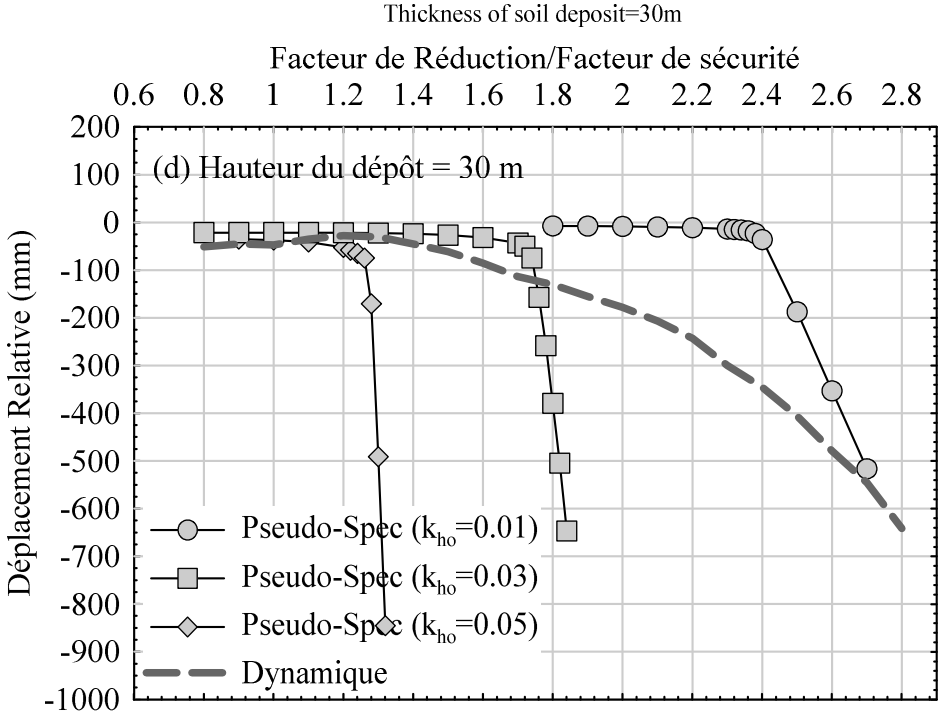


Figure A2.24 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=5 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

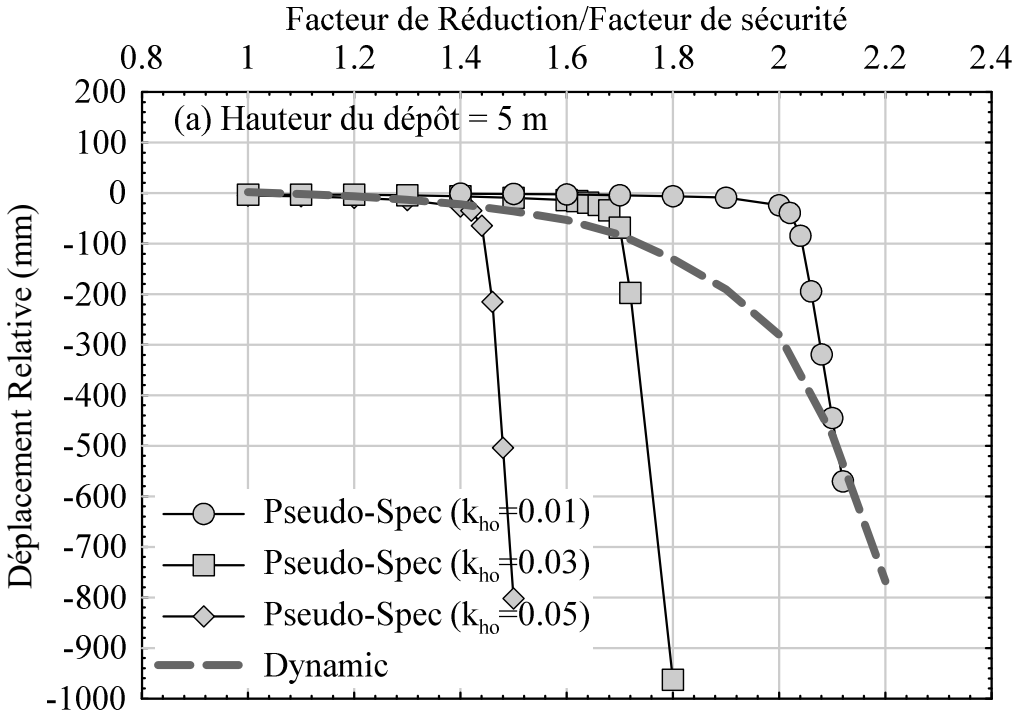


Figure A2.25 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

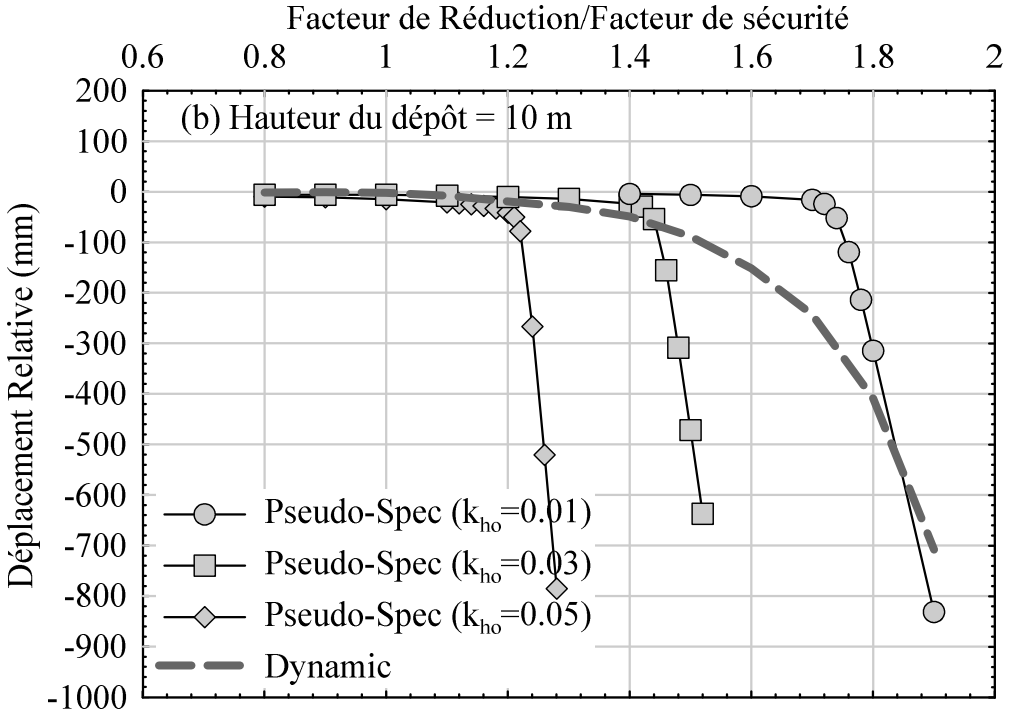


Figure A2.26 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

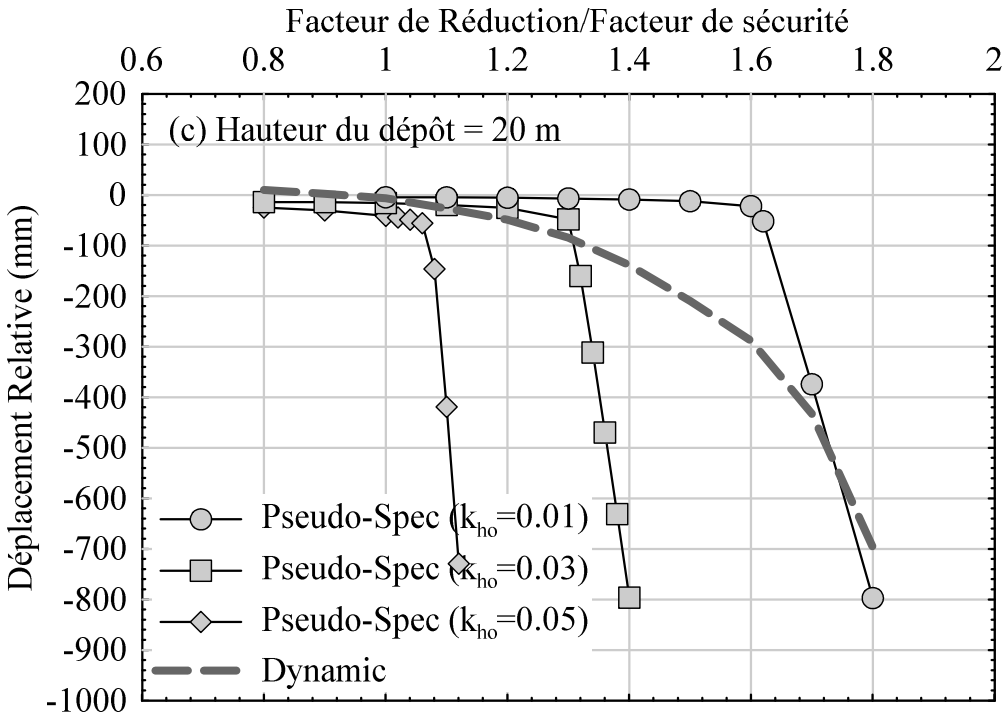


Figure A2.27 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

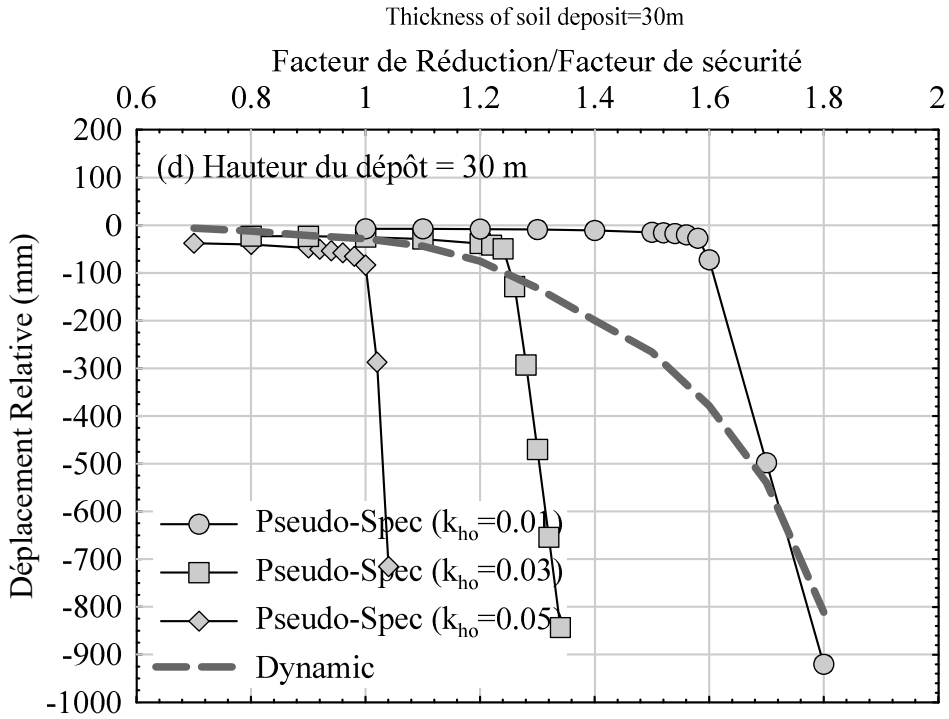


Figure A2.28 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=10 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

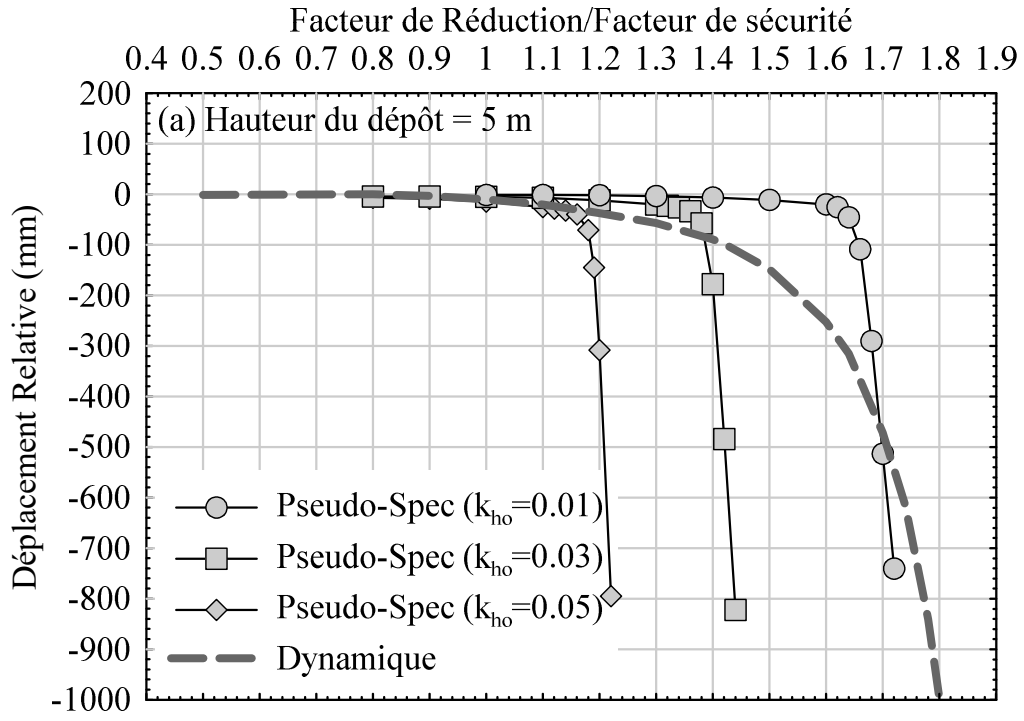


Figure A2.29 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

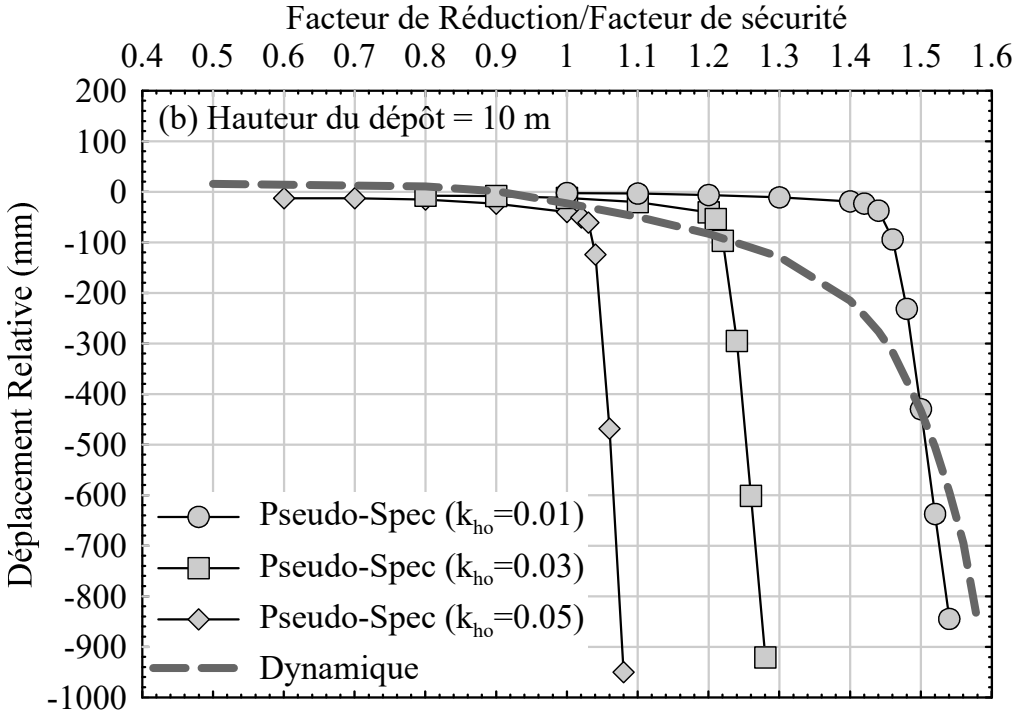


Figure A2.30 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

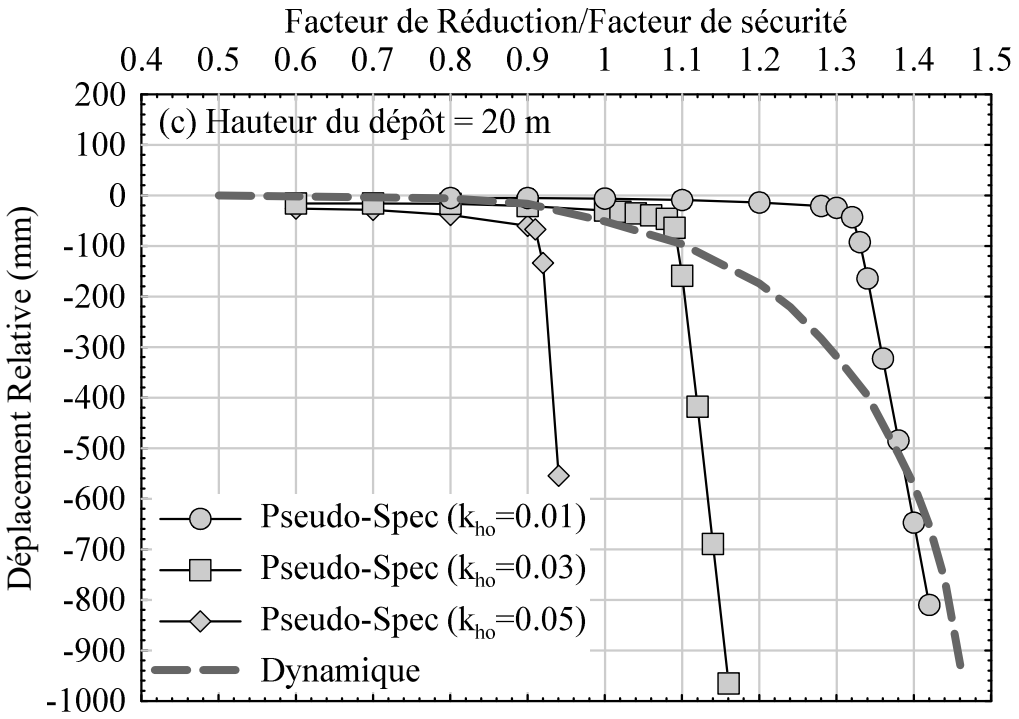


Figure A2.31 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 20 m de hauteur

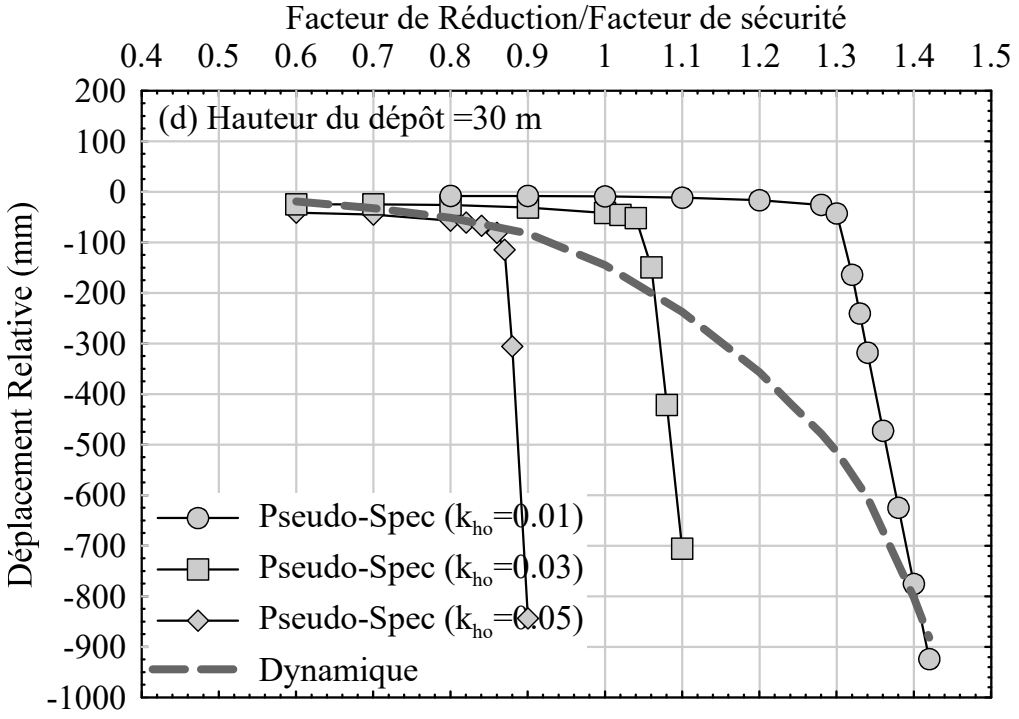


Figure A2.32 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 6H:1V d'une hauteur de Hp=15 m pour un dépôt de 30 m de hauteur

Annexe 3

Comparaison avec la méthode pseudo-statique à coefficient constant

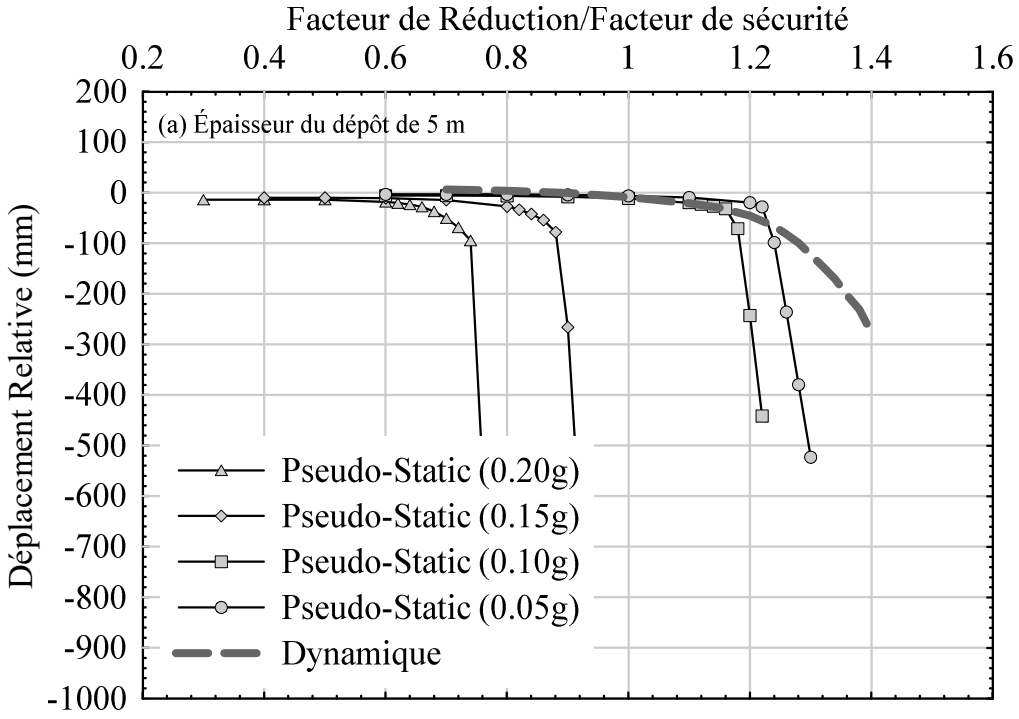


Figure A3.1 Courbes de déplacements relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 5 m de hauteur

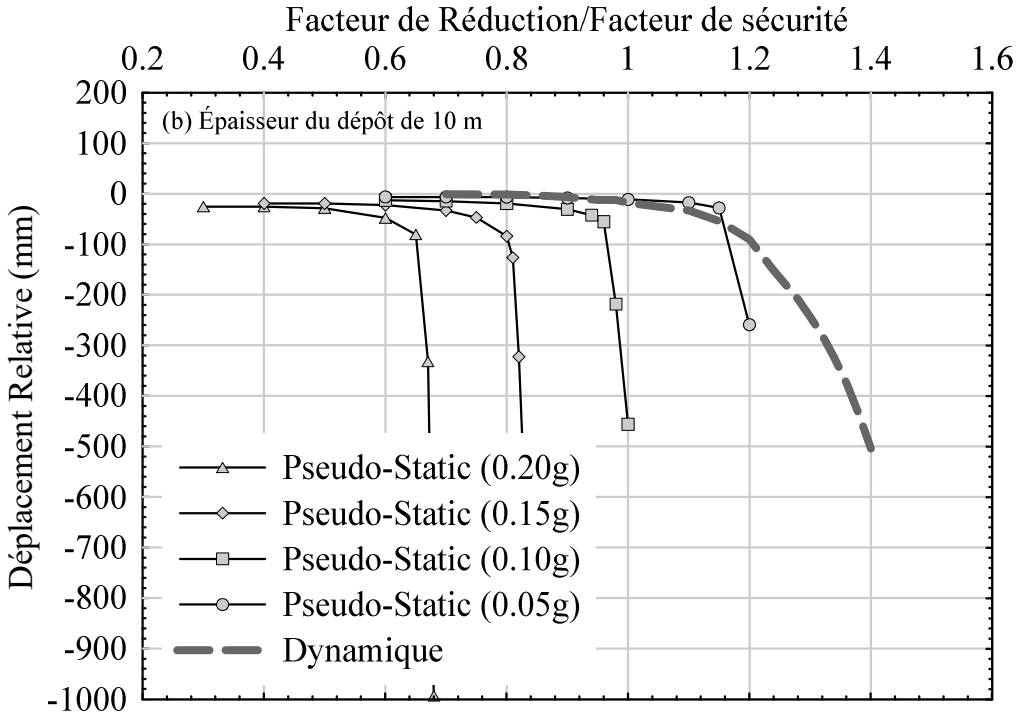


Figure A3.2 Courbes de déplacement relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

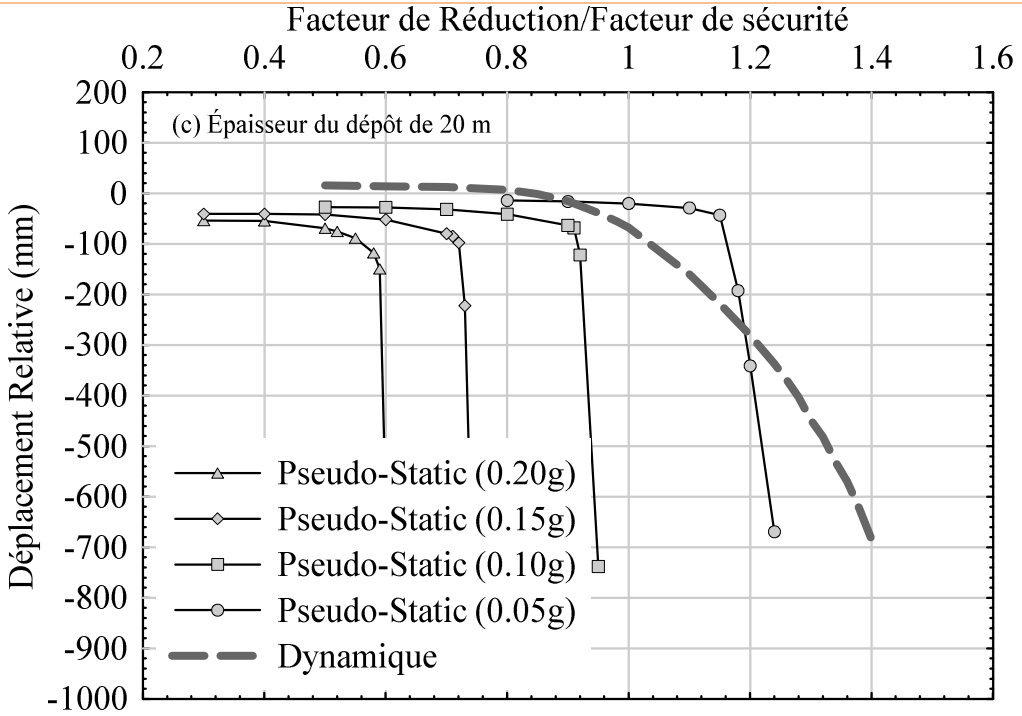


Figure A3.3 Courbes de déplacement relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur

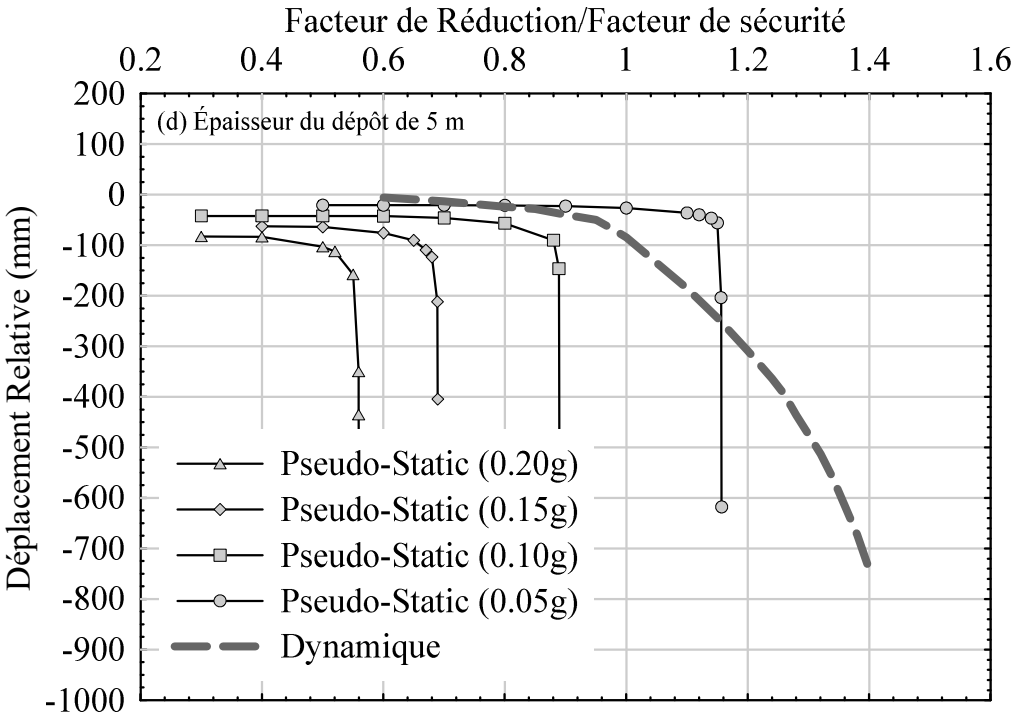


Figure A3.4 Courbes de déplacement relatives des analyses pseudo-statiques spectrale et dynamiques effectuées pour la pente 3H:1V d'une hauteur de H_p=10 m pour un dépôt de 10 m de hauteur