ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR DES DÉPÔTS D'ARGILE

SECTION GÉOTECHNIQUE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR DES DÉPÔTS D'ARGILE

Rapport final
Geo-03-13

Mourad Karray et Fady Ghobrial
Département de génie civil
Université de Sherbrooke

Présenté à :

DIRECTION DU LABORATOIRE DES CHAUSSÉES
SERVICE DE LA GÉOTECHNIQUE ET DE LA GÉOLOGIE
MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC
930, Chemin Sainte-Foy, 5e étage
Québec (Québec), G1S 4X9

Septembre 2013

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 », selon le contrat intervenu entre le Ministère des Transports du Québec (Projet R673.1) et l'Université de Sherbrooke en date du 4 fevrier 2010 et signé le 30 mars 2010.

Ce rapport a été réalisé à l'Université de Sherbrooke par Fady Ghobrial 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 le comportement dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argiles.
2. Sélection de pentes et de remblais typiques.
3. Évaluation et détermination des paramètres dynamiques à considérer dans les analyses dynamiques.
4. Établissement des lois de comportement pour la modélisation des différents sols. Mise au point et calibration du ou des modèles et du critère de rupture à utiliser.
5. Analyse dynamique des cas sélectionnés et adaptation de la méthode pseudo-statique sur les cas étudiés.
6. Développement d'une méthode pseudo-statique spectrale dont le coefficient varie avec la profondeur et il est fonction des propriétés dynamiques du système talus-fondation.

Dans l'ensemble, les objectifs définis dans cette étude ont été atteints. D'autres analyses sont actuellement en cours et le rapport actuel ne reflète pas l'état réel de l'avancement de l'ensemble des travaux. Cependant l'étude a atteint son objectif principal qui consiste à développer une méthode pseudo-statique spectrale. En effet, une fonction qui permet de définir la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur a été établie. Aussi le lien entre l'intensité du coefficient pseudo-statique et les paramètres géométriques et dynamiques de la pente a été établi.

TABLE DES MATIÈRES

1 INTRODUCTION 1

2 APPROCHES D'ANALYSE DE LA STABILTÉ SISMIQUE **3**
2.1 Approche à l'équilibre limite (Pseudo statique) 3
2.1.1 Solution de Majumdar pour un sol c-φ 6
2.1.2 Solution de Prater pour un sol 11
2.1.3 Solution de Koppula pour un sol cohérent 12
2.2 Approche basée sur le calcul de la déformation 15
2.2.1 Influence d'accélération élastique sur le déplacement 19
2.2.2 Déplacement permanents tolérable 21
2.3 Approche d'analyse dynamique 21
2.4 Analyse de la méthode pseudo-statique 22

3 MÉTHODES D'ANALYSE PARASISMIQUE DES TALUS UTILISÉES DANS QUESLQUES PAYS 23
3.1 Canada 23
3.2 Grande Bretagne 24
3.3 Inde 24

4 ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE 25
4.1 Examen du concept de base 25
4.2 Limitations reliées au coefficient pseudo-statique, k_h 28
4.3 Facteur de sécurité 31
4.4 Synthèse 33

5 PARAMÈTRES DYNAMIQUES 35
5.1 Mesure des propriétés dynamiques du sol 36
5.2 Déformabilité des sols 36
5.3 Paramètres caractérisant la déformabilité des sols 38
5.3.1 Coefficient de Poisson, ν 38
5.3.2 Module de cisaillement 38
5.3.3 Amortissement interne, ξ 43
5.4 La résistance au cisaillement 43
5.4.1 Sous un chargement rapide 43
5.4.2 Sous un chargement transitoire 45
5.5 Corrélations du module de cisaillement avec la résistance au cisaillement 45

6 DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE 51
6.1 Analyse de stabilité par la méthode des éléments finis 52
6.2 Étude de cas 1 54
6.2.1 Description du site 54
6.2.2 Modélisation 55
6.2.3 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité 56
6.2.4 Analyse de stabilité statique 58

6.2.5 Analyse de stabilité pseudo-statique 59
6.2.6 Analyse de stabilité dynamique 61
6.3 Étude de cas 2 68
6.3.1 Description du site 68
6.3.2 Analyses de stabilité statique et pseudo-statique 69
6.3.3 Analyses dynamiques 72
6.4 Étude paramétrique 75
6.4.1 Modélisation 75
6.4.2 Choix des paramètres 75
6.4.3 Analyse statique 78
6.4.4 Analyse de la stabilité statique par FLAC 78
6.4.5 Analyse par les méthodes conventionnelles 80
6.5 Analyse dynamique 81
6.5.1 Sollicitation sismique 82
6.5.2 Profil de rigidité et courbe de dégradation 83
6.5.3 Présentation des résultats des analyses dynamiques 86
6.6 Analyse pseudo-statique 89
6.7 Analyse pseudo-statique spectrale 89
6.8 Évaluation du coefficient pseudo-statique – synthèse 96
6.9 Glissement La Romaine 104
6.4.1 Description du site 104
6.4.2 Analyse dynamique 105

7 CONCLUSION 109

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Principe de méthode pseudo-statique. 6

Figure 2-2: Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal [Abramson et coll., 2002]. 7

Figure 2-3 : Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 15° [Majumdar, 1971]78

Figure 2-4: Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 30° [Majumdar, 1971] 8

Figure 2-5: Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 45° [Majumdar, 1971]. 8

Figure 2-6:Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 60° [Majumdar, 1971]. 9

Figure 2-7:Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 75° [Majumdar, 1971]. 9

Figure 2-8: Ratio de bras de moment, *l/d*, versus l'angle d'inclinaison de la pente, *i*, pour différentes valeurs de φ_i [Majumdar, 1971]..... 10

Figure 2-9: Les abaques de Taylor modifiés [Das et Ramana, 2011]. 10

Figure 2-10: La surface de glissement logarithmique utilisée par Prater [Prater, 1979](d'après Prater, 1979). 11

Figure 2-11: Une pente argileuse - solution de Koppula (d'après Das et Ramana, 2011)..... 13

Figure 2-12: Variation du nombre de stabilité, N_1, avec l'angle d'inclinaison de la pente,β , et la l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011]..... 14

Figure 2-13: Variation du nombre de stabilité, N_2, avec l'angle d'inclinaison de la pente,$\beta \leq 50°$, et la l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011]. 14

Figure 2-14: Variation du nombre de stabilité, N_2, avec l'angle d'inclinaison de la pente,$\beta \geq 55^o$, et la l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011]. 15

Figure 2-15 : Principe de la méthode basée sur les déformation 16

Figure 2-16 : Variation de la vitesse relative et le déplacement relatif entre le bloc et le plan [Kramer, 1996]. 17
Figure 2-17 : Le déplacement permanent d'une pente dépend de la relation entre l'accélération élastique (de la pente) et l'amplitude (du mouvement) [Kramer, 1996]. 19
Figure 2-18 : Déplacement permanent normalisé en fonction du rapport de l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale [Yegian *et al.*, 1991] 20
Figure 4-1: Carte pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique produite par le centre d'expertise hydrique du Québec 32
Figure 5-1 : Paramètres élastiques du sol et loi de comportement 38
Figure 5-2 : Influence de différents facteurs sur le rapport de G/G_{max} 41
Figure 5-3 : a) Valeurs de l'exposant k dans les équations du tableau 5.3; b) Relations entre G/G_{max} et γ en fonction de l'indice de plasticité (d'après Vucetic et Dorby, 1991) 42
Figure 5-4 : Les résultats des essais UU sur l'argile de Buckshot [Das et Ramana, 2011]. 44
Figure 5-5 : Variation de la résistance au cisaillement avec la vitesse de chargement 46
Figure 5-6 : Relation entre le module de cisaillement G_o et la résistance au cisaillement c_u (d'après Hara et coll. 1974):. 48
Figure 6-1 : Coupe type de la digue fictive sur le dépôt de St-Alban (Pfendler, 1990). 55
Figure 6-2 : Modélisation de l'ouvrage en remblai et du dépôt d'argile pour l'analyse de stabilité..... 56
Figure 6-3 : Illustration de la méthode d'évaluation du facteur de sécurité 57
Figure 6-4 : Évaluation du facteur de sécurité statique à l'aide de FLAC (statique) 58
Figure 6-5 : Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 1,4 (FLAC) 60
Figure 6-6 : Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 1,6 (FLAC) 60
Figure 6-7 : Évaluation du facteur de sécurité pseudo-statique à l'aide de FLAC..... 61
Figure 6-8 : Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,7 et coefficient Pseudo-statique de 0,15 (FLAC)..... 62
Figure 6-9 : a) Courbe de contrainte distorsion générée par FLAC, b) Spectres de réponse du remblai de St-Alban 63
Figure 6-10 : Évaluation du facteur de sécurité dynamique à l'aide de FLAC, fréq. = 2, 4, 6 et 8 Hz, $A_{éq}$=9% (A_{max}=15%) 64
Figure 6-11 : Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,75 et pour une excitation cyclique de 2 Hz de fréquence et d'une durée de 2 cycles ($A_{éq}$ = 9%)..... 65
Figure 6-12 : Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,8 et pour une excitation cyclique de 4 Hz de fréquence et d'une durée de 4 cycles ($A_{éq}$ = 9%)..... 66

Figure 6-13 : Rupture de l'ouvrage pour une excitation cyclique de 4 Hz de fréquence et d'une durée de 4 cycles ($A_{éq}$ = 9%) 66
Figure 6-14 : Variation du coefficient pseudo-statique et de l'accélération à la surface du dépôt avec la fréquence d'excitation pour une même accélération à la base du dépôt..... 68
Figure 6-15 : Géométrie du talus 69
Figure 6-16 : a) Zones plastifiées et vecteurs vitesses, b) contours de distorsion – analyse statique pour un facteur de réduction de 1,55 – dépôt de 10 m d'épaisseur 70
Figure 6-17 : Contours de distorsion – analyse statique pour un facteur de réduction de 1,55 – dépôt de 30 m d'épaisseur 71
Figure 6-18 : Contours de distorsion – analyse pseudo-statique pour k_h=0,15 et un facteur de réduction de 1,0 – dépôt de 10 m d'épaisseur 72
Figure 6-19 : Contours de distorsion – analyse pseudo-statique pour k_h=0,15 et un facteur de réduction de 0,95 – dépôt de 30 m d'épaisseur 72
Figure 6-20 : a) spectre de référence pour la région de Québec et spectre de l'accélérogramme compatible utilisé dans les simulations ; b) accélérogramme utilisé dans les analyses..... 73
Figure 6-21 : Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 10 m d'épaisseur (cas1) – accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec..... 74
Figure 6-22 : Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 10 m d'épaisseur (cas2) – accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec..... 74
Figure 6-23 : Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 30 m d'épaisseur (cas3) – accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec..... 74
Figure 6-24 : Schéma du modèle utilisé pour le développement de la méthode pseudo-statique spectrale 76
Figure 6-25 : Comparaison du spectre de réponse établi pour la région de Québec avec ceux d'exemples d'accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques..... 84
Figure 6-26 : Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérée dans cette étude..... 85
Figure 6-27 : Modèle de comportement adopté dans FLAC pour simuler le comportement des sols constituants le talus et la fondation 86
Figure 6-28 : Déplacement résiduel de la pente 1,75H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt 87

Figure 6-29 : Déplacement résiduel de la pente 3H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt 88
Figure 6-30 : Déplacement résiduel de la pente 3H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt 88
Figure 6-31 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m..... 90
Figure 6-32 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 3H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m..... 90
Figure 6-33 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 6H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m..... 91
Figure 6-34 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrale (k_h=variable) – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m 92
Figure 6-35 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=variable) – talus de 10 m avec pente de 3H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m 93
Figure 6-36 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=variable) – talus de 10 m avec pente de 6H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 94
Figure 6-37 : Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=variable) – talus de 5 m avec pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 95
Figure 6-38 : Comparaison entre les courbes déplacement en fonction du facteur de réduction obtenues par l'analyse dynamique et celle déterminée par la méthode pseudo-statique spectrale avec un coefficient kh0 = 0,04 – Cas d'une pente de 1,75H :1V, talus de 10 m de hauteur et facteur vitesse de 0,5 96

Figure 6-39 : Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 1 97
Figure 6-40 : Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 0,5 98
Figure 6-41 : Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 1,5 99
Figure 6-42 : Variation du coefficient pseudo-statique à la surface d'un talus de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur en fonction de l'épaisseur du dépôt pour un facteur Vs de 1 100
Figure 6-43 : Schématisation du mouvement d'une masse de sol potentiellement instable à a) hautes fréquences et b) basses fréquences 101
Figure 6-44 : Variation du coefficient pseudo-statique à la surface d'un talus de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur en fonction de la rigidité du dépôt de 20 m d'épaisseur 102
Figure 6-45 : Relation entre la longueur d'onde est la longueur de la surface de rupture. 103
Figure 6-46 : Comparaison entre les valeurs de k_h déterminées à partir des simulations numériques et celles estimées à l'aide de l'équation 6-8 104
Figure 6-47 : Géométrie du talus avant et après glissement (Locat et al., 2012) 105
Figure 6-48 : Modélisation du talus de la Romaine 105
Figure 6-49 : Déformation produite par la chute des blocs suite au dynamitage 106
Figure 6-50 : Contours de distorsion provoquée par la chute des blocs 106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Surface de rupture et méthodes d'analyse (Figures tirées de Kramer, 1996). 4
Tableau 4-1 : Résultats d'analyses pseudo-statique de quelques barrages qui ont été endommagés au cours de tremblement de terre (seed, 1979). 26
Tableau 4-2: Revue des coefficients pseudo-statique suggérés par différents auteurs et utilisés dans certains pays. 30
Tableau 4-3 : Critère de conception des barrages partout dans le monde [H. B. Seed, 1982]. 31
Tableau 4-4: Coefficient sismique adopté par Hydro-Québec (1998) 31
Tableau 5-1: Les essais in-situ et au laboratoire utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol.. 37
Tableau 5-2 : Valeurs typiques du coefficient de Poisson (n)..... 39
Tableau 5-3 : Relations pour l'évaluations de Gmax ou Vs pour les sols granulaires. 40
Tableau 5-4 : Relations pour l'évaluation de Vs pour les sols cohérents..... 42
Tableau 5-5 : Propriétés des sols utilisés par Casagrande et Shannon (1949). 45
Tableau 5-6 : Essais pour mesurer les caractéristiques dynamiques des sols [H. B. Seed et Idriss, 1970]. 47
Tableau 5-7 : Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beauséjour (1987)..... 49
Tableau 6-1 : Paramètres de résistance et dynamiques utilisés dans les simulations..... 69
Tableau 6-2 : Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beauséjour (1987)..... 77
Tableau 6-3 : Propriétés des couches utilisées en modélisation..... 78
Tableau 6-4 : Résumé des résultats des facteurs de sécurité statique obtenus à l'aide de FLAC. 79
Tableau 6-5 : Facteurs de sécurité calculés par la méthode de Hunter et Schuster (1968). 81
Tableau 6-6 : PGA et spectre d'accélération à la base du dépôt pour la région de Québec, selon la commission géologique du Canada 83

.

LISTE DES SYMBOLES

a	Coefficient empirique dans la formule générale reliant G_o ou V_s avec N
a_o	Un constant entre la résistance au cisaillement qui varie linéairement avec la profondeur [solution de Koppula].
a_y ou k_y	Accélération à la limite élastique
b	1. Le rapport entre le coefficient sismique vertical et le coefficient sismique vertical [solution de Prater]. 2. Coefficient empirique dans la formule générale reliant G_o ou V_s avec N
b	Inclinaison de la pente
c	Cohésion du sol
c_o	La cohésion à la tête du talus [solution de Koppula]
D	Le rapport entre la profondeur de la surface de rupture et la hauteur du talus [solution de Koppula].
d	Bras de levier de la force horizontale
e	Bras de levier de la force verticale ou indice des vides
ξ	Degré d'amortissement
ε_h	Déformation horizontale
ε_v	Déformation verticale
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
γ	Distorsion
H_p	Hauteur de la pente (du talus)
H	Hauteur du dépôt par rapport au pied de la pente
H_t	Hauteur du dépôt par rapport à la crête de la pente
i	Angle d'inclinaison de la pente [méthode de cercle de φ de Taylor]
I_p	Indice de plasticité
K_o	Le coefficient de la pression des terres au repos
k_h	Coefficient sismique horizontal
k_v	Coefficient sismique vertical
$K_h(z)$	Coefficient sismique variable
m	Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial [solution de Majumdar].
M_g	Moment dû à la gravité.
M_e	Moment dû à la force d'inertie horizontale.

M_c	Moment dû à la résistance de cohésion.
N	Indice de pénétration standard/nombre de coups.
N_1, N_2	Nombres de stabilité [solution de Koppula].
ν	coefficient de Poisson
q_u	Résistance en compression.
r_{xy}	Coefficient de corrélation.
s	Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture
V_p	Vitesse des ondes de compression.
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement.
α	1. Le coefficient d''accélération sismique horizontal [solution de Majumdar]. 2. La constante de proportionnalité dans la formule générale reliant G_o avec σ_m'
β	L'angle d'inclinaison de la pente [solution de Koppula].
γ	1. Le poids volumique du sol. 2. Le poids volumique saturé du sol [solution de Koppula].
γ_E	Poids volumique du sol équivalent [Solution de Majumdar].
σ_m'ou σ'_0	La contrainte effective moyenne.
σ_v'	La contrainte effective verticale.
φ_i	Angle de friction initial [méthode de cercle de φ de Taylor].
φ_{mE}	Angle de friction modifié dû au séisme [solution de Majumdar].
W	Poids de la masse de sol instable
PGA	*Peak Ground Acceleration* (Accélération maximale du sol)

Chapitre 1

Introduction

Il existe aujourd'hui un grand nombre de méthodes d'analyse de stabilité dynamique des talus ou d'ouvrages en remblai. Plusieurs de ces méthodes restent pour l'instant dans le domaine de la recherche, sans intégration effective dans la pratique courante de l'ingénieur. Cette situation peut être reliée à l'insuffisance de validation de ces méthodes, mais aussi à leur complexité au niveau de l'analyse ou de la détermination des paramètres de calcul. De ce point de vue, la méthode pseudo-statique demeurent attrayante due à sa simplicité, et ce, malgré son incapacité, dans sa forme actuelle, de prendre en compte de nombreux paramètres impliqués dans le calcul dynamique.

Cette étude a pour objectif d'examiner d'abord les différents éléments reliés à la méthode pseudo-statique afin d'établir les limites de son applicabilité et surtout d'examiner les alternatives pouvant amener au développement d'une méthode d'analyse dynamique plus efficace tout en gardant les avantages de la méthode pseudo-statique.

L'analyse de la stabilité d'un talus ou d'un ouvrage en remblai par la méthode pseudo-statique consiste à remplacer l'action du tremblement de terre par une force d'inertie constante proportionnelle à l'accélération maximale de l'événement et appliquée à une masse de sol potentiellement instable. La méthode pseudo-statique est largement critiquée dans la littérature puisqu'elle ne tient pas compte de l'effet du séisme sur la résistance au cisaillement et, de plus, masque l'aspect dynamique du problème (effet de site, dégradation du module, synchronisation

du mouvement, etc.). Malgré ceci, elle demeure encore largement utilisée dans la pratique à différents niveaux et presque à travers le monde entier.

Le présent rapport documente d'abord à partir de la littérature le rôle que joue cette méthode dans les différentes stratégies d'analyse parasismique et la façon dont elle est appliquée en examinant en particulier les différentes valeurs ou approches pour le choix du coefficient pseudo-statique.

Les principales limitations inhérentes à la méthode ou au principe de la méthode pseudo-statique sont ensuite examinées à partir de renseignements disponibles dans la littérature mais aussi à partir d'analyses et de simulations numériques réalisées dans le cadre de cette étude. Ces limitations incluent, entre autres, l'effet de la période naturelle du dépôt et l'effet de l'amplification de la sollicitation sismique. Cet examen permettra d'isoler les paramètres les plus influents à considérer dans le développement d'une nouvelle méthode pseudo-statique spectrale qui permet de tenir compte des aspects dynamiques les plus importants tel que la période naturelle du dépôt, l'amplification des mouvements sismiques et le contenu fréquentiel de ces mouvements. Ce rapport présentera aussi les résultats d'un grand nombre de simulations numériques qui ont permis de développer une nouvelle méthode d'analyse pseudo-statique.

Chapitre 2

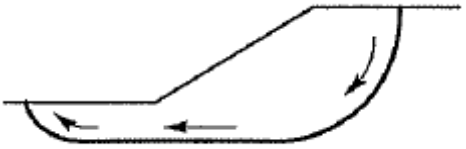
Approche d’analyse de stabilité sismique

Les méthodes disponibles pour l’étude de la stabilité des talus ou des ouvrages en terre (digues, remblais, etc.) soumis à des tremblements de terre sont dérivées de trois approches principales : les méthodes d'analyse à l'équilibre limite (pseudo-statique), les méthodes basées sur le calcul des déformations (méthode de Newmark et méthode de Makdisi et Seed, etc.), et les méthodes basées sur l'analyse dynamique des ouvrages (linéaire et non-linéaire).

2.1 Approche à l’équilibre limite (Pseudo statique)

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 de 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 de cisaillement se mobilise au même taux le long de la surface de rupture (le facteur de sécurité est constant). Un sommaire de différents types de surface de rupture et de quelques méthodes d’analyse proposées pour chaque type sont présentés au Tableau 2.1 [Kramer, 1996]. L’approche à l’équilibre limite peut être utilisée autant dans l’analyse de l’équilibre statique que dans celui

Tableau 2.1 Surface de rupture et méthodes d'analyse (Kramer, 1996).

Surface de rupture		Exemple de la méthode d'analyse
Surface plane		Méthode de Culmann
Surface multi-plane		Méthode du coin
Surface circulaire (ou spiral logarithmique)		Méthode des tranches ordinaire, méthode de Bishop modifiée
Surface non-circulaire		Méthode de Morgenstern et Price, Méthode de Spencer, Méthode de Janbu

de l'équilibre dynamique (pseudo-statique). Ceci représente le plus grand avantage de la méthode pseudo-statique.

La méthode pseudo-statique a constituée, 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 est attribuée à Terzaghi (1950) et elle 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. Dans le cas des talus et des ouvrages en remblai, cette force d'inertie est généralement supposée horizontale (l'effet de la composante verticale du mouvement sismique étant souvent négligé). L'amplitude de la force pseudo-statique est souvent exprimée en termes de coefficient pseudo-statique, k_h ou k_v, qui est défini comme étant le rapport entre la force d'inertie et le poids du sol potentiellement instable (W). La résultante de cette force d'inertie, k_hW, passe comme W, à travers le centre de gravité G de la masse de sol supposée instable ABC (Figure 2.1) et agit avec un bras de levier, d, en induisant une augmentation du moment qui tend à produire une rotation du sol ABC autour du point O par stabilité sismique des pentes et des ouvrages en remblai. D'une façon générale, la force

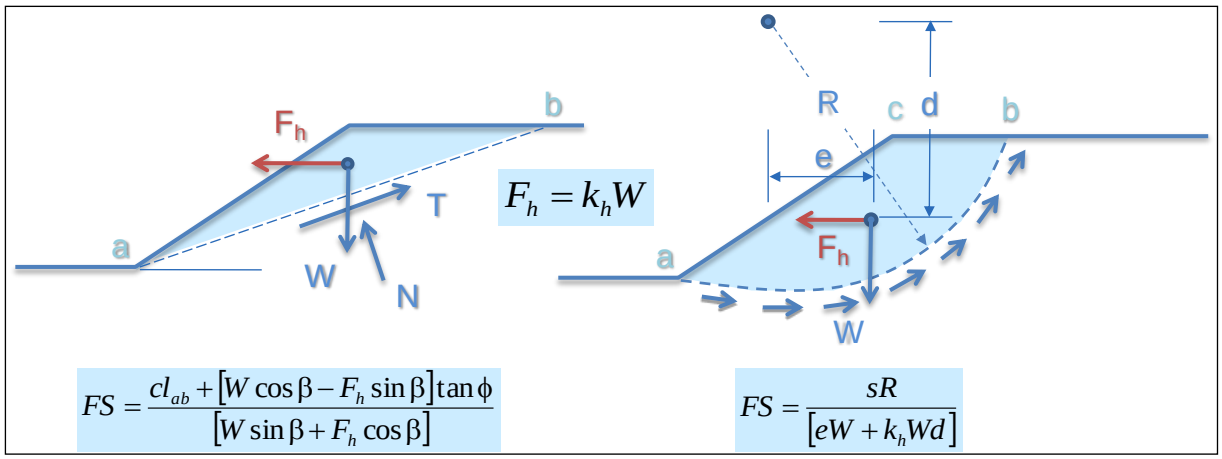


Figure 2-1 Principe de la méthode pseudo-statique

$k_h dW$. Ainsi, la sollicitation sismique réduit le facteur de sécurité du talus de FS_s à FS_d (équation 2.1) :

$$FS_s = \frac{sR}{eW}; \quad FS_d = \frac{sR}{eW + k_h dW} \tag{2-1}$$

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'une charge statique équivalente (Figure 2.1) et introduite dans un calcul statique de stabilité (ex. méthode de Bishop ou toute autre méthode (voir Tableau 2.1)).

Depuis les années vingt, la méthode pseudo-statique est le moyen le plus simple pour évaluer la sismique verticale est 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 facteur de sécurité minimal. La difficulté de cette méthode provient de la sélection du coefficient sismique. Le coefficient sismique dépend de l'intensité du séisme, de la durée du tremblement et du contenu fréquentiel. Cette question sera traitée dans la suite de ce rapport.

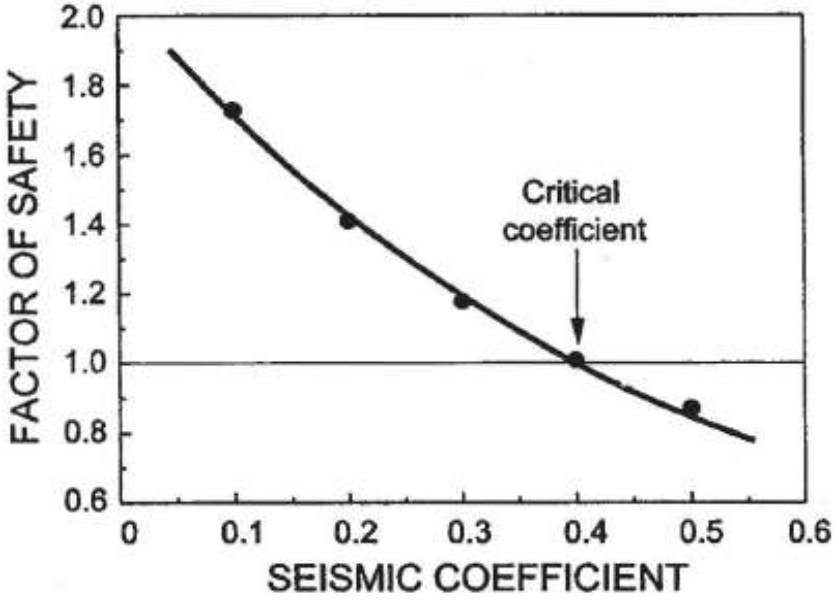


Figure 2-2 Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal [Abramson et coll., 2002].

Les résultats de l'analyse pseudo-statique peuvent être présentés sous forme d'un graphique liant le coefficient sismique au facteur de sécurité (Figure). Il est possible ainsi de déterminer le coefficient critique k_y qui correspond à un facteur de sécurité égale à l'unité. Le graphique de la figure 2-2 est tracé pour la surface critique de glissement déterminé dans les conditions statiques [Abramson *et al.*, 2002]. Si le coefficient critique déterminé est supérieur à celui prévu au site, le talus serait alors considéré suffisamment stable durant un tremblement de terre ou une sollicitation dynamique. Quelques chercheurs ont développé ou modifié des méthodes simplifiées pour tenir compte de l'effet sismique. Dans les sections suivantes, trois de ces méthodes sont présentées.

2.1.1 Solution de Majumdar pour un sol c-φ

En 1937, Taylor a développé la méthode de cercle de φ. En général, cette méthode peut être utilisée quand les termes de cohésion et de friction sont considérés dans le calcul de stabilité. Elle peut donc être convenable pour l'analyse en contraintes totales ou en contraintes effectives pour les sols homogènes. La solution de Taylor donne une relation entre le nombre de stabilité $c/F\gamma H$ (c étant la cohésion du sol, F le facteur de sécurité, γ le poids volumique du sol et H la

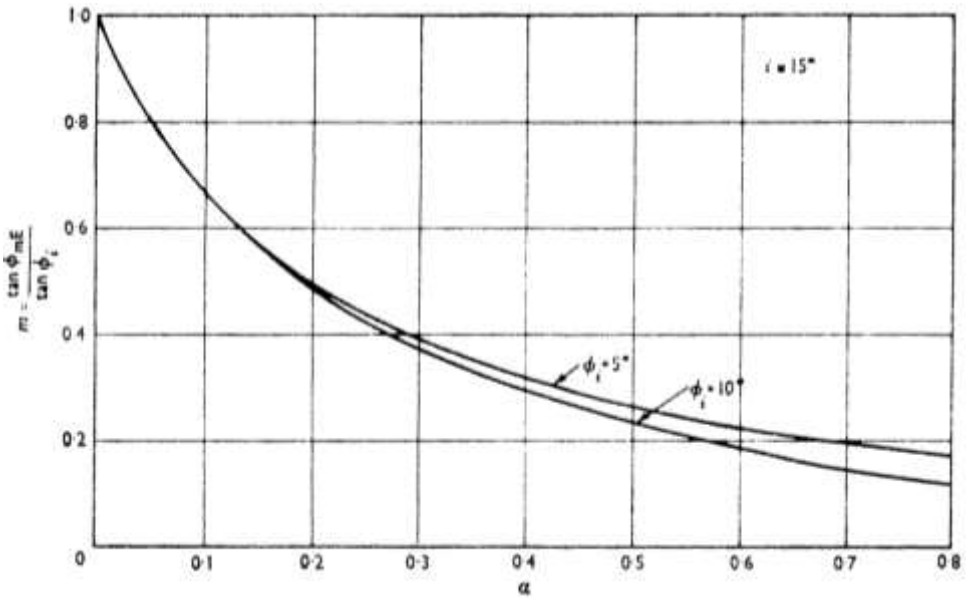


Figure 2-3 Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, *m*, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 15° [Majumdar, 1971].

hauteur du talus) et l'angle d'inclinaison de la pente, *i*, et les différentes valeurs de l'angle de friction initial, φ_i. Pour tenir compte de l'effet du séisme, Majumdar (1971) a proposé d'utiliser un angle de friction modifié, φ_{mE}, et un poids volumique équivalent, γ_E, au lieu de l'angle de friction initial, φ_i, et du poids volumique, γ, avec les abaques de Taylor respectivement. L'angle de friction modifié est déterminé à partir d'un terme, *m*, qui est le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial. Ce terme est fonction du coefficient d'accélération sismique, α, de l'angle de fiction initial, φ_i, et de l'angle d'inclinaison de la pente, *i*. Les Figure montrent la relation entre *m* et α pour des valeurs de *i*=15°, 30°, 45°, 60° et 75°. D'autre part, le poids volumique équivalent est fonction du coefficient d'accélération sismique, α, de l'angle de friction initiale, φ_i, de l'angle d'inclinaison de la pente, *i*, du poids volumique, γ, et du ratio de bras de moment *l/d* (*l* est le bras de levier de la force sismique et *d* est le bras de moment de la masse glissante). La Figure 2-8montre la relation entre *l/d* et *i* pour des φ_i qui varient entre 5° et 25°. Pourtant, Majumdar a recommandé de ne pas utiliser sa procédure comme un substitut aux analyses les plus rigoureux. Cette méthode comprend quelques hypothèses : Une section moyenne est utilisée; le problème de stabilité est bidimensionnel; la masse glissante est composée d'un seul matériau; et le critère de Mohr-Coulomb s'applique à tous les sols de la section.

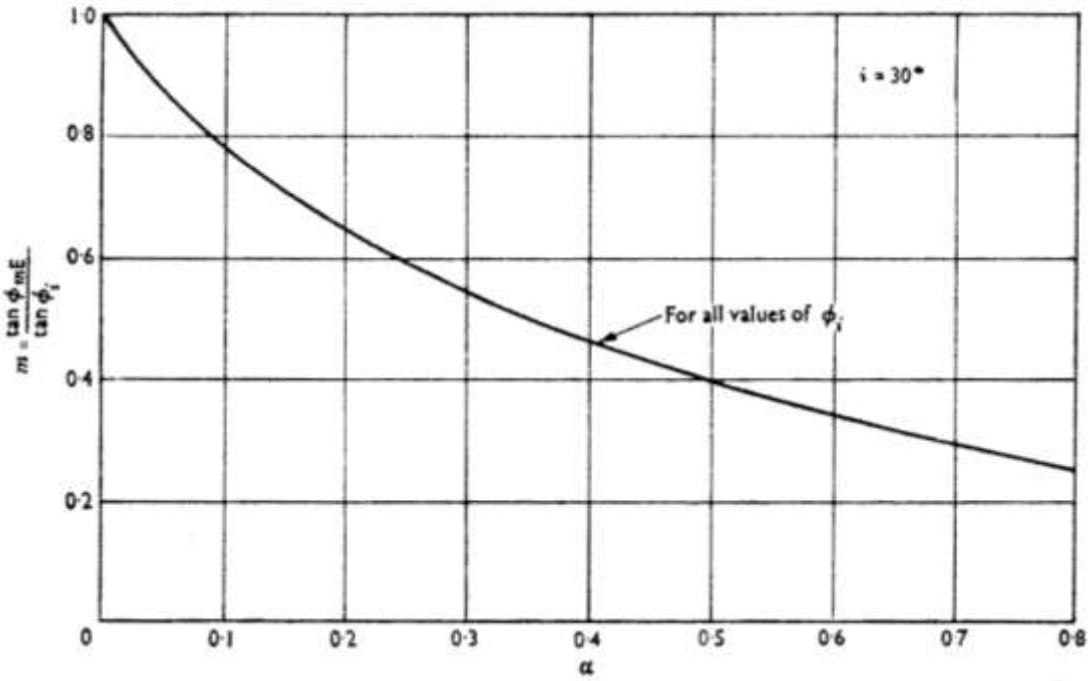


Figure 2-4 Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, *m*, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 30° [Majumdar, 1971]

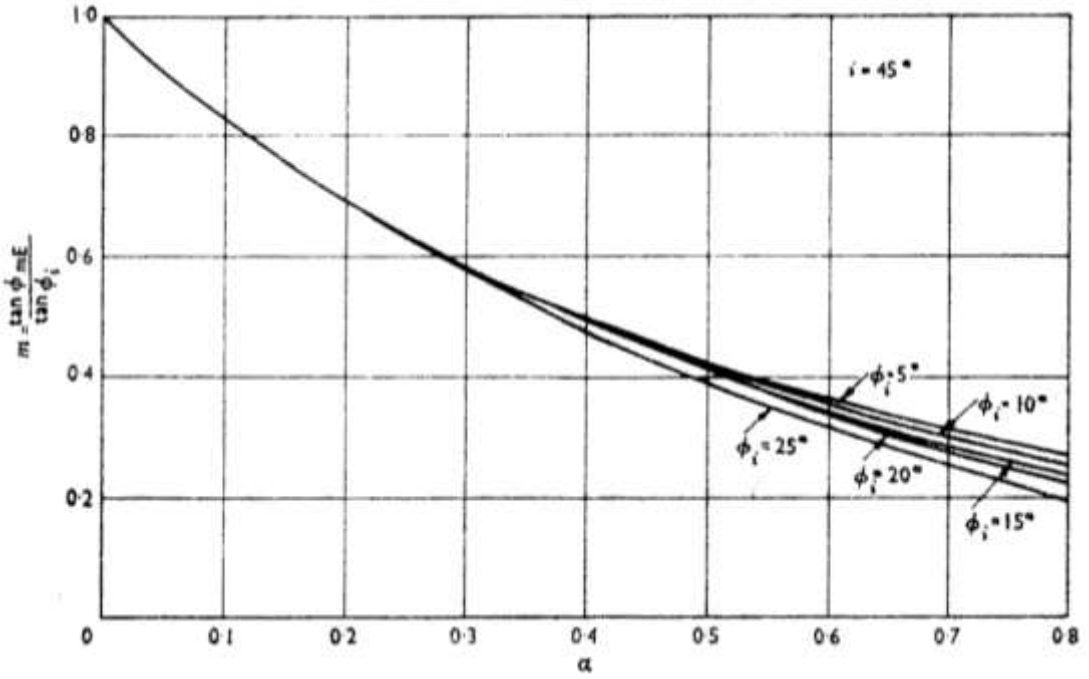


Figure 2-5 Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, *m*, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 45° [Majumdar, 1971]

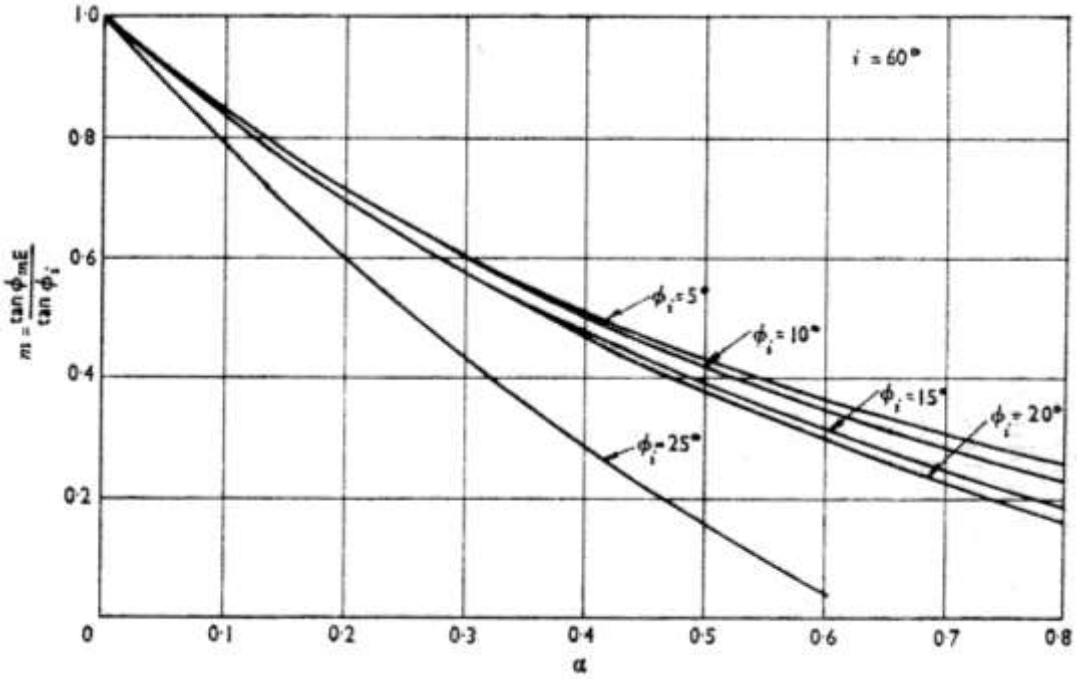


Figure 2-6 Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, *m*, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 60° [Majumdar, 1971].

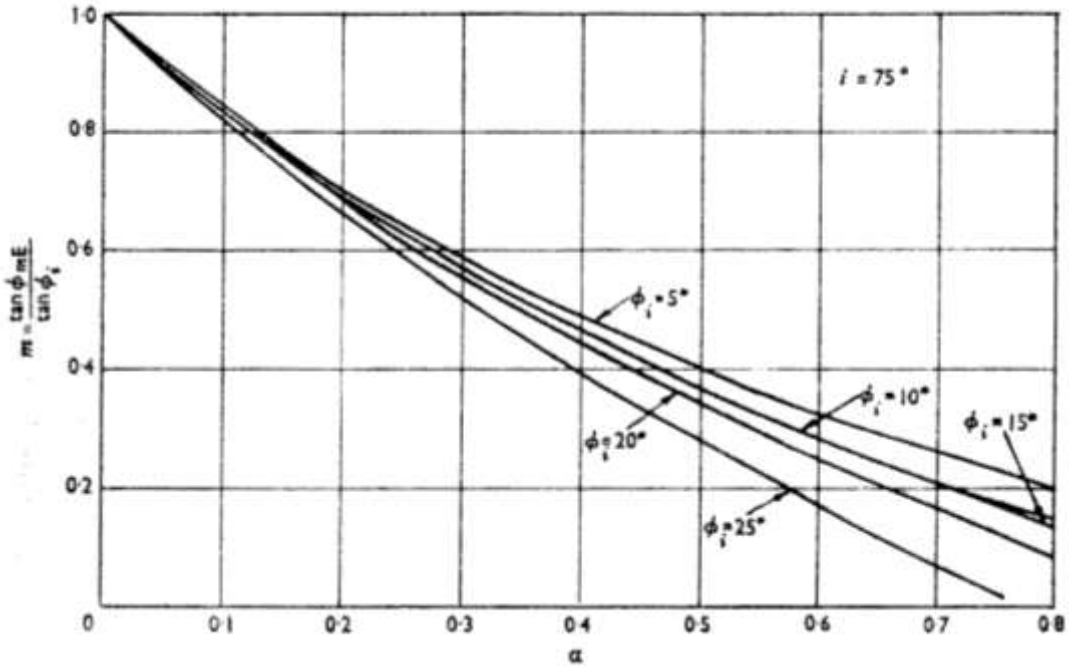


Figure 2-7 Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, *m*, versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α, pour une pente de 75° [Majumdar, 1971].

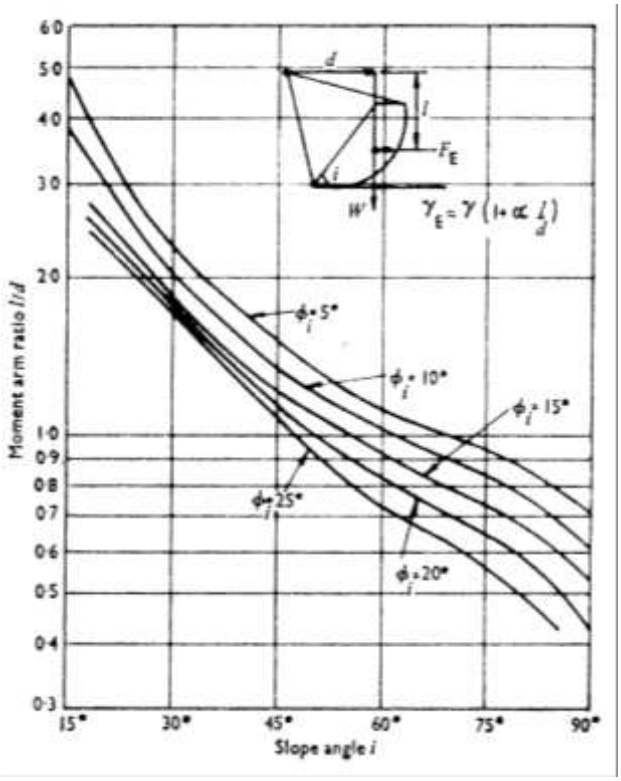


Figure 2-8 Ratio de bras de moment, *l/d*, versus l'angle d'inclinaison de la pente, *i*, pour différentes valeurs de φ_i [Majumdar, 1971]

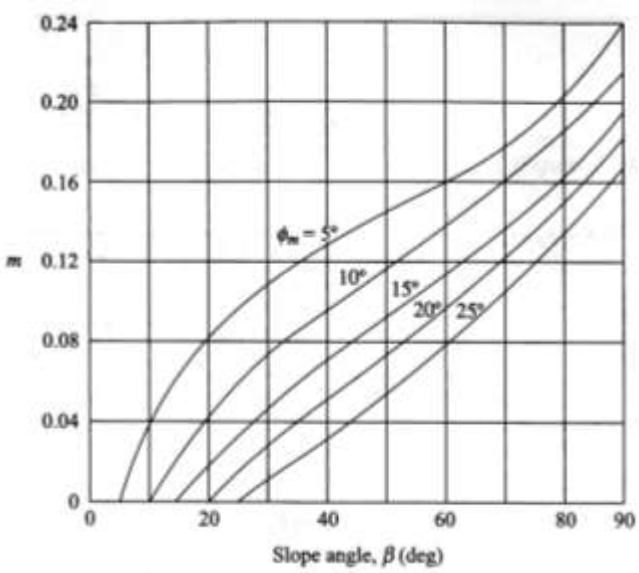


Figure 2-9 Les abaques de Taylor modifiés [Das et Ramana, 2011].

Das et Ramana (2011) ont présenté la même solution de Majumdar en introduisant directement un abaque modifié du nombre de stabilité (Figure 2-9). Notons que *m* dans cet abaque est le nombre de stabilité c.à.d. $m=c_d/\gamma H$ (ou $c/F\gamma H$) où γ est le poids volumique est non pas le poids volumique modifié [Das et Ramana, 2011].

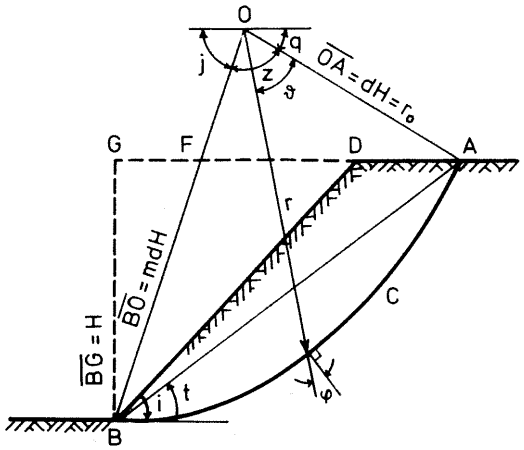


Figure 2-10 La surface de glissement logarithmique utilisée par Prater [Prater, 1979](d'après Prater, 1979).

2.1.2 Solution de Prater pour un sol c-φ

Prater (1979) a déterminé l'accélération à la limite élastique pour une surface de rupture logarithmique qui passe par le pied du talus pour un sol en conditions *c-φ*. L'accélération à la limite élastique est le seuil d'accélération moyen agissant sur une masse de sol glissante au-dessus de laquelle des déformations permanentes se produisent. Ce seuil est déterminé en utilisant les propriétés statiques du sol (si une dégradation de résistance se produit, une réduction appropriée des paramètres peut être faite) et un facteur de sécurité égal à l'unité. En outre, il a considéré les deux composantes horizontale et verticale de la force sismique. La théorie des vibrations élastiques atténuées est aussi utilisée pour considérer la non-rigidité du sol.

Pour un talus comme celui montré à la Figure 2-10, Prater a développé une équation d'équilibre en considérant les différents moments (en prenant le moment autour le pôle de spirale) agissants sur la masse critique. M_g est le moment dû à la gravité, M_e est le moment dû à la force d'inertie horizontale et M_c est le moment dû à la résistance de cohésion. Il faut garder à l'esprit que le moment dû à la friction est égale à zéro car la force résultante de friction passe par le pôle de l'arc spiral.

$$M_g(1 \mp k_v) + M_e k_h - M_c = 0 \qquad (2\text{-}2)$$

Pour trouver les coefficients sismiques à la limite élastique, on a besoin soit d'une équation additionnelle soit de faire une hypothèse à propos de k_v. Prater (1979) a fait l'hypothèse que $k_v=bk_h$. En élaborant les moments précédents, Prater a trouvé l'équation suivante pour déterminer k_h. Prater a mentionné que le ratio des accélérations maximales est de l'ordre de 0,4-0,7 et qu'une valeur de b=0,3 serait une approximation réaliste [Prater, 1979].

$$k_h = \frac{M_c - M_g}{M_e \mp bM_g} \tag{2-3}$$

Il faut noter que l'analyse présentée par Prater ne peut pas être utilisée pour une surface de glissement profonde. Toutefois, Prater a conclu que cette limitation n'est pas importante car plus le glissement est profond, moins est l'accélération moyenne de la masse glissante. Pour les glissements de pente, on peut utiliser la même solution mais en utilisant H plus petite.

2.1.3 Solution de Koppula pour un sol cohérent (φ=0)

La solution de Koppula représente une extension des travaux de Taylor (1937), Gibson et Morgenstern (1962) et Hunter et Schuster (1968). Taylor (1937) a présenté des abaques de stabilité pour des ruptures profondes et peu profondes où la surface de glissement d'une pente argileuse est circulaire. Il a supposé que la résistance non-drainée est constante sur cette surface. Cette hypothèse mène à des résultats imprécis surtout pour les pentes plates [Gibson et Morgenstern, 1962] et [Koppula, 1984a]. Gibson et Morgenstern (1962) ont établi un abaque pour calculer le nombre de stabilité et ainsi le facteur de sécurité d'un talus pour une argile normalement consolidée dont la résistance non-drainée varie linéairement avec la profondeur. La surface de rupture est encore circulaire et la résistance à la surface est égale à zéro. Ils ont trouvé que la stabilité ne dépend pas de la hauteur du talus, mais de l'inclinaison de la pente, du rapport c/σ_v' et du poids volumique de l'argile. Pour un facteur de sécurité minimal, cette solution donne un grand nombre de cercles critiques (les surfaces passent par ou au-dessus le pied du talus). Pour plus de renseignements sur les différences entre cette solution et la solution de Taylor consulter [Gibson et Morgenstern, 1962]. Cette solution implique que le niveau de la nappe est à la surface [Koppula, 1984b].

Hunter et Schuster (1968) ont développé la méthode pour étudier la stabilité des pentes argileuses normalement consolidées qui ont une certaine résistance à la surface et le niveau de

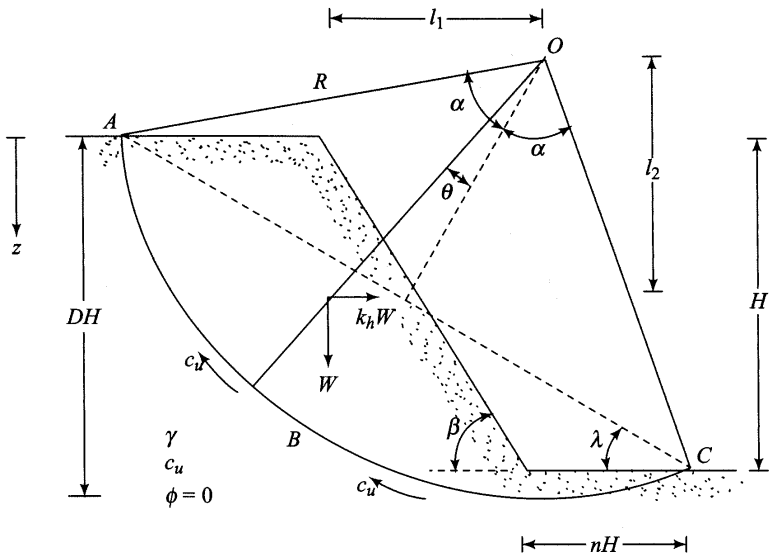


Figure 2-11 Une pente argileuse - solution de Koppula (d'après Das et Ramana, 2011).

la nappe phréatique est en-dessous de la surface du terrain naturel. Koppula (1984) a élaboré un facteur de sécurité d'une pente purement argileuse qui possède une résistance d'une valeur finie à la surface et qui varie linéairement en fonction de la profondeur. Le facteur de sécurité de la stabilité de la pente montrée à la Figure 2-11 peut être exprimé sous la forme suivante :

$$F_s = \frac{a_o}{\gamma} N_1 + \frac{c_o}{\gamma H} N_2 \tag{2-4}$$

où : a_o= un constant, γ=poids volumique saturé du sol, c_o= la cohésion à la tête du talus et N_1, N_2= Nombres de stabilité

Les nombres de stabilité sont fonctions de k_h, l'angle β et le facteur de profondeur D (Voir la Figure 2-11). La variation du nombre N_1 est montrée à la Figure 2.12 où k_h varie de 0 à 0.4 et β varie de 0° à 90°. La variation du nombre N_2 versus k_h et D est montrée à la Figure 2-113 pour β inférieure à 50° et à la Figure 2-14 pour β est supérieure à 55°. Dans la dernière figure N_2 n'est pas fonction de D. Il faut noter que si c_u varie linéairement avec la profondeur, le facteur de sécurité est donné par à l'équation 2-5 et le cercle de rupture passe par le pied de la pente.

$$F_s = \frac{a_o}{\gamma} N_1 \tag{2-5}$$

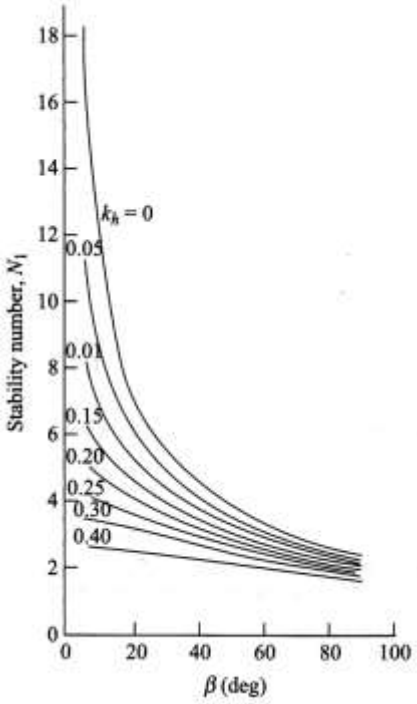


Figure 2.12 Variation du nombre de stabilité, N_1, avec l'angle d'inclinaison de la pente, β, et l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011].

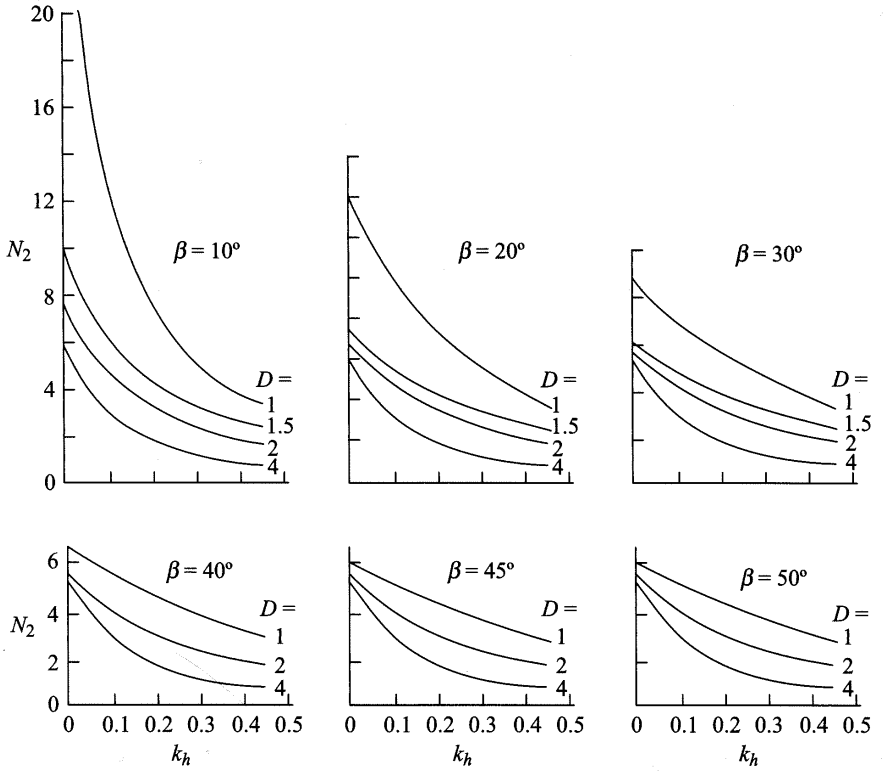


Figure 2-13 Variation du nombre de stabilité, N_2, avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \leq 50°$, et l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011].

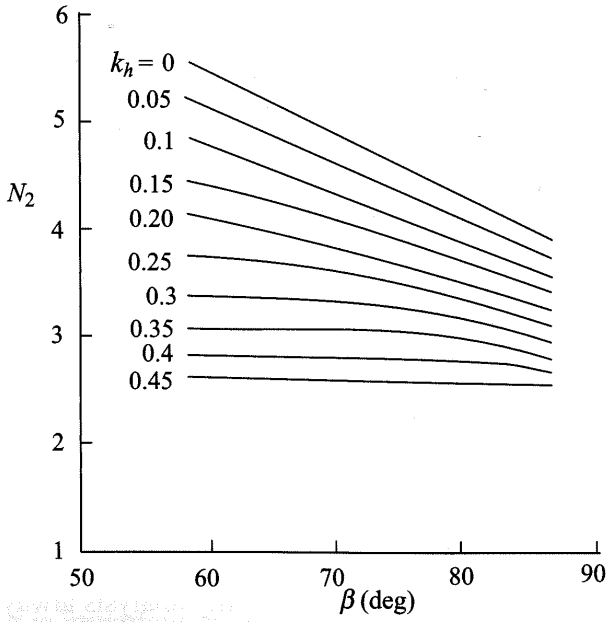


Figure 2-14 Variation du nombre de stabilité, N_2, avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \geq 55^o$, et la l'accélération horizontale moyenne, k_h [Das et Ramana, 2011].

Si c_u est constante, le facteur de sécurité est alors donné par l'équation 2-6.

$$F_s = \frac{c_o}{\gamma H} N_2 \tag{2-6}$$

2.2 Approche basée sur le calcul de la déformation

Compte tenu qu'une impulsion ne dure qu'un temps assez court, plusieurs chercheurs (Terzaghi, 1950, Newmark, 1965, Stark, 1998) considèrent que cette dernière (impulsion) ne peut être remplacée par une force d'inertie statique équivalente. Il est à noter aussi que la résistance au cisaillement d'une argile est fonction de la vitesse de chargement. Ainsi, pour un chargement rapide (haute fréquence) la résistance au cisaillement est supérieure à celle pour un chargement plus lent (basse fréquence). Il se trouve ainsi justifié d'utiliser une méthode basée sur l'évaluation des déformations permanentes qui s'accumulent depuis le début de la secousse sismique.

Le calcul des déformations permanentes induites par l'augmentation des forces d'inertie sous l'action de l'événement sismique a été introduit par Newmark (1965). La méthode de

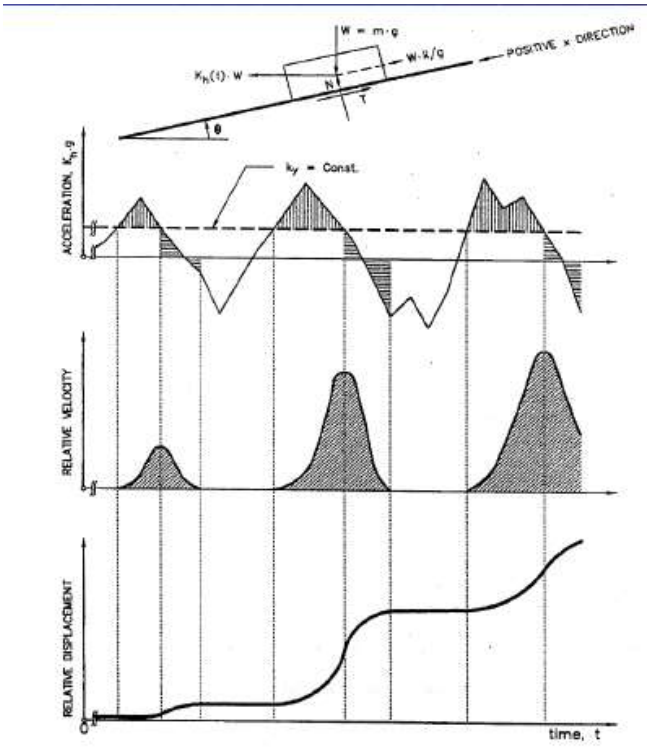


Figure 2-15 Principe de la méthode basée sur les déformations

Newmark consiste à déterminer le déplacement de la masse de sol supposée instable par une double intégrale de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre d'un bloc rigide (masse de sol instable) durant lequel l'accélération limite (k_y) est dépassée (Figure 2-15). La méthode de Newmark s'applique essentiellement lorsque l'ouvrage ainsi que sa fondation ne perdent pas ou peu de leur résistance.

Newmark (1965) a développé la méthode pseudo-statique en considérant l'histoire d'accélération-temps de la masse glissante de la pente. La méthode comprend quelques suppositions : a) la surface de glissement est définie, b) le matériau est rigide et parfaitement plastique, c) durant la secousse, la perte de la résistance au cisaillement est négligée, d) des déformations permanentes se produisent si la contrainte dynamique dépasse la résistance au cisaillement, et e) la pente se déforme seulement vers le bas.

La procédure comprend la détermination de l'accélération à la limite élastique, k_y ou a_y, à l'aide des méthodes conventionnelles d'équilibre limite comme présenté précédemment. La difficulté

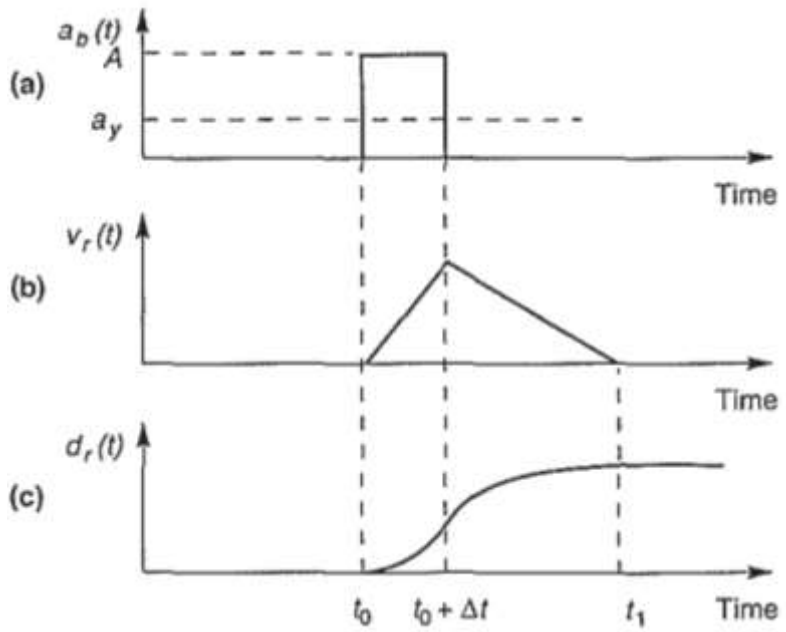


Figure 2-16 Variation de la vitesse relative et le déplacement relatif entre le bloc et le plan [Kramer, 1996].

associée à cette méthode est le choix de l'accélérogramme approprié pour bien simuler le mouvement de la masse glissante. Ensuite, les déplacements permanents sont déterminés par double intégration des parties de l'accélérogramme qui dépassent k_y. Contrairement à la supposition que la masse est rigide, le matériau de la masse glissante se déforme intérieurement; donc il faut déterminer les mouvements moyens de la masse basés sur une analyse de réaction d'un site donné.

L'analyse de réaction comprend : a) La sélection d'une accélérogramme représentant le mouvement prévu du socle rocheux pour véritablement simuler l'intensité, la durée et le contenu fréquentiel du mouvement; b) Utiliser un modèle numérique pour propager ce mouvement du socle rocheux dans les couches sus-jacents. Si un bloc sur un plan incliné est soumis à une pulsation d'accélération A dépassant l'accélération élastique a_y (voir la Figure 2-16).

$$a_{rel}(t) = A - a_y \qquad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \qquad (2\text{-}7)$$

$$v_{rel}(t) = \int_{t_o}^{t} a_{rel}(t)\, dt = [A - a_y](t - t_o) \qquad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \qquad (2\text{-}8)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_o}^{t} v_{rel}(t)\, dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_o)^2 \qquad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \qquad (2\text{-}9)$$

Au temps *to*+*Δt*, la vitesse relative et le déplacement relatif sont évalués à l'aide des équations (2-10) et (2-11), respectivement.

$$v_{rel}(to + \Delta t) = [A - a_y]\Delta t \qquad (2\text{-}10)$$

$$d_{rel}(to + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y]\Delta t^2 \qquad (2\text{-}11)$$

Après que l'accélération à la base devient zéro, le bloc décélère due à la friction entre celui-ci et la base. Les formules de la décélération, la vitesse et le déplacement sont données aux équations (2-12), (2-13) et (2-14), respectivement. Ce mouvement commence au temps t_o+*Δt* jusqu'au temps t_1. À temps t_o+*Δt* la vitesse relative diminue linéairement jusqu'à l'arrêt complet à temps t_1 (voir la Figure 2-16b). Le déplacement total au temps t_1 est donné par l'équation (2-15).

$$a_{rel}(t) = 0 - a_y \qquad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \qquad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \qquad (2\text{-}12)$$

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_o + \Delta t) + \int_{t_o+\Delta t}^{t} a_{rel}(t)\, dt = A\Delta t - a_y(t - t_o) \qquad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \qquad (2\text{-}13)$$

$$\begin{aligned} d_{rel}(t) &= d_{rel}(t_o + \Delta t) + \int_{t_o+\Delta t}^{t} v_{rel}(t)\, dt \\ d_{rel}(t) &= A\Delta t\left(t - t_o - \frac{\Delta t}{2}\right) - \frac{1}{2}a_y(t - t_o)^2 \end{aligned} \qquad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \qquad (2\text{-}14)$$

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2}[A - a_y]\Delta t^2 \frac{A}{a_y} \qquad (2\text{-}15)$$

De l'équation précédente, on remarque que le déplacement relatif dépend du temps auquel l'accélération élastique est dépassée. Par conséquent, le déplacement relatif dépend de l'amplitude et le contenu fréquentiel du séisme [Kramer, 1996].

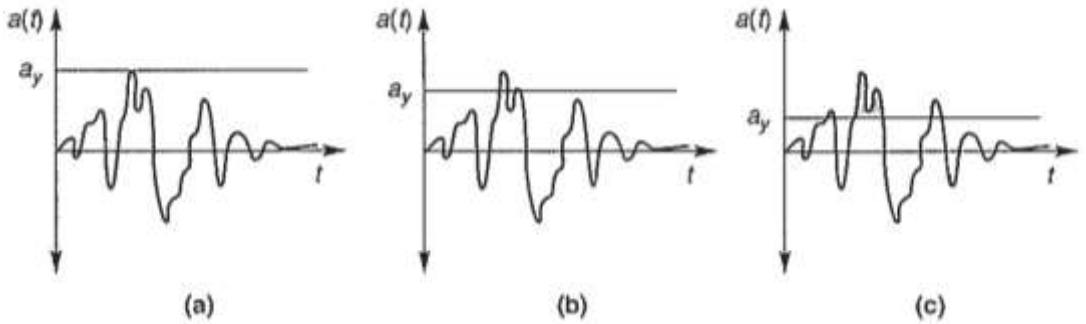


Figure 2-17 Le déplacement permanent d'une pente dépend de la relation entre l'accélération élastique (de la pente) et l'amplitude (du mouvement) [Kramer, 1996].

2.2.1 Influence d'accélération élastique sur le déplacement

De ce qui précède, on peut conclure que si l'accélération sismique ne dépasse pas l'accélération élastique, le déplacement permanent de la pente sera égal à zéro (Figure 2-17a). En outre, le déplacement sera moins important pour une pente ayant une accélération élastique relativement élevée que pour une pente ayant une faible accélération élastique (Figure 2-17b et c).

Plusieurs chercheurs ont étudiés la relation entre A et a_y. En étudiant plusieurs séismes dont les accélérations maximales sont normalisées à 0.5g et les vitesses maximales à 76 cm/s, le nombre de pulsation d'un séisme est approximé par le rapport A/a_y. Newmark (1965) a trouvé le majorant du déplacement permanent; ce majorant est calculé à partir de l'équation (2-16).

$$d_{max} = \frac{v_{max}^2}{2a_y}\frac{a_{max}}{a_y} \qquad \text{où } \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.17 \tag{2-16}$$

Sarma (1975) et Yegian et coll. (1991) ont développé une solution exacte pour le déplacement permanent produit par un mouvement périodique simple (triangulaire, rectangulaire et sinusoïdal). La relation entre le rapport a_y/a_{max} et le déplacement permanent normalisé est montrée dans la Figure 2-18. Dans cette figure, le déplacement permanent est normalisé par rapport au nombre de cycles uniformes équivalent, N_{eq}, l'accélération maximale à la base, a_{max}, et le carré de la période, T (équation 2-17)

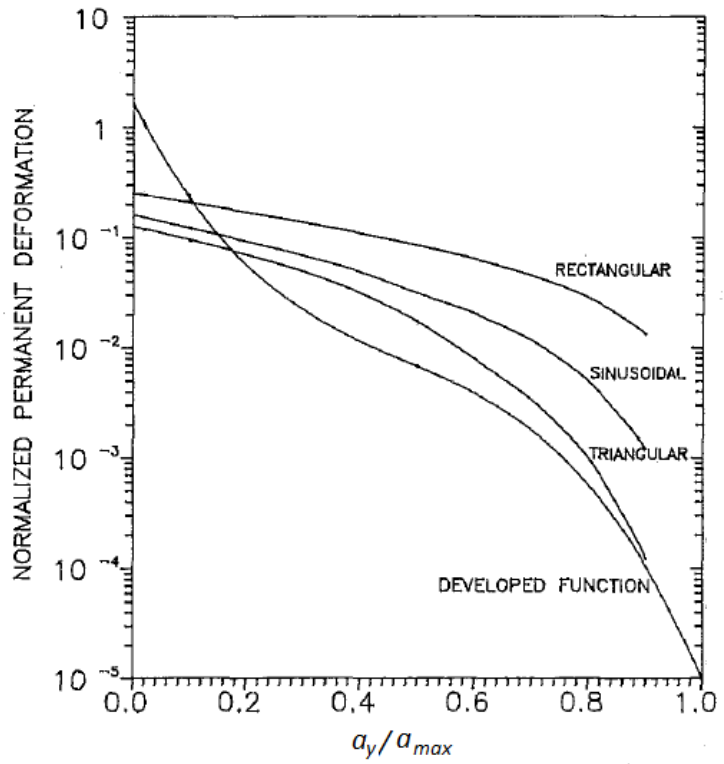


Figure 2-18 Déplacement permanent normalisé en fonction du rapport de l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale [Yegian *et al.*, 1991].

$$d_n = \frac{d_{rel}}{a_{max} N_{eq} T^2} = f\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right) \tag{2-17}$$

De la figure 2-18, on remarque l'effet du type de mouvement, surtout pour les valeurs élevées de a_y/a_{max}, sur le déplacement normalisé. Sous prétexte que la nature du mouvement est aléatoire, Yegian et coll. (1991) ont utilisé les données de 86 déplacements permanents calculés à partir des accélérations enregistrées pour trouver une fonction plus réaliste. Ils ont utilisé les valeurs médianes de d_n calculées à a_y/a_{max} =0,02; 0,1 et 0,5 avec une fonction polynomiale de troisième degré en utilisant l'interpolation de Lagrange pour en trouver les valeurs entre les valeurs médianes. La fonction polynomiale est présentée par l'équation (2-18) et les valeurs sont tracées à la Figure 2-18.

$$\log d_n = 0.22 - 10.12\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right) + 16.38\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^2 - 11.48\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^3 \tag{2-18}$$

2.2.2 Déplacement permanent tolérable

Il n'y a pas une valeur particulière pour définir le déplacement permanent tolérable. Ce déplacement tolérable fait la distinction entre le comportement sécuritaire et non-sécuritaire. Hynes-Griffin et Franklin (1984) ont suggéré une valeur pouvant aller jusqu'à 100 cm pour les barrages bien construits. Wieczorek et coll. (1985) ont utilisé une valeur de 5 cm comme valeur critique de la carte de risque de glissement des terrains de San Mateo en Californie. Keefer et Wilson (1989) ont utilisé 10 cm pour des glissements cohérents en Californie australe. Jibson et Keefer (1993) one utilisé une gamme de 5 à 10 cm pour les glissements des terrains à la vallée du Mississippi. L'état de la Californie (1997) a trouvé que les pentes sont sécuritaires si le déplacement de Newmark et inférieur à 15 cm. Si le déplacement de Newmark est supérieur à 30 cm, la pente est dangereuse et entre 15 et 30 cm, le jugement personnel joue un grand rôle pour préciser si la pente est sécuritaire ou non. Houston et coll. (1987) ont mentionné que la méthode de Newmark est un outil qui aide l'ingénieur à décider si le déplacement de la pente est une fraction de pouce, quelques pouces ou quelques pieds. Jibson (1993) a suggéré de lier la valeur admissible ou critique des déplacements permanents aux paramètres du problème et aux caractéristiques des matériaux de la pente.

2.3 Approche d'analyse dynamique

Il existe plusieurs approches et méthodes pour l'analyse dynamique des pentes et des ouvrages en remblai (Seed, 1979, Lysmer et al., 1975). L'analyse par éléments finis ou par différences finies nécessite une détermination des paramètres statiques et dynamiques du sol ainsi que la spécification des accélérogrammes de référence à utiliser dans l'étude dynamique.

Plusieurs programmes d'éléments finis ou de différences finies peuvent être utilisés pour évaluer la réponse dynamique des ouvrages en remblai. Parmi ces programmes, on peut citer FLAC (Itasca, 2010), FLUSH (Lysmer et al., 1975) et QUAD4 (Idriss et al. 1973). FLAC est un programme de différences finies qui sera utilisé dans cette étude afin de réaliser les différentes simulations, statique, pseudo-statique et dynamique.

2.4 Analyse de la méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique apparaît comme une méthode très simplificatrice et a fait l'objet de nombreuses critiques dans la littérature. Les principales critiques sont reliées au fait qu'elle ne tient pas compte de l'effet du séisme sur la résistance au cisaillement et qu'elle masque l'aspect dynamique du problème (Seed, 1979, Kramer et al., 1997, Faure et al. 1996). Ces critiques peuvent être résumées comme suit :

- La méthode Pseudo-statique ne tient pas compte du fait que certains types de sols peuvent générer des pressions interstitielles pouvant conduire à la liquéfaction. Elle ne tient également pas compte de l'effet de fatigue ou de perte de résistance dû à l'accumulation des cycles.
- Le choix du coefficient pseudo-statique ne se conforme pas à une règle générale bien définie et demeure relativement complexe si on veut qu'il tienne compte des paramètres sismiques.
- Le facteur de sécurité pseudo-statique, à partir duquel il est possible de conclure que l'ouvrage est sécuritaire ou non, n'est également pas défini de manière claire. La signification réelle de ce facteur n'est pas bien établie à savoir si un facteur de sécurité de 1 par exemple peut signifier une déformation importante ou faible.
- Dans la méthode pseudo-statique, le mouvement sismique est remplacé par une force d'inertie en rapport avec la séismicité de la région où se trouve l'ouvrage mais sans référence à l'ouvrage même et à ses conditions de fondation. La méthode pseudo-statique ne tient pas compte de la réponse dynamique de la fondation et de l'ouvrage, à savoir si le tremblement de terre transporte beaucoup ou peu d'énergie dans la bande de fréquence proche de la fréquence naturelle de la fondation ou de l'ouvrage. Par exemple, un barrage d'une fréquence naturelle de 1 Hz sera très peu sensible à un séisme dominé par des fréquences proches de 3 Hz.

Chapitre 3

Méthode d’analyse parasismique des talus dans quelques pays

Cette partie du rapport donne seulement quelques exemples de spécification des méthodes d’analyses sismiques des talus et des ouvrages en terre dans certains pays à travers le monde.

3.1 Canada

En Ontario, il est accepté d'utiliser la méthode pseudo-statique pour l'analyse de la stabilité sismique des barrages dans le cas où le risque de liquéfaction est faible ou inexistant (incluant la fondation). Par exemple, le guide Ontarien de sécurité des barrages ne suggère pas de coefficient pseudo-statique ni de facteur de sécurité en particulier. Il laisse cependant le choix à la firme chargée de l'étude de choisir ces paramètres. Il recommande toutefois d'effectuer un minimum d'analyse sismique pour les ouvrages en remblai situés dans des régions à risque sismique élevé (accélération de design supérieure à 0,4g, selon le code national du bâtiment du Canada).

En Colombie-Britannique, il est recommandé d’utiliser la méthode pseudo-statique dans le seul but d’évaluer la résistance sismique de l’ouvrage (méthode d’analyse préliminaire), et pour des ouvrages qui ne présentent aucun risque de liquéfaction. Le guide de la Colombie-Britannique

souligne qu’il est inacceptable d’employer la méthode pseudo-statique présentant un risque de liquéfaction.

3.2 Grande Bretagne

À cause de l'absence d'événements sismiques importants en Grande-Bretagne, il n'existe pas de standard pour l'étude de la sécurité sismique des talus et des ouvrages en remblai. Le centre de recherche des bâtiments à toutefois établie un guide pour l'étude de la sécurité des barrages. Dans ce guide, Il n'existe pas d'exigence particulière relative à la Grande-Bretagne dans le choix d'une méthode par rapport à une autre ou dans la sélection des coefficients relatifs à une étude dynamique quelconque. Il indique toutefois qu'il est possible d'utiliser la méthode pseudo-statique pour l'analyse des ouvrages construits en argile et en sol granulaire dense. Les Britanniques indiquent également qu'un facteur de sécurité situé entre 0,9 et 1 ne devrait pas induire des déformations importantes. Le choix du coefficient pseudo-statique semble être cependant laissé au choix de l'ingénieur dépendant de la nature de l'ouvrage et son emplacement.

3.3 Inde

En Inde le pays est divisé en cinq zones sismiques. Pour chacune de ces zones un coefficient de base est assigné pour être utilisé par méthode pseudo-statique (coefficient pseudo-statique). Le code indien tient compte du fait que le coefficient pseudo-statique dépend de plusieurs facteurs qui demeurent difficiles à établir de manière précise pour chacun des cas. Il suggère ainsi d’adapter ce facteur à travers une analyse rigoureuse pour tenir compte des facteurs les plus importants. Le code indien suggère également pour chaque ouvrage un facteur dit d’importance qui est de 3 dans le cas des barrages (ce facteur correspond au facteur le plus élevé de tous les genres de structure). Le code indien exige également une analyse dynamique pour les ouvrages ayant une hauteur de plus de 100 m.

Chapitre 4

Évaluation de la méthode pseudo-statique

4.1 Examen du concept de base

La méthode pseudo-statique a été utilisée couramment dans les études de stabilité des talus et des ouvrages en remblai pendant plusieurs décennies. L'expérience a montré que cette méthode a et peut être efficace dans plusieurs cas, mais peut également être inefficace dans plusieurs autres. Seed (1979) indique qu'au cours du tremblement de terre de magnitude 8,5 produit à San Francisco en 1906, trente-trois ouvrages en terre ont été soumis pendant plus d'une minute à des sollicitations sismiques dont les accélérations maximales sont supérieures à 0,25g et ont atteint 0,65 dans certain cas. Tous ces ouvrages ont pu résister à cet événement et aucun dommage important n'a été noté. Seed (1979) a constaté que la majorité de ces ouvrages ont été construits avec des sols argileux, sur le rocher ou sur des fondations argileuses, à l'exception de deux barrages construits en sable apparemment non saturé. Seed (1979) a conclu que les barrages construits avec ou sur des matériaux argileux semblent avoir une grande résistance au problème de glissement durant les tremblements de terre. À l'opposé, deux glissements de terrain de faible envergure dans des pentes argileuses ont eu lieu au cours du tremblement de terre de magnitude 6 produit au Sagunay (Québec, Canada) 1988 à des distances importantes de l'épicentre (Lefebvre et al. 1992).

D'un autre côté, de nombreux barrages ont subi des dommages importants ou ont été complètement détruits à la suite de tremblements de terre. Moriya (1974) a rapporté plusieurs dommages causés à des petits barrages d'irrigation construits de sable volcanique lâche à la suite du tremblement de terre de Tokachi-Oki dont les accélérations maximales générées sont de l'ordre de 0,2g. Des dommages ont également été observés à la suite du tremblement de terre de San Fernando (1971) dont les plus importants ont été subits par les barrages Lower San Fernando et Upper San Fernando. Dans le cas du barrage Lower San fernando, une rupture de la pente amont a été observée alors que dans le cas du Upper San fernando, des déformations importantes ont été provoquées du côté amont ainsi qu'un écaillement de la pente aval. Seed (1979) a évalué des facteurs de sécurité pseudo-statique de 1,3 pour le barrage du Lower San Fernando et de plus de 2 pour le barrage Upper San Fernando. Dans les deux cas, les barrages étaient construits de matériaux sableux mis en place par voie hydraulique. Seed (1979) a également rapporté quelques exemples de barrages qui ont subi des dommages importants, et ce, même si leurs facteurs de sécurité pseudo-statique sont supérieurs à 1 (tableau 4.1). Au cours du tremblement de terre de magnitude 7 produit en 2004 à Niigata (Japan), un grand nombre de glissements de terrain ont été observés. La majorité de ces glissements se sont produits dans des talus constitués essentiellement de sable ou sable silteux (Marui et Yoshimatsu, 2007). Il existe peu sinon pas d'informations au sujet des ruptures produites dans des talus argileux. Ceci peut être relié au manque de cas où de glissements de terrain dans des dépôts d'argiles pendant les séismes.

Tableau 4.1 Résultats d'analyses pseudo-statique de quelques barrages qui ont été endommagés au cours de tremblement de terre (Seed, 1979)

Barrage	**k_h**	**F.S**	**Effet du séisme**
Sheffield (USA)	0,1	1,2	rupture totale
Lower San Fernando (USA)	0,15	1,3	rupture de la pente amont
Upper San Fernando (USA)	0,15	~2 - 2,5	pente aval écalé. déplacement de la pente amont de 6 pi
Tailings (Japan)	0,2	1,3	rupture du barrage

Il existe de nombreux exemples dans la littérature qui permettent de voir que la méthode pseudo-statique peut fonctionner dans certains cas mais s'avère déficiente dans d'autres cas (Ambraseys, 1960, Sherard, 1967, Marcuson et al., 1979). Seed (1979) a établi les critères suivants qui permettent de définir les cas où il est possible d'utiliser ou non la méthode pseudo-statique :

- Les ouvrages construits de sol argileux sur une fondation argileuse ou sur le rocher peuvent résister sans dommages apparents à des tremblements de terre sévères pouvant générer des accélérations variant entre 0,35g et 0,8g
- Un barrage bien construit sur une fondation ferme peut résister sans effet important à des mouvements sismiques modérés dont les accélérations sont de l'ordre de 0,2g
- Les ouvrages en remblai construits avec des matériaux granulaires saturés ou sur des fondations susceptibles de générer des pressions interstitielles importantes et donc de perdre de la résistance ne peuvent pas être analysés à l'aide de la méthode Pseudo-statique.

La majorité des études effectuées s'entendent sur le fait que la méthode Pseudo-statique ne peut être utilisée dans le cas où l'ouvrage ou la fondation présente un potentiel important de liquéfaction ou lorsqu'il y a une perte de la résistance supérieure à 15% (Seed, 1979, Makdisi et coll., 1978; Chung, 1990). Cependant, la sévérité des normes de construction varie (dans les autres cas) avec les auteurs et les pays. Chung (1997) par exemple indique que la méthode pseudo-statique peut être suffisante pour assurer une bonne sécurité des ouvrages bien construits sur le rocher ou même sur une fondation de sable si l'accélération maximale est inférieure à 0,2g. B. C. Hydro se limite à l'utilisation de la méthode pseudo-statique uniquement comme indicateur de la résistance sismique disponible dans l'ouvrage et ce pour des remblais et/ou des fondations qui ne sont pas sollicité par des mouvements sismiques importants ou pouvant générer des pressions interstitielles importantes (B.C. Hydro, 1985). En France, on indique que les barrages les plus sensibles aux secousses sismiques sont ceux comprenant certains types de remblais, en particulier les matériaux sableux mis en place par voie hydraulique (Lambert et coll., 1995). En grande-Bretagne, on indique simplement que la méthode pseudo-statique peut être utilisée dans le cas de barrages construits avec des sols argileux ou des sols granulaires très denses. En Inde, la méthode pseudo-statique est considérée

inefficace puisqu'elle ne fait pas de distinction entre la force d'inertie de courte durée et les efforts statiques permanentes.

Il semble cependant que d'une manière générale la méthode pseudo-statique peut être utilisée pour l'analyse de la stabilité des remblais ou des talus si l'ouvrage et la fondation ne présentent pas de problème de liquéfaction. Toutefois, Wu et coll. (1991) ont montré à l'aide d'une étude paramétrique que la méthode pseudo-statique peut être problématique dans le cas d'un talus argileux ou d'un remblai de faible hauteur surmontant une fondation argileuse. L'étude paramétrique a soulevé trois problèmes :

1. Dans certain cas, la méthode pseudo-statique ne permet pas de déterminer un facteur de sécurité minimum pour une surface de rupture donnée (le facteur de sécurité diminue continuellement avec l'augmentation du rayon du cercle de rupture),
2. Dans certains cas, le facteur de sécurité minimum n'a pu être évalué ainsi que la surface de rupture,
3. Le facteur de sécurité est très faible.

Leshchinsky et coll. (1994) ont également constaté dans une étude équivalente réalisée à l'aide de la méthode d'équilibre limite variationnelle (extension de l'analyse de Baker et Garber) que la surface de rupture tend vers l'infini dans le cas de sols ayant de faibles valeurs de ϕ. Ces auteurs indiquent toutefois qu'il n'existe pas en pratique une couche de sol homogène très profonde est que la surface de rupture peut être limitée dans ce cas par un sol plus compétent ou par le roc. Il est ainsi intéressant de constater qu'au cours du tremblement de terre du Saguenay (1988) la surface de rupture du glissement de terrain produit au site de Sainte-Thècle était limitée par la couche de till (Lefebvre et al., 1992). Le site de Sainte-Thècle est constitué d'une argile et la pente est de 2,5H:1V.

4.2 Limitations reliées au coefficient pseudo-statique, k_h

Les résultats d'une analyse pseudo-statique dépendent fortement du choix du coefficient sismique, k_h (rapport entre la force d'inertie et la masse de sol potentiellement instable). La

sélection de ce paramètre est l'un des aspects les plus critiques de la méthode pseudo-statique. La détermination de k_h est probablement l'élément le plus important à améliorer dans la méthode pseudo-statique. Ce paramètre peut en effet être relié aux caractéristiques sismiques de la région où se situe le site à l'étude et également à ses propriétés dynamiques (période naturelle, dégradation du module, classe de sol, etc).

Originalement Terzaghi (1950) a suggéré des valeurs de k_h de 0,1 pour un tremblement de terre dit sévère (Rossi-Forel IX), 0,2 pour un séisme violant (Rossi-Forel X) et de 0,5 pour un événement catastrophique. Seed (1979) a indiqué qu'une valeur de k_h de 0,1 pour un séisme de magnitude M=6,5 et de 0,15 pour M=8,5 peut être acceptable pour un ouvrage en terre construit de matériaux ductiles (définie comme étant des matériaux qui ne génèrent pas des pressions interstitielles élevées et qui ne perdent pas plus de 15% de leur rigidité), et ce, pour une accélération maximale en crête inférieure à 0,75g et un facteur de sécurité de 1,15. Ce critère implique l'utilisation d'un coefficient Pseudo-statique aussi faible que 13 à 20% de l'accélération maximale en crête. Toutefois, Marcuson (1981) a indiqué qu'un coefficient pseudo-statique approprié doit être entre 1/3 et 1/2 fois l'accélération maximale, et ce, en tenant compte de l'amplification et de l'amortissement. Hynes-Griffin et Franklin (1984) ont également montré en appliquant la méthode de Newmark à plus de 350 signaux sismiques qu'une valeur de k_h égale à 1/2 fois l'accélération maximale ne devrait pas développer des déformations dangereusement élevées. Des valeurs entre 0,5 et 0,7 fois l'accélération maximale au rocher ont été suggérées par Jansen (1990).

La majorité des ingénieurs aux États-Unis adoptent des valeurs empiriques du coefficient sismique variant entre 0,05 et 0,15 (un coefficient de 0,1 est typiquement utilisé). La validité de ces valeurs ne peut être évaluée à cause de la non-existence d'un fondement théorique dans le choix de ce paramètre. Il est possible que des valeurs variant entre 0,1 et 0,15 puissent être suffisantes pour avoir une conception sécuritaire dans certains cas. Au Japan, ce coefficient varie entre 0,12 et 0,25 dépendant de l'emplacement. En Grande-Bretagne, un coefficient sismique égal à 2/3 PGA (accélération au rocher) est considéré comme satisfaisant dans une analyse pseudo-statique. Le tableau 4.2 résume les valeurs de k_h souvent utilisées dans la pratique. Le tableau 4-3 présente des critères de conception parasismique de plusieurs ouvrages

Tableau 4.2 Revue des coefficients pseudo-statique suggérés par différents auteurs et utilisés dans certains pays

Source	k	Spécification de l'événement
Terzaghi (1950)	0,1	sévère (Rossi-Forel IX),
	0,2	Violant (Rossi-Forel X),
	0,5	Catastrophique
Seed (1979)	0,1	M=6,5
	0,15	M=8,25
Marcuson (1981)	1/3 à 1/2 A_{max}	A_{max} est l'accélération maximale incluant l'amplification.
Hynes-Griffin et Franklin (1984),	1/2 PGA	F.S.>1,0 et une réduction en résistance de 20%
Jansen (1990)	0,5 A_{max} < k < 0,7 A_{max}	
USA (litt.)	0,1< k <0,15	
Japan (guide)	0,12 < k < 0,25	
U. K. (guide)	k = 2/3 PGA	PGA est l'accélération max au rocher

à travers le monde.

L'examen des différents critères ou valeurs du coefficient pseudo-statique permet de voir qu'il existe une grande 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 dans la sélection des 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 2% en 50 ans. Ainsi le coefficient sismique k_h peut être évalué selon le tableau 4-4. En 2002, le centre d'expertise hydrique du Québec a cependant adopté une nouvelle carte qui permet de sélectionner le coefficient pseudo-statique selon la zone sismique (Fig. 4-1). Cette carte est compatible avec les cartes sismiques utilisées par le Code National du Bâtiment (CNB, 2005 ou 2010). Cette dernière ne permet toutefois pas de distinguer entre un dépôt de classe C et de classe E par exemple.

Tableau 4-3 Critère de conception des barrages partout dans le monde [H. B. Seed, 1982].

Barrage	Pays	Coefficient sismique horizontal	Facteur de sécurité minimal
Aviemore	Nouvelle Zélande	0,1	1,5
Bersimis	Canada	0,1	1,25
Digma	Chili	0,1	1,15
Globocica	Yougoslavie	0,1[a]	1,0
Karamauri	Turquie	0,1	1,2
Kisenyama	Japon	0,12	1,15
Mica	Canada	0,1	1,25
Misakubo	Japon	0,12	-
Netzahualcoyote	Mexique	0,15	1,36[b]
Oroville	É-U	0,1	1,2
Paloma	Chili	0,12 à 0,2	1,25 à 1,1[c]
Ramganga	Inde	0,12	1,2
Tercan	Turquie	0,15	1,2
Yeso	Chili	0,12	1,5

Selon Das et Ramana (2011) qui ont tiré un tableau similaire de Seed (1981) :
[a] cette valeur est 0,01, [b] cette valeur est 1.35, [c] cette valeur est 1,25 à 1,2

Tableau 4.4 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

4.3 Facteur de sécurité

Un autre aspect important de la méthode pseudo-statique réside dans le choix du facteur de sécurité à partir duquel il est possible de conclure que l'ouvrage est sécuritaire. Selon Terzaghi (1950), une pente ne peut être considérée stable même si le facteur de sécurité pseudo-statique est supérieur à 1.

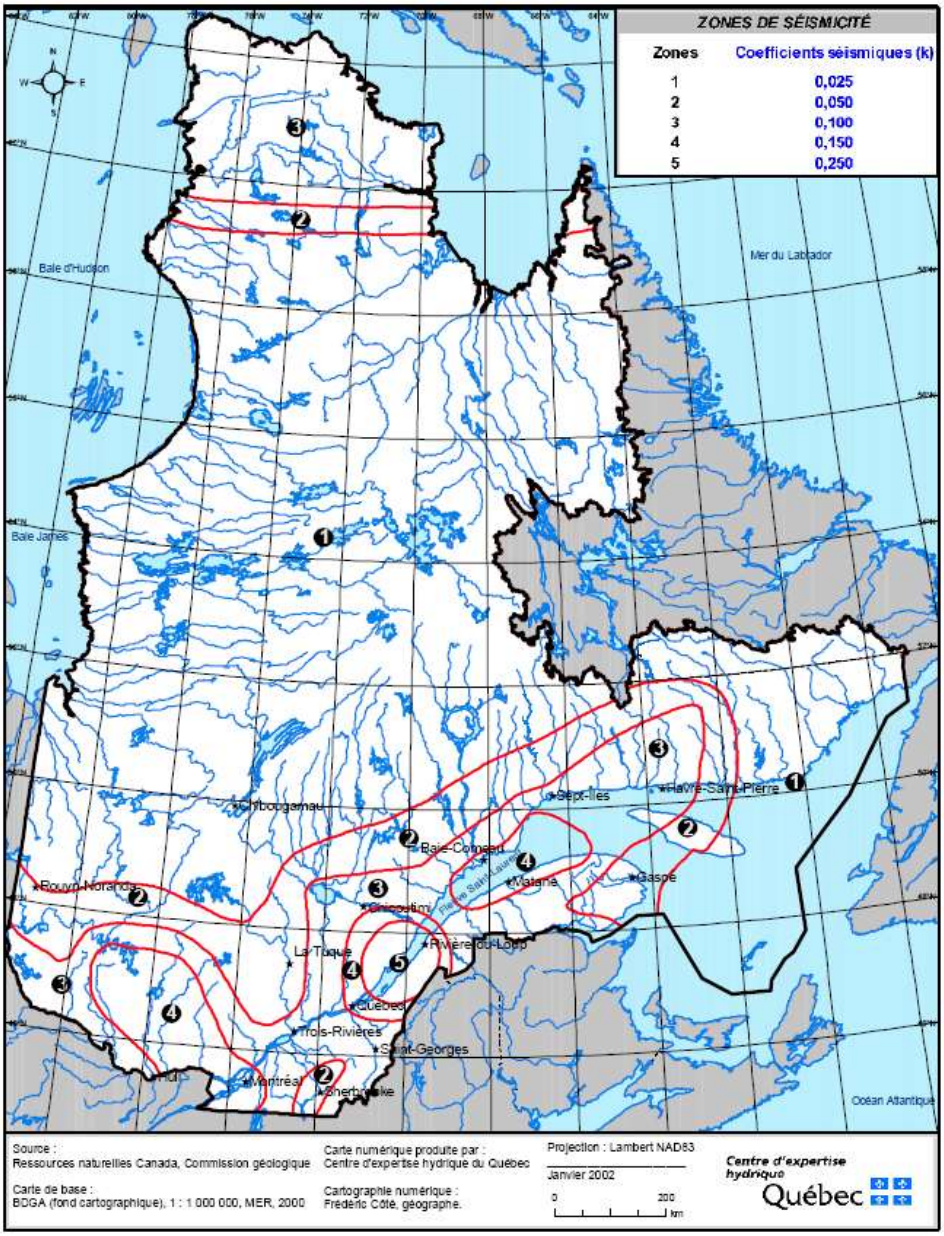


Figure 4.1 Carte pour la détermination de la zone sismique et du coefficient pseudo-statique produite par le centre d'expertise hydrique du Québec.

Il n'existe pas en générale un facteur de sécurité à partir duquel il est possible de conclure que l'ouvrage est sécuritaire. Il est cependant accepté qu'un facteur de sécurité qui approche l'unité dénote une pente non sécuritaire (Marcuson et al., 1992). Toutefois, Sarma (1978)

indique que pour des facteurs de sécurité situés entre 0,9 et 1, l'instabilité de la pente soumise à une forte secousse sismique n'implique en général que de faibles déplacements. En Ontario

(Canada), le facteur de sécurité à considérer contre l'instabilité dans des conditions sismiques (y compris le potentiel de liquéfaction sismique) est généralement de 1,1. En plus, le coefficient sismique horizontal, fondé sur l'actuel Code national du bâtiment, ne doit pas être inférieur à 0,1, mais doit aussi prendre en compte l'augmentation potentielle du coefficient sismique due à la présence de sols meubles ou mous. Ces études doivent prendre en compte les conditions de chargement non drainées.

4.4 Synthèse

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 comme méthode d'analyse qui permet de classer les talus et les ouvrages en remblai vis-à-vis de leur résistance au tremblement de terre. Il reste que certains aspects reliés à la réponse de l'ouvrage et à celle de la fondation doivent être inclus dans l'analyse (période naturelle du dépôt et de l'ouvrage, réponse spectrale, amplification, etc.). Ces facteurs sont clairement introduits dans le code national du bâtiment et mérite d'être inclus dans le cas de l'analyse de la stabilité dynamique des pentes et des ouvrages en remblai.

L'analyse de la stabilité sismique d'une pente ou d'un ouvrage en remblai fait intervenir un ensemble de paramètres qui sont en rapport avec : la nature de la pente ou de l'ouvrage et de sa fondation, le mouvement sismique et également l'interaction entre ces derniers. Ces éléments sont en réalité indissociables. Il reste qu'il est extrêmement difficile de les faire intervenir de manière efficace et complète à l'aide d'une seule approche ou méthode d'analyse. Il est cependant important de voir au degré d'importance de chacun des paramètres impliqués dans le calcul de la stabilité dynamique des talus et des ouvrages en remblai. On est intéressé plus particulièrement dans cette étude aux talus naturels en argile et aux ouvrages en remblai construits sur l'argile.

Chapitre 5

Paramètres dynamiques

La nature et la distribution des dégâts sismiques sont conditionnées par la réponse du sol sous chargement cyclique. Cette réponse est contrôlée en grande partie par les propriétés dynamiques et mécaniques du sol [Kramer, 1996]. Les propriétés du sol les plus importantes pour l'analyse dynamique sont : la rigidité, l'amortissement et le poids volumique. D'autres paramètres peuvent aussi être importants comme le degré de saturation et la granulométrie. Pour les sols cohérents saturés, la résistance et la rigidité diminuent dues à la charge alternative. En général, la diminution dépend du nombre de cycle, la sollicitation et la sensibilité du sol.

Cette partie du rapport définit les paramètres caractérisant la déformabilité des sols en régime dynamique et les principaux facteurs qui les conditionnent. Ces paramètres sont d'une importance capitale pour pouvoir évaluer correctement l'efficacité et les limites de la méthode pseudo-statique et pour pouvoir également apporter les correctifs nécessaires qui vont mener au développement de la méthode pseudo-statique spectrale. Même si cette étude concerne essentiellement les pentes argileuses et les remblais construits sur des dépôts d'argiles, le comportement des sols granulaires sous chargement cyclique serait également passé en revue.

5.1 Mesure des propriétés dynamiques du sol

La mesure des propriétés dynamiques du sol est une tâche délicate pour la modélisation et la résolution des problèmes sismiques. Il existe un grand nombre d'essais, in situ et au laboratoire, pour les évaluer. Certains sont orientés à mesurer les propriétés à faibles déformations et d'autres pour mesurer ceux à grandes déformations. Un aperçu général sera donné sans entrer dans les détails des essais; pour plus de renseignements le lecteur peut consulter plusieurs manuels et livres comme Kramer (1996).

La reconnaissance des propriétés dynamiques englobe plusieurs sources d'incertitude. Ces sources comprennent la variabilité inhérente des sols, l'anisotropie inhérente, l'anisotropie induite, le remaniement dû à l'échantillonnage et au forage, les limitations des essais eux-mêmes, les erreurs des essais et les erreurs d'interprétation. Le Tableau 5-1 résume les principaux essais utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol. Les essais de laboratoire mentionnés dans le tableau 5-1 sont des essais sur un élément de sol. En revanche, il existe des essais de laboratoire qui peuvent être effectués sur des modèles comme l'utilisation de la table vibrante, les essais en centrifugeuse et l'essai de similitude du gradient hydraulique (*hydraulic gradient similitude test*).

5.2 Déformabilité des sols

La déformabilité des sols en régime dynamique peut être caractérisée par le module de cisaillement (G), le coefficient de Poisson (ν) et le degré d'amortissement (ξ). Ces variables sont, avec la masse volumique, celles qui interviennent presque exclusivement dans les problèmes de propagation d'onde, d'interaction, de réponse dynamique et de sollicitations sismiques. Ces paramètres peuvent également être utiles pour la caractérisation des sols du point de vue géotechnique. Le coefficient de Poisson, ν, est le rapport entre la déformation horizontale, ε_h, et la déformation verticale, ε_v (dans l'axe de la contrainte). Ce paramètre varie dans des limites assez étroites entre sa valeur supérieure 0,5 et des valeurs inférieures qui se situent rarement au-dessous de 0,2. Les variables G et ξ sont représentatives des lois de contraintes- déformations. Ces lois ne sont pas linéaires aux grandes déformations et leur

Tableau 5-1 Les essais in-situ et au laboratoire utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol.

	In-situ	Laboratoire
Essais à faible déformation	• Essai de réflexion sismique (*Seismic reflection test*) • Essai de réfraction sismique (*Seismic refraction test*) • Essai de diagraphie en suspension (*Suspension logging test*) • Essai d'analyse spectrale des ondes de surface, SASW, MASW (*Spectral analysis of surface waves test*) • Essai de cross-hole sismique (*Seismic cross-hole test*) • Essai de down-hole sismique (*Seismic down-hole (up-hole) test*) • Essai de cône sismique (*Seismic cone test*)	• Essai à la colonne de résonance (*Resonant column test*) • Essai d'impulsion ultrasonique (*Ultrasonic pulse test*) • Essai de la languette piézoélectrique (*Piezoelectric bender element test*)
Essais à grande déformation	• Essai de pénétration standard, SPT (*Standard penetration test*) • Essai de pénétration au cône, CPT (*Cone penetration test*) • Essai au dilatomètre, DMT (*Dilatometer test*) • Essai pressiométrique , PMT (*Pressuremeter test*)	• Essai triaxial cyclique (*Cyclic triaxial test*) • Essai de cisaillement direct cyclique (*Cyclic direct simple shear test*) • Essai de cisaillement en torsion cyclique (*Cyclic torsional shear test*)

linéarité n'est qu'approchée aux faibles déformations, de sorte que, quel que soit le niveau de chargement, un cycle de déformation est constitué d'une boucle d'hystérésis fermée du type montré à figure 5-1. Le rapport d'amortissement, ξ, est donné par le rapport entre l'énergie dissipée en un cycle de déformation à l'énergie potentielle emmagasinée au maximum de déformation (figure 5-1). Les déformations du domaine élastique ($\gamma < 10^{-3}$ %) sont définies par le module tangent G_{max} qui est égal à la pente de la tangente à l'origine de la courbe contraintes-déformations. Dans le domaine élasto-plastique, les déformations sont représentées par le module sécant (linéaire-équivalant), G, qui est souvent exprimé sous la forme réduite, G/G_{max}, afin d'éliminer certains paramètres intrinsèques du sol dont l'influence est prise en compte par G_{max}. Le module d'élasticité est lié au module de cisaillement et au coefficient de Poisson par : $E=2(1+\nu)G$. Donc, il est indifférent d'utiliser un couple de paramètre plutôt qu'un

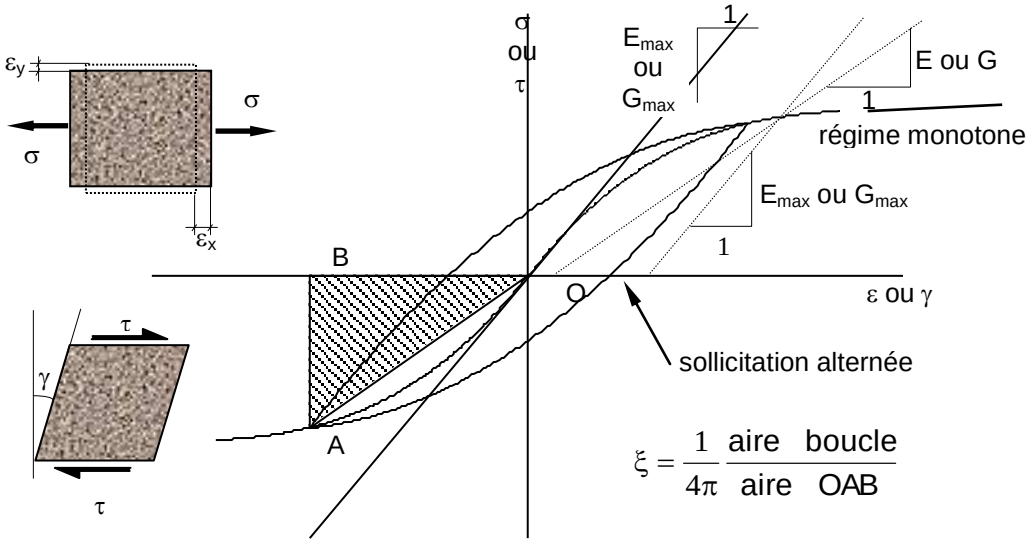


Figure 5-1 Paramètres élastiques du sol et loi de comportement

autre. En général, on choisit d'utiliser ν en raison de sa faible variabilité et G parce qu'il est plus facile à mesurer et plus fiable.

5.3 Paramètres caractérisant la déformabilité des sols

5.3.1 Coefficient de Poisson, ν

Dans les sols, le coefficient de Poisson varie peu avec le niveau de chargement. Il est surtout fonction du type de matériau et de sa densité. Plus un sol est dense plus le coefficient de Poisson augmente jusqu'à une limite située autour de 0,4. Le coefficient de Poisson est également peu sensible à la teneur en eau sauf quand le degré de saturation est proche de 1. Pour les sols saturés qui ne changent pas de volume lors de l'application d'une contrainte sans drainage, la valeur de ν est proche de 0,5. Des valeurs typiques de ν, déterminées à l'aide de méthodes sismiques, sont données au tableau 5-2.

5.3.2 Module de cisaillement, G

L'expérience montre que les principaux facteurs qui conditionnent le module de cisaillement G et ses variations en fonction de l'amplitude des déformations sont principalement, pour les sols

Tableau 5-2 Valeurs typiques du coefficient de Poisson (ν)

Type de matériau	ν (d'après Sharma et coll., 1990)	ν (d'apès Davidovici, 1985)
Argile saturée	0,4 à 0,5	0,5
Argile non saturée	0,1 à 0,3	
Argiles moyennes	---	0,4 à 0,45
Argile sablonneuse	0,2 à 0,3	0,35 à 0,4
Silt	0,3 à 0,35	---
Sable, sable graveleux	0,3 à 0,4	0,25 à 0,30
Sable silteux, sable argileux	---	0,30 à 0,35
Roche	0,1 à 0.4	---
Béton	0,15	---

granulaires :

* l'indice des vides (e),
* la contrainte effective moyenne (σ'_m ou σ'_0),
* les caractéristiques des grains, forme, dimension, minéralogie, granulométrie.

Dans le cas des sols cohérents, il faut ajouter les facteurs suivants :

* les effets des chargements antérieurs,
* l'indice de plasticité (I_p),
* la teneur en eau,
* les propriétés thixotropiques du matériau.

Il faut voir que ses facteurs sont des paramètres intrinsèques du milieu et que d'autres facteurs tels que la température (incluant le gel), la fréquence et l'amplitude des vibrations et le degré de saturation peuvent avoir des effets sur le module de cisaillement G.

a) sols granulaires

Aux faibles amplitudes ($\gamma \leq 10^{-3}$), les déformations sont conditionnées par le module tangent ou de cisaillement maximum G_{max} qui dépend, pour un sol donné, de l'indice des vides (e) ou de la densité (I_d) et de la contrainte effective moyenne σ'_m. Il existe dans la littérature un grand nombre de relations, pour différents types de sols granulaires, qui relie le module G_{max} ou V_s

Tableau 5-3 Relations pour l'évaluation de G_{max} ou V_s pour les sols granulaires

Auteur(s)	Type de sol	V_s (m/s)	Limites de e
Hardin et Richard (1963)	*sable à grains arrondis*	$2626\sqrt{\frac{(2{,}17-e)^2}{\rho(1+e)}}\sigma'^{1/4}_m$	$0{,}35 \le e \le 0{,}85$
	sable à grains anguleux (sable de concassage)	$1797\sqrt{\frac{(2{,}97-e)^2}{\rho(1+e)}}\sigma'^{1/4}_m$	$0{,}6 \le e \le 1{,}30$
Hardin et Richard (1963)	*till*	$(111-51e)\sigma'^{1/4}_m$	$0{,}3 \le e \le 0{,}8$
Seed et Idriss (1970)	*sable*	$365{,}5\sqrt{\frac{I_d+25}{\rho}}\sigma'^{1/4}_m$	?
Robertson et coll. (1995)	*sable d'ottawa*	$(115-78{,}2e)\sigma'^{0{,}26}_m$	$0{,}56 \le e \le 0{,}9$
Kim et Novak (1981)	*sols granulaire*	$1255\sqrt{\frac{(2{,}97-e)^2}{\rho(1+e)}}\sigma'^{1/4}_m$	?
Sykore et Stokoe (1983)	*sols granulaires*	$107{,}1N^{0.27}$	?

Note: σ' est exprimé en kPa, ρ en kg/m^3 et N en nombre de coups par pi.

($G_{max}=\rho V_s$) à ces deux paramètres (e et σ'_m) ou à la résistance à la pénétration standard (SPT, caractérisant la densité). Le tableau 5-3 résume quelques-unes des relations les plus couramment utilisées.

Aux moyennes et aux grandes amplitudes ($\gamma \ge 10^{-3}$), les déformations sont conditionnées par le module de cisaillement sécant (G). Pour rendre compte de la variation de G avec γ, Hardin et Drnevich (1970) proposent les relations suivantes qui recouvrent une variété étendue de sols:

$$G = \left[\frac{G_{max}}{1+\gamma\frac{G_{max}}{\tau_{max}}}\right] \quad \text{où} \quad \tau_{max}(psf) = \left\{\left(\frac{1+k_0}{2}\sigma'_v \sin\phi' + c'\cos\phi'\right)^2 - \left(\frac{1-k_0}{2}\sigma_v'\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}} \qquad (5\text{-}1)$$

Les relations 5-1 montrent qu'en dehors des amplitudes des déformations (γ), G varie essentiellement en fonction de G_{max}. Pour cette raison, l'étude de la variation de G avec γ est souvent simplifiée par l'introduction de la valeur réduite G/G_{max} qui permet d'éliminer

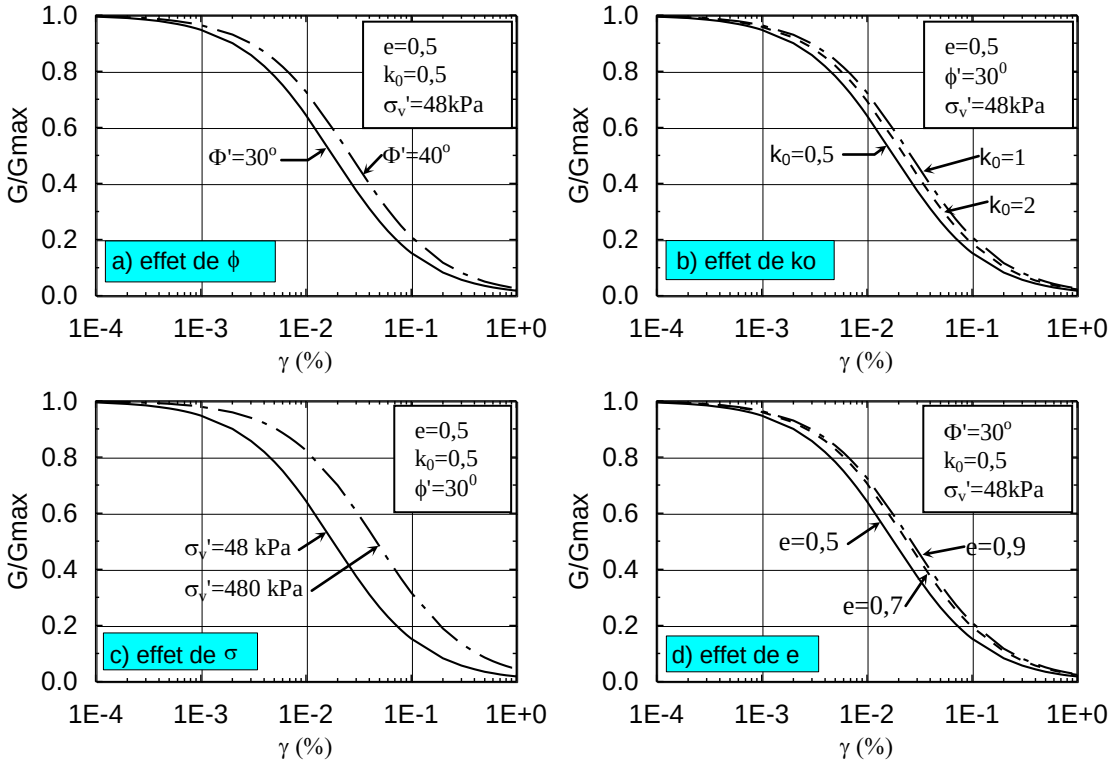


Figure 5-2 Influence de différents facteurs sur le rapport de G/G_{max}

l'effet intrinsèque du sol. Les figures 5-2 a, b, c et d, établies à l'aide des relations proposées par Hardin et Drnevich, illustrent l'influence de différents facteurs sur le rapport G/G_{max}. Ainsi, aux moyennes et grandes amplitudes ($10^{-3} < \gamma < 10^{-1}$), le rapport de G/G_{max} varie modérément en fonction de la contrainte effective verticale (σ'_v, figure 5.2c) et faiblement avec la variation de k_o et de ϕ' (figure 5-2 a et b). Il faut voir que G/G_{max} est également influencé par l'indice des vides dont l'effet le plus important est déjà inclus dans le module de cisaillement maximal (G_{max}).

b) Sols cohérents

Les sols cohérents se distinguent des sols granulaires par leur histoire des contraintes qui, en ce qui concerne G ou V_s, se trouve en général convenablement résumée dans le rapport de surconsolidation (OCR= σ_p/σ_v , rapport de la pression de préconsolidation à la contrainte verticale in-situ).

Tableau 5-4 Relations pour l'évaluation de V_s pour les sols cohérents

Auteur(s)	Type de sol	V_s (m/s)	limites
Hardin et Black (1969)	argile	$(103{,}6 - 34{,}93e)OCR^{k/2}\sigma_m^{1/4}$	
Kim et Novak (1981)	argile et silt	$(73{,}03 - 33{,}86e)OCR^{k/2}\sigma_m^{1/4}$	$0{,}4 \le e \le 1{,}4$
Andersons (1974)	***argile***	$(76{,}24 - 31{,}28e)OCR^{k/2}\sigma_m^{1/4}$	$? \le e \le 1{,}3$

Note: σ' est exprimé en kPa

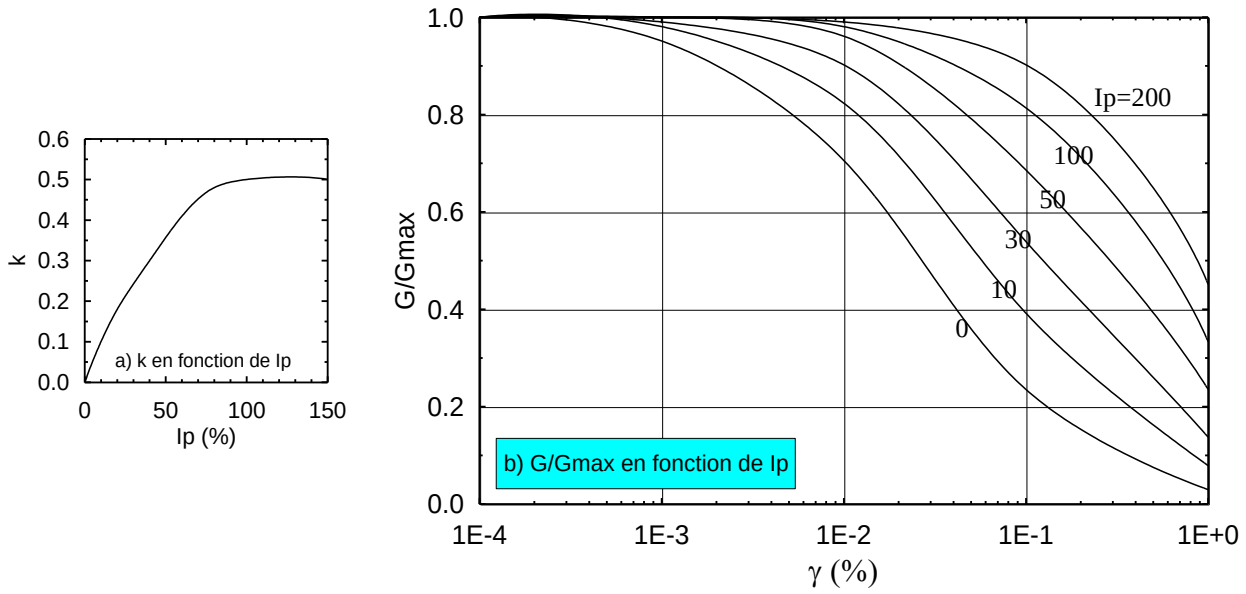


Figure 5-3 a) Valeurs de l'exposant k dans les équations du tableau 5.3; b) Relations entre G/G_{max} et γ en fonction de l'indice de plasticité (d'après Vucetic et Dorby, 1991)

Aux faibles amplitudes ($\gamma \le 10^{-3}$), les déformations sont contrôlées par G_{max} qui dépend de l'indice des vides, de la contrainte effective moyenne et du coefficient de surconsolidation.

Plusieurs relations ont été proposées dans la littérature pour l'évaluation de V_s ou de $G_{max}=\rho V_s$. Quelques-unes de ces relations sont données au tableau 5-4. Dans ces relations, l'exposant k varie avec l'indice de plasticité I_p suivant la relation exprimée par la courbe de la figure 5-3a

Aux grandes amplitudes ($\gamma \ge 10^{-3}$), les déformations sont contrôlées par G. L'évaluation de la variation de G en fonction de γ est assez complexe pour les sols cohésifs. En fait, le rapport de

G/G_{max} varie dans des limites beaucoup plus étendues 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} et également en fonction de l'âge et de la cimentation du sol. Il semble cependant que la variation de G/G_{max} est essentiellement contrôlée par l'indice de plasticité I_p (figure 5.3b).

En pratique, Seed et Idriss (1970) proposent une relation graphique dans laquelle les valeurs de G sont rapportées à la résistance au cisaillement non drainée S_u. Dans le même ordre d'idée, Vucetic et Dorby (1991) proposent également des relations exprimées par la figure 5-3b dans laquelle la variation du rapport de G/G_{max} avec γ est donnée en fonction de l'indice de plasticité (I_p).

5.3.3 Amortissement interne, ξ

L'amortissement est par sa nature fonction de l'amplitude des déformations. Ceci dit, en dehors de γ, ce paramètre dépend de la contrainte effective moyenne et de la teneur en eau. Dans le cas des sols cohérents, il dépend aussi de la fréquence et de l'indice des vides. Pour les sols sans cohésions, l'amortissement varie aux faibles amplitudes de déformations en fonction de la contrainte effective moyenne entre 2 % et 5 %. Aux grandes amplitudes, l'effet de σ'_m est moins important. Par contre l'effet de la teneur en eau devient plus important. Pour les sols cohérents, l'amortissement apparaît comme lié à la sensibilité du milieu. Il existe de nombreuses relations dans la littérature pour la détermination de la variation de e en fonction de γ (Seed et Idriss, 1970; Hardin et Richard, 1963).

5.4 La résistance au cisaillement

5.4.1 Sous un chargement rapide

Les essais conventionnels de résistance des sols sont la compression simple, l’essai triaxial ou l’essai de cisaillement direct. Ces essais sont effectués soit à vitesse de chargement imposée soit à vitesse de déformation imposée. Pour déterminer la résistance au cisaillement non-

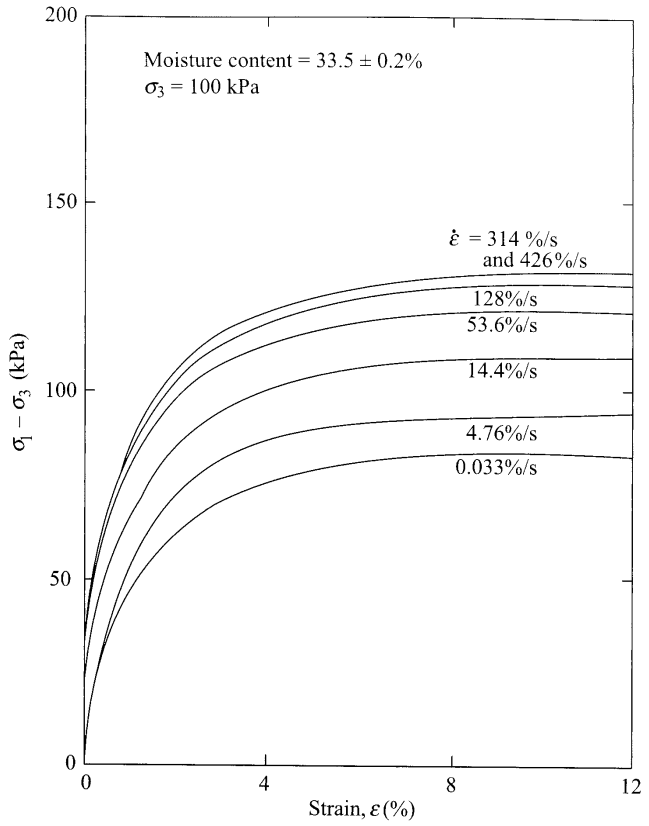


Figure 5-4 Les résultats des essais UU sur l'argile de Buckshot [Das et Ramana, 2011].

drainée, c_u, on peut recourir, par exemple, à l'essai triaxial CU ou UU. Si le taux de déformation est assez bas (≈ 0.5%), on dit que l'essai a été effectué sous des conditions statiques, c.à.d. $c_u = c_{u\ statique}$. Si on augmente le taux de déformation axiale, $\dot{\varepsilon}$, on trouve que le déviateur maximal, $\Delta\sigma_{max}$, augmente. Carroll (1963) a trouvé que la résistance c_u obtenue entre un taux de déformation variant entre 53% et 314% ne change pas de manière importante et peut être approximée par une seule valeur connue comme la résistance au cisaillement dynamique non-drainée (voir la Figure 5-4). Carroll (1963) a proposé que le rapport entre la résistance dynamique et statique soit égal à 1.5 [Das et Ramana, 2011].

Lors de la conception de la troisième écluse du canal de Panamá, une série d'essais triaxiaux a été effectuée sur des échantillons intacts d'argile molle organique. Le temps de chargement variait de 1.7 min à 7 heures. La résistance au cisaillement des échantillons sollicités rapidement est trouvée 40% plus grande que celle des sols sollicités lentement [Casagrande et Shannon, 1949].

Tableau 5-5 Propriétés des sols utilisés par Casagrande et Shannon (1949)

Type d'argile	Description générale	Teneur en eau naturelle	Limite de plasticité	Limite de liquidité
Cambridge	• Moyennement molle	30% - 40%	20% - 23%	37% - 44%
	• Inorganique	40% - 50%	21% - 27%	44% - 59%
Boston	• Idem	32% - 36%	20%	42%
Stockton	• Dure • Brune	25%	20% - 23%	60% - 64%

Taylor (1947) a trouvé des résultats similaires pour des échantillons remaniés où la résistance des échantillons sollicités rapidement était 25% plus grand que celle des échantillons sollicités lentement [Casagrande et Shannon, 1949].

5.4.2 Sous un chargement transitoire

Casagrande et Shannon (1949) ont effectué plusieurs séries d'essais pour déterminer la résistance au cisaillement de différents types de sol sous chargement transitoire. Parmi ces sols, trois types d'argile ont été testés : argile de Cambridge, argile de Boston et argile de Stockton (Tableau 5-5). La figure 5-5a présente la variation de la résistance en compression en fonction du temps de chargement du type présenté à la figure 5-5b. Les résultats montrent une augmentation notable de la résistance en compression (sans confinement) et donc de la résistance au cisaillement avec la diminution du temps de chargement.

5.5 Corrélations entre le module de cisaillement et la résistance au cisaillement

Le module de cisaillement est un paramètre important dans les analyses de réponse dynamique des sols. Le module de cisaillement utilisé est celui à faible déformation, symbolisé G_{max} ou G_o. D'habitude, ce module est déterminé à partir des essais in-situ. Il peut être aussi déterminé au laboratoire à l'aide de l'essai de colonne résonance ou de la méthode des bilames ou des anneaux piézo-électriques. Le Tableau 5-6 résume les procédures utilisées ainsi que la gamme de déformation de chacune des méthodes utilisées pour déterminer les propriétés dynamique

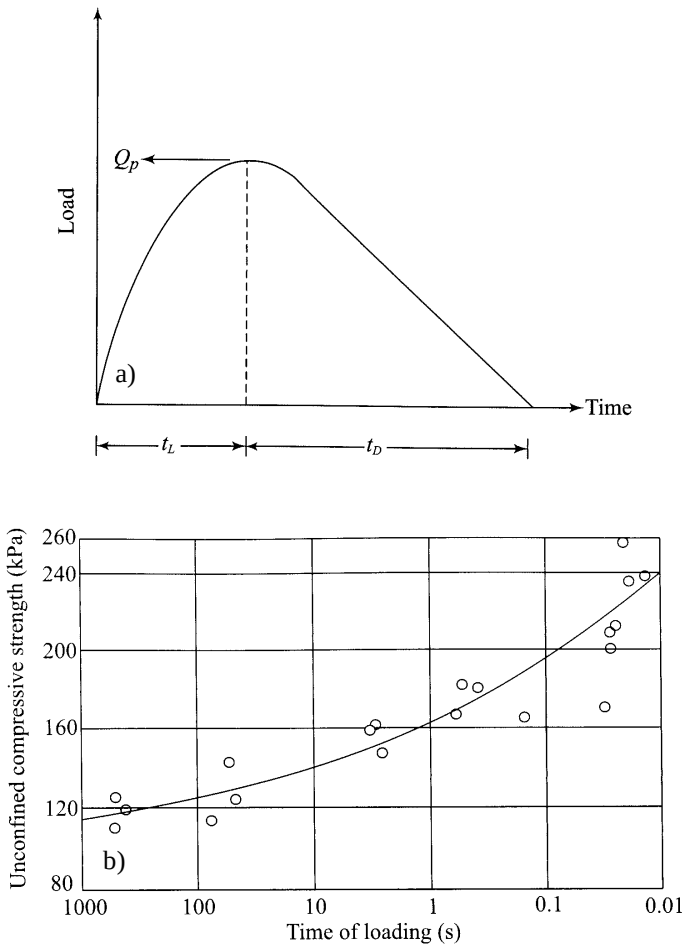


Figure 5-5 Variation de la résistance au cisaillement avec la vitesse de chargement

des sols (module de cisaillement et facteurs d'atténuation) [H. B. Seed et Idriss, 1970]. La majorité des corrélations retrouvées dans la littérature sont applicables à tous les types de sol. Il existe peu de corrélations qui sont applicables seulement aux sols pulvérulents ou aux sols cohérents. Puisqu'il existe une relation simple et directe entre le module de cisaillement, G_o($G_0=\rho V_s^2$) et la vitesse des ondes de cisaillement, V_s, les corrélations sont reliées soit à l'une ou l'autre. Nacci et Taylor (1968) ont constaté qu'il n'y a pas de relation distincte entre la vitesse des ondes de compression, V_p, et la résistance au cisaillement des sols argileux [Locat et Beausejour, 1987]. Kanai et coll. (1966), lmai et Yoshimura (1970), Ohba et Toriumi (1970), Ohta et coll. (1972), Ohsaki et lwasaki (1973), et Yokota et coll. (1982) ont tenté de relier le module de cisaillement, G_o, ou la vitesse des ondes de cisaillement, V_s, mesurée sur le terrain, à l'indice de pénétration standard, N. Leurs équations prennent généralement la forme exponentielle comme montrée à l'équation (5-2) où a et b sont des coefficients empiriques.

Tableau 5-6 : Essais pour mesurer les caractéristiques dynamiques des sols [H. B. Seed et Idriss, 1970].

General Procedure	Test Condition	Approximate Strain Range	Properties Determined
Determination of hysteretic stress-strain relationship	Triaxial compression Simple shear Torsional shear	10^{-2} to 5% 10^{-2} to 5% 10^{-2} to 5%	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping
Forced vibration	Longitudinal vibrations Torsional vibrations Shear vibrations – lab Shear vibrations - field	10^{-4} to 10^{-2}% 10^{-4} to 10^{-2}% 10^{-4} to 10^{-2}%	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping Modulus
Free vibration tests	Longitudinal vibrations Torsional vibrations Shear vibrations – lab Shear vibrations - field	10^{-3} to 1% 10^{-3} to 1% 10^{-3} to 1% 10^{-3} to 1%	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping Modulus
Field wave velocity measurements	Compression waves Shear waves Rayleigh waves	≈ $5x10^{-4}$% ≈ $5x10^{-4}$% ≈ $5x10^{-4}$%	Modulus Modulus Modulus
Field seismic response	Measurement of Motions at different levels in deposit		Modulus; damping

Certains distinguent les sols cohérents des sols granulaires [Locat et Beausejour, 1987].

$$G_o ou\ V_s = aN^b \tag{5-2}$$

En utilisant des mesures de V_s in situ (à partir de *well-shooting test*) sur des sols cohérents, Hara et coll. (1974) ont déterminé G_o (Fig. 5-7). Par contre, ils ont déterminé la résistance au cisaillement au laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux. Ils ont présenté une relation avec G_o telle

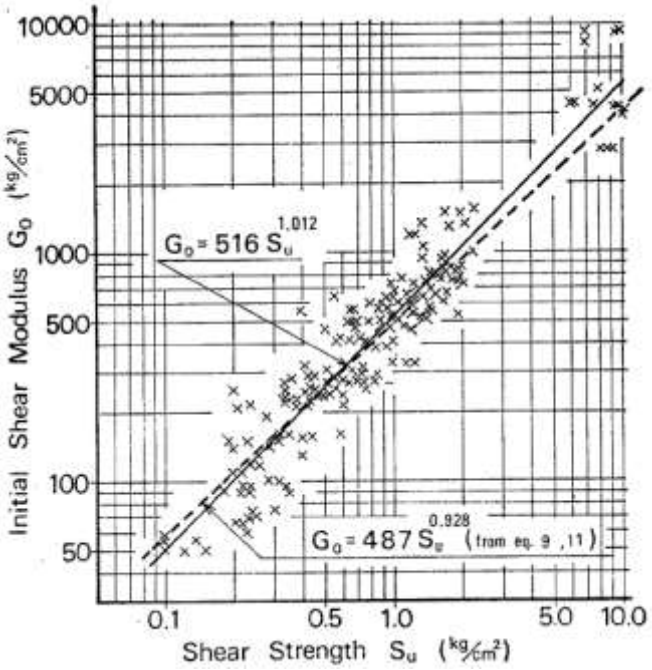


Figure 5-6 Relation entre le module de cisaillement G_o et la résistance au cisaillement c_u (d'après Hara et coll. 1974)

que présentée par l'équation (5-3). Le coefficient de corrélation, r_{xy}[1], est de 0,95. Imai (1977), sans appliquer de pression de confinement à ses échantillons, obtient pour différents sols, la relation présentée par l'équation (5-4) où q_u est la résistance en compression [Locat et Beausejour, 1987].

$$G_o = 500c_u;\ \ c_u\ par\ compression\ simple\ avec\ pression\ de\ confinement \qquad (5\text{-}3)$$

$$V_s(m/s) = 134q_u^{0.443};\ q_u\ en\ (kg/cm^2) \qquad (5\text{-}4)$$

Locat et Beauséjour (1987) ont analysé des échantillons, dont les propriétés sont présentées au Tableau 5-7, provenant de 20 sites différents localisés dans les basses-terres du Saint-Laurent et du Saguenay. Ils ont trouvé une relation exponentielle entre la résistance au cisaillement et la vitesse des ondes de cisaillement. La résistance de cisaillement est déterminée par deux

[1] Si le coefficient de corrélation, r_{xy}, est égal à 0, cela veut dire que les deux variables, x et y, sont sans rapport et si le coefficient est égal à 1, cela veut dire que les deux variables sont parfaitement liés. Pour plus de détails sur le coefficient de corrélation, le lecteur peut consulter une référence sur les statistiques comme [Frank et Althoen, 1995]

Tableau 5-7 : Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beauséjour (1987)

Nombre d'échantillons	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Limite de liquidité	Indice de liquidité	Sensibilité	Degré de saturation
28	1 à 4m	23 à 89%	27 à 83%	0,26 à 1,17	1 à 33	89 à 100%

méthodes : compression simple et pénétromètre au cône suédois. L'équation (5-5) présente celle de la compression simple (r_{xy} est égal à 0,94[2]) tandis que l'équation (5-6) présente celle du cône suédois (r_{xy} est égal à 0,93). La première relation de Locat et Beauséjour (1987) est approchante de celle d'Imai (1977) sauf pour les faibles valeurs de c_u. D'autre part, ils ont trouvé une relation entre le module de cisaillement maximum, G_o, et c_u. La relation obtenue, dont r_{xy} est de 0,95, est donnée par l'équation (5-7). Il est à noter que ces relations proviennent d'une représentation logarithmique entre c_u et V_s ou G_o.

$$c_u(kPa) = 0{,}0029V_s^{2{,}055}(m/s) \quad ou \quad V_s = 17{,}2c_u^{0{,}487}; \; c_u \; par \; compression \; simple \tag{5-5}$$

$$c_u(kPa) = 0{,}0016V_s^{2{,}217}(m/s) \quad ou \quad V_s = 18{,}25c_u^{0{,}451}; \; c_u \; par \; pénétromètre \; à \; cône \; suédois \tag{5-6}$$

$$c_u(kPa) = 2{,}51G_o^{0{,}952}(MPa) \quad ou \quad G_o = 0{,}379c_u^{1{,}05}; \; c_u \; par \; compression \; simple \tag{5-7}$$

[2] En effet, le coefficient de corrélation est un indice quantitatif pour décrire la direction (croissant ou décroissant) et la magnitude (sans rapport → parfaitement liées) d'une *relation linéaire* entre deux variables [Frank et Althoen, 1995].

Chapitre 6

Développement de la méthode pseudo-statique spectrale

Selon Houston et coll. (1987), et Abramson et coll. (2002), il existe quatre méthodes pour l'analyse de stabilité sismique des pentes. Ces quatre méthodes sont :

a. La méthode pseudo-statique : c'est la méthode la moins complexe dans laquelle les forces inertielles du tremblement de terre sont simulées en introduisant des forces horizontale et verticale dans une analyse d'équilibre limite.

b. La méthode de déplacement de Newmark : cette méthode est basée sur le principe que l'accélération de la masse de sol instable peut dépasser l'accélération statique à la limite élastique au détriment de produire des déplacements permanents

c. La stabilité post-séisme : dans cette méthode, la résistance non-drainée est déterminée à partir d'échantillons représentatifs sollicités par des charges cycliques comparables à celles du tremblement de terre prévu.

d. L'analyse dynamique par éléments finis : Une analyse couplée en 2D ou 3D dans laquelle on choisit une loi de comportement appropriée qui fournira tous les détails concernant les contraintes, les déformations et les déplacements permanents.

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 potentiel 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. Ainsi pour répondre à certaines questions en rapport avec le fondement de la méthode pseudo-statique, des analyses par éléments finis ont été effectuées

6.1 Analyse de stabilité par la méthode des éléments finis

L'utilisation de la méthode des éléments finis comme approche d'analyse dans les problèmes de stabilité de pente possède de nombreux avantages comparativement aux méthodes d'équilibre limite traditionnelles (méthode des tranches, méthode de Bishop modifiée, etc.). Ces avantages peuvent se résumer comme suit :

- aucune hypothèse n'est effectuée par rapport à la forme et à la position de la surface de rupture.
- aucune hypothèse n'est omise quant à la direction des forces.
- la méthode des éléments finis permet d'avoir 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 la progression de la rupture de l'ouvrage ou de la fondation.

La méthode des éléments finis est essentiellement utilisée dans cette étude dans le but de répondre à plusieurs questions en rapport avec le fondement même de la méthode pseudo-statique et aussi comme outil pour permettre le développement et la validation de la méthode pseudo-statique spectrale. Pour examiner certains aspects de la méthode pseudo-statique et examiner la viabilité de l'approche utilisée, des exemples d'ouvrages ou de talus ont été considérés. Le premier correspond à un ouvrage en remblai constitue d'une digue et d'une berme construit sur un dépôt d'argile. Le deuxième est un cas de talus hypothétique avec trois conditions différentes. Ce deuxième cas a par la suite été considéré pour réaliser une étude paramétrique et pour développer la méthode pseudo-statique spectrale. Le troisième correspond à un talus argileux ayant subi une rupture à la suite d'un dynamitage. D'autres exemples comme le cas de St-Adelphe sont actuellement dans une phase d'étude relativement avancée.

L'approche globale utilisée dans ce travail est basée sur une analyse par différence finies. Dans ces analyses, on est intéressé à déterminer un rapport de pondération de la résistance de l'ouvrage et de sa fondation qui permet de mener ces derniers à la rupture. On est donc préoccupé essentiellement par le passage élastique-plastique. Aussi, aucune perte de résistance n'a été considérée au cours des analyses dynamiques du premier exemple et les paramètres de résistance sont considérés en fin de construction (aucun gain en résistance dans la fondation à cause de l'ouvrage en remblai). Donc, les analyses statiques, pseudo-statique et dynamiques seront effectuées avec les mêmes résistances.

Dans le premier exemple, trois mouvements sismiques équivalents seront considérés. Ces mouvements sont d'une durée de 1 sec et de fréquences de 2 Hz (2 cycles) , 4 Hz (cycles) et 8 Hz (cycles) et d'une accélération équivalente de 0,09g correspondant à une accélération maximale de 0,15g. Des coefficients pseudo-statique de 0,1 et de 0,15 seront considérés. Dans le deuxième exemple, une sollicitation sismique compatible avec la séismicité de la ville de Québec (Canada) a été considérée. Des sollicitations compatibles avec la séismicité de la ville de Québec sont utilisées dans l'analyse paramétrique servant au développement de la méthode pseudo-statique spectrale. Les accélérogrammes sont donc appliqués à la base du dépôt pour simuler un tremblement de terre réel. Dans le cas de la Romaine, présenté à la fin du chapitre, l'excitation consiste en l'application d'un choc à la surface du talus.

6.2 Étude de cas 1

6.2.1 Description du site

Le premier exemple est tiré des travaux de Pfendler (1990) et correspond à un ouvrage en remblai fictif composé d'une digue et d'une berme construit sur le dépôt de St-Alban. Cet exemple a été considéré pour examiner l'efficacité de l'approche de calcul du facteur de sécurité contre la rupture (statique, pseudo-statique et dynamique). Cet exemple permettra aussi d'examiner l'effet de la fréquence d'excitation sur la résistance sismique du remblai et de la fondation.

L'ouvrage a été dimensionné de manière à avoir un facteur de sécurité statique supérieur ou égale à 1,4. Le remblai de sable est d'une hauteur de 6 m et d'une largeur en crête de 10 m. Un angle de frottement interne dans le remblai et dans la berme, ϕ', de 30° ainsi qu'une cohésion de 1 kPa ont été retenus. Les mêmes valeurs ont été retenues pour la couche de till du dépôt meuble. Pour l'argile, le profil moyen de résistance au cisaillement non-drainé en Cu, utilisé par Pfendler (1990) a été retenu dans la présente étude (Figure 6-1). La résistance au cisaillement de la croûte en surface a été calculée conformément à l'hypothèse de Lefebvre et coll. (1987) où on tient compte d'un confinement dû à la masse de remblai (Figure 6-1) :

$$Cu = \frac{1}{2}\left(0{,}25\gamma_{remb}H_{remb} + Cu_{min}\right) \qquad (6\text{-}1)$$

où Cu_{min} est la cohésion minimal dans l'argile intacte, soit à 1,8 m de profondeur. Le profil de module de cisaillement maximum ($G_{max} = \rho V_s^2$, Figure 6-1) nécessaire à l'analyse dynamique a été déterminé à l'aide d'une analyse MASW (Modal-Analysis-of-Surface-Waves, Karray, 1999) suite aux essais SASW effectués par Lacroix (1992) au site de St-Alban. Les pentes sont (berme et digue) de 1,5:1 (Figure 6-1). La fondation est constituée de 0,3 m de terre végétale, 1,2 de croûte argileuse fissurée, une couche de 8 m d'épaisseur d'argile silteuse, 4 m de silt argileux contenant du sable et finalement une couche profonde de sable dense. Le niveau de la nappe d'eau se situe à environ 0,75 m de profondeur (Trak et coll, 1980). La berme de 20 m de largeur est également constituée de sable.

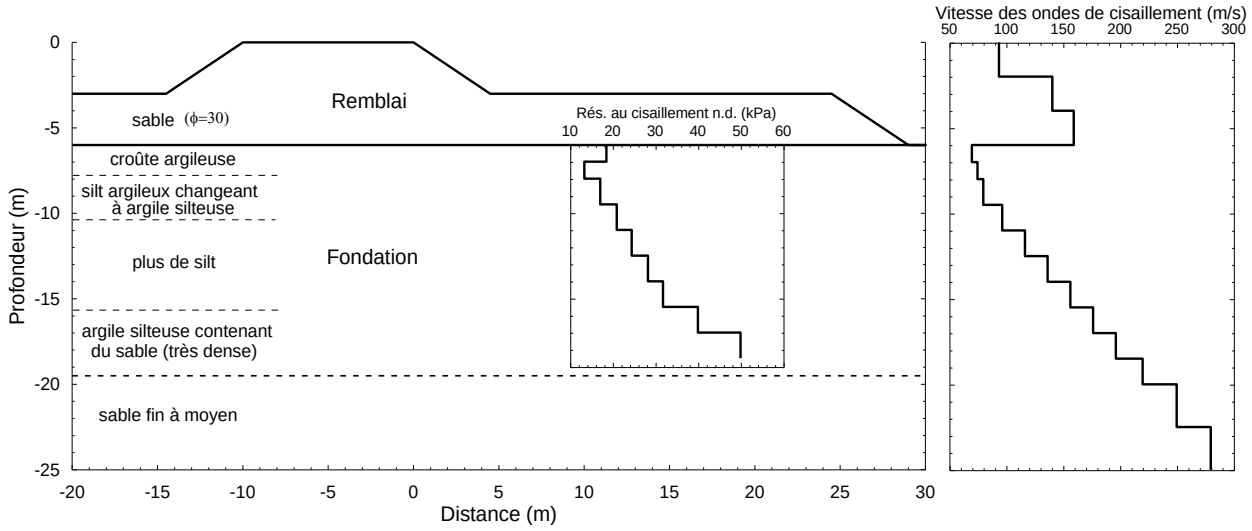


Figure 6-1 Coupe type de la digue fictive sur le dépôt de St-Alban (Pfendler, 1990)

6.2.2 Modélisation

Le programme FLAC6 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est utilisé dans cette étude pour analyser la stabilité dynamique et statique de l'ouvrage. FLAC6 a été développé par ITASCA Consulting Group Inc. et il est décrit comme un programme de différence finie qui utilise l'analyse Lagrangienne.

Le maillage employé pour l'analyse statique et dynamique est présenté à la figure 6-2. FLAC permet d'effectuer une analyse en deux dimensions en utilisant différents types de comportement. Dans ce cas d'étude, on a choisi de considérer un comportement élastique parfaitement plastique avec critère de rupture Mohr-Coulomb. Le calcul statique est effectué en deux parties. Le sol est d'abord considéré élastique, en considérant des valeurs importantes de Cu et de ϕ, afin de générer les pressions normales dans le sol (consolidation). Ensuite, les bonnes valeurs de Cu et de ϕ sont introduites et l'équilibre est réévalué de nouveau. Si les contraintes pour un élément donné sont situées à l'intérieur de l'enveloppe de rupture, l'élément est considéré comme étant encore dans le domaine élastique. Si toutefois, les contraintes se retrouvent à l'extérieur de l'enveloppe, l'élément est considéré dans ce temps comme étant plastifié et l'équilibre est réévalué en réajustant ces contraintes à l'enveloppe de rupture. Autrement, il y a un transfert de contraintes aux éléments ayant dépassés la limite

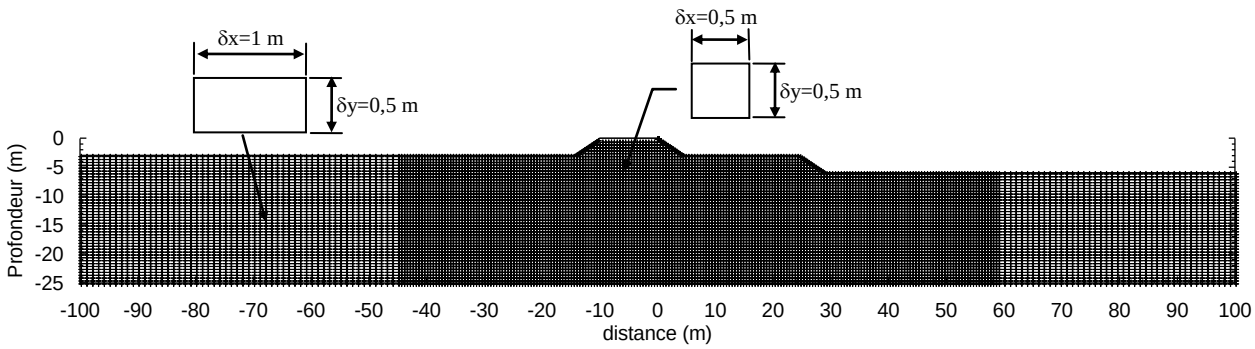


Figure 6-2 Modélisation de l'ouvrage en remblai et du dépôt d'argile pour l'analyse de stabilité

élastique. La rupture globale se produit lorsqu'il y a suffisamment d'éléments plastifiés pour conduire au développement du mécanisme de rupture. Pour le calcul dynamique, l'amortissement dit de Rayleigh est utilisé. Ce dernier est constitué de deux éléments visqueux proportionnels à la masse et à la rigidité :

$$[C] = \xi_{min}[M] + \xi_{min}/\omega_{min}[K] \qquad (6\text{-}2)$$

[M] définie la matrice masse et [K] la matrice de rigidité. ξ_{min} est le taux d'amortissement minimum défini à la fréquence ω_{min}. Une valeur de ξ_{min} de 5% à des fréquences variant entre 10 et 15 Hz ont été considérées.

Pour tenir compte des effets de bords, FLAC utilise une méthode appelée «free-field». Il s'agit d'une colonne de sol d'une largeur unitaire qui simule la rigidité du milieu à l'extérieur du modèle. Cette colonne de sol est excitée de la même manière que l'ouvrage lui-même et permet ainsi d'éliminer une grande partie des réflexions produites aux limites du modèle.

6.2.3 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité

En principe, la méthode des éléments finis ne permet pas d'avoir accès à un facteur de sécurité globale de l'ouvrage. Toutefois un nouveau concept est utilisé dans cette étude pour permettre la détermination d'un facteur de sécurité équivalant qui permet de savoir si l'ouvrage est sécuritaire. Le principe d'évaluation de ce facteur est différent de celui d'une analyse classique

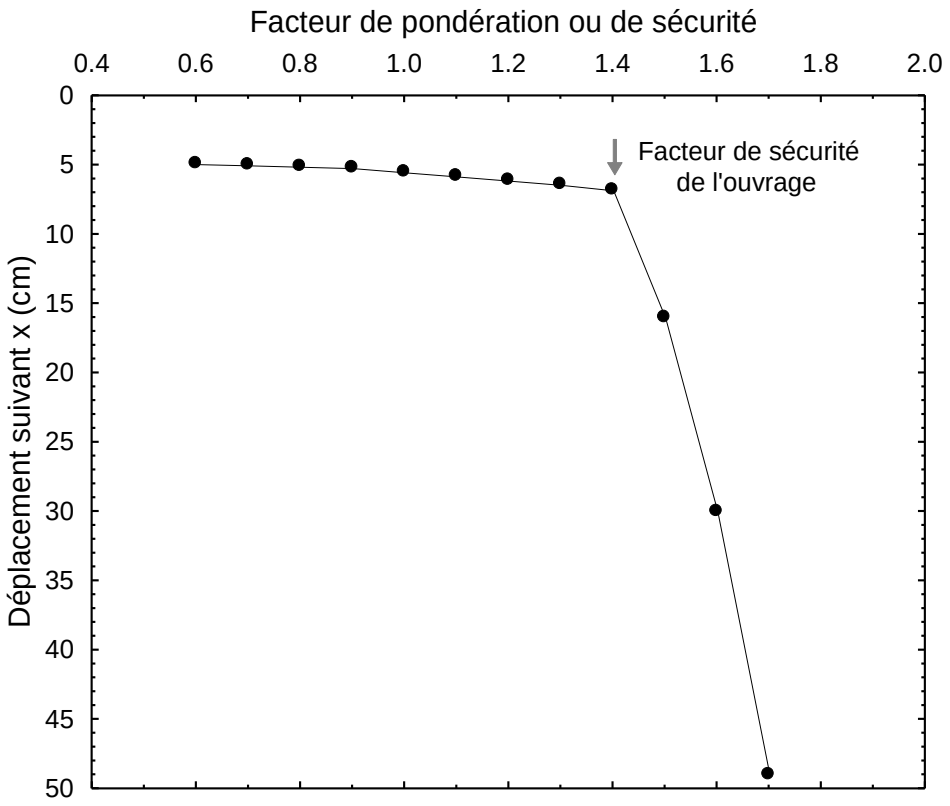


Figure 6-3 Illustration de la méthode d'évaluation du facteur de sécurité

par une méthode d'équilibre limite (Bishop, etc.). En fait, puisque l'ouvrage est modélisé par éléments finis, l'idée est de déterminer les déplacements maximums selon l'axe de x pour différents systèmes de sols dont les propriétés (Cu et ϕ) sont celles de l'ouvrage original divisé par différents facteurs de réduction considéré équivalent au facteur de sécurité F.S. (Cu/F.S et tan(ϕ)/F.S). Ainsi, le facteur qui permet d'avoir une variation importante du déplacement selon l'axe des x correspond théoriquement au facteur de sécurité recherché. La figure 6-3 montre un exemple de courbe de déplacement d'un ouvrage suivant l'axe des x (horizontal) en fonction des facteurs de pondération ou de réduction des propriétés (Cu et ϕ) du sol. Une valeur de F.S égale à 1 correspond à l'ouvrage original. Il est possible de voir que lorsque les propriétés du sol ont été divisées par un facteur de 1,5, l'ouvrage s'est déplacé de façon beaucoup plus importante qu'à une valeur de F.S de 1,4. Le facteur de sécurité est donc dans ce cas égal à environ 1,4. Il faut toutefois indiquer que l'analyse est effectuée à l'équilibre limite et que toute déformation au-delà de la limite élastique du modèle peut être considérée comme imprécise du fait que la perte de résistance du sol n'est pas considérée.

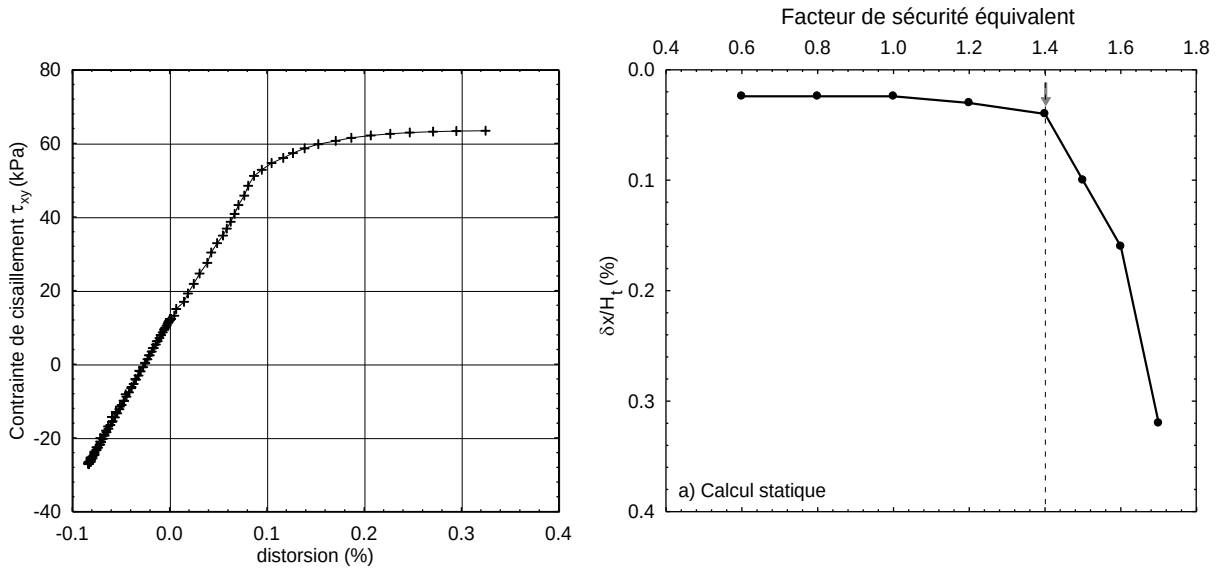


Figure 6-4 Evaluation du facteur de sécurité statique à l'aide de FLAC (statique)

6.2.4 Analyse de stabilité statique

L'analyse de la stabilité statique a été effectuée avec les résistances au cisaillement non-drainées dans le cas de la fondation. Dans le cas du remblai, une faible cohésion de 1 kPa a été considérée afin d'éliminer les ruptures dans les pentes de la digue et de la berme, en plus de l'angle de friction ϕ' de 30°.

La figure 6-4b montre le déplacement suivant x de l'ouvrage considéré normalisé par la hauteur du dépôt et du remblai (H_t=25 m) en fonction du facteur avec lequel les paramètres du sol ont été normalisés et qui correspond au facteur de sécurité. Ainsi, il est possible de voir qu'à des valeurs supérieures de 1,4, le déplacement suivant x de l'ouvrage augmente de façon beaucoup plus importante qu'à des valeurs inférieures. Ceci nous permet de conclure que le facteur de sécurité de l'ouvrage est de 1,4.

La valeur de F.S. de 1,4 correspond à celle déterminée par Pfendler (1990) à l'aide de la méthode de Bishop modifiée. Ceci démontre donc l'efficacité de la technique utilisée dans cette étude dans l'évaluation du facteur de sécurité. La figure 6-4a montre un exemple de courbe contrainte de cisaillement vs distorsion d'un élément de sol de la fondation argileuse générée à l'aide de FLAC6.

L’avantage d’examiner la stabilité d’un ouvrage par une méthode d’éléments finis est qu’il est possible de modéliser le milieu de manière plus précise et de pouvoir avoir une meilleure estimation de la surface de rupture. Le programme FLAC6 permet de déterminer de manière instantanée (chaque itération) les zones plastifiées dans la fondation et la digue. Les figures 6-5 et 6-6 montrent les zones plastifiées dans l’ouvrage et la fondation pour des résistances factorisées par une valeur de 1,4 et 1,6 respectivement. Les cercles de ruptures potentielles déterminées à l’aide de la méthode de Bishops modifiée (Pfendler, 1990) sont également donnés sur ces figures. Il est ainsi possible de constater que l’analyse effectuée à l’aide de FLAC6 permet de voir une surface de rupture qui atteint environ 9 m de profondeur dans le dépôt d’argile et dont le rayon est de l’ordre de 30 à 35 m. Ces valeurs correspondent à celles données par Pfendler (1990) et reproduite à la figure 6-5 et 6-6. La précision dans l’évaluation du facteur de sécurité ainsi que de la surface de rupture permet donc de voir qu’il est possible de réaliser une analyse dynamique complète et de pouvoir faire la relation avec l’analyse Pseudo-statique.

6.2.5 Analyse de stabilité pseudo-statique

L’analyse de la stabilité pseudo-statique est effectuée de la même façon que l'analyse statique en utilisant une résistance au cisaillement non-drainée pour la fondation. Dans le cas du remblai, une faible cohésion de 1 kPa a également été considérée afin d’éliminer les ruptures dans les pentes de la digue et de la berme.

Les forces d'inertie de la méthode pseudo-statique dépendent selon Ambraseys et Srama (1967) de plusieurs facteurs tels que la stratigraphie et la géométrie de l'ouvrage, les propriétés géotechniques du sol, la forme et la profondeur de la surface de rupture et du mouvement sismique. Dans cette étude, les forces d'inertie ont été exprimées de façon simplifiée comme le produit du coefficient sismique (k_h) par le poids de chaque élément du sol. Ces forces ont été ensuite appliquées sur tout le modèle au centre de masse de chaque élément. De cette façon, aucune hypothèse n'est omise par rapport à la surface de rupture. Des coefficients pseudo-statiques de 0,1 et de 0,15 ont été considérés afin d'en examiner l'effet. Rappelons que ces valeurs sont celles utilisées habituellement pour le Québec dans une zone sismique modérée

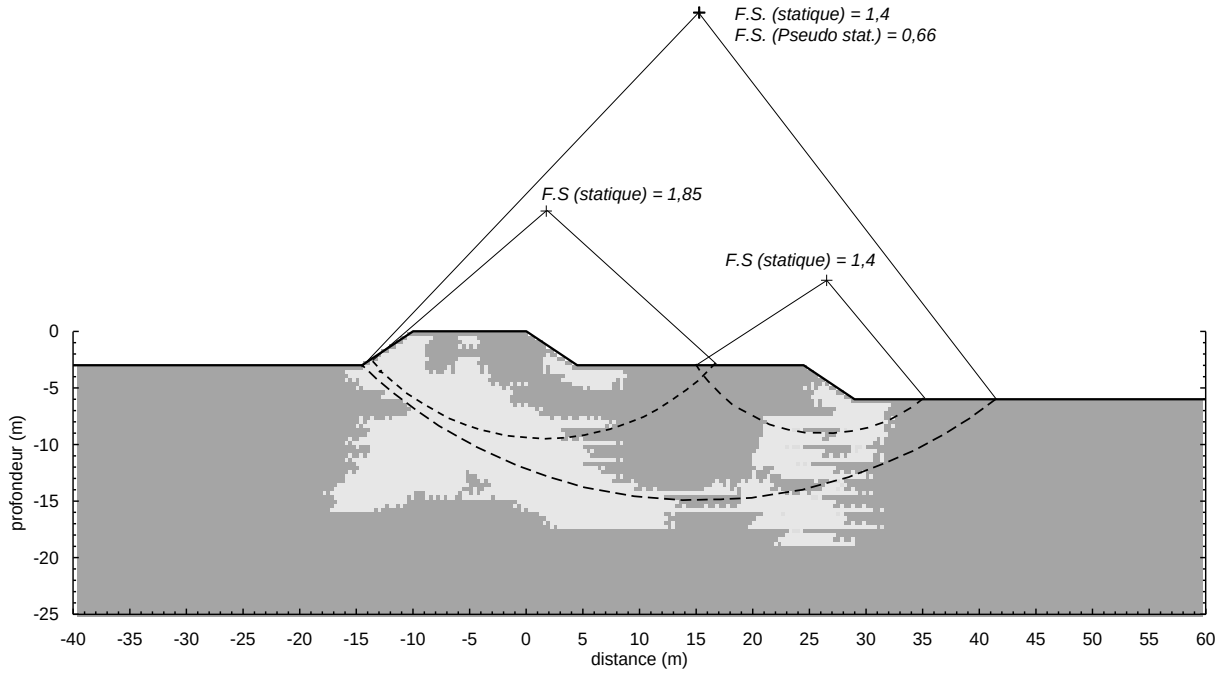


Figure 6-5 Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 1,4 (Flac)

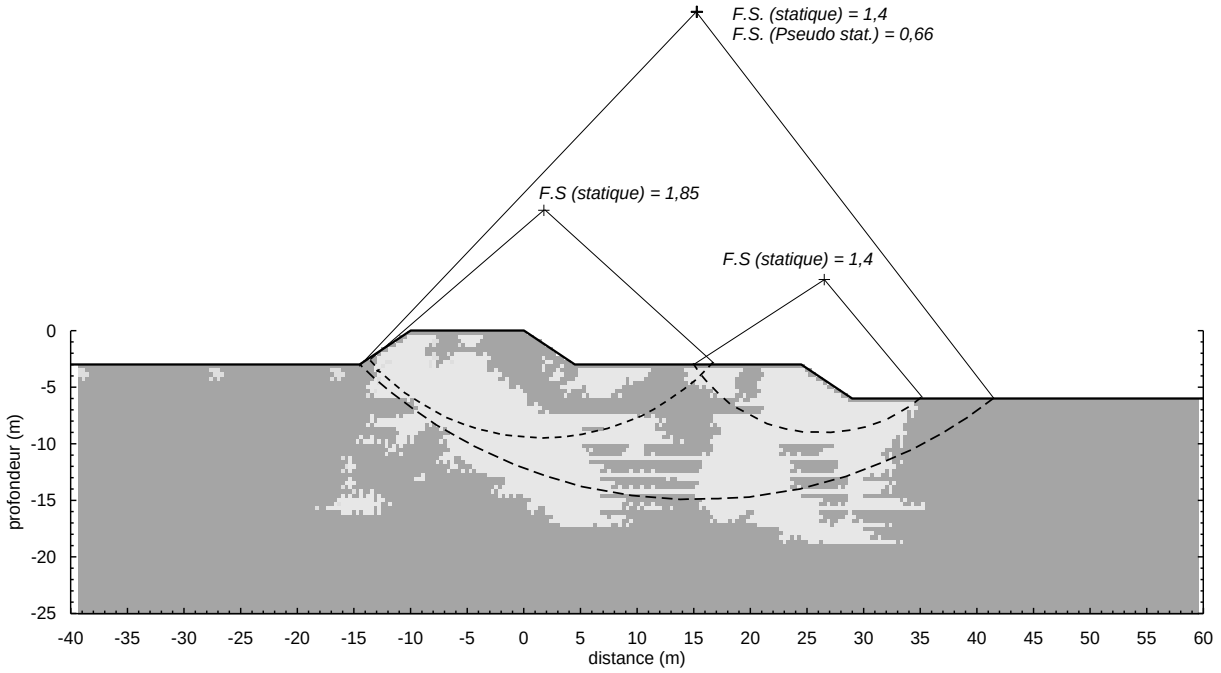


Figure 6-6 Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 1,6 (Flac)

(ex. Québec). Ainsi, pour chaque valeur de k_h et de F.S, le déplacement horizontal selon l'axe x est évalué à l'aide de FLAC.

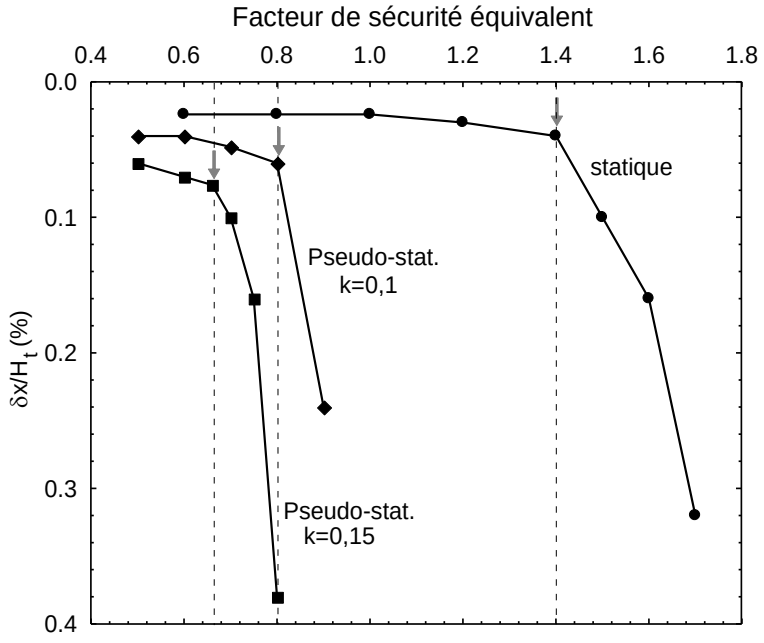


Figure 6-7 Evaluation du facteur de sécurité Pseudo-statique à l'aide de FLAC

La figure 6-7 compare les courbes du déplacement maximum suivant x (normalisé par la hauteur totale de l'ouvrage) en fonction de F.S. pour chaque valeur de k_h. La courbe du déplacement de l'analyse statique est également donnée sur la même figure. La figure 6-8 montrent les zones plastifiées dans l'ouvrage et la fondation pour des résistances factorisées par une valeur de 0,7 et pour un coefficient pseudo-statique de 0,15. Les cercles de ruptures potentielles déterminées par Pfendler (1990) sont également présentés sur cette figure.

L'analyse réalisée à l'aide de FLAC permet de déterminer un facteur de sécurité de l'ordre de 0,66 pour un coefficient pseudo-statique de 0,15 et de 0,8 pour k égale à 0,1. La valeur de F.S.de 0,66 déterminée pour k égale à 1,5 est identique à celle évaluée par Pfendler (1990) pour le même coefficient pseudo-statique. Il est également intéressant de voir que la surface de rupture potentielle évaluée à l'aide de FLAC correspond également à celle déterminée par Pfendler.

6.2.6 Analyse de stabilité dynamique

L'analyse dynamique a été effectuée pour quatre excitations sinusoïdales d'une fréquence de 2,

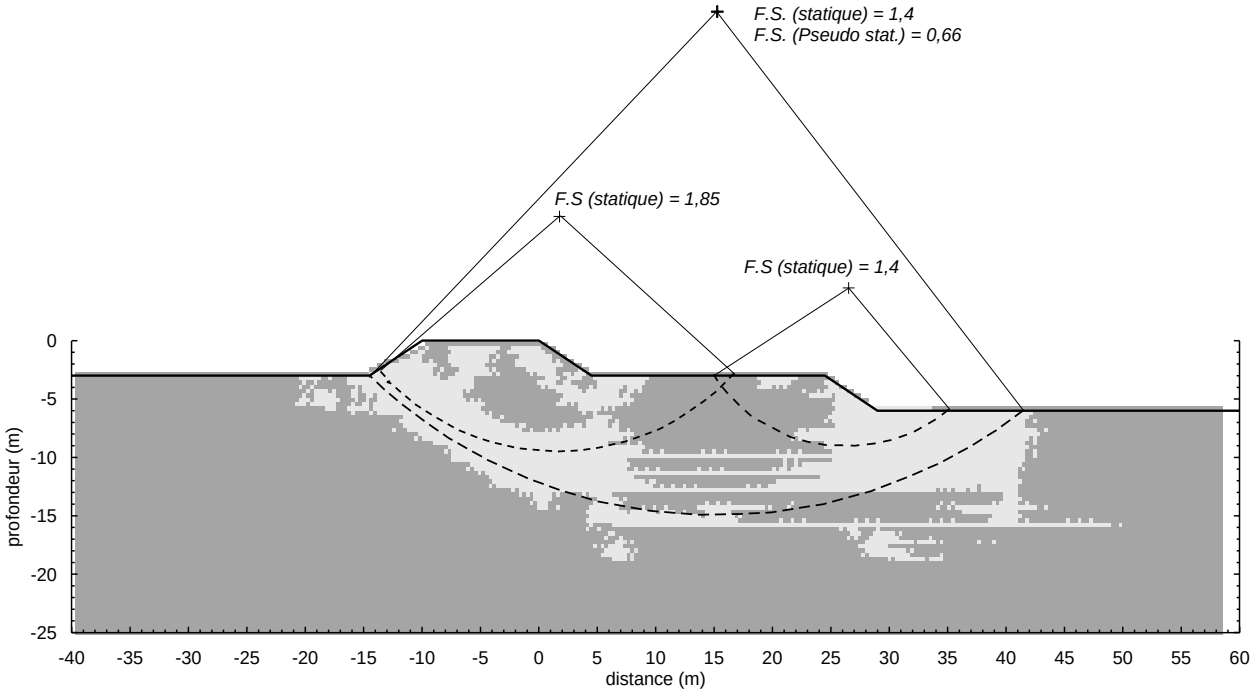


Figure 6-8 Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,7 et coefficient Pseudo-statique de 0,15 (FLAC)

4, 6 et 8 Hz et d'une même durée de 1 sec (soit 2, 4, 6 et 8 cycles respectivement). Une accélération équivalente de 0,09g qui correspond à une accélération maximale de 0,15g a été utilisée. Ces excitations ont été appliquées de manière uniforme à la base du modèle. Les analyses ont été réalisées à l'aide des mêmes propriétés géotechniques utilisées au cours des analyses statique et pseudo-statique. Pour chaque excitation considérée, une courbe exprimant le déplacement horizontal maximum selon l'axe x (normalisé par la hauteur totale du dépôt) a été évaluée.

La figure 6-9a montre un exemple de courbe contrainte de cisaillement vs distorsion générée à l'aide de FLAC. Il est possible de voir qu'aucune perte de résistance n'est générée au cours de ces analyses. Toutefois, l'utilisation du critère de rupture Mohr-Coulomb permet d'avoir une diminution du module de cisaillement à des distorsions variant entre 0,1% et 0,25%. La figure 6-9b présente le rapport entre l'accélération maximale à la surface de l'ouvrage et celle au rocher. Les rapports d'amplification sont assez importants et peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 6 à 7 à des fréquences variant entre 1 et 2 Hz. Il faut toutefois voir que ces rapports

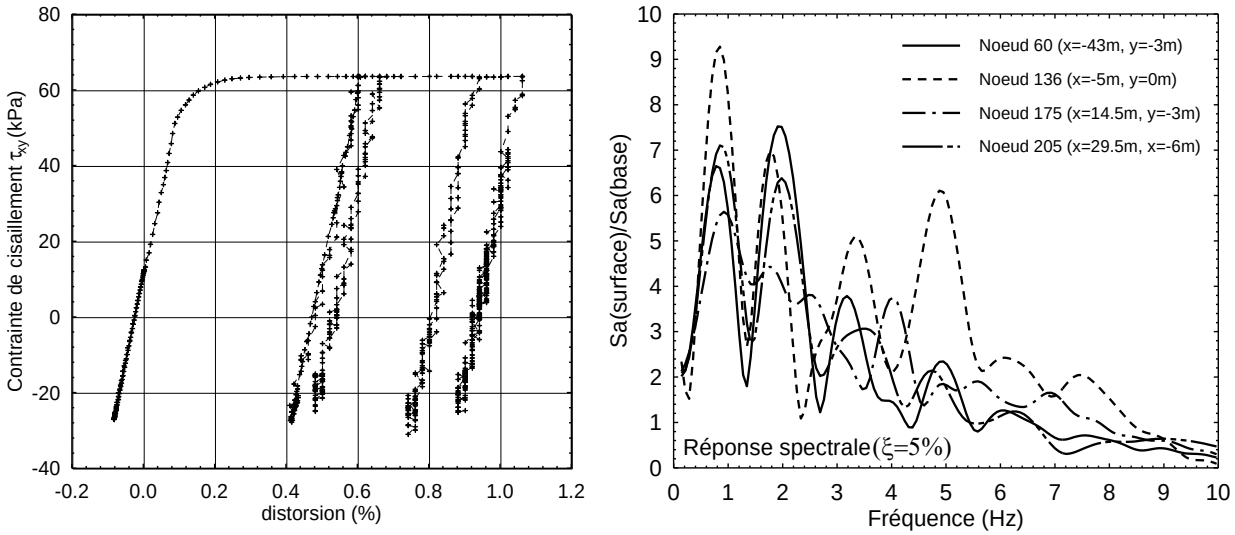


Figure 6-9 a) Courbe de contrainte distorsion générée par FLAC, b) Spectres de réponse du remblai de St-Alban

sont assez importants du fait qu'ils ont été évalués sans aucune diminution du module de cisaillement.

La figure 6-10 compare les courbes du déplacement maximum statique, pseudo-statique (k_h = 0,15) et celles déterminées à l'aide de l'analyse dynamique pour des fréquences de 2, 4, 6 et 8 Hz. Il est important de constater que dans le cas de l'analyse dynamique, le taux d'augmentation du déplacement maximum avec le facteur de pondération (sécurité équivalent) est plus faible que celui observé dans le cas de l'analyse statique et pseudo-statique. Ceci est relié au fait qu'il y a une reprise totale de résistance à chacun des cycles (aucune dégradation). Ceci dit, l'analyse dynamique permet de déterminer un facteur de sécurité de l'ordre de 0,7 pour une excitation d'une fréquence de 2 Hz et d'environ 0,8 pour une fréquence de 4 Hz. Quoi que les dernières valeurs de F.S. (dynamique) soient semblables à celles déterminées par l'analyse pseudo-statique pour des valeurs de k de 0,15 et 0,1 respectivement, ces résultats permettent de voir qu'il n'existe pas de relation directe entre l'accélération au rocher ou en surface (après amplification) et le coefficient pseudo-statique. En effet, si on se ramène au chapitre 4 on constate qu'il peut y avoir différentes relations entre l'accélération maximale au rocher ou à la surface de l'ouvrage (amplification) et le coefficient pseudo-statique. Par exemple, si on considère le guide établi par Hydro-Québec en 1998 pour la sélection des paramètres sismiques et si on admet que l'accélération maximale de 0,15g correspond à l'accélération ajustée

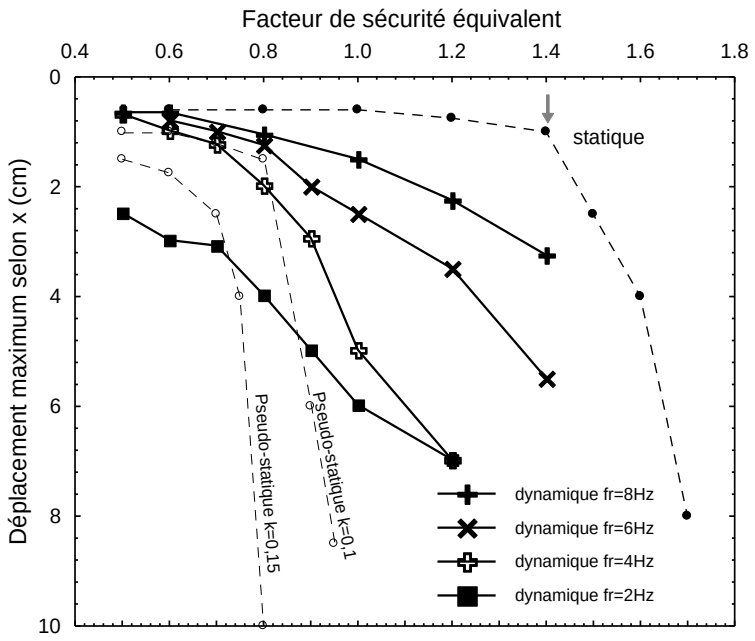


Figure 6-10 Évaluation du facteur de sécurité dynamique à l'aide de FLAC, fréq. = 2, 4, 6 et 8 Hz, $A_{éq}$=9% (A_{max}=15%)

proposée par ce même guide, ceci nous permet de déterminer une valeur de k_h de 0,15 peu-importe la fréquence d'excitation. Dans ce cas, la méthode pseudo-statique permet de déterminer avec précision le facteur de sécurité de l'ouvrage dans le cas où le mouvement sismique posséderait suffisamment d'énergie à des fréquences variant autours de 2 Hz.

Maintenant, si on considère la relation de Marcuson (1981) qui propose un coefficient pseudo-statique de 1/3 à 1/2 fois l'accélération maximale après amplification, la figure 6-9b qui donne les rapports entre l'accélération maximale et l'accélération au rocher permet d'évaluer une valeur de k_h supérieure à 0,3 pour une excitation de 2 Hz et de l'ordre de 0,1 pour une excitation de 4 Hz. Ces comparaisons permettent de voir à quel point il peut être difficile de sélectionner avec précision un coefficient pseudo-statique si la nature du mouvement sismique, les propriétés dynamiques (période naturelle, amplification, etc.) de l'ouvrage et de sa fondation ne sont pas considérées.

D'un autre côté, Il est intéressant de voir que la fréquence d'excitation combinée à la nature de l'ouvrage et de sa fondation (fréquence naturelle, amplification) joue un rôle important par comparaison au nombre de cycles équivalents. En fait, le facteur de sécurité déterminé pour

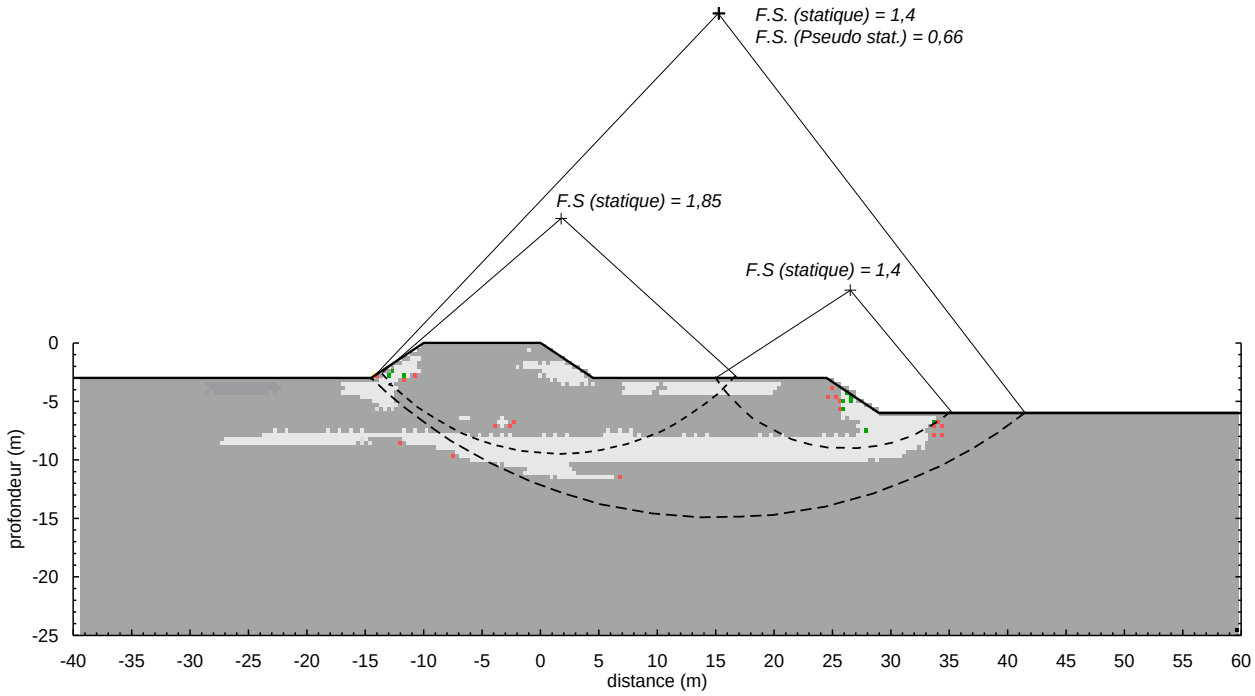


Figure 6-11 Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,75 et pour une excitation cyclique de 2 Hz de fréquence et d'une durée de 2 cycles ($A_{éq}$ = 9%)

une fréquence de 2 Hz est plus faible que celui déterminé pour une fréquence de 8Hz, et ce, malgré un nombre de cycles 4 fois plus faible. Il faut toutefois noter que dans ce cas l'augmentation du nombre de cycles n'a peut-être pas un effet réaliste du fait qu'aucune perte de résistance n'a été considérée au cours des analyses dynamiques.

La figure 6-11 et 6-12 montrent les zones plastifiées dans la digue et la fondation suite à des excitations régulières d'une fréquence de 2 Hz (2 cycles) et de 4 Hz (4 cycles), et ce, pour des facteurs de pondération de 0,75 et de 0,8 respectivement. La surface de rupture potentielle déterminée suite à l'analyse pseudo-statique (Pfendler, 1990) est également présentée sur ces figures. Ces résultats permettent de répondre à une question importante à savoir si les forces d'inertie agissent ou non de manière simultanée dans le même sens lors d'un séisme. En fait, l'examen des surfaces de ruptures déterminées pour des fréquences de 2 et de 4 Hz (figures 6-11 et 6-12) permet de voir le glissement d'une même masse du sol d'une longueur de l'ordre de 45 m. Ce résultat est plausible dans la mesure où des vitesses des ondes de cisaillement variant entre 150 et 200 m/s en moyenne permettent d'avoir des longueurs d'onde de l'ordre de 75 à

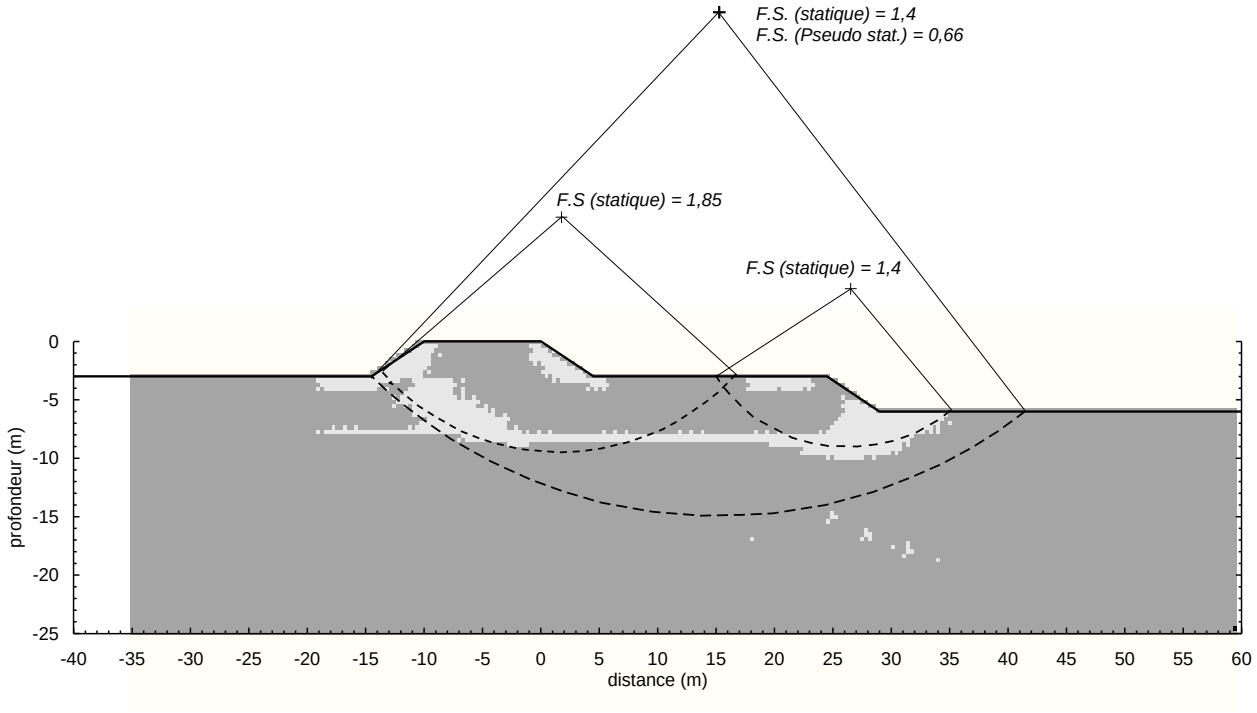


Figure 6-12 Zones plastifiées pour un rapport de résistance de 0,8 et pour une excitation cyclique de 4 Hz de fréquence et d'une durée de 4 cycles ($A_{éq}$ = 9%)

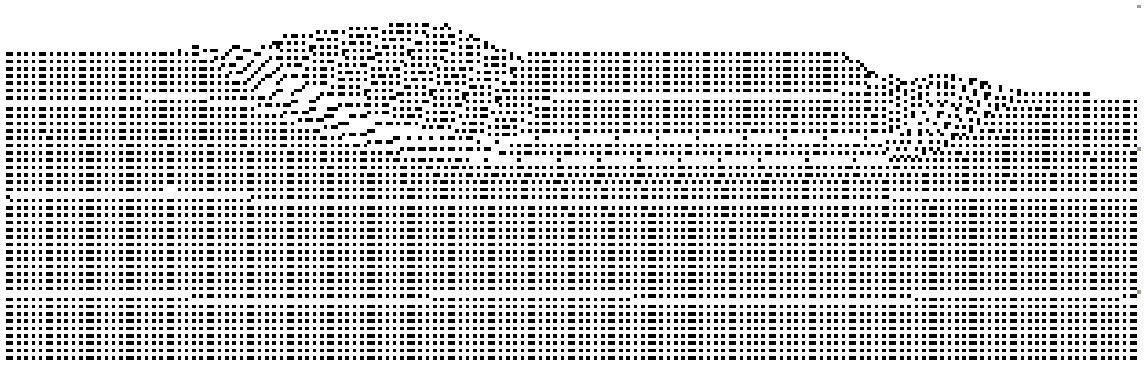


Figure 6-13 Rupture de l'ouvrage pour une excitation cyclique de 4 Hz de fréquence et d'une durée de 4 cycles ($A_{éq}$ = 9%)

100 m pour une fréquence de 2 Hz et de 38 à 50 m pour une fréquence de 4 Hz. De ce point de vue, l'hypothèse de la méthode pseudo-statique, à savoir que les forces d'inertie agissent dans le même sens, peut être considérée comme réaliste si les mouvements sismiques contiennent de l'énergie à des fréquences inférieures à 5 Hz (périodes supérieures à 0,2 sec) et si les

fréquences naturelles de l'ouvrage et de sa fondation sont contenues dans cet intervalle. L'augmentation du facteur de sécurité à une fréquence de 8 Hz peut être due en partie (autre le fait qu'il y a une diminution de l'amplification) au fait que les forces d'inertie n'agissent pas dans le même sens sur toute la masse de sol potentiellement instable.

Une autre question qui demeure importante dans le cas de la méthode pseudo-statique est à quel facteur de sécurité il est possible de considérer qu'il y a une rupture de l'ouvrage. La figure 6-13 présente les déformations de la digue de St-Alban et de la fondation suite à une excitation d'une fréquence de 4 Hz pour un facteur de sécurité de l'ordre de 0,8. Ces déformations montrent qu'à un facteur de sécurité de 0,8, l'ouvrage peut être considéré comme rompu.

Les analyses dynamiques réalisées à l'aide de FLAC permettent de conclure de la même manière que les analyses pseudo-statique que l'effet d'une berme peut être néfaste dans le cas dynamique (à court terme). Il faut cependant rappeler que l'effet bénéfique de la berme se fera sentir à long terme par un accroissement de la résistance par consolidation de la fondation.

La figure 6-14 présente la variation du coefficient pseudo-statique et de l'accélération à surface du dépôt en fonction de la période de l'excitation appliquée à base. Cette figure montre que le coefficient pseudo-statique dépend de la fréquence d'excitation. Elle montre également que le coefficient pseudo-statique peut être relié à l'accélération à la surface du dépôt. Dans la réalité, une excitation sismique est constituée de plusieurs fréquences. Le dépôt joue ainsi le rôle de filtre et va amplifier la partie des fréquences situées autour des fréquences naturelles du dépôt. On est cependant intéressé par la fréquence fondamentale du dépôt, là où les mouvements produits par le tremblement de terre sont en phases (forces d'inertie en phases). Ainsi, un dépôt de faible épaisseur va avoir tendance à amplifier les hautes fréquences (périodes faibles) et un dépôt d'épaisseur importante va amplifier les basses fréquences (périodes élevées). Le coefficient pseudo-statique doit donc être corrélé avec le contenu fréquentiel des mouvements sismiques (spectre de conception) et à la fréquence fondamentale du dépôt. Ce principe est donc à la base du développement d'une méthode pseudo-statique spectrale.

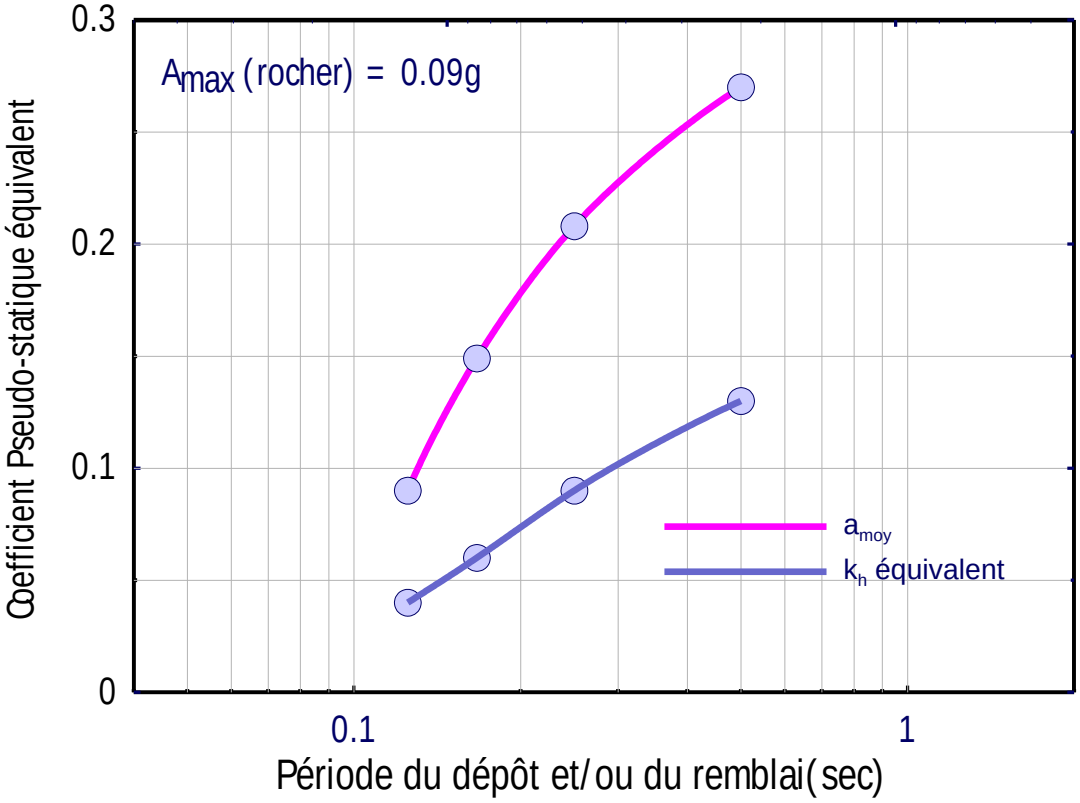


Figure 6-14 Variation du coefficient pseudo-statique et de l'accélération à la surface du dépôt avec la fréquence d'excitation pour une même accélération à la base du dépôt

6.3. Étude de cas 2

6.3.1 Description du site

Le deuxième cas considéré dans ce travail est une pente argileuse d'une hauteur 10 m et ayant une pente de 1V:1,75H. Deux profondeurs de dépôts ont été considérées pour cette pente, soit une profondeur de 10 m et 30 m. Le premier cas (épaisseur de 10 m) a également été étudié en considérant des valeurs de rigidité (V_s) deux fois supérieures. Ceci est dans le but d'examiner l'effet de la fréquence naturelle du dépôt sur la stabilité sismique de la pente. Un ensemble de trois cas ont donc été analysés pour la même excitation sismique. Dans les deux premiers cas (hauteur de 10 m), la stabilité statique et pseudo-statique peut être considéré comme identique. Une seule analyse statique et pseudo-statique a donc été effectuée pour ces deux cas.

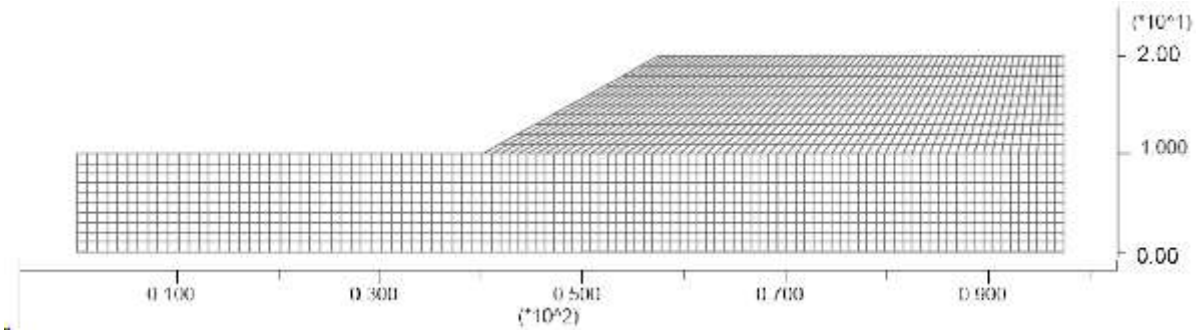


Figure 6-15 Géométrie du talus

Tableau 6-1 Paramètres de résistance et dynamique utilisés dans les simulations

	Cas1		Cas2		Cas3	
Épaisseur (m)	Cohésion (kPa)	V_s (m/s)	Cohésion (kPa)	V_s (m/s)	Cohésion (kPa)	V_s (m/s)
5	35	70	35	140	35	70
5	40	100	40	200	40	100
5	45	120	45	240	45	120
5	50	140	50	280	50	140
5					55	140
5					60	180
5					65	200
5					70	220

Le dépôt ainsi que la pente ont été modélisés par des éléments de 1 x 1 m. Les analyses ont été effectuées en contraintes totales en considérant une cohésion qui augmente de 5 kPa à tous les 5 m. La cohésion des 5 premiers mètres étant de 30 kPa. Les valeurs de Cu et de V_s utilisées dans les différents cas sont présentées au tableau 6-1.

6.3.2 Analyses statiques et pseudo-statiques

Les analyses statiques et pseudo-statiques ont été effectuées de la même manière que l'exemple No1, en considérant une importante cohésion afin d'établir d'abord l'état des contraintes initiales dans le sol. Par la suite, les bonnes valeurs (tableau 6-1) sont introduites et l'équilibre

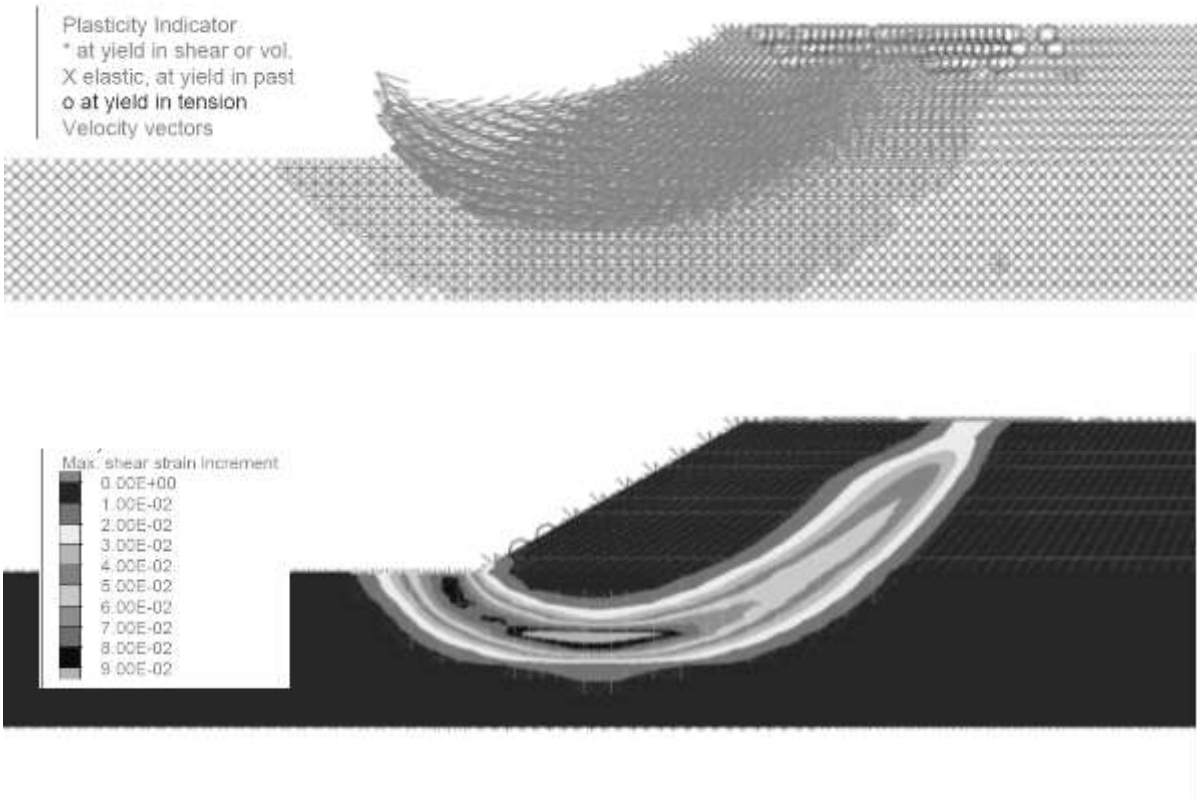


Figure 6-16 a) Zones plastifiées et vecteurs vitesses, b) contours de distorsion – analyse statique pour un facteur de réduction de 1,55 – dépôt de 10 m d'épaisseur

est réévalué de nouveau. Les courbes de déplacement en fonction du facteur de réduction déterminées par l'analyse statique et pseudo-statique seront présentées dans les analyses paramétriques dans la suite du rapport. Les calculs montrent que le facteur de sécurité contre la rupture statique est de l'ordre de 1,55. La figure 6-16a montre les zones plastifiées ainsi que les vecteurs vitesses déterminés pour un facteur de réduction de 1,55 pour le cas 1 et 2. La figure 6-16b montre les contours de distorsion évalués pour le même facteur de réduction. Il est à noter que la surface de rupture est déterminée de façon directe sans hypothèse dans les simulations réalisées à l'aide de FLAC. Il est intéressant de constater en comparant les figures 6-16b et 6-17 que le facteur de sécurité ainsi que la surface de rupture sont similaires pour les deux épaisseurs de dépôts (épaisseurs de 10 m et de 30 m). Il faut rappeler que les propriétés du talus et des 10 premiers mètres du dépôt sont identiques dans les deux cas (tableau 6-1).

Les analyses pseudo-statiques ont été effectuées dans les deux cas (dépôt de 10 m et de 30 m)

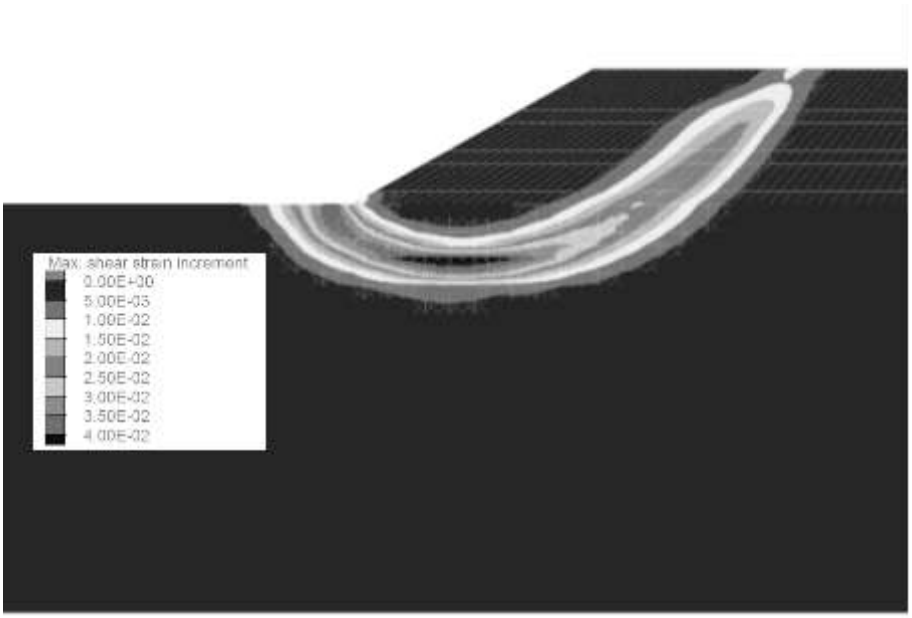


Figure 6-17 Contours de distorsion – analyse statique pour un facteur de réduction de 1,55 – dépôt de 30 m d'épaisseur

pour un coefficient pseudo-statique de 0,15. Ce coefficient correspond à celui donné par la carte d'iso-contours proposée par le centre d'expertise hydrique du Québec pour la région de Québec (Figure 4-1). Les analyses montrent des cercles de ruptures différentes pour les deux cas (Figure 6-18 et 6-19). Pour le dépôt de 10 m d'épaisseur, la surface de rupture est limitée par la base du model. Dans le deuxième (dépôt de 30 m), cette surface est limitée par les limites du model. La considération d'un modèle plus large aurait probablement conduit au même type de rupture que le cas du dépôt de 10 m. Pour les conditions considérées dans les simulations, les facteurs de sécurité sont de l'ordre de 1 dans le cas du dépôt de 10 m et de 0,95 dans le deuxième cas. Les simulations démontrent de manière évidente que la méthode pseudo-statique avec un coefficient pseudo-statique constant en fonction de la profondeur est inappropriée pour analyser la stabilité dynamique des talus argileux. Il est donc nécessaire de développer comme prévu un coefficient pseudo-statique qui varie en fonction de la profondeur. De nombreuses simulations ont donc été effectuées pour répondre à cette question qui devient essentielle à ce stade de l'étude afin de pouvoir comparer les analyses pseudo-statique et dynamique sur une même base. Les résultats de ces analyses seront présentés dans la section 6.4. Ces analyses permettront de développer la méthode pseudo-statique spectrale.

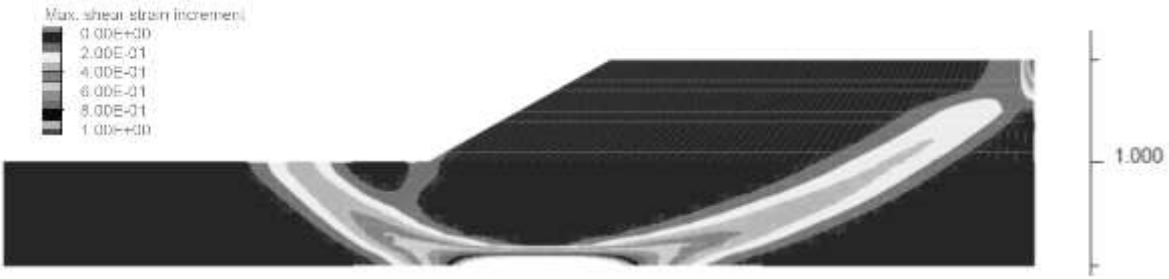


Figure 6-18 Contours de distorsion – analyse pseudo-statique pour k_h=0,15 et un facteur de réduction de 1,0 – dépôt de 10 m d'épaisseur

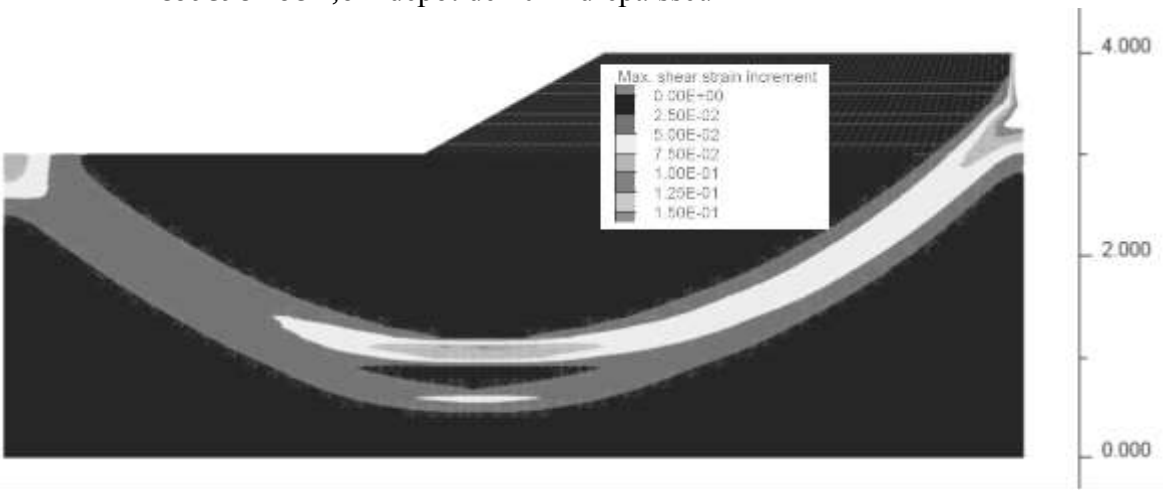


Figure 6-19 Contours de distorsion – analyse pseudo-statique pour k_h=0,15 et un facteur de réduction de 0,95 – dépôt de 30 m d'épaisseur

6.3.3 Analyses dynamiques

Les analyses dynamiques ont été effectuées pour une même excitation, compatible avec la séismicité de la région de Québec. L'accélérogramme (Figure 6-20b) a été sélectionné en comparant son spectre de réponse (Figure 6-20a) avec celui donné par le Code national du bâtiment pour la région de Québec pour un sol de classe A (roc). Les courbes du déplacement en fonction du facteur de sécurité seront présentées à la suite du rapport.

Les figures 6-21, 6-22 et 6-23 montrent les contours de distorsion déterminés pour des facteur de réduction de 1,2, 1,1 et 1,2 pour les cas 1, 2 et 3 respectivement. Ces figures montrent que les surfaces de rupture sont beaucoup moins profondes que celles données par la méthode pseudo-statique. Elles montrent également que les surfaces sont très similaires dans les trois cas et s'approchent beaucoup de celles obtenues dans les analyses statiques.

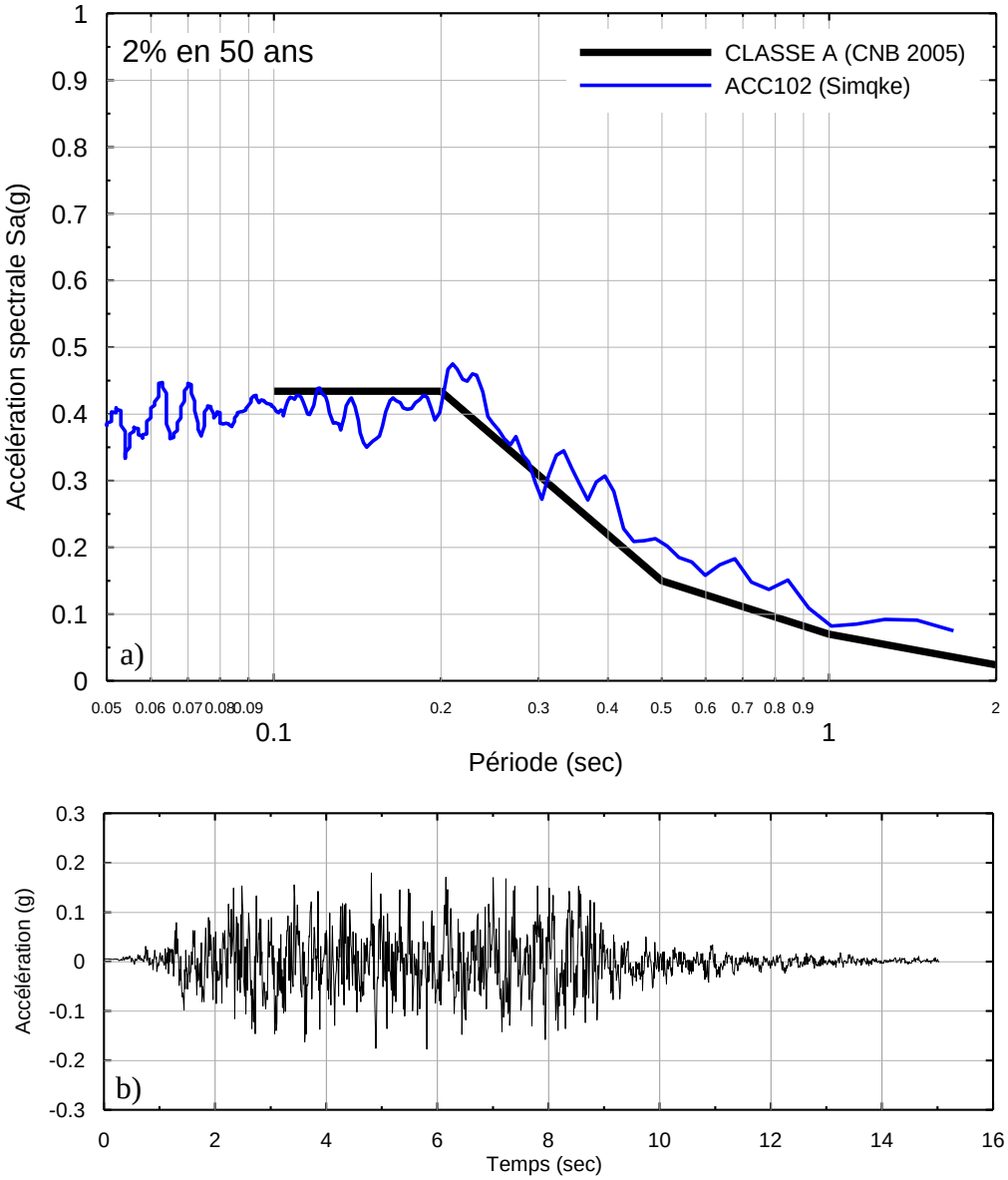


Figure 6-20 a) spectre de référence pour la région de Québec et spectre de l'accélérogramme compatible utilisé dans les simulations ; b) accélérogramme utilisé dans les analyses

D'un autre côté, les analyses montrent que le facteur de sécurité diminue légèrement avec la diminution de la période fondamentale du dépôt. Les périodes fondamentales des trois dépôts 1, 2 et 3 sont respectivement de l'ordre de 1,25 sec, 0,33 sec et 0,82 sec. Il existe une plus grande différence entre le facteur de sécurité du cas 1 et 2 qu'entre le cas 1 et 3. Il n'est possible à ce stade du rapport de comparer la méthode dynamique et pseudo-statique pour pouvoir établir une relation entre l'accélération spectrale et le coefficient pseudo-statique. Le développement d'une fonction qui permet d'établir la variation de la force sismique

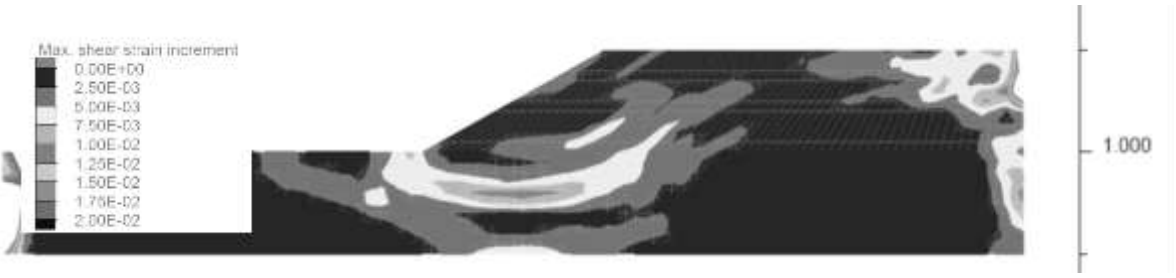


Figure 6-21 Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 10 m d'épaisseur (cas1) – accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec.

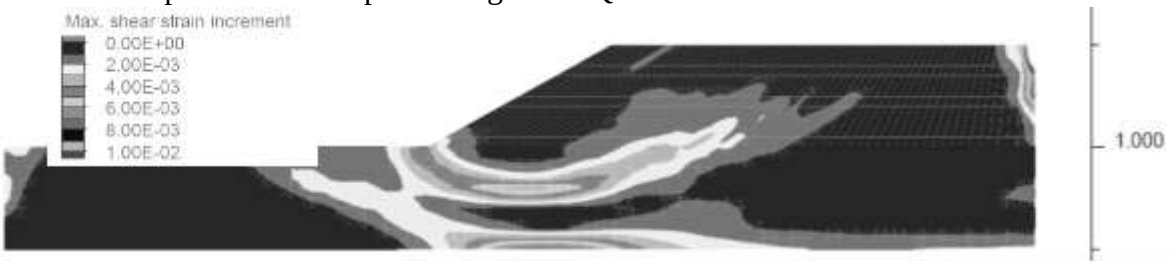


Figure 6-22 Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 10 m d'épaisseur (cas2) – accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec.

Figure 6-23 Contours de distorsion – analyse dynamique avec un facteur de réduction de 1,2 – dépôt de 30 m d'épaisseur (cas 3) accélérogramme compatible avec le spectre du CNB pour la région de Québec

équivalente en fonction de la profondeur est crucial est sera examiné dans la suite du rapport. Ces analyses permettent de voir contrairement aux analyses conventionnelles que, pour les sols cohérents, la rupture peut être beaucoup moins profonde. Et, c'est d'ailleurs pour cette raison que les facteurs de sécurité déterminés par l'analyse dynamique sont plus faibles que ceux déterminés par la méthode pseudo-statique.

6.4 Étude Paramétrique

À la lumière des études de cas de pentes argileuses, des analyses paramétriques incluant des analyses de stabilité statique, dynamique et pseudo-statique spectrale ont été effectuées. La section suivante décrira les analyses effectuées qui ont aidé au développement de la méthode pseudo-statique spectrale.

6.4.1 Modélisation

Le modèle représente une pente argileuse de 5 à 15 m de hauteur avec un dépôt argileux d'une épaisseur variant entre 10 et 50 m. La Figure 6-24 montre un schéma du modèle utilisé dans la suite de l'étude. Pour éviter la confusion, la hauteur de la pente sera désigné par le symbole H_p et celui du dépôt (du rocher jusqu'au pied de la pente) sera désigné par le symbole H (voir Figure 6-24). Le modèle de la figure 6-24 résume l'ensemble des pentes étudiées dans le cadre de ce projet et qui couvre pratiquement l'ensemble de la pente argileuse en termes de géométrie. Les limites du problème utilisées sont 100 m de chaque côté c.à.d. 100 m du dessus d'un côté et du pied du talus de l'autre côté. Les conditions aux limites à l'état initial utilisées pour l'ensemble des analyses sauf les analyses dynamiques sont comme suit : 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 limite «*free field*» est utilisée. Cette condition « *free field* » permet de simuler un milieu semi-infini et donc d'éviter les effets bords du modèle (réflexions). Comme montré à la figure 6-24, le dépôt est divisé en plusieurs sous-couches de 5m d'épaisseur chacune. Les paramètres étudiés sont : la pente du talus, la hauteur du talus, H_p, la profondeur du dépôt (fondation) et la rigidité du sol ($G=\rho V_s^2$). En outre, quelques accélérogrammes seront utilisés dans l'analyse dynamique.

6.4.2 Choix des paramètres

Le dépôt est divisé en sous-couches de 5m d'épaisseur chacune (voir Figure 6-24). Les propriétés de chaque sous-couche sont constantes. Dans une loi constitutive de Mohr-Coulomb, les paramètres à utiliser sont : la masse volumique, ρ, la cohésion, c, l'angle de friction, φ=0, le

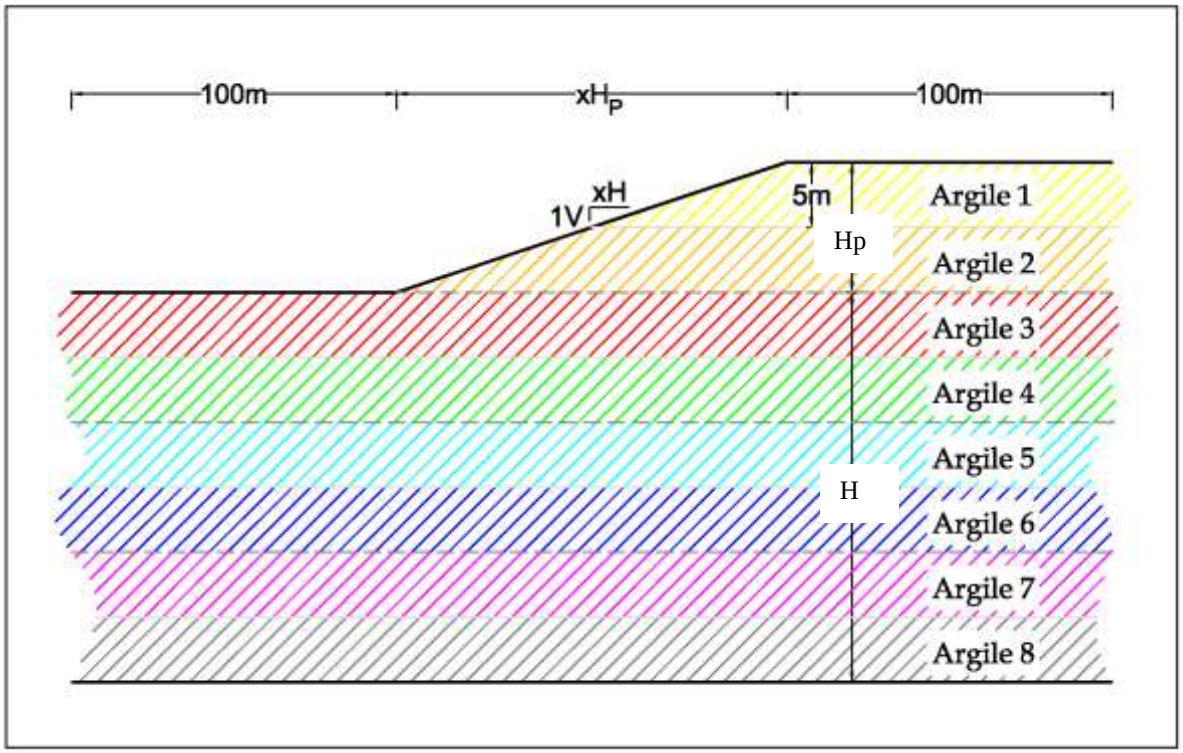


Figure 6-24 Schéma du modèle utilisé pour le développement de la méthode pseudo-statique spectrale.

module de compression, *E*, et le coefficient de Poisson, υ. Ces deux derniers peuvent être remplacés par le module d'élasticité volumique, *K*, et le module de cisaillement, *G*. La cohésion moyenne de la première sous-couche est de 25kPa et augmente de 5kPa dans la sous-couche sous-jacente. À partir de la cohésion, les valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement ainsi que le module de cisaillement ont été déterminés par les équations (6-3) à (6-5), respectivement. Les corrélations utilisées pour les déterminer sont celles de Locat et Beauséjour (1987) discutées ci-après. Pour la détermination de la masse volumique, la relation entre la vitesse des ondes de cisaillement et le module de cisaillement de l'équation (6-6) a été utilisée. Enfin, le module d'élasticité volumique, *K*, a été calculé de telle sorte que le coefficient de Poisson soit proche de 0,5. Locat et Beauséjour (1987) ont analysé des échantillons, dont les propriétés sont présentées dans le Tableau 6-2, provenant de 20 sites différents localisés dans les basses-terres du Saint-Laurent et du Saguenay. Ils ont établi une relation exponentielle entre la résistance au cisaillement et la vitesse des ondes de cisaillement. La résistance de cisaillement est déterminée par deux méthodes : compression simple et pénétromètre au cône suédois. L'équation (6-3) présente celle déterminée à l'aide de la

Tableau 6-2 Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beauséjour (1987)

Nombre d'échantillons	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Limite de liquidité	Indice de liquidité	Sensibilité	Degré de saturation
28	1 à 4m	23 à 89%	27 à 83%	0,26 à 1,17	1 à 33	89 à 100%

méthode de compression simple (r_{xy} est égal à 0,94[3]) tandis que l'équation (6-4) présente celle basée sur le cône suédois (r_{xy} est égal à 0,93). La première relation de Locat et Beauséjour (1987) est semblable à celle d'Imai (1977) sauf pour les faibles valeurs de c_u. D'autre part, ils ont établi une relation entre le module de cisaillement maximum, G_o, et c_u. La relation obtenue, dont r_{xy} est de 0,95, est donnée par l'équation (6-5). Il est à noter que ces relations proviennent d'une représentation logarithmique entre c_u et V_s ou G_o.

$$c_u(kPa) = 0{,}0029V_s^{2{,}055}\left(\frac{m}{s}\right) \quad ou \quad V_s = 17{,}2c_u^{0{,}487}; \quad c_u \text{ par compression simple} \tag{6-3}$$

$$c_u(kPa) = 0{,}0016V_s^{2{,}217}\left(\frac{m}{s}\right) \quad ou \quad V_s = 18{,}25c_u^{0{,}451}; \quad c_u \text{ par pénétromètre à cône suédois} \tag{6-4}$$

$$c_u(kPa) = 2{,}51G_o^{0{,}952}(MPa) \quad ou \quad G_o = 0{,}379c_u^{1{,}05}; \quad c_u \text{ par compression simple} \tag{6-5}$$

$$G_o = \rho V_s^2 \tag{6-6}$$

Le Tableau 6-3 montre les propriétés de chacune des sous-couches utilisées dans les diverses analyses.

[3] Le coefficient de corrélation, r_{xy}, est un indice quantitatif pour décrire la direction (croissant ou décroissant) et la magnitude (sans rapport → parfaitement liées) d'une *relation linéaire* entre deux variables. Si le coefficient de corrélation est égal à 0, cela veut dire que les deux variables, x et y, sont sans rapport et si le coefficient est égal à 1, cela veut dire que les deux variables sont parfaitement liés. Pour plus de détails sur le coefficient de corrélation, le lecteur peut consulter une référence sur les statistiques comme [Frank et Althoen, 1995].

Tableau 6-3 Propriétés des couches utilisées en modélisation.

Argile	Profondeur	Cohésion	Masse Volumique	Module d'élasticité volumique	Module de cisaillement	Vitesse de Cisaillement
		[c]	**[ρ]**	**[K]**	**[G]**	**[V_s]**
Argile 1	0-5m	25	1636,16	552,77	11.13	82,48
Argile 2	5-10m	30	1658,99	669,39	13.48	90,13
Argile 3	10-15m	35	1678,54	787,00	15.85	97,16
Argile 4	15-20m	40	1695,66	905,46	18.23	103,69
Argile 5	20-25m	45	1710,91	1024,65	20,63	109,81
Argile 6	25-30m	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

6.4.3 Analyse statique

Les premières analyses effectuées sont les analyses statiques dans le but de déterminer le facteur de sécurité de la pente avant d'introduire l'analyse dynamique. Si la pente n'est pas stable au cas statique, l'analyse pseudo-statique et l'analyse dynamique sont omises. En outre, la surface de rupture a été examinée dans chacune des cas.

6.4.4 Analyse de la stabilité statique par FLAC

L'évaluation du facteur de sécurité d'une pente dans le cas statique peut être effectuée en utilisant le module intégré dans FLAC. Cependant, puisque ce module ne peut pas être utilisé pour estimer le facteur de sécurité dans le cas dynamique et pseudo-statique, le facteur de sécurité a été évalué en utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement et en traçant la courbe déformation-facteur de réduction tel que décrit à la section 6.2.3. D'ailleurs, le module intégré a été utilisé afin de vérifier la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. Le tableau 6-4 résume les facteurs de sécurité statique obtenus par la méthode de réduction pour l'ensemble des cas considérés. Le facteur de la vitesse de cisaillement utilisé dans le tableau est un facteur de multiplication (réduction ou augmentation) du profil de vitesse du tableau 6-3 par 0,5, 1 ou 1,5.

Tableau 6-4 Résumé des résultats des facteurs de sécurité statique obtenus à l'aide de FLAC.

Pente	Hauteur du talus	prof. de la fondation	Facteur de sécurité Facteur de la vitesse de cisaillement		
			0,5	1,0	1,5
1,75H :1V	5m	10m	2,09	2,09	2,09
		20m	2,10	2,09	2,10
		30m	2.09	2.09	2.09
	10m	10m	1,23	1,23	1,23
		20m	1,23	1,23	1,23
		30m	1,23	1,23	1,23
3H :1V	5m	10m	2,32	2,32	2,32
		20m	2,33	2,33	2,33
		30m	2,33	2,33	2,33
	10m	10m	1,42	1,42	1,42
		20m	1,42	1,42	1,42
		30m	1,42	1,42	1,42
	15m	10m	1,11	1,11	1,11
		20m	1,11	1,11	1,11
		30m	1,11	1,11	1,11
6H :1V	5m	10m	2,80	2,80	2,80
		20m	2,76	2,76	2,76
		30m	2,78	2,76	2,78
	10m	10m	1,87	1,87	1,87
		20m	1,77	1,77	1,77
		30m	1.77	1,77	1.77
	15m	10m	1,56	1,56	1,56
		20m	1.44	1.44	1.44
		30m	1.43	1.43	1.43

La profondeur de la fondation, H, est donnée entre le roc et l'élévation au pied de la pente

a. <u>pente 1,75H :1V</u>

Pour la pente de 1,75H :1V, deux hauteurs de pente seulement ont été considérées, soit 5 m et 10 m. Une hauteur du talus de 15 m a été examinée, mais la pente s'est avérée instable avec un facteur de sécurité est 0,94. En général, on remarque que pour une même hauteur de pente, le facteur de sécurité est constant quel que soit la profondeur du dépôt. Ceci est dû au fait que la profondeur de la surface de la rupture sous le pied du talus ne dépasse pas les 5 premiers

mètres dans le dépôt. Par conséquent, la surface de rupture est théoriquement la même dans l'ensemble des cas. Cela est probablement dû à la résistance croissante du dépôt ce qui limite la surface de rupture et dû à l'inclinaison de la pente qui est plus ou moins abrupte. La surface de rupture tend à être un cercle qui passe par le pied de la pente. Les résultats des analyses qui ont permis de déterminer les facteurs de sécurité sont présentés à l'annexe A.

b. La pente 3H :1V

Pour la pente de 3H :1V, trois hauteurs ont été considérées, soit 5 m, 10 m et 15 m. Comme dans le cas précédent, on remarque que pour une même hauteur de pente les facteurs de sécurité sont relativement similaires pour l'ensemble des cas considérés (Tableau 6-4). Les résultats des analyses qui ont permis de déterminer les facteurs de sécurité sont présentés à l'annexe B.

c. La pente 6H :1V

Pour cette pente, trois hauteurs ont également été considérées, soit 5 m, 10 m et 15 m. Pour des hauteurs du talus de 5 m et de 10 m, on remarque que les facteurs de sécurité sont semblables parce que la surface de rupture est presque la même et le point le plus profond se trouve approximativement à une profondeur de 15 m. Dans le cas du talus de 15 m de hauteur, on constate une certaine variation du facteur de sécurité d'un cas à l'autre. Les résultats des analyses qui ont permis de déterminer les facteurs de sécurité sont présentés à l'annexe C.

6.4.5 Analyse par les méthodes conventionnelles

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes basées sur la méthode de l'équilibre limite pour évaluer le facteur de sécurité de la stabilité des pentes. Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories : les méthodes analytiques et les méthodes basées sur des abaques. Pour examiner les facteurs de sécurité statique calculés par FLAC, une vérification simplifiée a été effectuée à l'aide des méthodes des abaques. La plupart des méthodes existantes ne considèrent pas la variation de la résistance non-drainée, c_u, avec la profondeur. Néanmoins, il existe deux

Tableau 6-5 Facteurs de sécurité calculés par la méthode de Hunter et Schuster (1968).

Pente	Hauteur du talus	Cohésion à la surface	Cohésion à la base	Poids volumique moyenne	M	N	Facteur de sécurité
1,75H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	*4,5*	*32*	*1.96*
	10m		32,5	16,48	2,25	20	1,21
3H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	4,5	S/O	S/O
	10m		32,5	16,48	2,25	23	1,40
	15m		37,5	16,58	1,5	18	1,09
6H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	4,5	S/O	S/O
	10m		32,5	16,48	2,25	28,5	1,73
	15m		37,5	16,58	1,5	22	1,33

méthodes qui permettent de tenir compte de cette variation, soit celle de Gibson et Morgenstern (1962) et celle de Hunter et Schuster (1968). Seule la méthode de Hunter et Schuster (1968) a été utilisée. Il faut noter que la détermination du nombre de stabilité dans la méthode de Hunter et Schuster (1968) est grandement influencée par le facteur de stabilité dans les cas des pentes faibles (Tableau 6-5). Les courbes fournies dans l'article original donnent une valeur maximale de *M* égale à 2. La valeur de *N* correspondante à *M* plus grande que 2 est estimée (valeur en italique). Pour ce, on peut attribuer la différence (surtout pour *M*=4,5) entre le facteur de sécurité calculé par FLAC et le facteur de sécurité par cette méthode à l'estimation de la valeur de *M*. D'autres valeurs sont impossibles à déterminer pour une hauteur de 5 m (pente 3H :1V et 6H :1V). Cette méthode donne toutefois une bonne estimation pour les pentes « abruptes ».

6.5 Analyse dynamique

Les sollicitations induites par un tremblement de terre produisent d'importantes forces d'inertie de nature cyclique dans les talus. Ainsi, la résistance au cisaillement peut être réduite dû au chargement transitoire ou dû à la génération d'un excédent de pression interstitielle. L'analyse sismique des pentes ou des ouvrages en terre est de nature complexe car il y'a un besoin de considérer l'effet des contraintes dynamiques induites par le séisme ainsi que les effets de ces contraintes sur la résistance et le comportement contrainte-déformation du sol. Une analyse sismique peut être divisée en deux groupes : l'analyse d'instabilité inertielle et l'analyse

d'instabilité de dégradation. Dans la première, la résistance de cisaillement demeure relativement constante, mais les déformations se développent dû au dépassement temporaire de cette résistance. Dans l'autre type d'analyse, le séisme peut induire une diminution de la résistance du sol de telle sorte qu'il ne puisse plus être stable sous l'effet des contraintes sismiques induites. Aucune diminution de la résistance n'a été considérée dans le cadre de cette étude. Autrement, les analyses ont été réalisées en considérant la dégradation du module de cisaillement (G) et l'augmentation de l'amortissement avec les déformations mais sans pour autant changer la limite à la rupture qui est établie dans le cas des sols argileux par la résistance au cisaillement non-drainé. Cette hypothèse peut être considérée réaliste dans la mesure où on essaye de développer une méthode pseudo-statique basée sur l'état limite. L'utilisateur de la nouvelle méthode peut utiliser une résistance au cisaillement réduite dans ses analyses s'il le juge nécessaire.

6.5.1 Sollicitation sismique

Le Code National du Bâtiment (CNB) 2005 (ou 2010) définit la sollicitation sismique sous forme de spectre de réponse à la surface du terrain pour un sol de classe C, c'est-à-dire un sol très raide ou un roc mou, dont le Vs_{30} 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 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 soit les facteurs d'amplification fournis par le CNB pour passer de la classe C à la classe A (socle rocheux en surface), ou les facteurs RGC (*Reference Ground Condition Factors*). Les facteurs RGC sont proposés pour l'Est du Canada dans le dossier qui a servi à la préparation du CNB 2005 (Adams et Halchuck, 2003). Le spectre d'accélération au rocher, selon une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, a été obtenu à partir des données fournies par la Commission Géologique du Canada. Le spectre au rocher a été établi en utilisant les facteurs du CNB et il est présenté au tableau 6.6.

Une comparaison entre ce spectre est ceux des accélérogrammes choisis et ajustés est également présentée à la figure 6-25.

Tableau 6.6 PGA et spectre d'accélération à la base du dépôt pour la région de Québec, selon la commission géologique du Canada

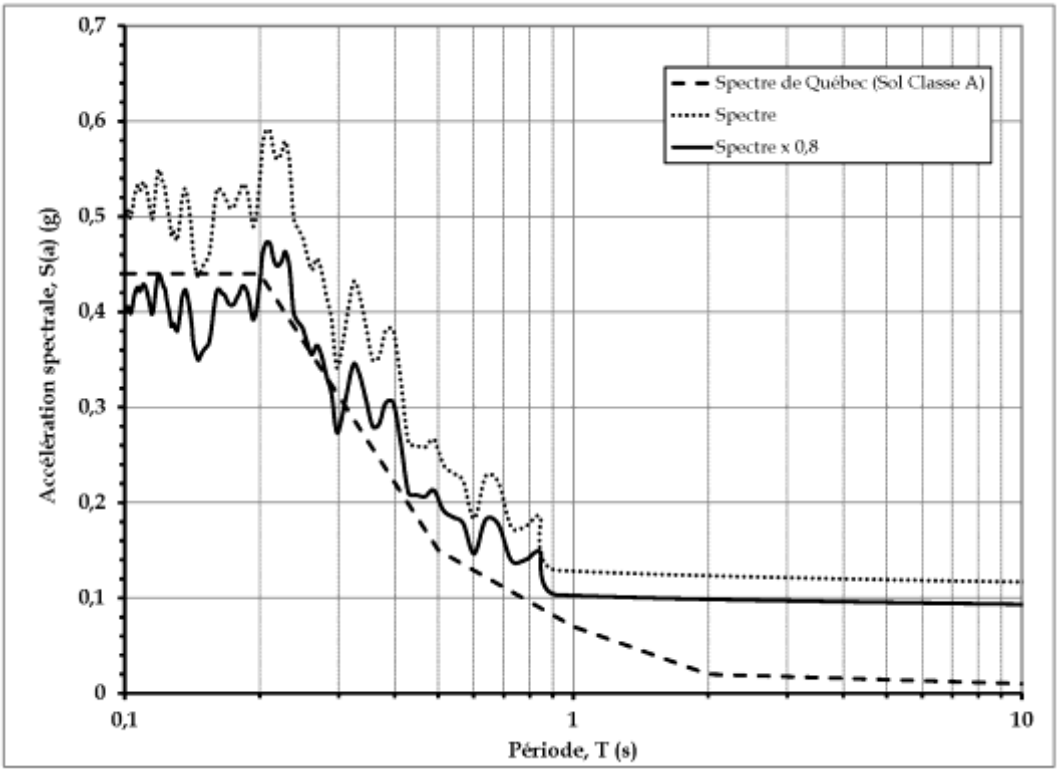
Période (sec)	**PGA**	**0,2**	**0,5**	**1**	**2**
Accélération (g) – Classe C	0,37	0,59	0,30	0,14	0,048
Accélération (g) – Classe A	----	0,43	0,15	0,07	0,024

g=9,81 N/m^2

6.5.2 Profil de rigidité et courbes de dégradation

Le profil de rigidité considéré est basé sur le profil de V_s déterminé à partir des relations 6-3 à 6-6, qui permet d'établir un profil des modules de cisaillement, G, dans le domaine élastique. Il est à noter que le profil de vitesse (Tableau 6-3) est ensuite multiplié par un facteur de vitesse de 0,5, 1 ou 1,5. 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 6-26 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 une argile, cette courbe est habituellement fonction de l'indice de plasticité (Figure 6-26). Un indice de plasticité de 30 a été considéré dans le cadre de cette étude.

Les analyses ont été effectuées en utilisant des lois de comportement élasto-plastique, comme montré à la figure 6-27, dont les modules équivalents correspondent aux courbes de dégradation. 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). Les valeurs présentées sur la figure 6-27 correspondent aux constantes qui permettent d'obtenir une courbe de dégradation du module de cisaillement G/G_{max}.



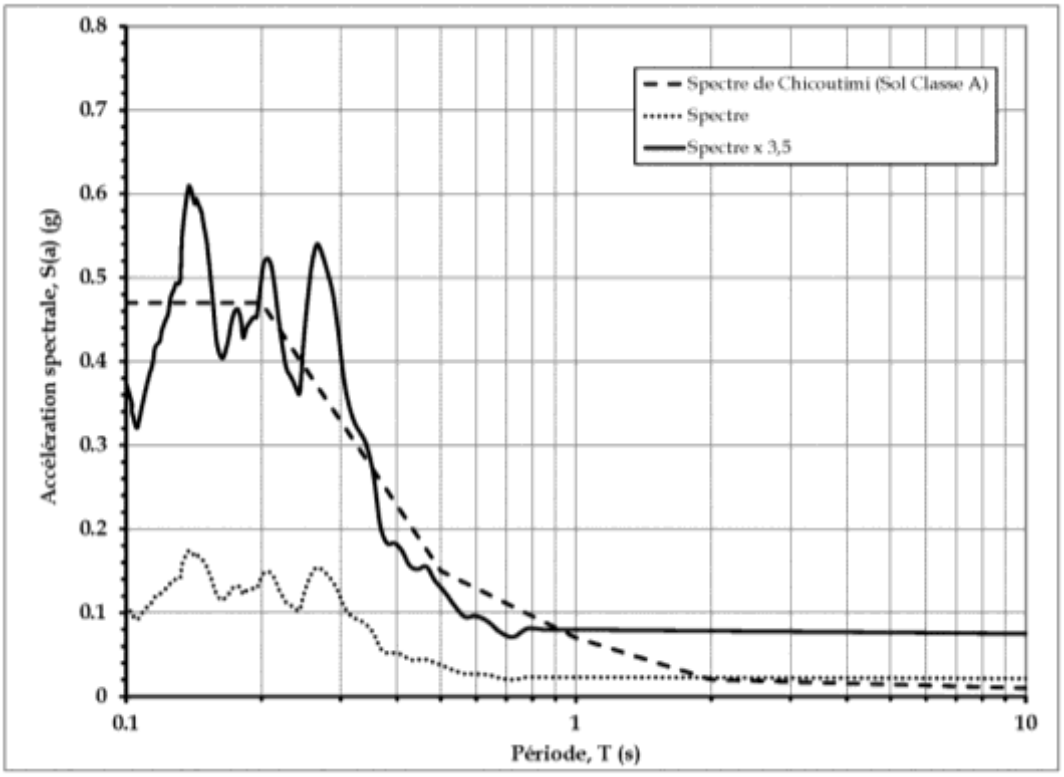


Figure 6-25 Comparaison du spectre de réponse établi pour la région de Québec avec ceux d'exemples d'accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques.

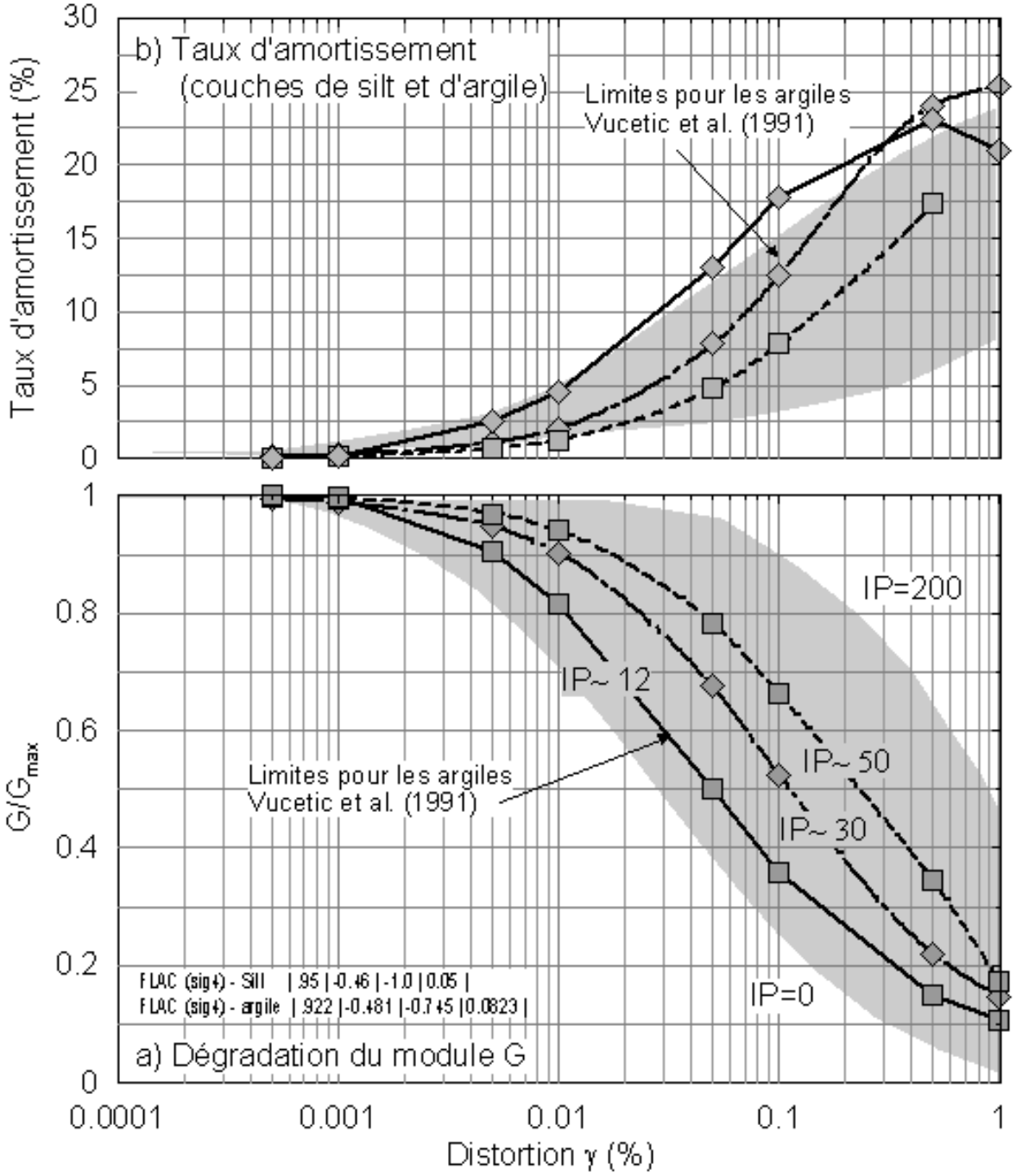


Figure 6-26 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents à la loi de comportement élasto-plastique considérée dans cette étude.

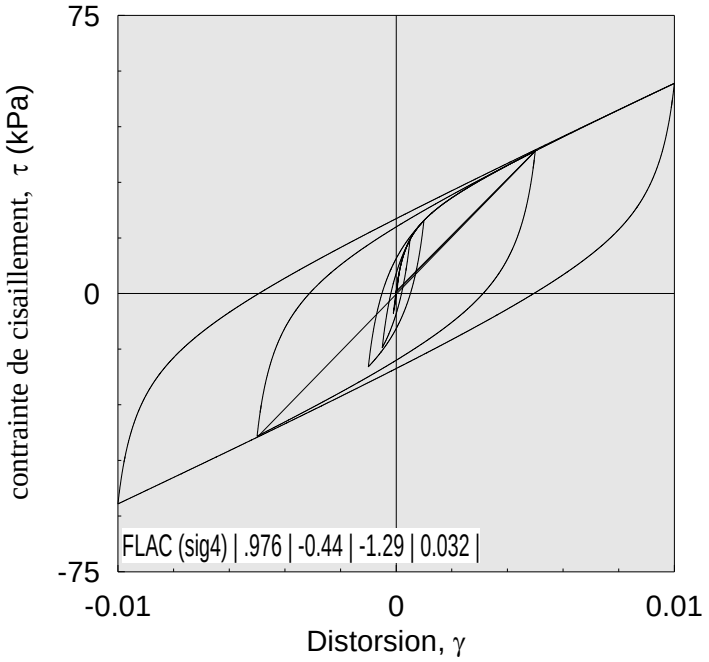


Figure 6-27 Modèle de comportement adopté dans FLAC pour simuler le comportement des sols constituants le talus et la fondation.

6.5.3 Présentation des résultats des analyses dynamiques

L'objectif principal de cette étude est de développer une méthode d'analyse simple qui permet de tenir compte de l'effet d'un tremblement de terre sur la stabilité d'un talus ou d'un ouvrage construit sur un dépôt d'argile. Pour développer cette méthode, il est nécessaire d'étudier l'effet de la hauteur du dépôt et sa rigidité (V_s) sur la stabilité du talus ou sur le facteur de sécurité (Tableau 6-3). La hauteur du dépôt (définit ici par rapport au pied de la pente) et la rigidité d'un dépôt ont un effet sur la fréquence naturelle (f=V_s/4H pour un terrain naturel) et vont donc conditionner la réponse dynamique de ce dernier. Si la réponse dynamique est influencée par la fréquence naturelle du dépôt, il est normal de penser que cette fréquence a une influence directe sur la stabilité du talus. Les figures 6-28 a et b présentent les résultats d'un ensemble d'analyses dynamiques effectuées pour un talus, H_p, de 10 m de hauteur et d'une pente de 1.75H :1V. Comme au chapitre 5, ces courbes montrent la déformation maximale résiduelle 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 facteur de sécurité. Il

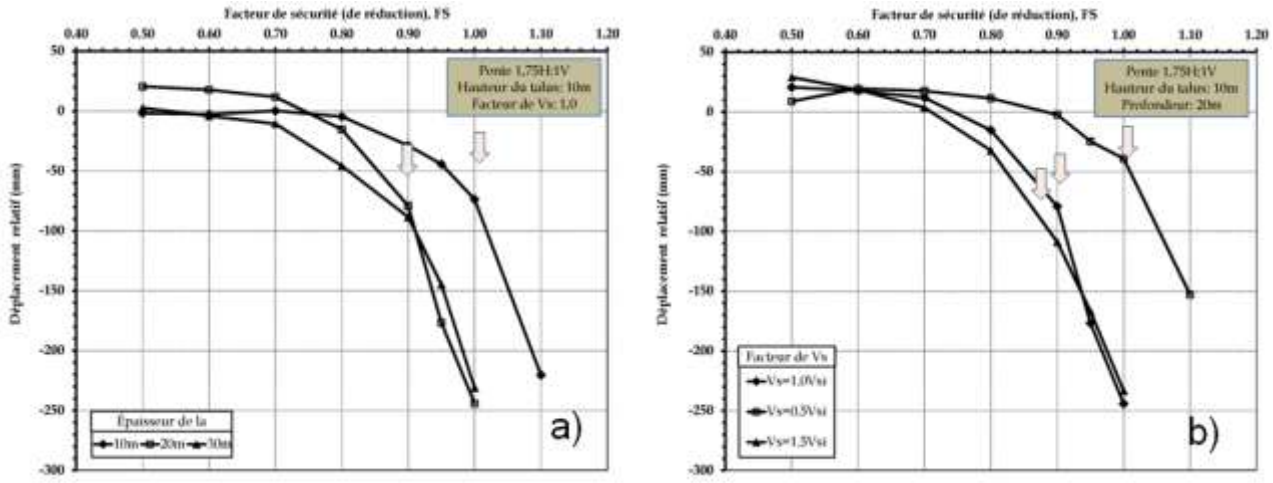


Figure 6.28 Déplacement résiduel de la pente 1,75H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt.

est à noter que chaque point sur les courbes présentées aux figures 6-28 (a et b) représente une analyse dynamique complète qui peut prendre plusieurs dizaines d'heures de calcul. Les résultats de la figure 6-28a montrent que le facteur 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 6-3 n'est que très peu influencé par la hauteur du dépôt. En effet, il semble que le facteur de sécurité est relativement constant lorsque la hauteur du dépôt (fondation) dépasse les 10 m. Ce résultat peut paraître surprenant puisqu'une diminution de la hauteur du dépôt implique une diminution de la période naturelle et une plus grande énergie sismique injecté dans le dépôt (voir Fig. 6-25). Les résultats de la figure 6-28b montrent des conclusions différentes. En effet, le facteur de sécurité le plus élevé (F.S. =1, effet sismique le moins important) se produit pour la rigidité la plus faible (Vs=0,5, période naturelle la plus élevée). L'ensemble des résultats seront synthétisés plus en détails dans la suite du rapport. Il en ressort des résultats présentés jusqu'ici 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 peut être expliqué 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

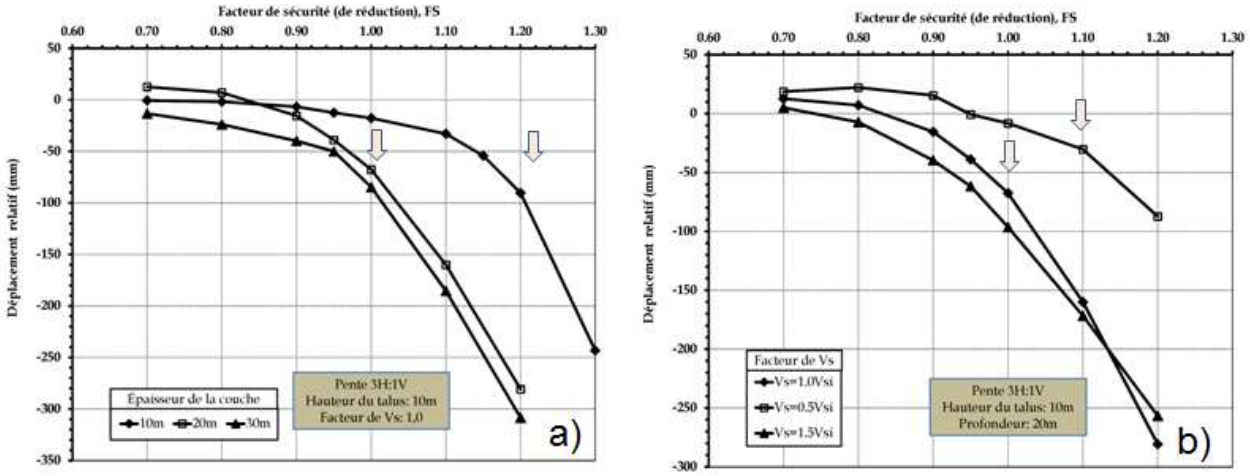


Figure 6.29 Déplacement résiduel de la pente 3H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt.

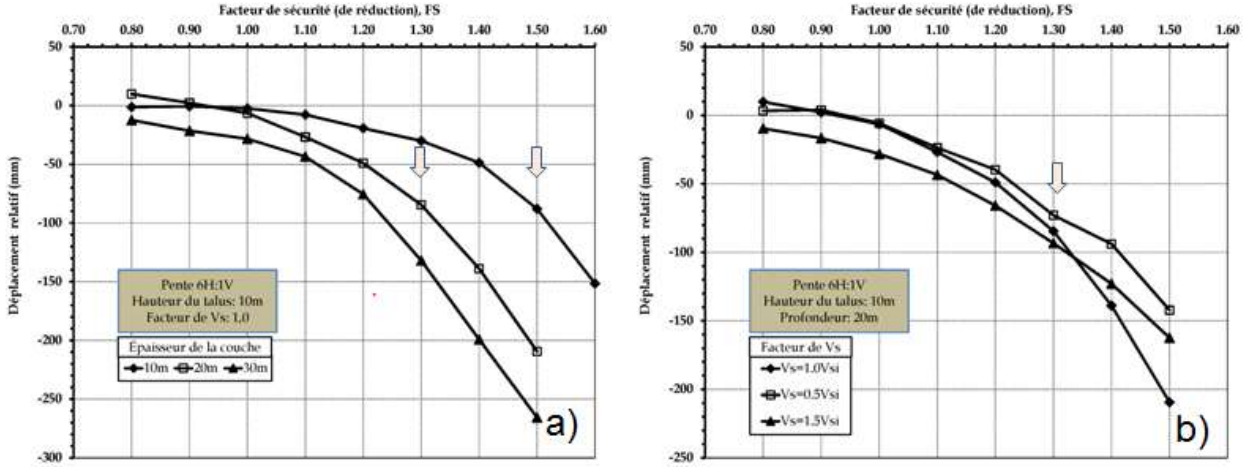


Figure 6.30 Déplacement résiduel de la pente 3H :1V en fonction du facteur de réduction a) épaisseur variable du dépôt b) rigidité variable du dépôt

l'intérieur de la surface instable ne se déplace plus dans la même direction. Les figures 6.29 (a et b) montent une partie des résultats des analyses dynamiques effectuées pour un talus de 3H :1V et de 10 m de hauteur. Les résultats montrent aussi que le facteur de sécurité dynamique varie peu lorsque la hauteur du dépôt est supérieure à 10 m. On remarque aussi que le facteur de sécurité le plus élevé est obtenu pour la rigidité la plus faible comme dans le cas de la pente de 1,75H :1V. Les figures 6.30 montrent les résultats des analyses dynamiques effectuées pour une pente de 6H :1V. Ces résultats montrent aussi que le facteur de sécurité est peu influencé par la hauteur du dépôt. Les résultats montrent cependant que pour une épaisseur

du dépôt de 20 m, le facteur est presque le même quel que soit la rigidité de ce dépôt. Les résultats des analyses dynamiques sont présentés aux annexes D, E et F pour les pentes 1,75H :1V, 3H :1V et 6H :1V respectivement.

6.6 Analyse pseudo-statique

Suite aux résultats présentés à la section 6.3 et qui démontrent la défaillance de la méthode pseudo-statique à retrouver ou à se rapprocher de la surface de rupture dynamique, il n'avait pas un grand intérêt à faire ce type d'analyse pour l'ensemble des cas considérés dans cette étude. Cependant des analyses pseudo-statique à l'aide de FLAC ont été réalisées pour les trois pentes question d'apprécier l'effet de la pente sur la localisation de la surface de rupture par la méthode pseudo-statique. Trois hauteurs, soit 10, 20 et 30 m et un facteur de V_s de 1 ont aussi été considérées. Ces analyses ont été faites pour une valeur de k_h, constante de 0,15. Les figures 6.31, 6.32 et 6.33 comparent les surfaces de ruptures établies à partir d'une analyse dynamique et celles obtenues à partir d'analyses pseudo-statique à coefficient constant. Tel que discuté dans la section 6.3, on remarque que la surface de rupture de l'analyse pseudo-statique est dans tous les cas plus profonde et plus étendue vers les limites du modèle.

6.7 Analyse pseudo-statique spectrale

Dans l'ensemble, la comparaison entre les résultats des analyses dynamiques et pseudo-statique montre qu'il est possible de trouver un coefficient pseudo-statique qui permet d'obtenir le même facteur de sécurité obtenu dans une analyse dynamique. Cependant, les résultats démontrent de manière évidente que la méthode pseudo-statique avec un coefficient k_h constant ne permet pas d'avoir une surface de rupture réaliste pour ne pas dire proche de celle obtenue dans une analyse dynamique. Il existe donc un problème fondamental dans la définition du coefficient pseudo-statique. Il apparait ainsi nécessaire de développer une fonction qui permet de définir la variation du coefficient pseudo-statique avec la profondeur. Le coefficient pseudo-statique doit en réalité augmenter en s'approchant de la surface libre pour tenir compte de l'amplification du mouvement sismique avec la propagation de l'onde sismique.

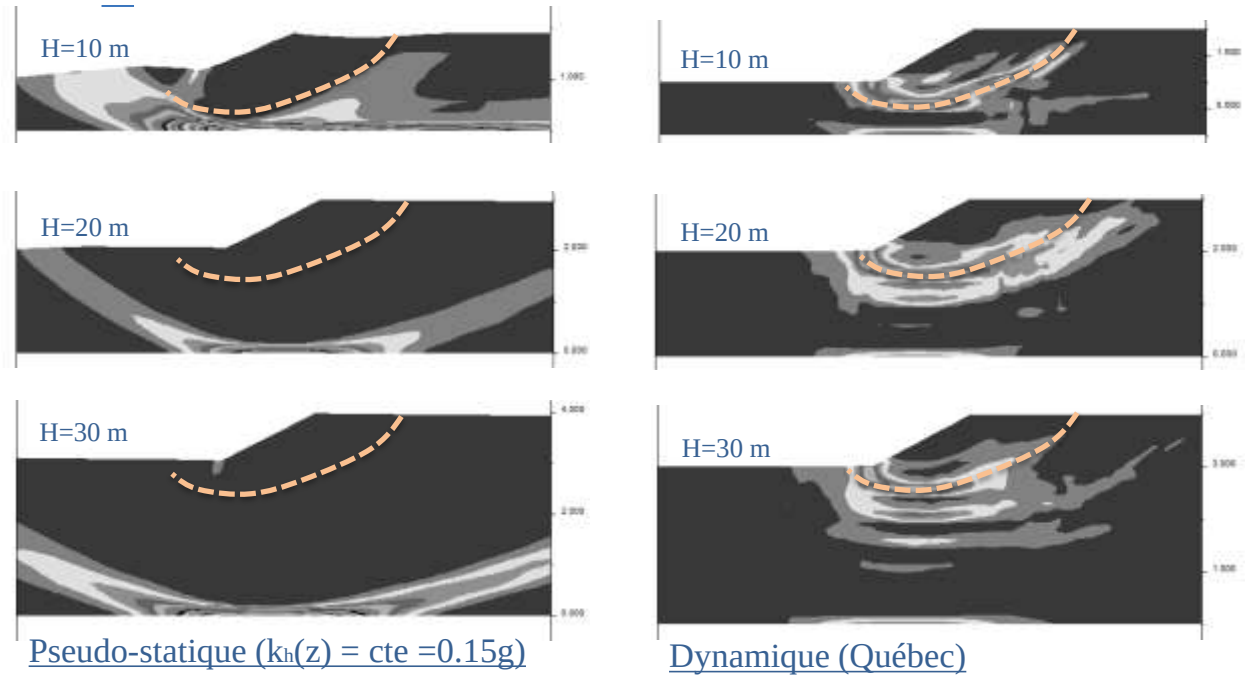


Figure 6.31 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m

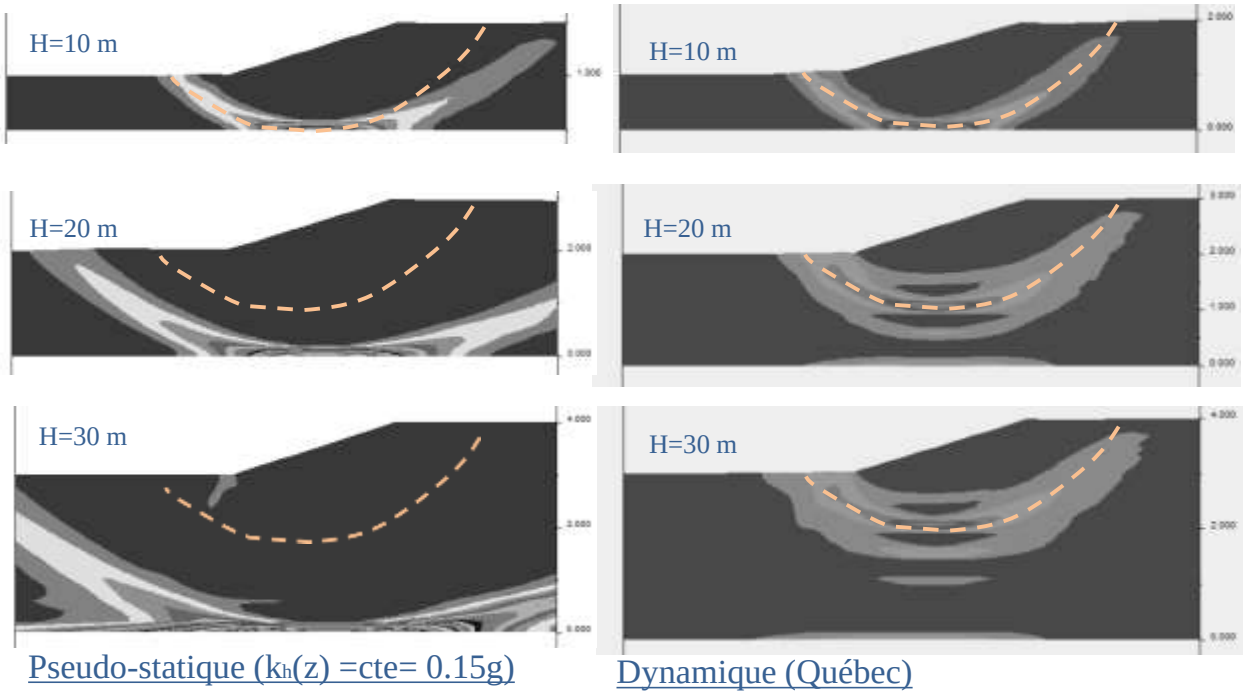
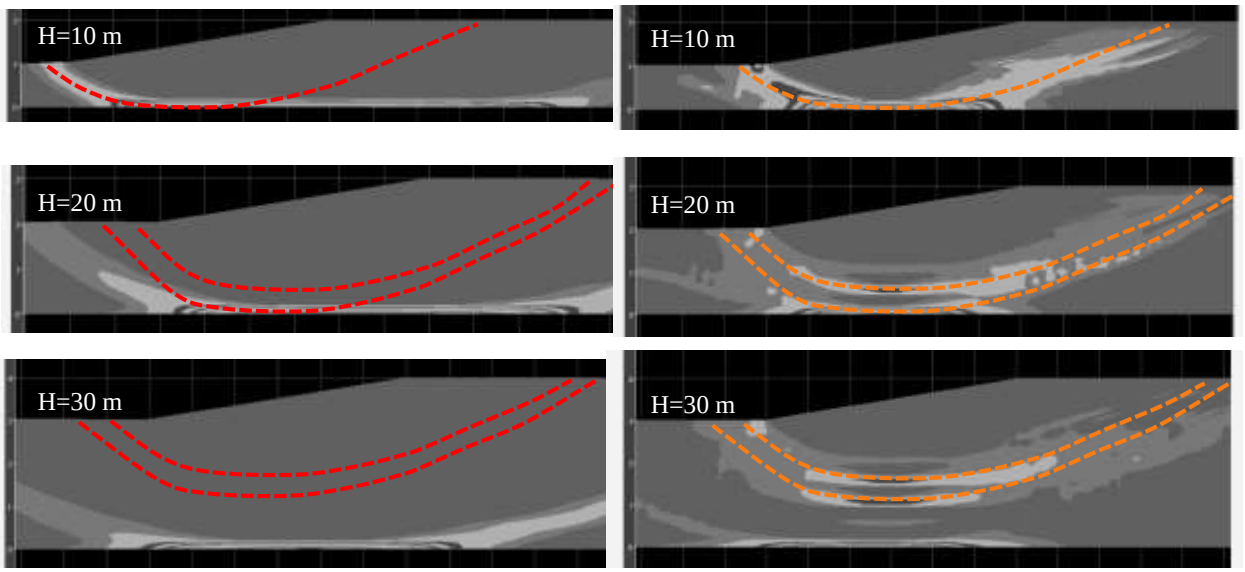


Figure 6.32 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 3H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m

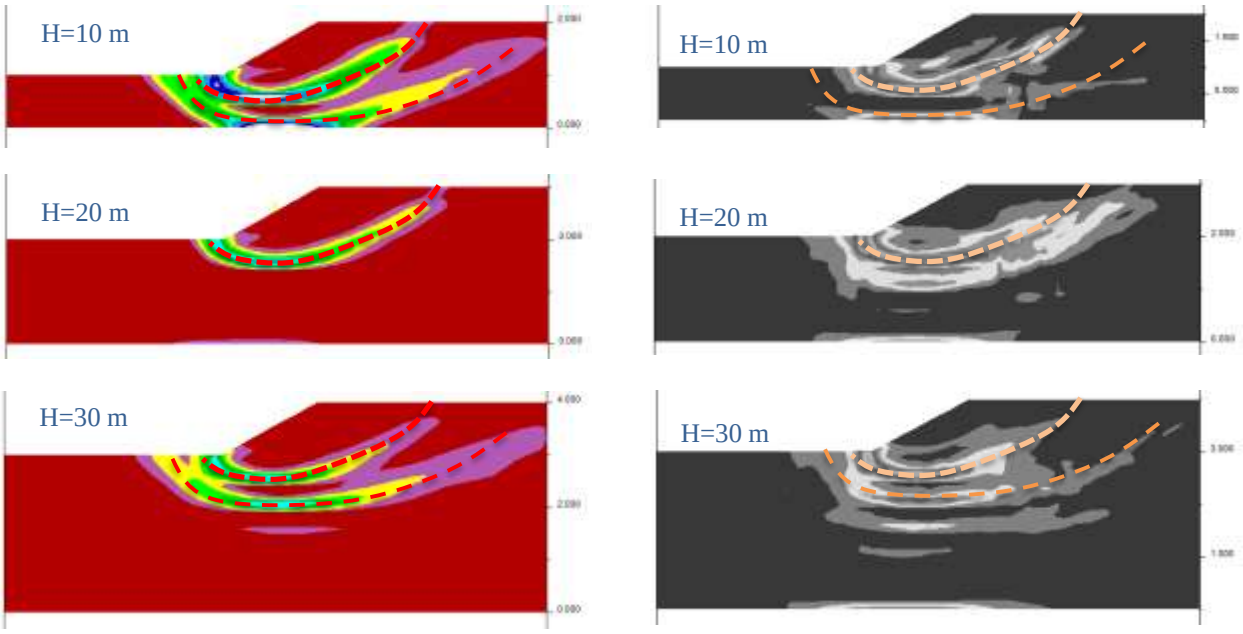


Pseudo-statique ($k_h(z)$ = cte =0.15g) Dynamique (Québec)

Figure 6.33 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=0,15) – pente de 6H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m

L'amplification d'un mouvement sismique n'est en effet pas constante et elle est fonction de la période naturelle du système (dépôt + talus ou ouvrage) et de l'énergie (zone sismique). Le développement d'une méthode pseudo-statique spectrale nécessite une fonction $k_h(z)$ qui varie en fonction de la profondeur et en fonction de la période naturelle du système (dépôt + talus ou ouvrage). Pour trouver une fonction qui permet de définir correctement la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur, il fallait faire plusieurs tentatives de calcul pseudo-statique en appliquant des coefficients $k_h(z)$ variables en fonction de la profondeur afin d'avoir une surface de rupture similaire à celle obtenue dans une analyse dynamique. Les nombreux calculs effectués avant d'arriver à définir une fonction $k_h(z)$ n'ont aucune utilité pour être présenter dans ce rapport. Seuls les résultats qui ont permis d'atteindre l'objectif requis seront présentés.

Des analyses pseudo-statiques spectrales ont donc été effectuées pour développer une formule du coefficient sismique qui tient compte de la hauteur du talus ou de dépôt ainsi que des propriétés du mouvement sismique ou dynamique. Il a été trouvé que la force pseudo-spectrale varie avec la hauteur du dépôt de telle sorte qu'elle est minimale au niveau du roc et elle



Pseudo-statique ($k_{h0}(z)$ =variable) Dynamique (Québec)

Figure 6.34 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques spectrale ($k_h(z)$=variable) – talus de 10 m avec pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m

augmente graduellement pour atteindre son maximum à la surface. Elle dépend aussi de l'accélération maximale appliquée au rocher (zone sismique et période de retour) et elle est donnée comme suit :

$$k_h = k_{h0}\left\{1 + a\left(\frac{z}{H_t}\right)^2\right\} \tag{6-7}$$

Avec z=0 à la base du dépôt (roc), H_t = H+H_p est la hauteur totale du dépôt (en haut de la pente). K_{h0} est le coefficient pseudo-statique à la base du dépôt et **a** est une constante qui reste à évaluer et qui dépend de la hauteur du talus et de l'inclinaison de la pente. La figure 6.34 présente une comparaison entre les contours de distorsion permettant d'identifier les surfaces de ruptures obtenues à partir des analyses dynamiques et celles déterminées par analyses pseudo-statique en appliquant un $k_h(z)$ variable comme défini par la relation 6-7 avec une constante **a** égale à 2 pour tous les cas. Cette figure montre que les surfaces de ruptures déterminées par la méthode pseudo-statique spectrale sont en parfaite concordances avec celles

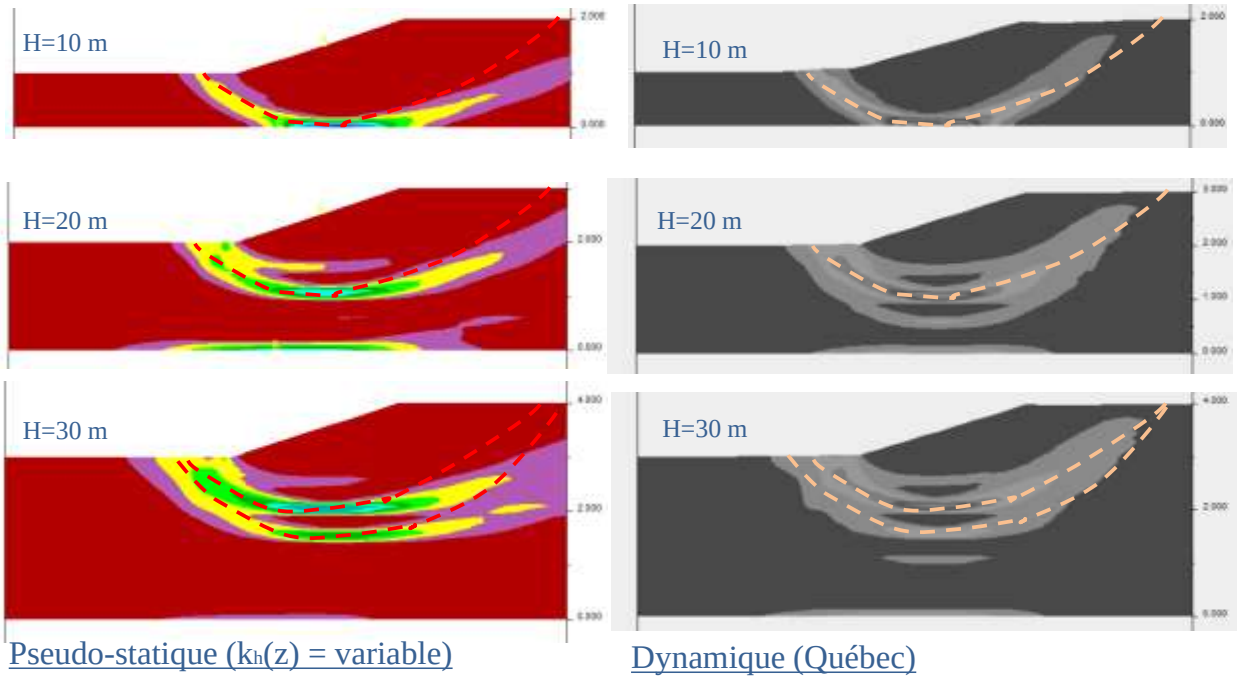


Figure 6.35 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques ($k_h(z)$=variable) – talus de 10 m avec pente de 3H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30 m

déterminées par les analyses dynamiques. On peut même remarquer la capacité de la méthode pseudo-statique spectrale d'identifier la présence de deux surfaces de ruptures potentielles comme observé par les analyses dynamiques. Il est à noter que la ou les surfaces de rupture identifiées dans les analyses dynamiques ont été reproduites par des lignes pointillées sur les courbes de contour obtenues dans les analyses pseudo-statiques à coefficient variable (spectrale). La figure 6.35 présente les résultats des analyses effectuées pour une pente de 3H :1V et de 10 m de hauteur avec un facteur de vitesse de 1 (profil du tableau 6-3). Les résultats des analyses pseudo-statique spectrale avec une constante **a** de 2 sont relativement satisfaisantes avec des surfaces de rupture moins circulaire du côté de la crête que dans le cas dynamique. La profondeur des surfaces de rupture ainsi que la présence de plus d'une surface potentielle est cohérente dans l'ensemble des cas. La figure 6.36 présente les résultats des analyses effectuées pour une pente de 6H :1V et de 10 m de hauteur avec un facteur de vitesse de 1. Les analyses pseudo-statiques ont également été effectuées en utilisant une constante **a** de 2. Les contours de distorsion déterminés par les analyses dynamiques et pseudo-statiques spectrales montrent des surfaces de contours en excellents accords. L'ensemble des résultats

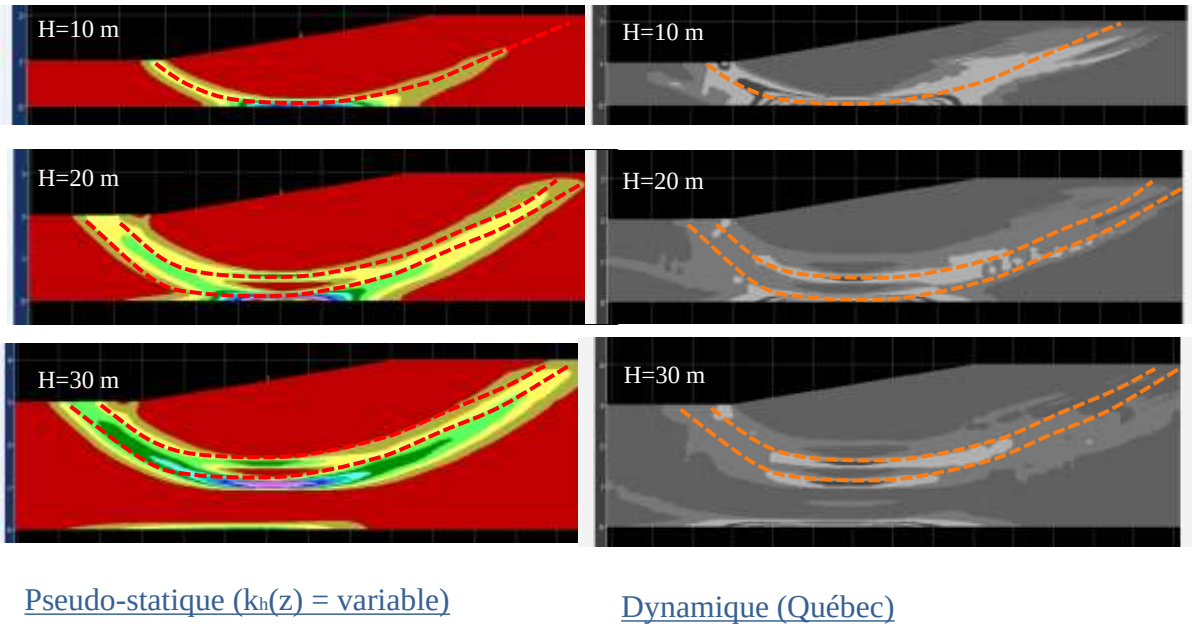


Figure 6.36 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h(z)=variable) – talus de 10 m avec pente de 6H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30

des analyses effectuées pour un talus de 10 m de hauteur en utilisant une constante a égale à 2 montre que lorsqu'on fait varier le coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur, il est possible d'arriver à retrouver des surfaces similaires à celles obtenues dans des analyses dynamiques. Il semble cependant que la hauteur du dépôt, la rigidité et l'inclinaison du talus n'ont pas d'effet sur la distribution du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur. Il est donc possible de conclure que les talus d'une hauteur de 10 m peuvent être analysés à l'aide de la méthode pseudo-statique en appliquant un coefficient k_h variable avec la profondeur selon l'équation 6-7 avec a égale à 2. La figure 6-37 présente les contours de distorsion obtenus dans les analyses dynamiques et pseudo-statique spectrales pour un talus de 5 m de hauteur et une pente de 1,75H :1V en appliquant une constante a de 6. Seule l'utilisation d'une constante a égale à 6 a permis d'avoir une certaine similitude entre les surfaces de rupture dynamique et pseudo-statiques. Ce résultat démontre que la constante a dans la relation 6-7 est essentiellement influencée par la hauteur du talus. Des analyses supplémentaires sont actuellement en cour pour examiner différentes hauteurs de talus et pour améliorer les résultats des analyses des talus de faibles hauteurs par la modification de la formule 6-7 pour prendre en considération d'autres paramètres. En termes de principe, il est

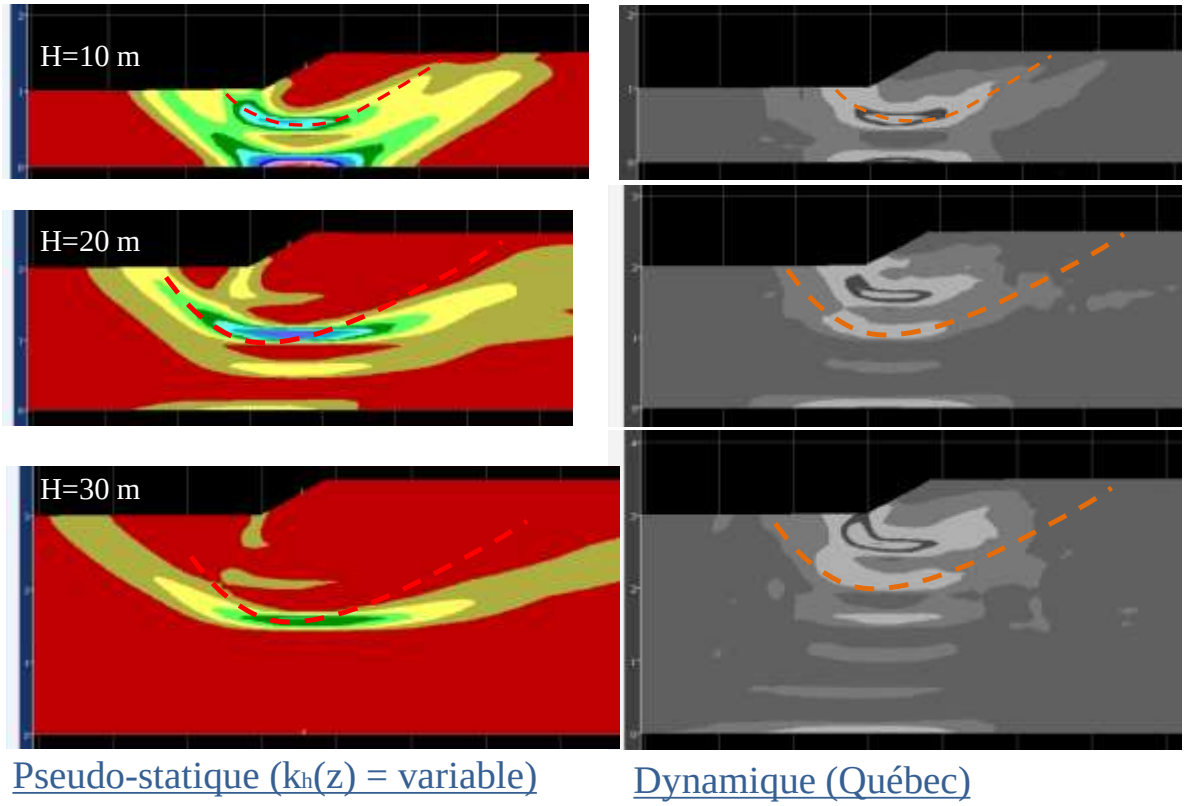


Figure 6.37 Comparaison entre les surfaces de rupture obtenues à partir des analyses dynamiques et celles obtenues à l'aide des analyses pseudo-statiques (k_h=variable) – talus de 5 m avec pente de 1,75H :1V, facteur V_s de 1 et épaisseur du dépôt variant entre 10 et 30

possible de conclure qu'on est en mesure de modifier la méthode pseudo-statique actuelle et de la rendre fonctionnelle par l'application d'un coefficient pseudo-statique variable qu'on a réussi à définir pour les talus d'une hauteur de l'ordre de 10 m. Il est sans aucun doute nécessaire maintenant de continuer à faire des analyses similaires à ceux présentées dans cette étude pour définir la variation du $k_h(z)$ en fonction de la profondeur pour d'autres géométries.

Le deuxième point dans le développement de la méthode pseudo-statique spectrale est de relier l'intensité du coefficient pseudo-statique à la zone sismique, la géométrie du talus et aux propriétés dynamiques du dépôt incluant le talus. La section suivante synthétisera une partie des résultats pour arriver à une formulation du coefficient pseudo-statique $k_h(z)$ et faciliter ainsi le choix de ce paramètre pour les ingénieurs.

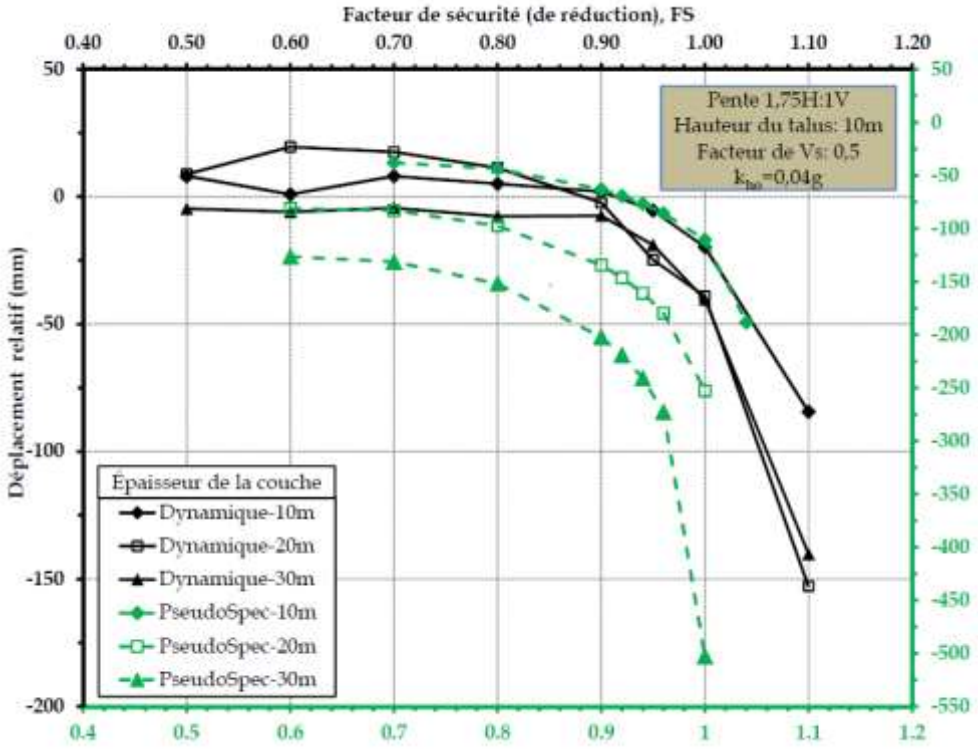


Figure 3.38 Comparaison entre les courbes déplacement en fonction du facteur de réduction obtenues par l'analyse dynamique et celles déterminées par la méthode pseudo-statique spectrale avec un coefficient kh0 = 0,04 – Cas d'une pente de 1,75H :1V, talus de 10 m de hauteur et facteur vitesse de 0,5

6.8 Évaluation du coefficient pseudo-statique – synthèse

Les résultats des analyses montrées à la section 6.6 indiquent que le principe qui consiste à remplacer l'action sismique par une force horizontale peut fonctionner si cette force varie en fonction de la profondeur, $k_h(z)$. La question qui se pose est : est-ce que l'intensité de cette force doit être maintenue constante comme dans le cas de la méthode pseudo-statique conventionnelle ou est-ce que cette force doit varier selon la géométrie et la rigidité du dépôt et du talus. Pour répondre à cette question, plusieurs simulations ont été effectuées en appliquant un coefficient pseudo-statique variable et d'intensités différentes. La variation de l'intensité (k_{h0} ou $k_{hsurface}$ = k_{h0}*(1+a) par exemple) permet de trouver le coefficient k_{h0} ou $k_{hsurface}$ qui permet d'obtenir le même facteur de sécurité déterminé dans le calcul dynamique. La figure 6.38 présente un exemple de comparaison entre les courbes de déplacement obtenues à l'aide d'analyses dynamiques et celles déterminées par la méthode pseudo-statique spectrale

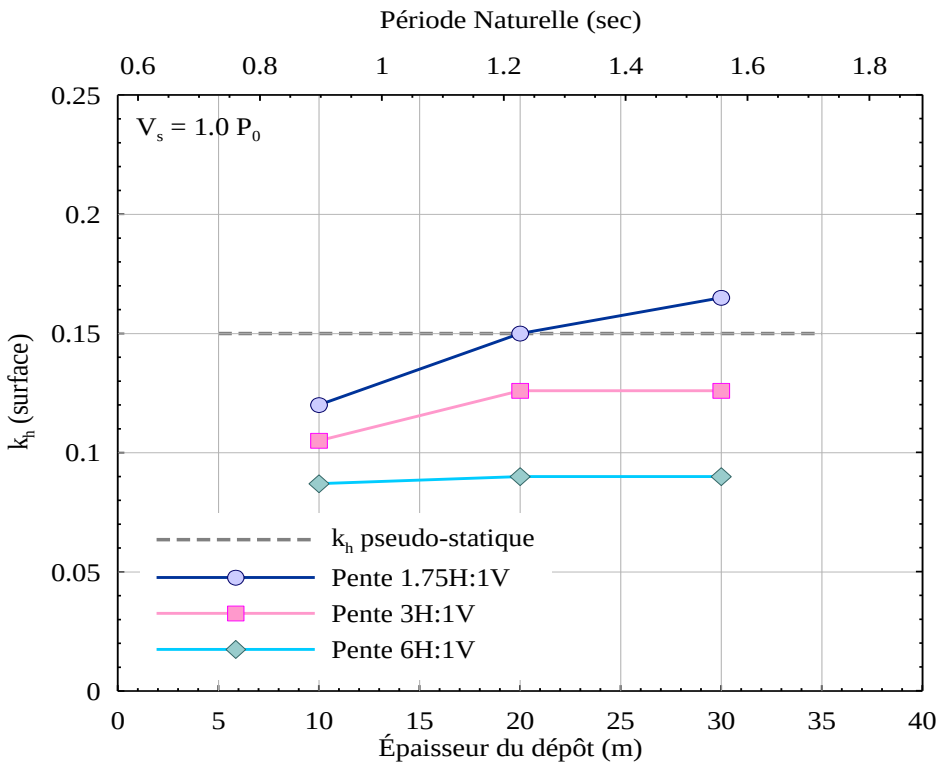


Figure 6.39 Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 1

en appliquant un coefficient variable selon l'équation 6-7 avec un k_{h0} de 0,04. Cette figure montre qu'un coefficient k_{h0} de 0,04 dans le cas d'un talus de 10 m de hauteur et une pente de 1,75H :1V avec un facteur de vitesse de 0,5 permet d'avoir le même facteur de sécurité déterminé dans une analyse dynamique (courbe noir). Un coefficient k_{h0} de 0,04 correspond à un coefficient de 0,12 en surface, soit une valeur proche de la valeur proposée par le centre d'expertise Hydrique pour la région de Québec (Figure 4-1, K_h=0,15). Les résultats de l'ensemble des analyses effectuées pour déterminer les coefficients k_{h0} requis qui permettent d'obtenir le même résultat que dans une analyse dynamique sont présentés aux annexes G, H et I pour les pentes 1,75H :1V, 3H :1V et 6H :1V respectivement . Les figures 6.39, 6.40 et 6.41 présentent la variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt pour les différentes pentes étudiées et pour des facteurs de vitesse de 1, 0,5 et 1,5 respectivement. Pour un facteur de V_s égale à 1, la figure 3.39 montre que le coefficient pseudo statique augmente avec l'augmentation de la hauteur du dépôt dans le cas du talus de 1,75H :1V. Dans le cas du talus 3H :1V, le coefficient augmente aussi jusqu'à une épaisseur du dépôt de 20 m pour rester constant par la suite. Pour une pente de 6H :1V, le coefficient

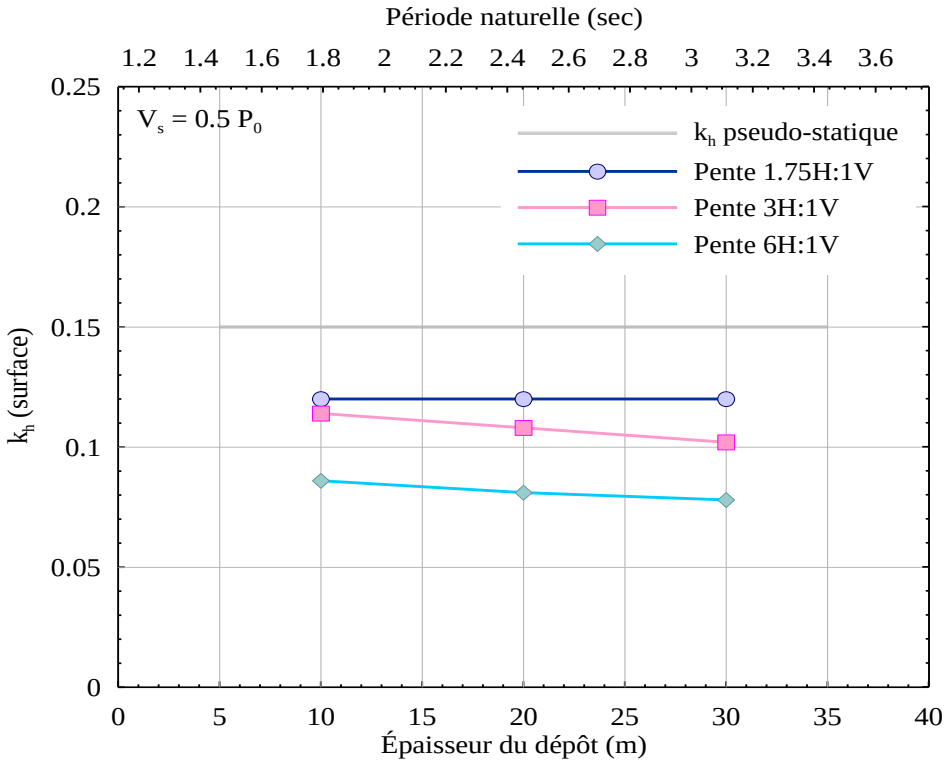


Figure 6-40 Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 0,5

pseudo-statique est constant pour l'ensemble des épaisseurs étudiées. Dans le cas d'un facteur vitesse de 0,5, le coefficient pseudo-statique est constant pour une pente de 1,75H : 1V (figure 6.40) et diminue légèrement avec l'augmentation de l'épaisseur du dépôt dans les autres cas (3H :1V et 6H :1V). Dans le cas d'un coefficient de vitesse de 1,5, le coefficient pseudo-statique augmente de façon notable en fonction de l'épaisseur du dépôt pour les pentes de 1,75H :1V et 3H :1V. Dans le cas d'une pente de 6H :1V, le coefficient augmente aussi avec l'épaisseur du dépôt mais de manière beaucoup moins importante.

L'analyse de l'ensemble des résultats peut paraître contraire à ce qui est attendu puisque lorsque l'épaisseur du dépôt augmente pour un profil de rigidité donnée, la période naturelle de ce dépôt augmente. L'augmentation de la période naturelle du dépôt implique la diminution de l'énergie du tremblement de terre (figure 6.42) et donc on peut croire que le coefficient pseudo-statique doit diminuer avec l'augmentation de la période. La figure 6.42 montre la variation de l'accélération spectrale en fonction de la période associée à chacun des dépôts considérés dans cette étude pour le cas d'un talus de 1,75H :1V et d'une hauteur de 10 m avec un facteur

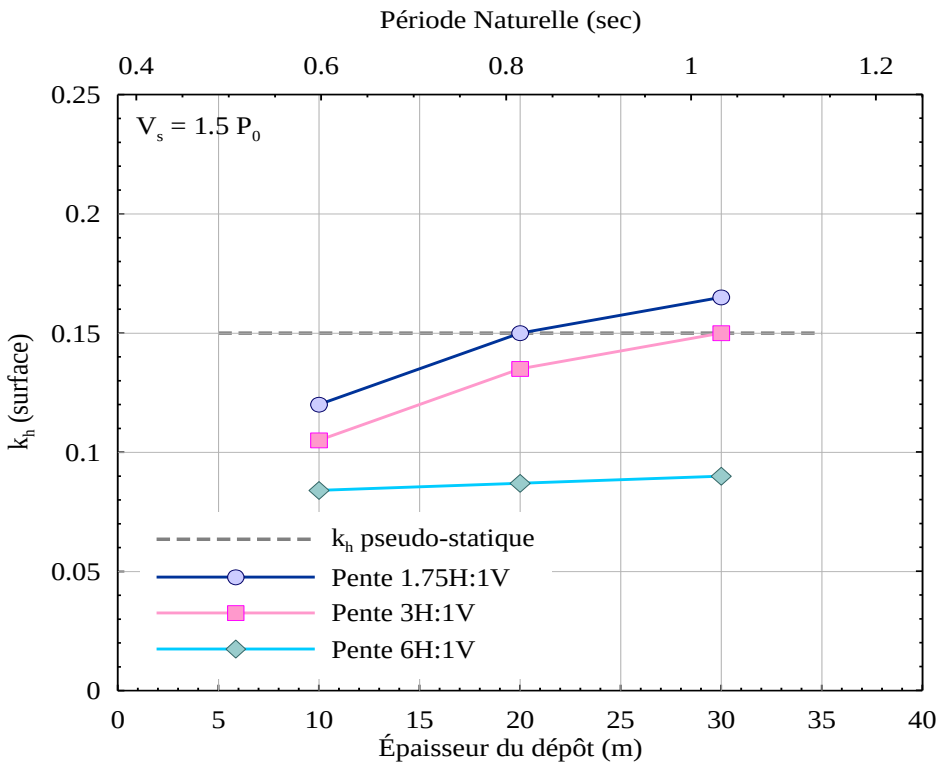


Figure 6.41 Variation du coefficient pseudo-statique à la surface du talus en fonction de l'épaisseur du dépôt et de la pente du talus pour un facteur Vs de 1,5

vitesse de 1. Cette figure indique avec des flèches les coefficients pseudo-statiques en surface associés à chacune des fréquences. Ces résultats montrent que l'action sismique devient plus importante (dans le cas d'un talus de 1,75H :1V) avec la diminution de l'accélération spectrale. Ceci ne peut s'expliquer que par le fait que lorsque la période d'un dépôt augmente (fréquence diminue) la longueur d'onde augmente à son tour et le mouvement à l'intérieur d'une masse de sol potentiellement instable devient de plus en plus synchronisé. Autrement dit, toute la masse de sol potentiellement instable se déplace dans la même direction et en même temps. La figure 6.43 schématise le principe d'un mouvement de sol non synchronisé à l'intérieur d'une masse de sol potentiellement instable et d'un mouvement synchronisé ou en phase. Il y a donc deux facteurs qui influencent le coefficient pseudo-statique mais qui ont des effets contraires (dans le contexte de la séismicité du Québec) et qui vont donc influencer la réponse dynamique. Le premier facteur est relié au fait que lorsque l'épaisseur d'un dépôt diminue sa période diminue et l'énergie sismique devient plus importante dans le contexte sismique du Québec. Ce facteur est donc relié à la séismicité de la région où se trouve la pente à l'étude et aux propriétés

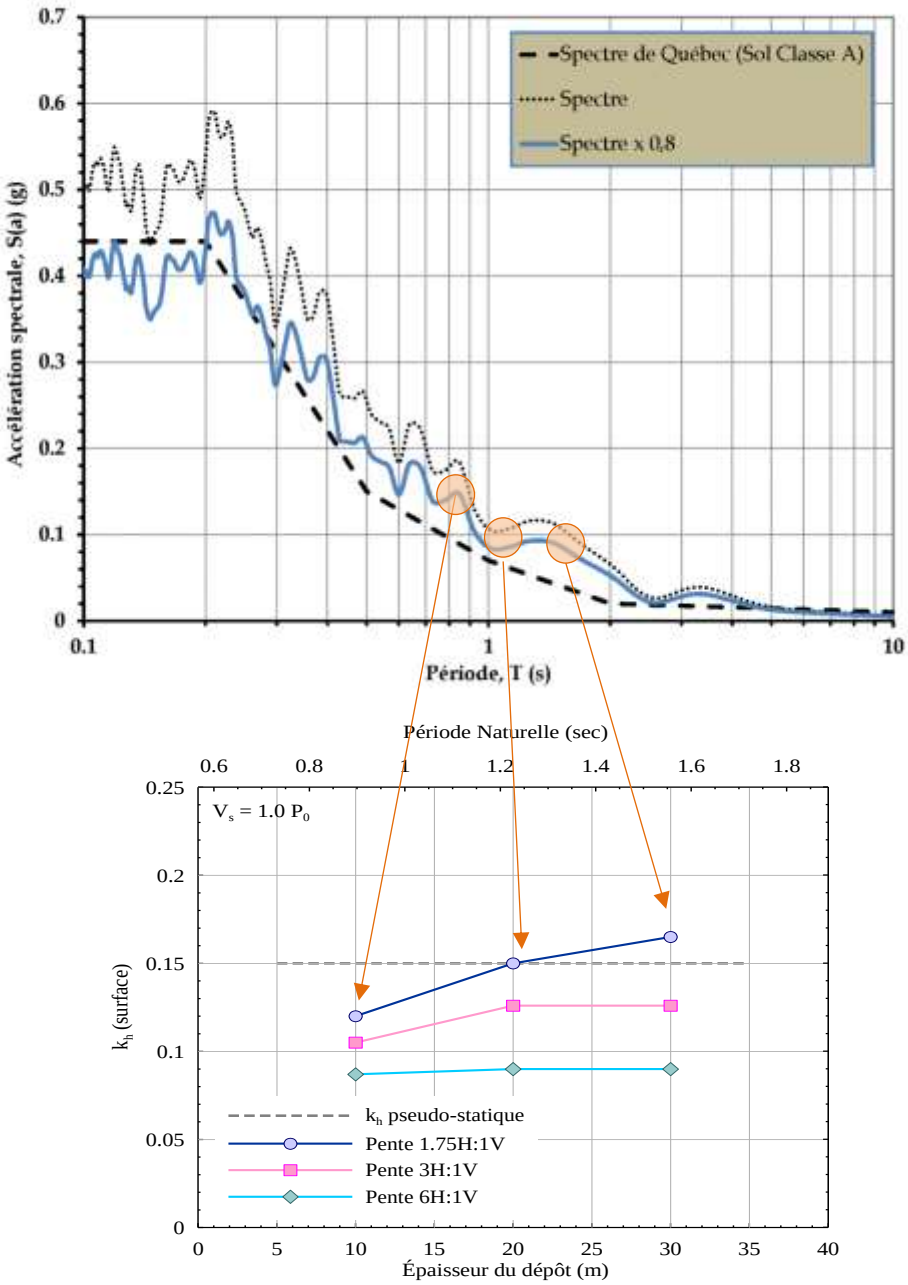


Figure 6.42 Variation du coefficient pseudo-statique à la surface d'un talus de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur en fonction de l'épaisseur du dépôt pour un facteur Vs de 1.

dynamiques du système (pente + fondation). Le deuxième facteur est relié 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 se fait de moins en moins dans un même sens au même temps. La figure 6-44 montre la variation de l'accélération spectrale en fonction

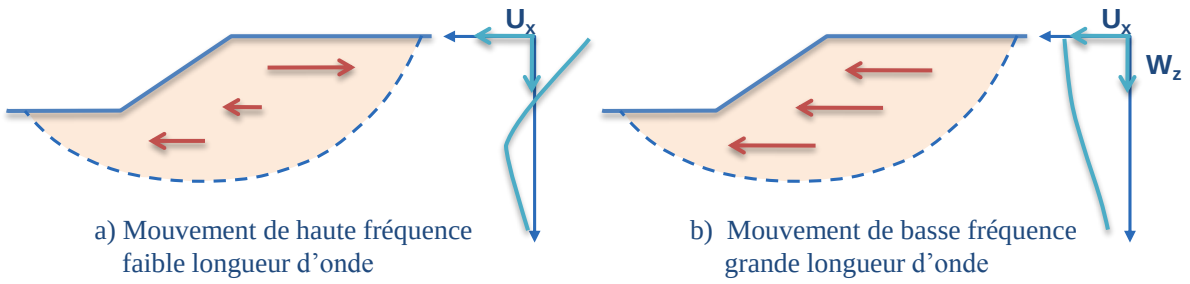


Figure 6-43 Schématisation du mouvement d'une masse de sol potentiellement instable à a) hautes fréquences et b) basses fréquences

de la période associée à chacun des rigidités (facteur Vitesse) considérées dans cette étude pour le cas d'un talus de 1,75H :1V et d'une hauteur de 10 m avec un dépôt de 20 m d'épaisseur. Cette figure indique avec des flèches les coefficients pseudo-statique en surface associées à chacune des fréquences de chacun des trois cas considérés. Ces résultats montrent que l'action sismique devient moins importante avec la diminution de l'accélération spectrale. Ceci montre donc que l'effet du facteur relié à l'énergie sismique (accélération spectrale) est plus important que l'effet de synchronisation du mouvement observé dans l'exemple de la figure 6-42.

La figure 4.45 fait une schématisation qui permet de visualiser l'effet de la longueur d'onde sur le mouvement d'une surface de rupture d'une certaine longueur. À la figure 4.45a, on peut voir que lorsque la longueur d'onde est égale à la longueur de la surface de rupture, la moitié de la masse de sol se déplace d'un côté et l'autre moitié se déplace dans l'autre. Cette situation se produit donc à une longueur d'onde égale à la longueur de la surface de rupture ($\lambda = l_{rup}$). Pour avoir une masse potentiellement instable à l'intérieur de laquelle le sol se déplace dans la même direction, il est nécessaire que la longueur d'onde soit égale à deux fois la longueur de la surface de rupture (figure 4.45b). À des longueurs d'onde supérieures à la longueur de la surface de rupture (basse fréquence = grande période), le mouvement de la masse de sol instable se fait dans la même direction et on s'approche alors du principe de la méthode pseudo-statique qui correspond à une force constante permanente (figure 4.45 c et d). C'est pour cette raison que la valeur $k_h(z)$ diminue dans certains cas (lorsque la longueur d'onde est inférieure à la longueur de la surface de rupture) même si l'accélération spectrale augmente.

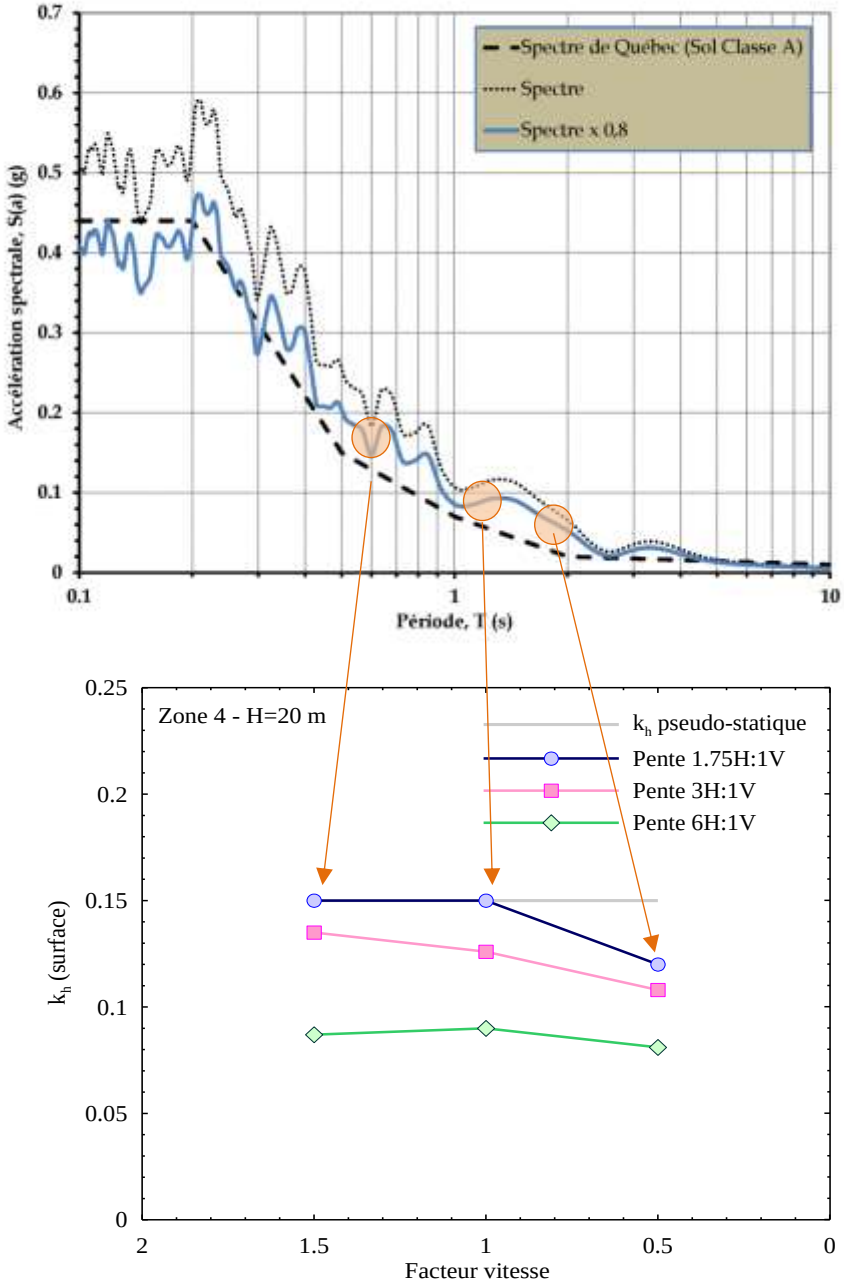


Figure 6.44 Variation du coefficient pseudo-statique à la surface d'un talus de 1,75H :1V et de 10 m de hauteur en fonction de la rigidité du dépôt de 20 m d'épaisseur

De la même façon, on peut voir aussi que $k_h(z)$ diminue lorsque le facteur vitesse diminue. À la lumière de ces résultats, il est possible de trouver une formule générale qui permet de relier le

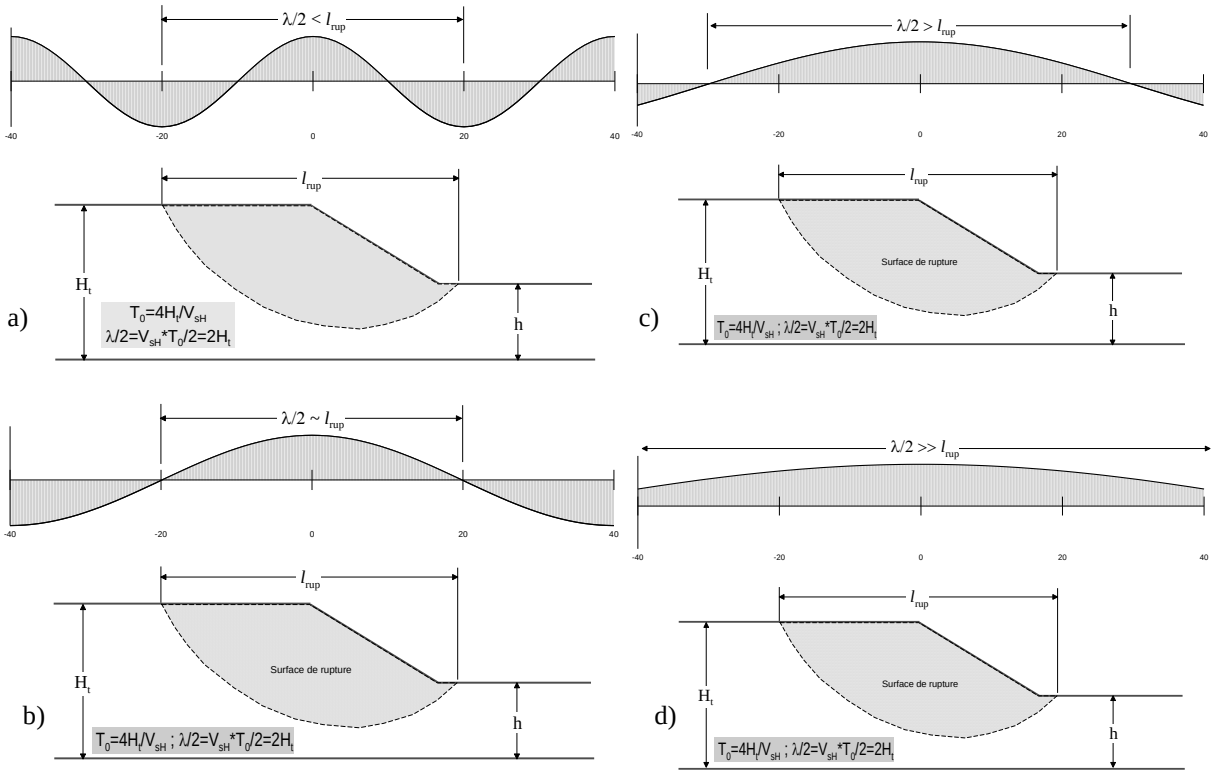


Figure 6-45 Relation entre la longueur d'onde est la longueur de la surface de rupture.

coefficient pseudo-statique à la période naturelle du système talus-fondation. L'équation 6-8 a été ainsi développée pour permettre la détermination de la valeur de $k_h(z=H+H_p)$ en tenant compte de la pente, de la zone sismique et de la période naturelle du système talus-fondation :

$$k_h(z=H+Hp)=k_h(\text{surface})= k_{href} .H/H_{critique} .\sin(\pi.l_{rup}/2H_t)$$

$$l_{rup}=f(\text{pente}) \Rightarrow H_{critique} =l_{rup}/2= f(\text{pente}) \qquad 6\text{-}8$$

$$\text{si } H < H_{critique} \Rightarrow k_h < k_{href}$$
$$\text{si } H > H_{critique} \Rightarrow k_h > k_{href}$$

$$k_{href} = f(\text{zone sismique}, T_0)$$

La figure 6-46 fait une comparaison entre les valeurs de $k_h(z=H+H_p)$ déterminées à partir des simulations numériques et celles estimées à l'aide de l'équation 6-8

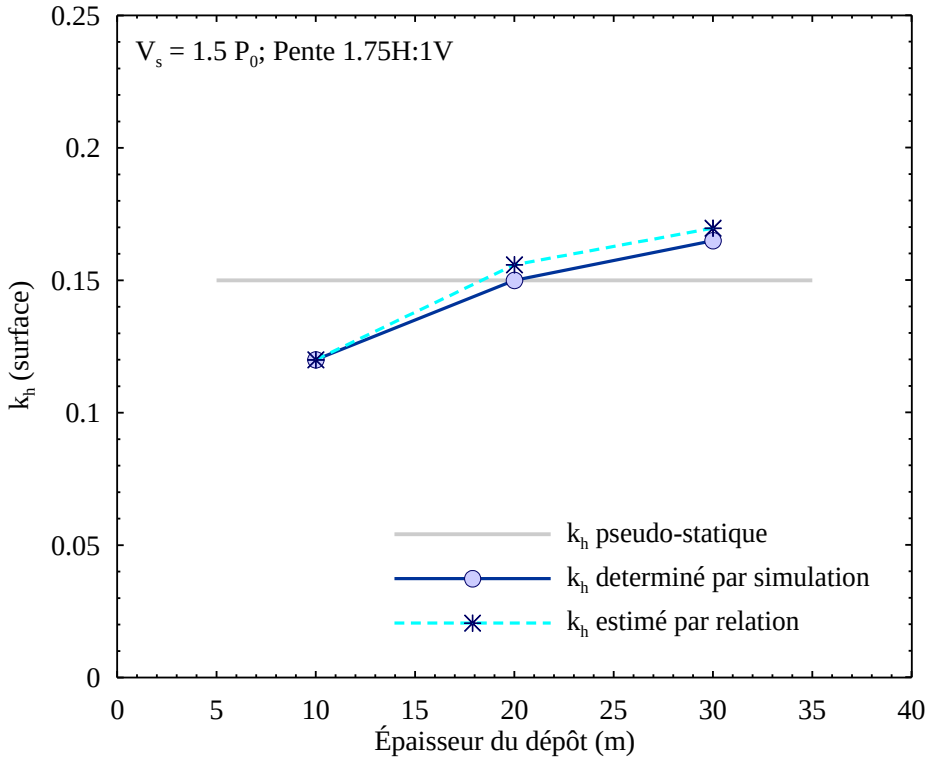


Figure 6-46 Comparaison entre les valeurs de $k_h(z)$ déterminées à partir des simulations numériques et celles estimées à l'aide de l'équation 6-8

6.9 Glissement La Romaine

6.9.1 Description du site

Le troisième cas étudié est un exemple de glissement de terrain qui s'est produit en 2009 dans une argile de la Mer de Goldthwait suite au dynamitage d'une butte rocheuse effectué dans le cadre de la construction de la route 138 près du village de La Romaine sur la Basse-Côte-Nord au Québec (Locat et al., 2010). Les dimensions du cratère formé par cette rupture sont d'environ 300 m par 175 m, avec un déplacement vertical du sol atteignant 8 m par endroit. Suite au dynamitage, la masse des blocs projetés sur la surface du talus est estimée à environ 10000 tonnes (5000 m^3) étendus sur une superficie de 2000 m^2. Les analyses réalisées par Locat et al. (2010) en conditions non drainées et en spécifiant la position de la surface de rupture permettent de déterminer un facteur de sécurité de l'ordre 2,8 à 3. Cette rupture soulève plusieurs questions à savoir les mécanismes qui l'ont provoqué sachant que le facteur de sécurité est largement supérieur à l'unité. Il est possible de croire que les vibrations ainsi que la

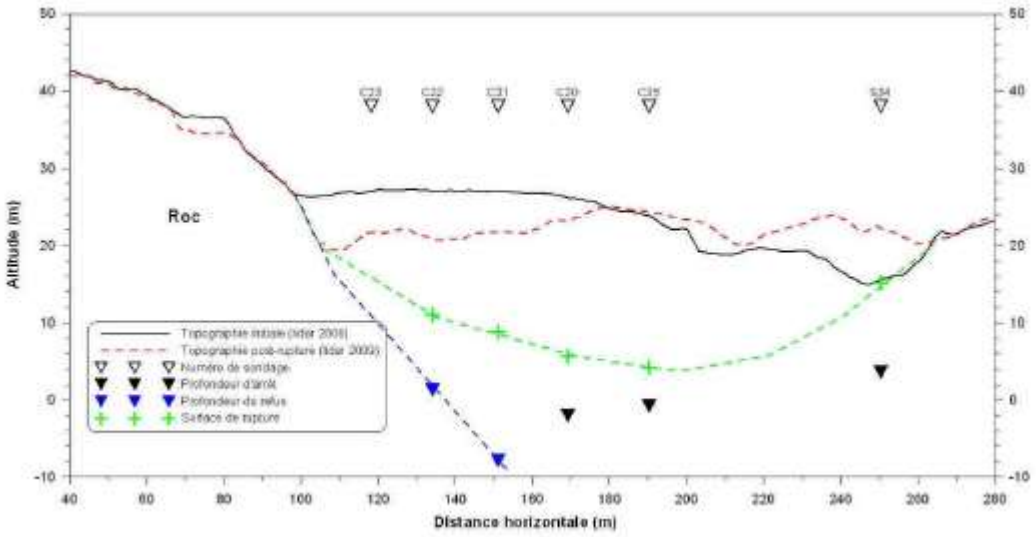


Figure 6-47 Géométrie du talus avant et après glissement (Locat et al, 2010).

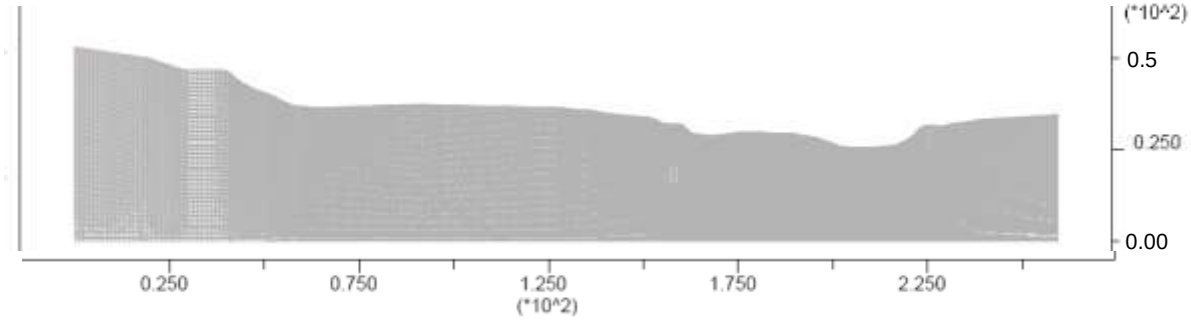


Figure 6-48 Modélisation du talus La Romaine

charge dynamique produite par la chute des blocs sont la raison qui a mené à une rupture profonde dans ce dépôt. Des analyses de cette situation ont donc été réalisées afin de vérifier si ces raisons sont suffisantes pour expliquer ce glissement. Notant que les investigations ne montrent pas la présence de lits de sables qui peuvent porter à la liquéfaction de tels horizons.

6.9.2 Analyse dynamique

Les analyses de stabilité dynamique des talus sont habituellement réalisées à l'aide de la méthode pseudo-statique. Le cas présent doit cependant être traité de manière différente puisque la chute de blocs ne provoque pas le même type de sollicitations qu'un tremblement de terre. En réalité, il est difficile d'estimer la pression réelle exercée par les blocs au moment de

Figure 6-49 Déformation produite par la chute des blocs suite au dynamitage

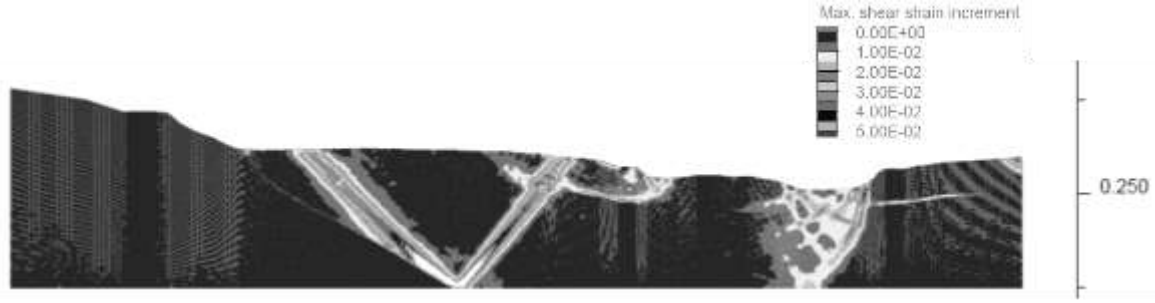


Figure 6-50 Contours de distorsion provoquée par la chute des blocs

l'impact. Ceci dépend de la hauteur de chute, de l'angle et de la vitesse avec laquelle ces blocs arrivent à la surface du talus. Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la charge dynamique ainsi que la durée et l'angle de l'impact.

L'ouvrage et sa fondation ont été modélisés à l'aide d'éléments de dimension variant entre 0,25x0,25 m et 1x1m (figure 6.48). Les analyses ont été effectuées en utilisant un comportement plastique en tenant compte la dégradation du module de cisaillement et un critère de rupture Mohr-Coulomb. Pour simuler l'impact, le poids des blocs a été multiplié par un facteur de 3 sur une période de temps de 0,1 sec. La méthode « free-field » a été utilisée pour tenir compte des effets de bords du modèle. Les calculs ont été réalisés en contraintes totales en utilisant le profil de Cu présenté par Locas et al. (2010).

La figure 6.49 présente la déformation du maillage à la suite de l'application de la charge dynamique (trois fois la charge statique). Il est à noter que la charge statique produite par l'ajout des blocs de roc a été maintenue pour le reste de la simulation. Le résultat de la figure 6.49 montre une déformation du sol similaire à celle observée sur le terrain après le glissement. Toutefois, les résultats présentés à la figure 6.50 montrent que ces déformations ne sont pas la résultante d'une rupture par rotation d'une masse de sol telle que démontrée par les relevées

sur le terrain. Il semble qu'une analyse en contraintes totales n'est pas suffisante pour expliquer la rupture produite à La Romaine. Des analyses en contraintes effectives, faisant intervenir l'augmentation des pressions interstitielles, sont actuellement en cours.

Chapitre 7

Conclusion

Dans une analyse pseudo-statique, l'effet du séisme est remplacé par une force d'inertie égale à k_h.W ou W est le poids du sol impliqué dans la rupture potentielle et k_h est une accélération équivalente communément désignée comme coefficient pseudo-statique. Comme la dégradation de la résistance associée à la sollicitation cyclique du séisme n'est aucunement considérée dans une telle analyse, il y a consensus dans la littérature que la méthode pseudo-statique ne peut être utilisée lorsque la résistance au cisaillement dans le talus, l'ouvrage ou la fondation est susceptible de diminuer de façon significative.

Les valeurs du coefficient pseudo-statique, généralement considérées dans les analyses, varient de façons significatives selon les auteurs et il n'existe pas d'approche rationnelle pour définir cette valeur. La valeur du coefficient pseudo-statique est définie tantôt comme une valeur fixe souvent voisine de 0,1 ou 0,15 selon la magnitude du tremblement de terre ou tantôt comme une fraction de l'accélération maximale au rocher ou à la surface du terrain. Cette fraction varie généralement entre 0,33 et 0,75.

Bien que la méthode pseudo-statique soit encore largement utilisée pour certaines catégories d'analyse vu sa simplicité et souvent pour des fins de normalisation, la définition des conditions à l'intérieur desquelles cette méthode peut être considérée acceptable demeure plutôt subjective; en particulier en ce qui concerne la dégradation de la résistance durant le

séisme et la définition d'un coefficient pseudo-statique qui tient compte d'une éventuelle amplification due à la réponse dynamique.

Le besoin d'améliorer une méthode pseudo-statique pour des conditions données au moyen d'analyses dynamiques détaillées est exprimé par différents auteurs mais on ne retrouve pas dans la littérature d'ensemble cohérent de données qui permettent d'étalonner la méthode pseudo-statique afin d'en mieux préciser les conditions de validité. C'est à la suite de ce constat que les analyses ont été réalisées dans le cadre de cette étude afin de développer d'abord une méthodologie qui permettrait de comparer, sur une même base, les résultats d'analyse pseudo-statique avec les résultats d'analyses dynamique. La méthodologie recherchée avait pour but de comparer dans un premier temps l'aspect sollicitation sismique sans faire intervenir la dégradation du sol.

La méthodologie développée est basée sur une analyse contrainte-déformation par éléments ou différences finies (FLAC) avec une loi de comportement plastique où la rupture est contrôlée par le critère Mohr-Coulomb. Pour un système et un type d'analyse donnés, la méthode consiste à répéter l'analyse plusieurs fois en faisant varier le critère qui contrôle la rupture, la plastification du sol et la dégradation du module par un facteur de pondération qui est, en réalité, l'expression du facteur de sécurité. Par exemple, pour un système où le facteur de sécurité est de 1,4, une analyse contrainte-déformation par éléments finis ne montrera pas de déformation due à la plastification du sol si la résistance est divisée par 1,0, 1,2 ou même 1,3. Si par contre, la résistance au cisaillement est divisée par 1,4 ou 1,5, des déplacements importants apparaîtront de façon soudaine, de sorte que la courbe des déplacements en fonction du facteur de pondération établi à partir de plusieurs analyses du même système permet d'identifier le facteur de sécurité en question, c'est-à-dire le facteur de pondération qu'il faut appliquer à la résistance pour que la rupture ou la plasticité se développe. Cette procédure a l'avantage de permettre l'interprétation d'une analyse contrainte-déformation en termes d'équilibre limite (facteur de sécurité) et de conserver en même temps l'identification de la zone où la plasticité se développe (surface de rupture). La même procédure peut être utilisée pour une analyse statique, une analyse pseudo-statique (classique et adaptée) ou une analyse

dynamique permettant ainsi de comparer les résultats des différentes analyses en termes de facteurs de sécurité et de position de la surface de rupture.

Le potentiel de cette méthodologie est illustré par l'analyse de plusieurs cas, soit un remblai sur un dépôt d'argile ou un talus argileux. Pour le premier cas, les résultats d'analyses statiques ou pseudo-statiques publiés dans la littérature ont permis de vérifier la précision de la procédure développée. Cette procédure constitue un outil puissant qui a permis de développer une méthode pseudo-statique spectrale pour des conditions données. La suite de ce projet (phase II) permettrait de préciser les conditions et les valeurs du coefficient pseudo-statique pour lesquelles les résultats d'une analyse simplifiée seraient acceptables. Il permettrait également de mieux tester d'avantage cette nouvelle méthode.
Les résultats présentés dans ce rapport confirment que l'impact du coefficient pseudo-statique dans une analyse de stabilité est fortement influencé par la profondeur de la surface de rupture ou par la masse de la zone potentiellement instable. Les analyses mettent en évidence l'effet de la fréquence d'excitation sur la stabilité sismique ainsi que l'effet de la période naturelle de l'ouvrage et de sa fondation.

Cette étude a donc permis de définir la variation du coefficient pseudo-statique en fonction de la profondeur comme suit :.

$$k_h = k_{h0}\left\{1 + a\left(\frac{z}{H_t}\right)^2\right\} \tag{7-1}$$

Avec z=0 à la base du dépôt (roc), H_t est la hauteur totale du dépôt (en haut de la pente). K_{h0} est le coefficient pseudo-statique à la base du dépôt et a est une constante qui reste à évaluer en fonction de la hauteur du talus et de l'inclinaison de la pente. L'étude a permis également d'établir une forme générale de la variation de kh en surface avec les propriétés géométriques et dynamiques du talus :

$$k_h(z=H+Hp)=k_h(\text{surface})= k_{href} .H/H_{critique} .\sin(\pi.l_{rup}/2H_t)$$

$$l_{rup}=f(\text{pente}) \Rightarrow H_{critique} =l_{rup}/2= f(\text{pente}) \qquad 7\text{-}2$$

si $H < H_{critique} \Rightarrow k_h < k_{href}$
si $H > H_{critique} \Rightarrow k_h > k_{href}$

$$k_{href} = f(\text{zone sismique}, T_0)$$

Références

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. et Boyce, G. M. (2002). *Slope Stability and Stabilization Methods*, 2e édition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 736 p.

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.

Ambraseys, N. N. (1960) On the Seismic Behaviour of earth Dams, Proc 2nd World Conference, Earthquake Engng. Tokyo.

Ambraseys, N. N. and Sarma, S.K. (1967) The response of Earth Dams to Strong Earthquakes, Géotechnique, Vol. 17, no. 2, p. 181-213.

Anderson, D. G. (1970) *Dynamic Modulus of cohesive soils*, Thèse de Doctorat, Université du Michigan à Ann Arbor, Mi., U.S.A, 311p.

B. C. Hydro (1985) Guidline For Selecting and Applying Seismic Criteria for Dams, Report H1841.

Building Research Establishement of UK, (1991) An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom, CISIB 187(1116).

Carroll, W.F. (1963) Dynamic bearing capacity of soils, Report No 5 Vertical Displacements of Spread Footings on Clay: Static and Impulsive Loadings, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Technical Report No. 3-599, Vicksburg, Mississippi, September, pp. 1-54

Casagrande A., Shannon W.L. (1949) Stength of soils under dynamic loads, Transaction of American Society of Civil Engineering, Vol. CXIV, pp. 755-773.

Chugh, A. K. (1990) Evaluation of Embankment Dam Stability, Internal Report, U.S. Bureau of Reclamation, engineering and research, Denver, Colorado.

Chugh, A. K. (1997) Dynamic Stability Evaluation of Existing Embankment Dams, 2nd International Conference on Dam safety Evaluation, Trivandrum, India, 329-338

Das, B. M. et Ramana, G. V. (2011). Principles of Soil Dynamics, Second, International SI édition. Cengage Learning, USA, 563 p.

Day, R. W. (2002). *Geotechnical earthquake engineering handbook*. McGraw-Hill Companies, Inc., USA, 612 p.

De Melo, C. B. C. (2000). *Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis.* M.Sc., University of Idaho, USA, 1-145 p.

Faure, R. M., Bonnaveira, T., Raillat, C., Fry, J. J, Lefebvre, G. (1996) A new method for taking into account soil deterioration in pseudo-static slope stability analysis, Proc. Of the Seventh Inter. Symp. On Landslides, Belkema,

Frank, H., Althoen, S. C. (1995). Quantitative description of a statistical relation. Dans *Statistics: concepts and applications*. Cambridge University Press, p. 106-125.

Rotterdam, p. 1213-1218, ISBN 90 54108185.

Gibson, R.E., Morgenstern, N. R. (1962) A note on the stability of cutting in normally consolidated clays, Géotechnique 12, 212.

Gopalakrishnan, M., (1998) Seismic Desiogn of Dams in India, Hydropower&Dams, Issue five, p. 74-79

Hardin, B. O., Richard, F. E, Jr., (1963) *Elastic Wave Velocities in Granular Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No SM1, pp. 33--65

Hardin, B. O., Black, W. L. (1969) *Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. 6, p. 1513 -- 1539

Hardin, B.O.and Drnevich, V.P. (1970) Shear modulus and Damping in soils - ii Design equations and curves, Technical Report UKY 27-70-CE3, Soil Mechanics Series No. 2 , University of Kentucky

Hunter, J. H., and Schuster, R. L. (1968) Stability of simple cuttings in normally consolidated clays. Geotechnique, 18, pp. 372-378.

Hydro-Québec (1998) Guide pour la sélection des paramètres sismiques, Rapport du sous-comité Séismicité, p. 26

Hynes-Griffin, M. E. and Franklin, A. G. (1984) Rationalizing the seismic coefficient method, Miscellaneous Paper GL-84-13, U. S. Army Corps of Enginners, Vicksburg, Miss.

Jansen, R. B., (1990) Estimation of embankment dams settlement caused by earthquake, WaterPower and Dam construction, 42 (12).

Jérôme, L., Bernard, P., Czitrom, G., Dubié, J. Y., Godefroy, P., Levret-Albaret, A. (1997) Les tremblements de terre en France hier, aujourd'hui, demain, Editions BRGM, ISBN 2-7159-0842-3.

Imai, T., Yoshimura, M. (1970) Elastic wave velocities and characteristics of soft soil deposits. Soil Machanics and Foundation Engineering. Japanese Society of Soil Mechanics and Fondation Engineering, 18(1).

Imai, T. (1977) P- and S-wave velocities of the ground in Japan. 9th International Confercnce on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japon, vol. 2, pp. 257-260.

Jibson, R.W., 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation Research Record 1411, 9-17.

Lambert R., Gholami M., Prunet C. (1995) Méthodologie pour une cartographie informative des zones inondables en région Midi-Pyrénées.

Lacroix, A. 1992. Étudede la méthode sismique non intrusive SASW. Mémoire de maitrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Que.

Lefebvre, G., Leboeuf, D., Hornych, P., Tanguay, L., (1992) Slope failure associated with the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada, Revue canadienne de Géotechnique, Vol. 29(1), p. 117-130.

Lefebvre, G., Paré, I.J. ans Dascal, O. (1987) Undrained shear strength in surficial weathered crust, Canadian Geotechnaical Journal, Vol. 24, pp. 23-34.

Locat, P., Delisle, M. C., Demers, D., Robitaille, D. Grondin, G. (2010) Cas d'un glissement dans les argiles sensibles provoqué à la suite d'un sautage à La Romaine, Basse-Côte Nord, Québec, Canada. Conférence Candienne de Géotechnique, Calgary, Alberta, Canada.

Locat, J. et Beausejour, N. (1987). Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux. *Canadian geotechnical journal*, volume 24, numéro 3, p. 327-334.

Leshchinsky, D., San, K., (1994) Pseudo-static seismic stability of slopes : Design charts, Journal of Geotechnical engineering, ASCE, Vol. 120, No 9, p. 1514-1532.

Lysmer,J., Udaka,T., Tsai, C.-F. and Seed, H.B. (1975), "FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems", EERC,75-30.

Kanai, K., Tanaka, T, Morishita, T., Osada, k. 1966. Observation of microtremors, XI. Matsushiro earthquake swarm areas. Bulletin of Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Tokyo, Japon, vol. XLIV (part 3).

Kappula, S.D. (1984) Pseudo-static analysis of clay slopes subjected to earthquake, Geotechnique, 34, No 1, pp. 70-79.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, USA, 653 p.

Kramer, S., Smith, M. W., (1997) Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, Vol. 123, p. 635-644.

Keefer, D. K.: (1993) The susceptibility of rock slopes to earthquake-induced failure, Bulletin of the Association of Engineering Ge-ologists, 30, 353–361.

Keefer, D.K., Wilson, R.C., 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. In: Landslides in a Semi-arid Environment. Inland Geological Society, Ri verside, CA, 2, 118-149.

Kim, T. C., Novak, M. (1981) Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario, Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 18, p. 371--389

Makdisi, F. I., Seed, H. B. (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations, Journal of Geotechnical engineering, ASCE, Vol. 104(7), p. 849-867

Marcuson, W. F. III., Ballard, R. F., Jr., Ledbetter, R. H. (1979) Liquefaction failure of tailing dams resulting from the Near Izu Oshima earthquake, 14 and 15 January, 1978, Proc., 6th Panamerican Conf. Soil Mechanics Fdn Engng, Lima.

Marcuson, W. F. III. (1981) Moderator's report for session on earth dams and stability of slopes under dynamic loads, Proc., Int. Conf. on recent adv. In geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, university of Missouri, St-Louis, Mo., Vol. 3

Marcuson, W. F. III., Franklin, A. G. and Hynes, M. E. (1992) Proceedings, stability and performance of slopes and embankments II, ASCE, Berkeley, CA.

Majumdar, D. K. (1971) Stability of soil slopes under horizontal earthquake force, Geotechnique, XXI, No1, pp. 84-89.

Moriya, M. (1976) Damages caused to small earthfill dams for irrigation in Armori Prefecture by Tokachi Offshore earthquake, Report prepared for the Committee on Lessons from incidents of dam failure, International commission on large Dams, 1974.

Marui, H. and Yoshimatsu, H.: Landslide dams formed by the (2004) Mid-Nigata Prefecture earthquake in Japan, in Progress in landslide science , edited by Sass et al., pp285-293, 2007.

Nacci,V . A. et Taylorr, . J. (1968) Influence of clay structure on elastic wave velocities. University of New Mexico Press, Albuquerque, NM, pp. 491 -502.

Natural Resources Canada (07-11-2011 2011). Natural Resources Canada. Dans *Natural Resources Canada.* http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/zones/eastcan-eng.php (page consultée le Février/26 2013).

Newmark, N. M. (1965) Effect of earth dams and embankments, Géotechnique, Vol. 15, no. 2.

Ohsaki, Y, Iwasaki, R. (1973) On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations, 13(4) : 61-73.

Ohta, T., Hara, A., Niwa, M., Sakano, T. (1972) Elastic moduli of soil deposits estimated by N-values. Proceeding of 7th Annual Conference, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Pfendler, P. (1990) Résistance cyclique après précisaillement statique non drainé d'une argile de l'Est du Canada, Thèse de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 139 p.

Prater, E. G. (1979) Yield accelerations for seismic stability of slopes, American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division , vol. 105, no. 5, pp. 682-687.

Robertson, P. K., Sasitharan, S., Cunnig, J. C., Sego, D. C.(1995) Shear-Wave Velocity to Evaluate In-Situ State of Ottawa Sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 3, p. 262--273

Sarma, S. K. (1979) Stability analysis of embankments and slopes, Journal of geotechnical engineering, ASCE, 105, p. 1511-1524

Science, Mathematics & Technology Ed. (Earthquake Damage General Information. Dans *Earthquakes -General Topics.* http://www.smate.wwu.edu/teched/geology/eq-general.html (page consultée le).

Seed, H. B. (1979). Earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Géotechnique*, volume 29, numéro 3, p. 215-263.

Seed, H. B. (1982). EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF EARTH DAMS. Dans *Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering*. A. A. Balkema, Bangkok, Thail, p. 41-60.

Seed, H., B., Idriss, I. M. (1970), *Soil modilu and Damping factors for Dynamic Reponse Analysis*, Research Report No EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely

Seed, H. B. (1979) Consideration in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams, Géotechnique, London, England, 29(3), 215-263

Sherard, J. L. (1967) Earthquake considerations in earth dam design, Journal of soil mechanics, ASCE, 93, No SM4, Proceedings paper 5322, 377-401.

Sykore et Stokoe (1983) de Dobry, R. (1989) *Low-and High-Strain Cyclic Soil Material Properties*, NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Property and Site Characterization for Earthquake Resistant Design and Analysis, Palo Alto, Nov. 9-10

Stark, T. D. (1998) Short course entitled – Static and seismic slope stability for waste contained facilities, Presented to Fondatec, Division de Soprin ADS, Montréal (Québec) Canada.

Plafker, G., Ericksen, G. E. et Concha, J. F. (1971). Geological aspects of the May 31, 1970, Peru earthquake. *Bulletin of the seismological society of America,* volume 61, numéro 3, p. 543-578.

Pfendler, P. (1990) Résistance cyclique après précisaillement statique non drainé d'une argile de l'est du Canada, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 278p.

Taylor, D. W. (1937) Stability of earth slopes", Boston Society of Civil Engineers – Journal , vol. 24, no. 3, pp. 197-246.

Taylor, D.W. (1947) Fundamentals of Soil Mechanics

Terzaghi, K. (1950) Mechanisms of landslides, Engineering Geology (Berkey) Volume, Geological Society of America, Colorado, P. 83-123.

Track, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S., and Roy, M. 1980. A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. Canadian Geotechnical Journal, 17: 526-544.

U.S. Geological Survey (November 01, 2012 2012). Historic Earthquakes. Dans *Earthquake Hazards Program.* http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/events/1965_04_29.php (page consultée le 12/01 2012).

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response ". Journal of Geotechnical Engineering , ASCE, vol. 117, no. GT1, pp. 89-107

Wieczorek, G.F., Wilson, R.C., Harp, E.L., (1985) Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. U.S. Geological Survey Miscellaneous Investigations Map I-1257-E, scale 1:62,500.

Wu, X. Y., Law, K. T., Selvadural, A. P. S. (1991) An examination of the pseudo-static limit equilibrium method for dynamic stability analysis of slopes, Proc. 44th Canadian Geotechnical Conference, Calgary, p. 1961-1968.

Yedian, M.K., Marciano, E.A., and Ghahraman, V.G. (1991) Earthquake induced permanent deformation: probabilitic approach, Journal of Geotechnical Engineering, 117, 35-50

Yokota, K . Imai ,T . et Tonouchi, K (1982) Geotechnical and geophysical methods for evaluating dynamic soil properties at various sites in Japan. Third lnternational Earthquake Microzonation Conference Proceeding, Seattle, WA, vol. 11, pp. 1 129- 1 144.

Annexe A

ANALYSE STATIQUE
[PENTE 1,75H :1V]

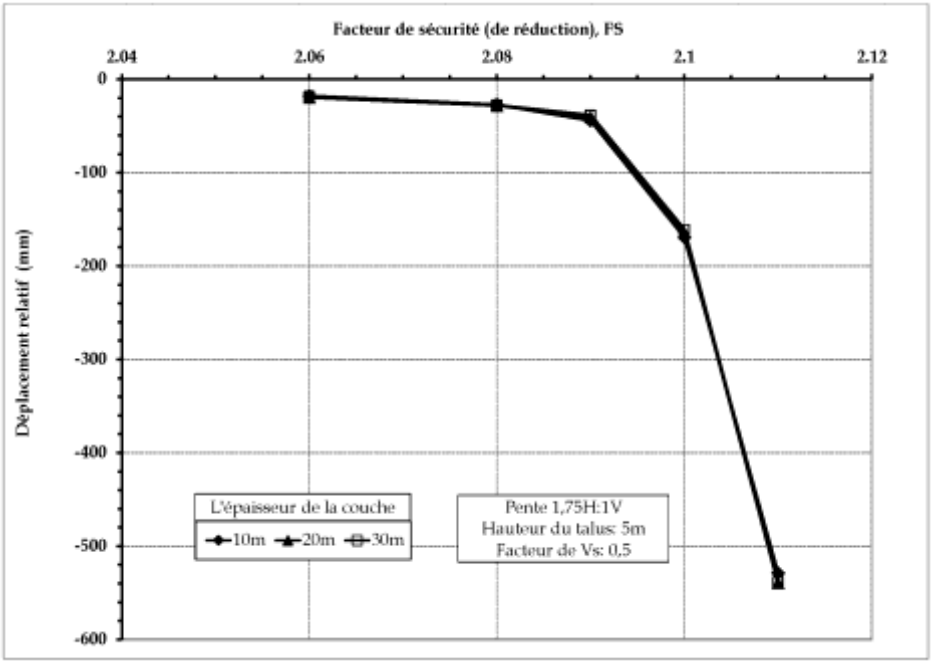


Figure A-01 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=0,5].

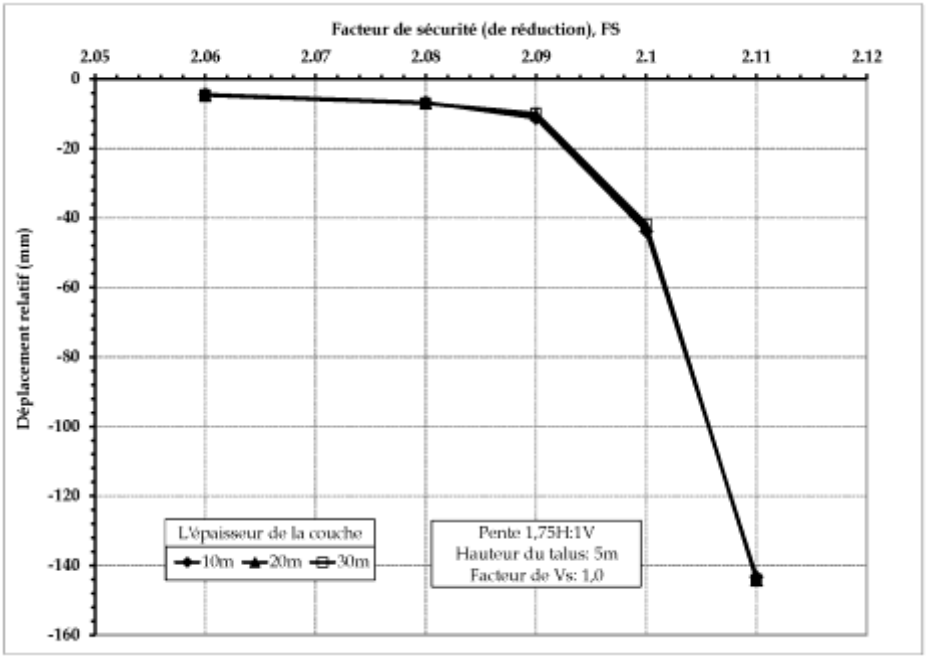


Figure A-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,0].

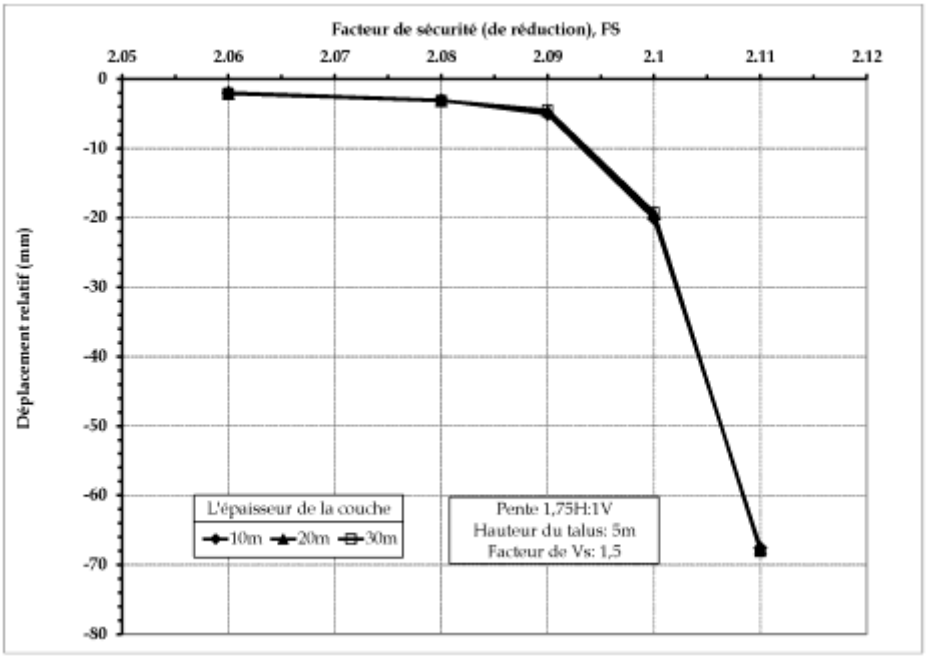


Figure A-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,5].

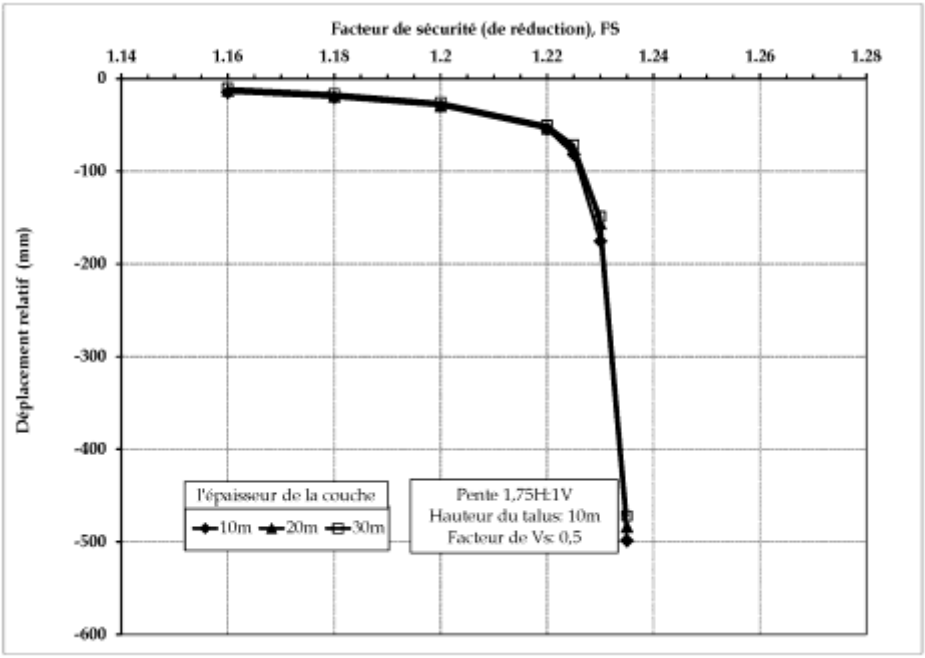


Figure A-4 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=0,5].

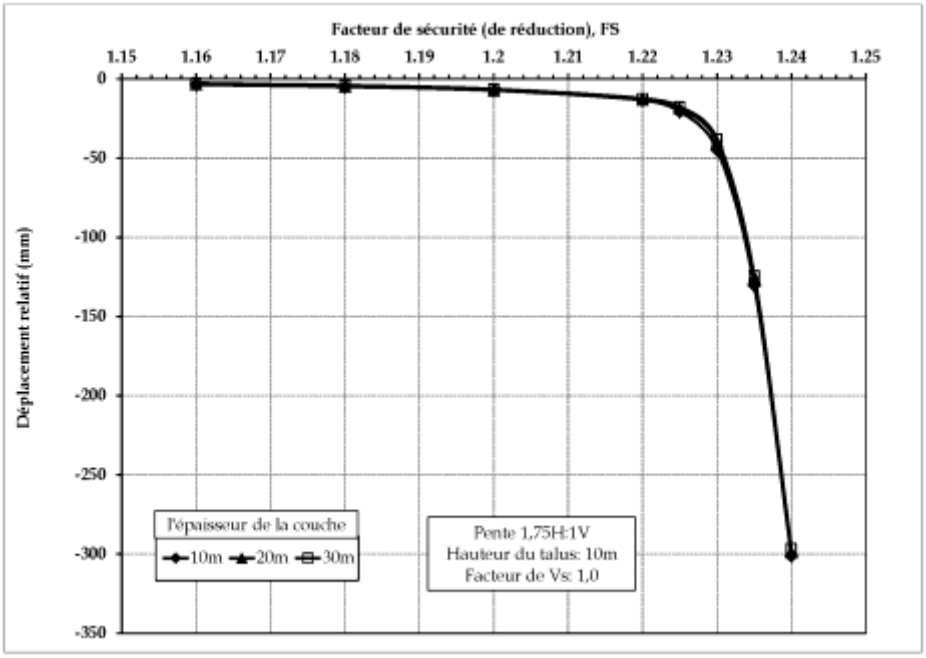


Figure A-5 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,0].

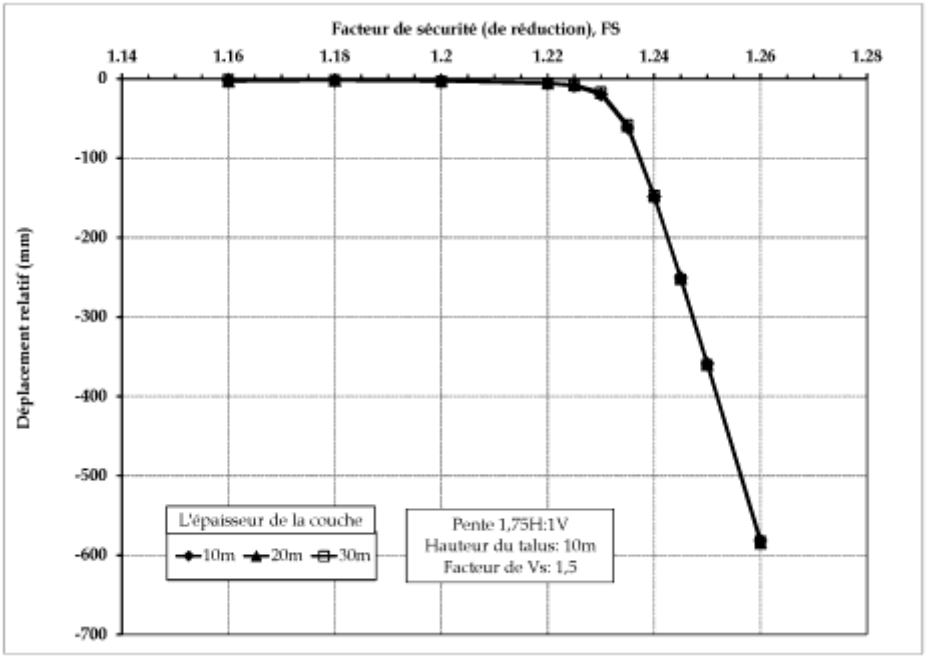


Figure A-6 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,5].

Annexe B

ANALYSE STATIQUE
[PENTE 3H :1V]

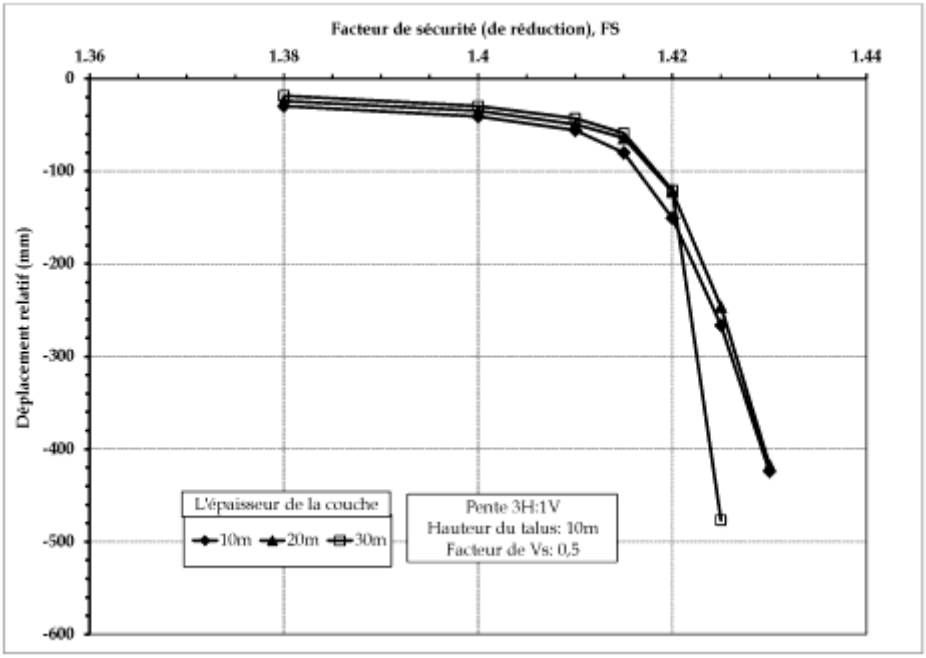


Figure B-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=0,5].

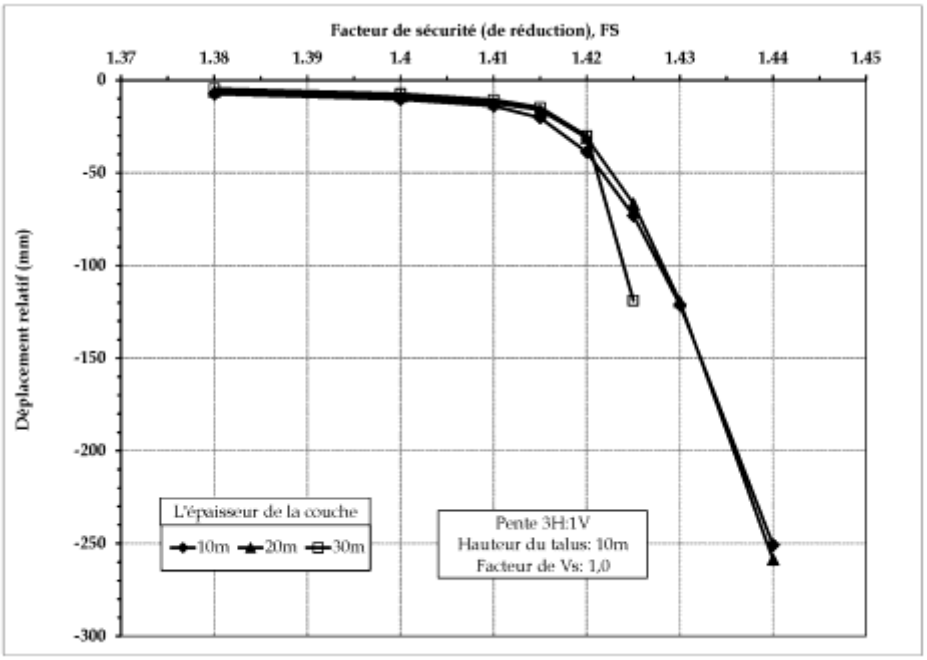


Figure B-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,0].

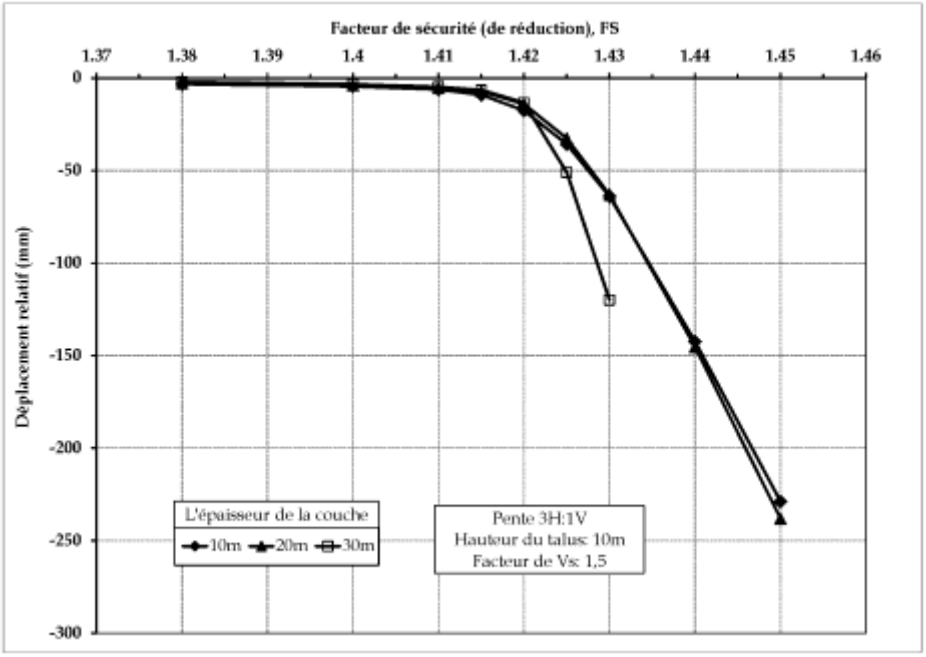


Figure B-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,5].

Annexe C

ANALYSE STATIQUE
[PENTE 6H :1V]

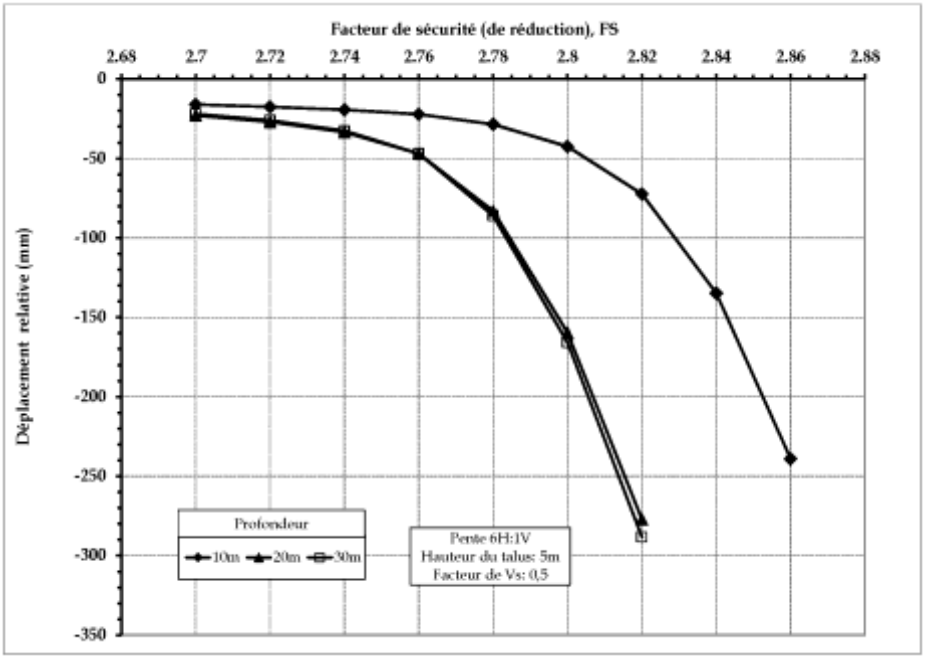


Figure C-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=0,5].

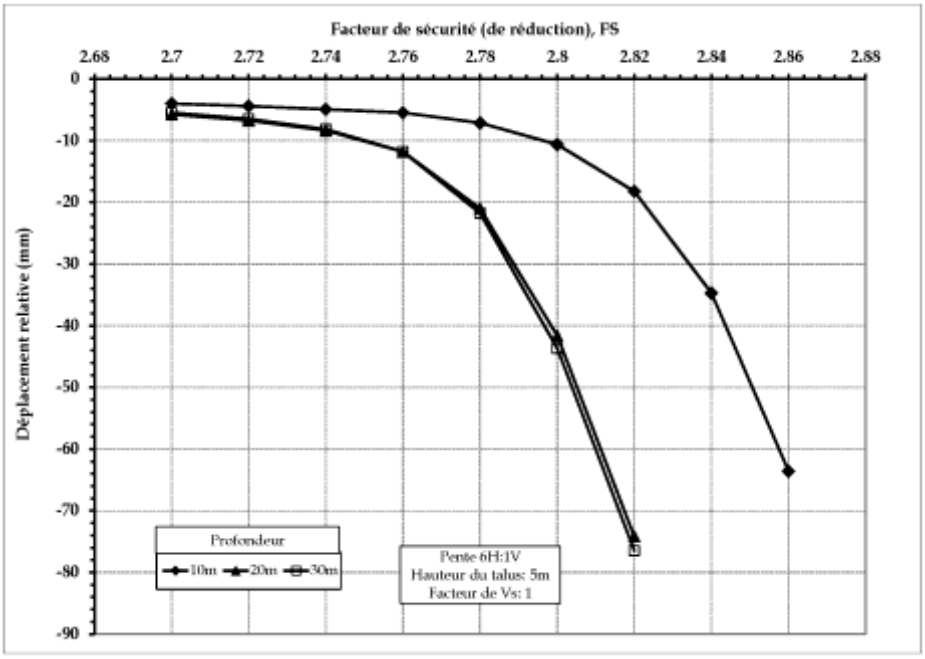


Figure C-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,0].

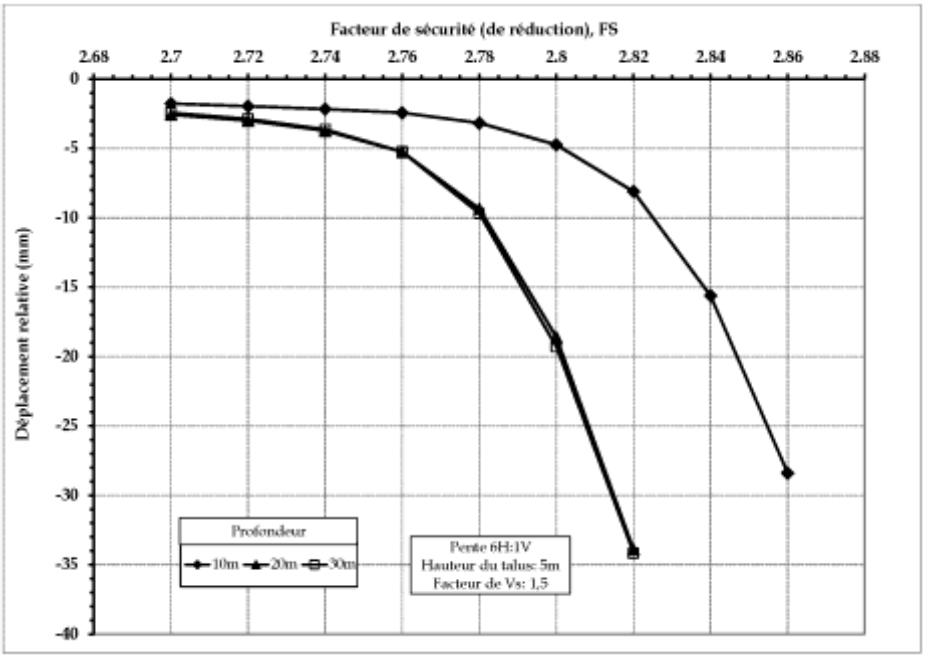


Figure C-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,5].

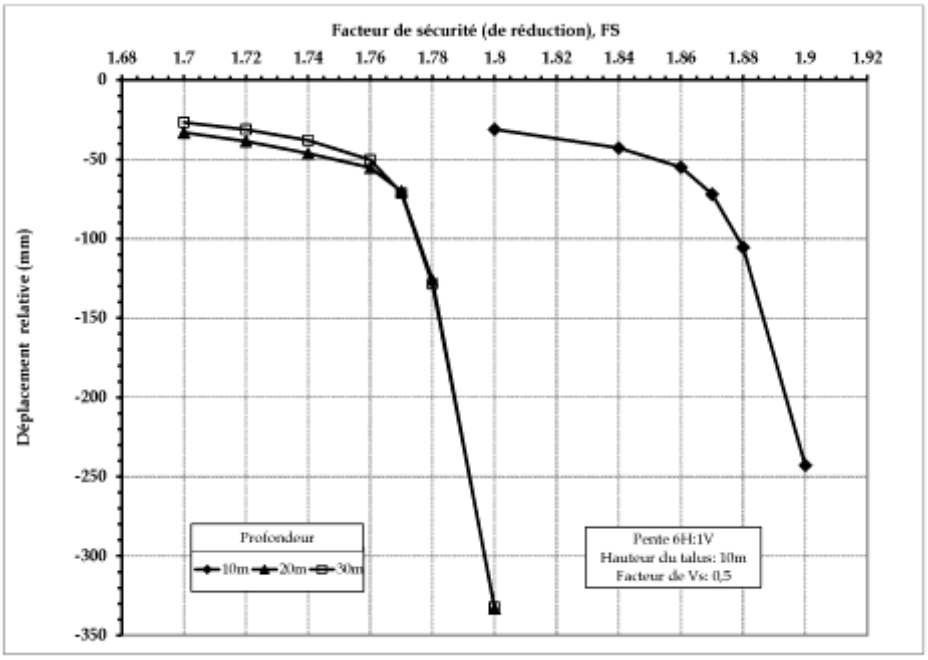


Figure C-4 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=0,5].

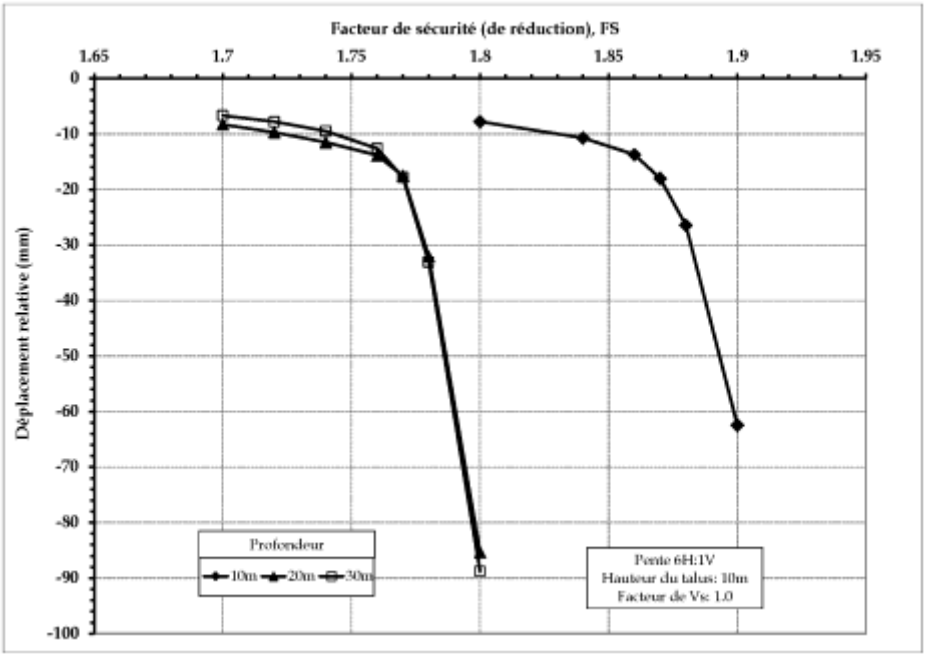


Figure C-5 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,0].

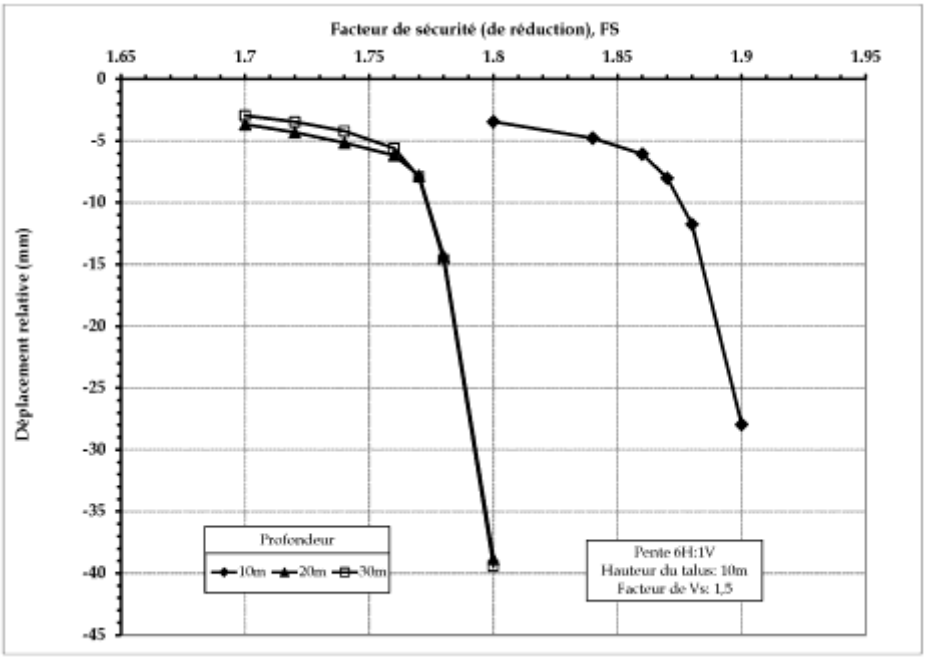


Figure C-6 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10m, Facteur de Vs=1,5].

Annexe D

ANALYSE DYNAMIQUE
[PENTE 1,75H :1V]

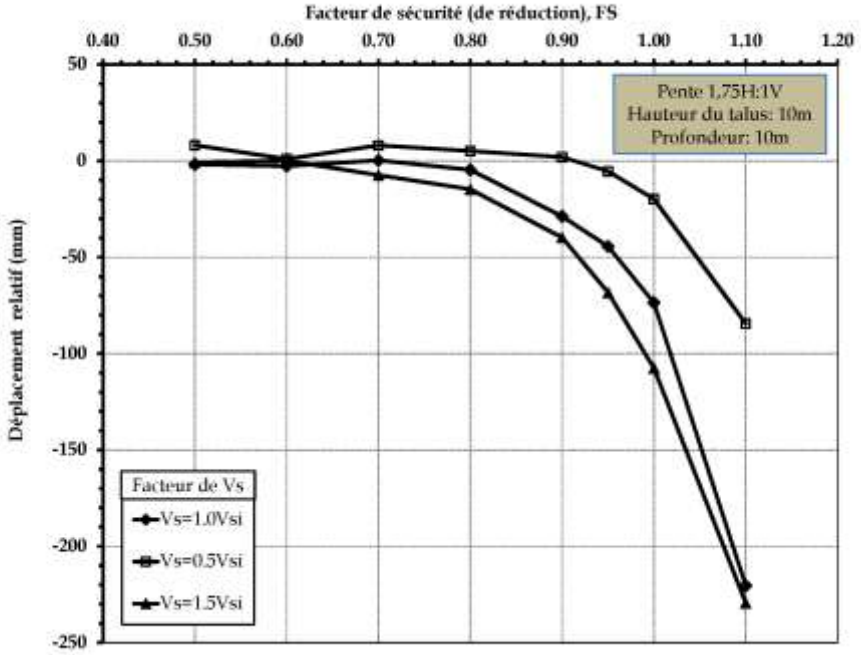


Figure D-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10 m, Facteur de V_s=0,5, 1 et 1,5].

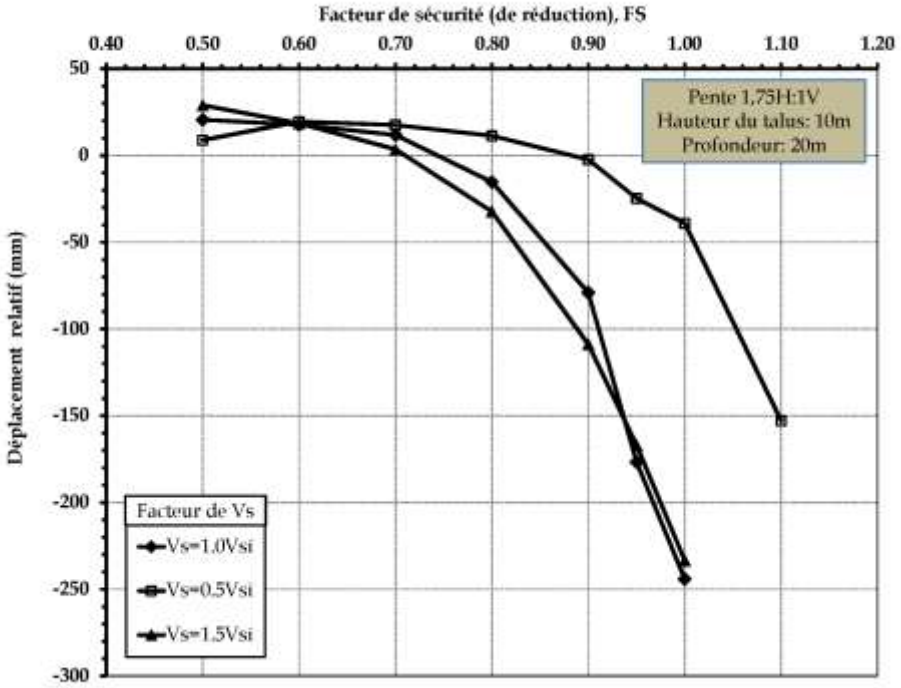


Figure D-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=20 m, Facteur de Vs=0,50, 1 et 1,5].

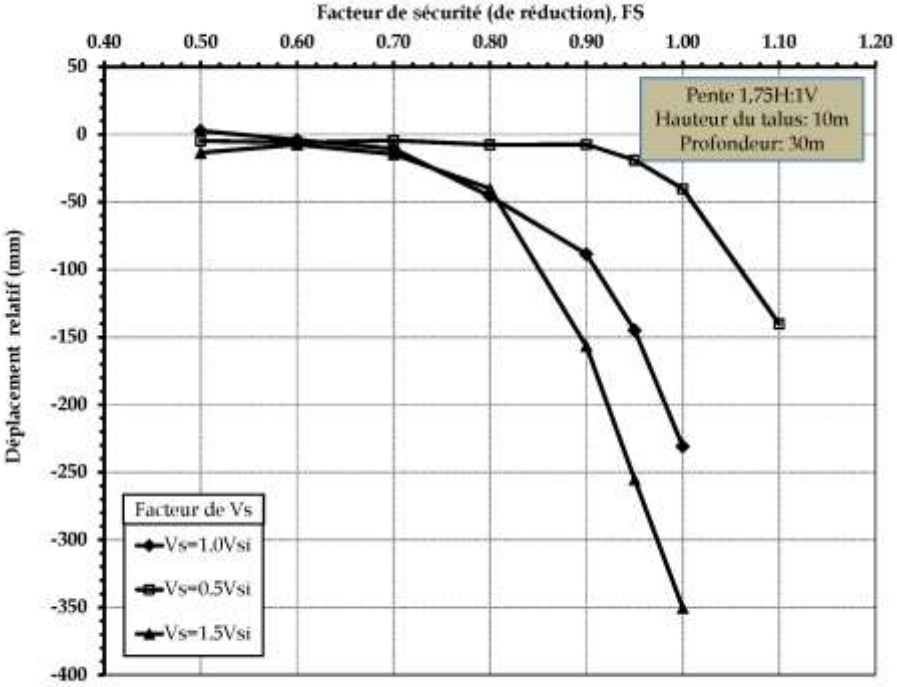


Figure D-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=30m, Facteur de Vs=0,5, 1 et 1,5].

Annexe E

ANALYSE DYNAMIQUE [PENTE 3H :1V]

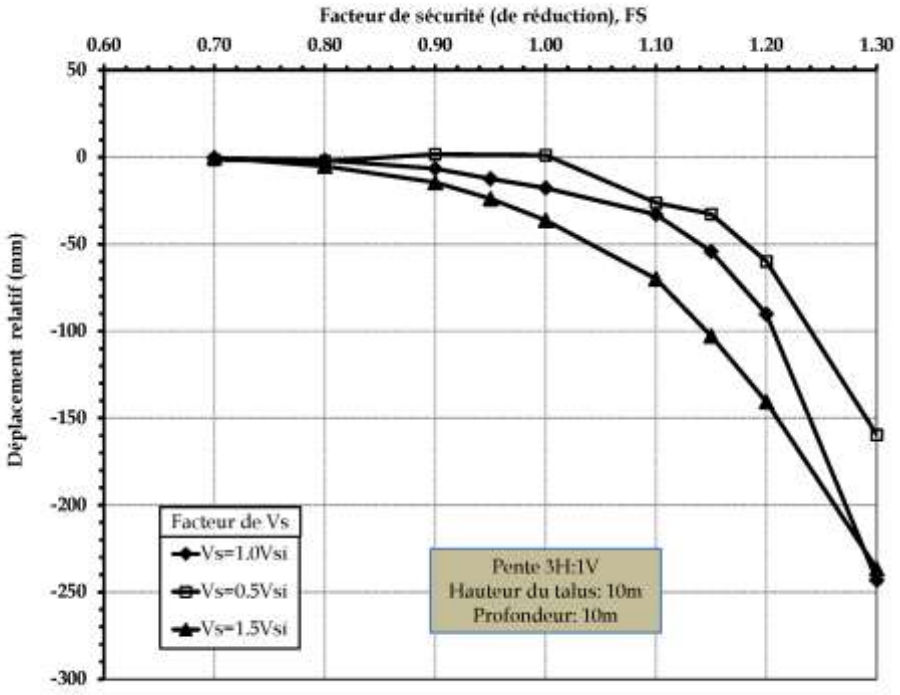


Figure E-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10 m, Facteur de Vs=0,5, 1 et 1,5].

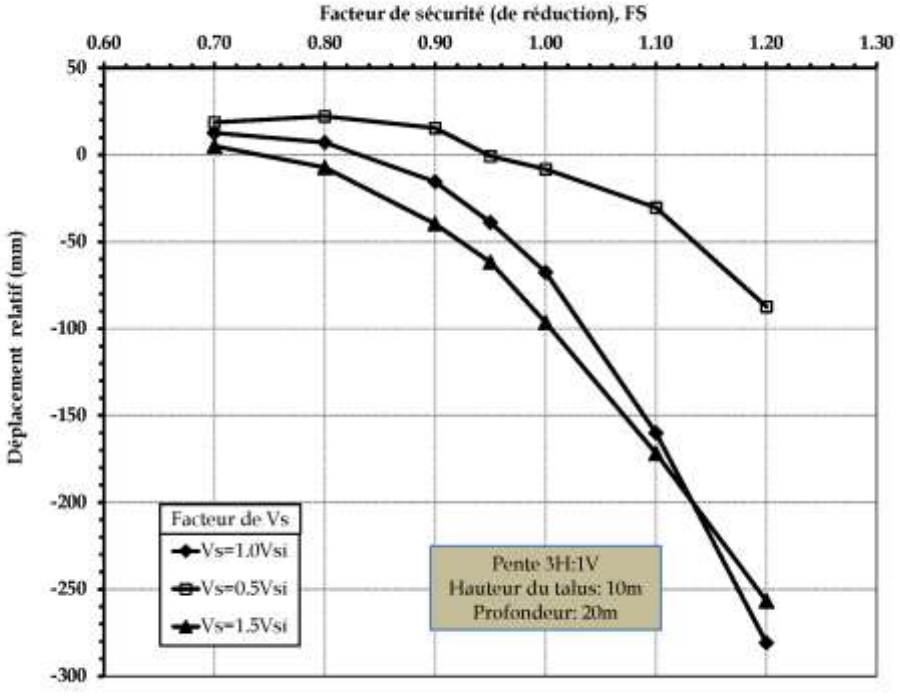


Figure E-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10 m, Facteur de V_s=0,5, 1 et 1,5].

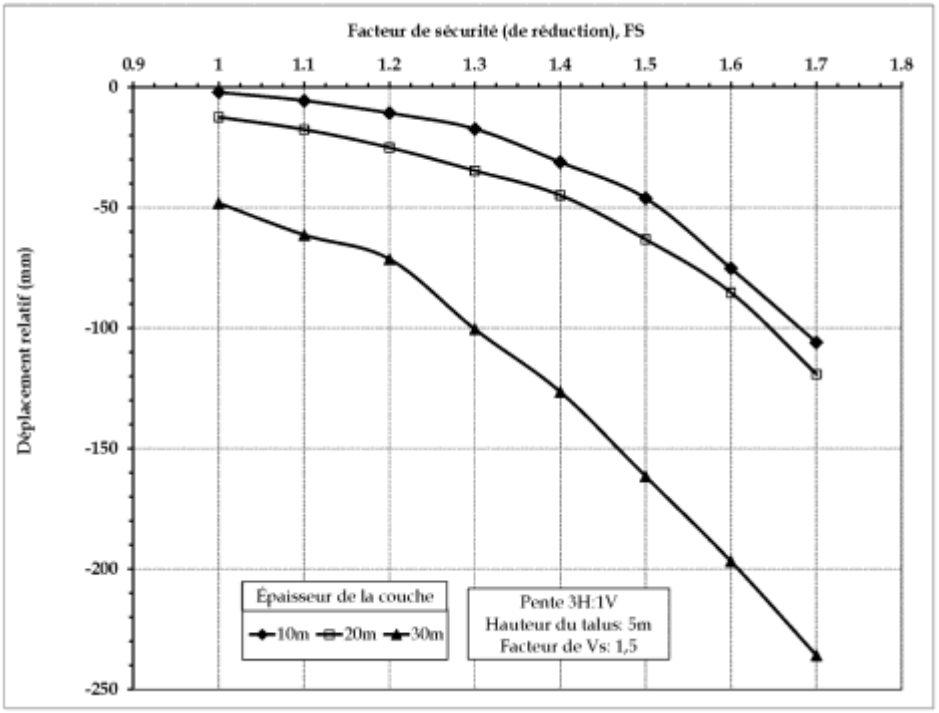


Figure E-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,5].

Annexe F

ANALYSE DYNAMIQUE
[PENTE 6H :1V]

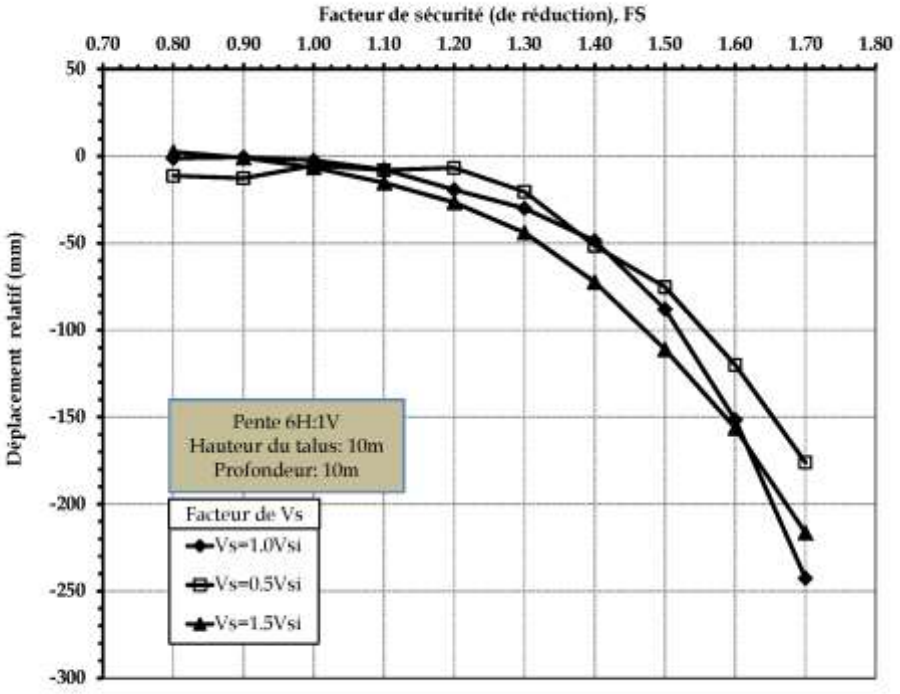


Figure F-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=10 m, Facteur de Vs=0,5, 1 et 1,5].

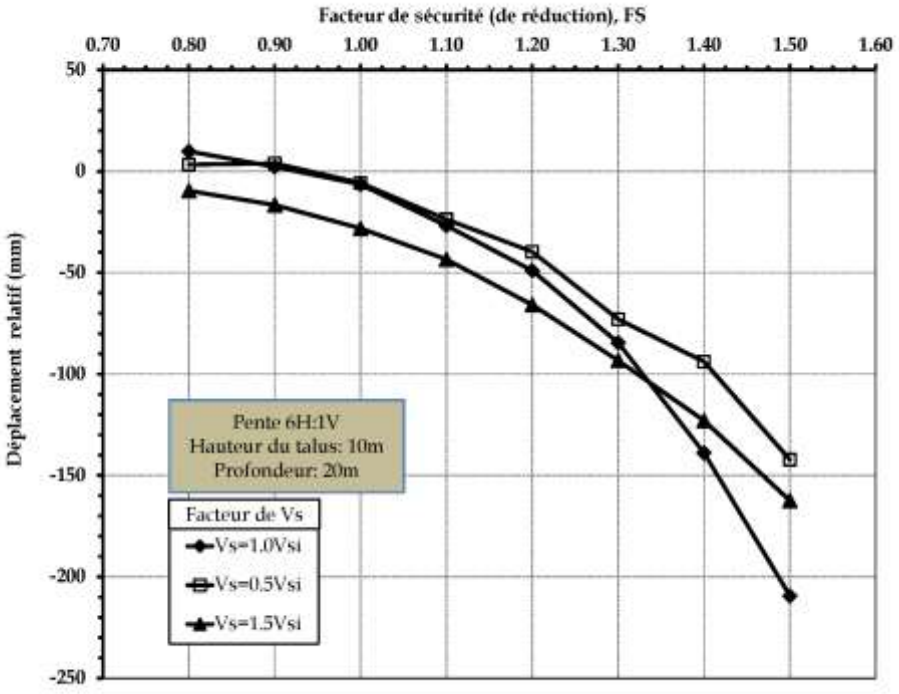


Figure F-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,0].

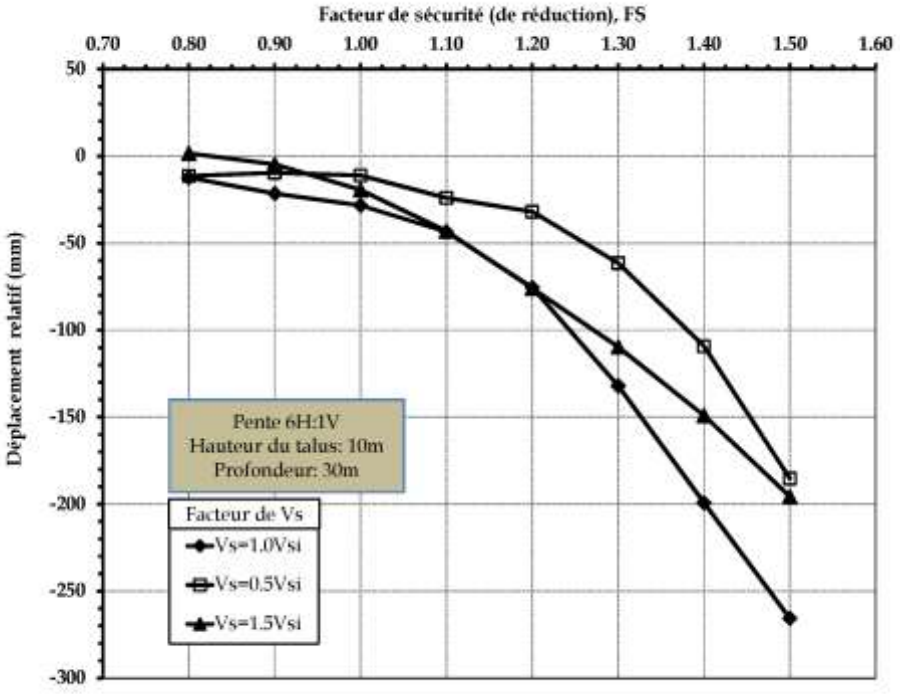


Figure F-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction [Hauteur du talus=5m, Facteur de Vs=1,5].

Annexe G

ANALYSE DYNAMIQUE VS ANALYSE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE [PENTE 1,75H :1V]

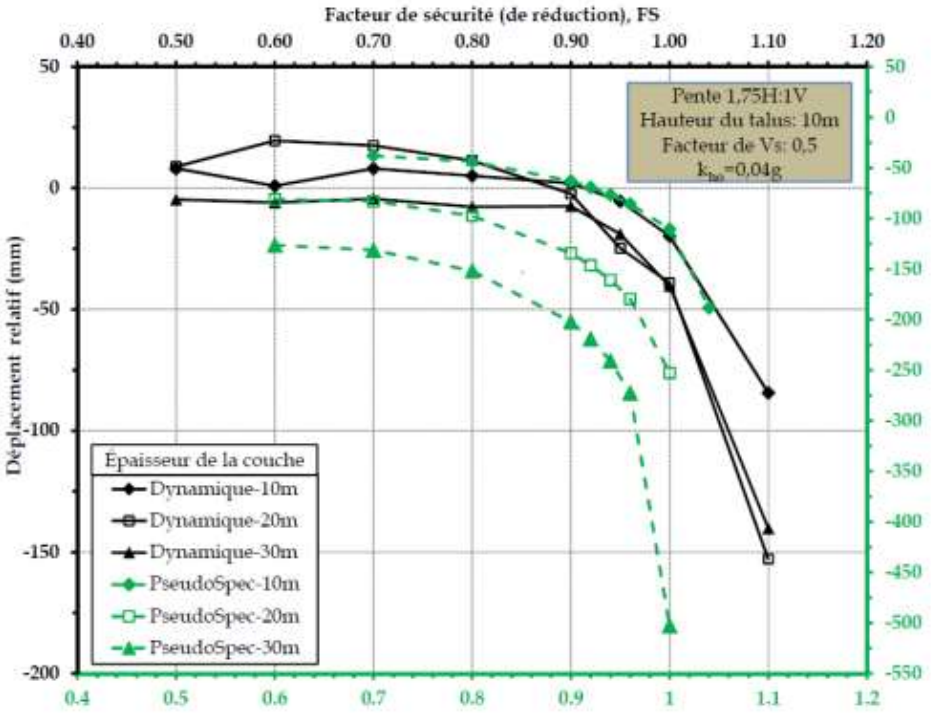


Figure G-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04 et V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

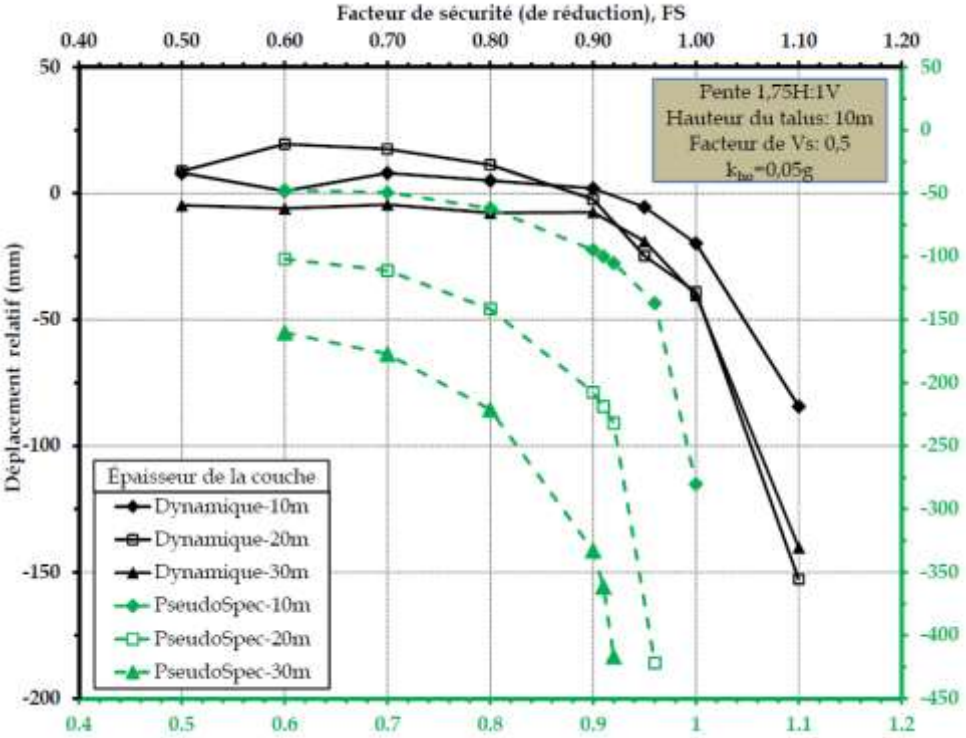


Figure G-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

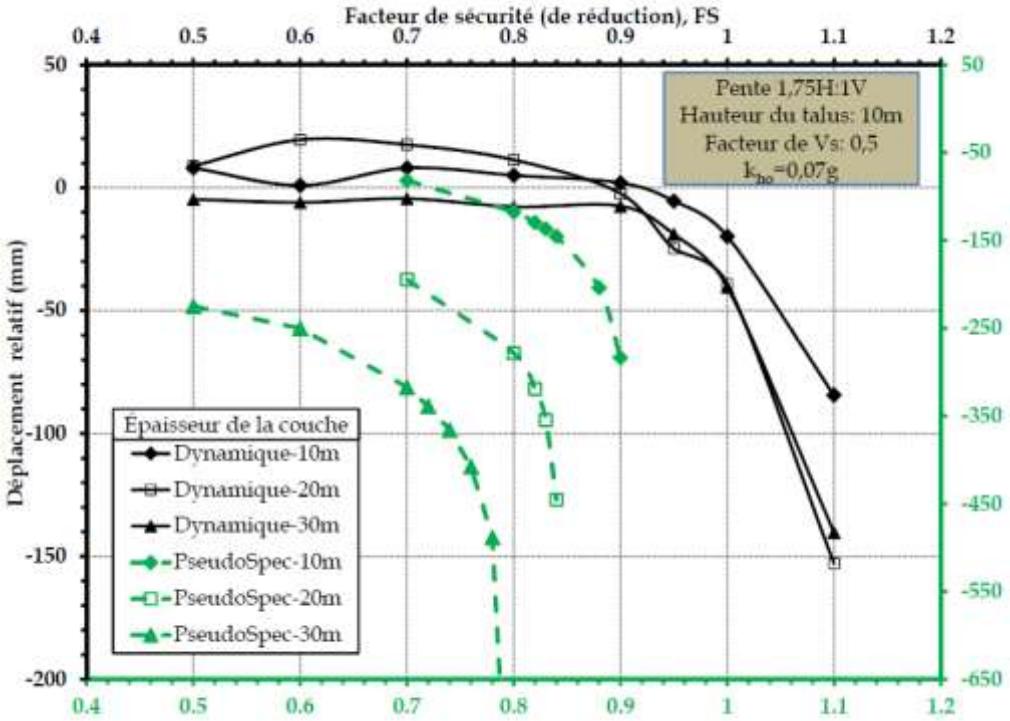


Figure G-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,07, Vs= 0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

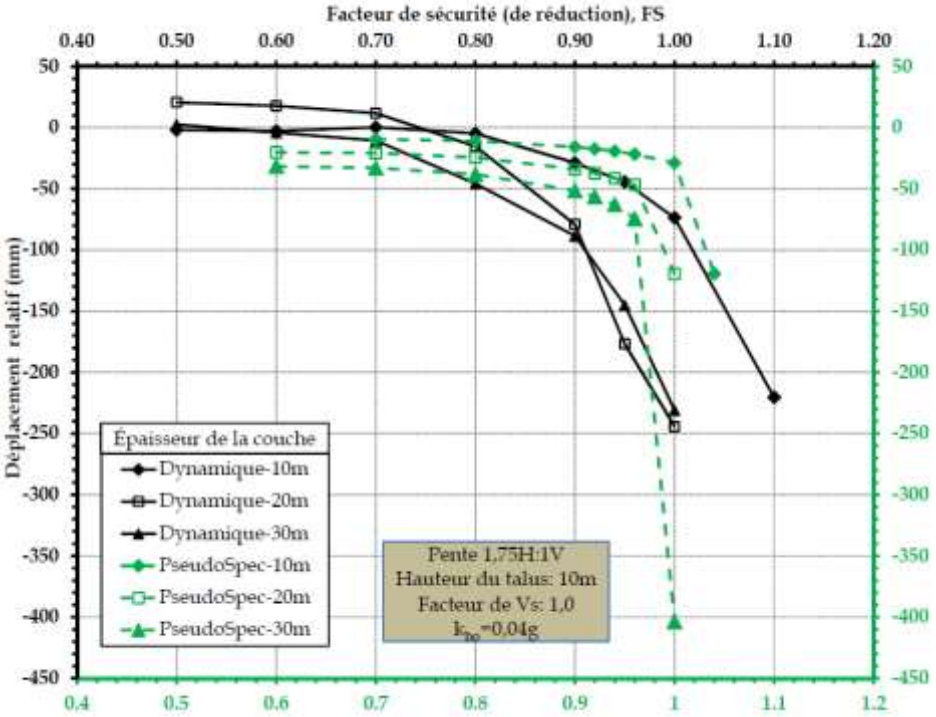


Figure G-4 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04, Vs=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

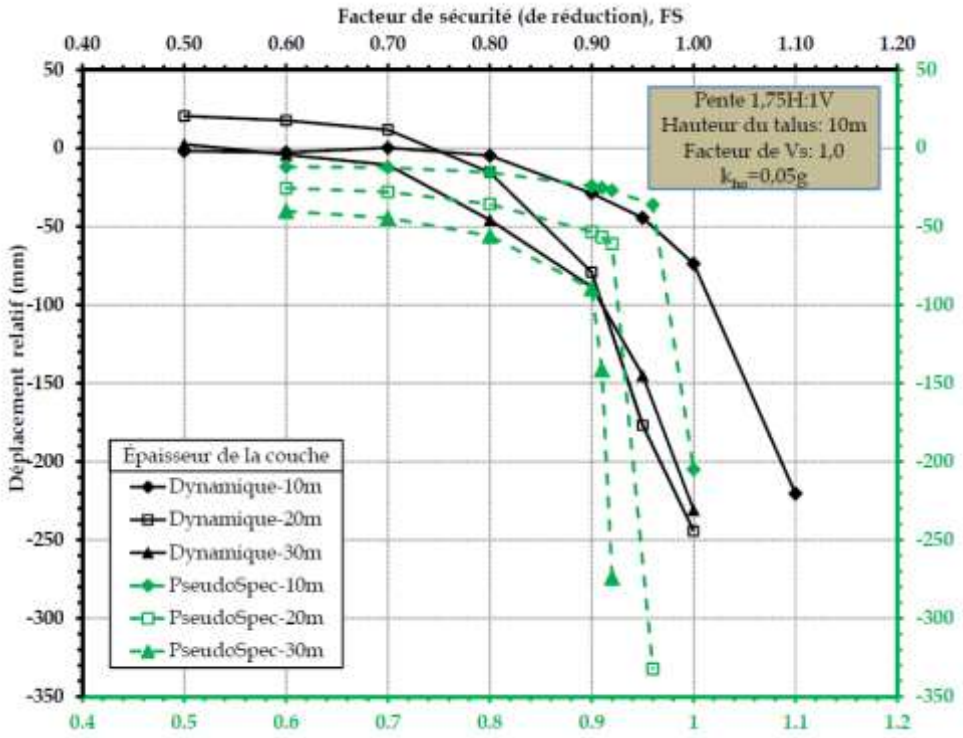


Figure G-5 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

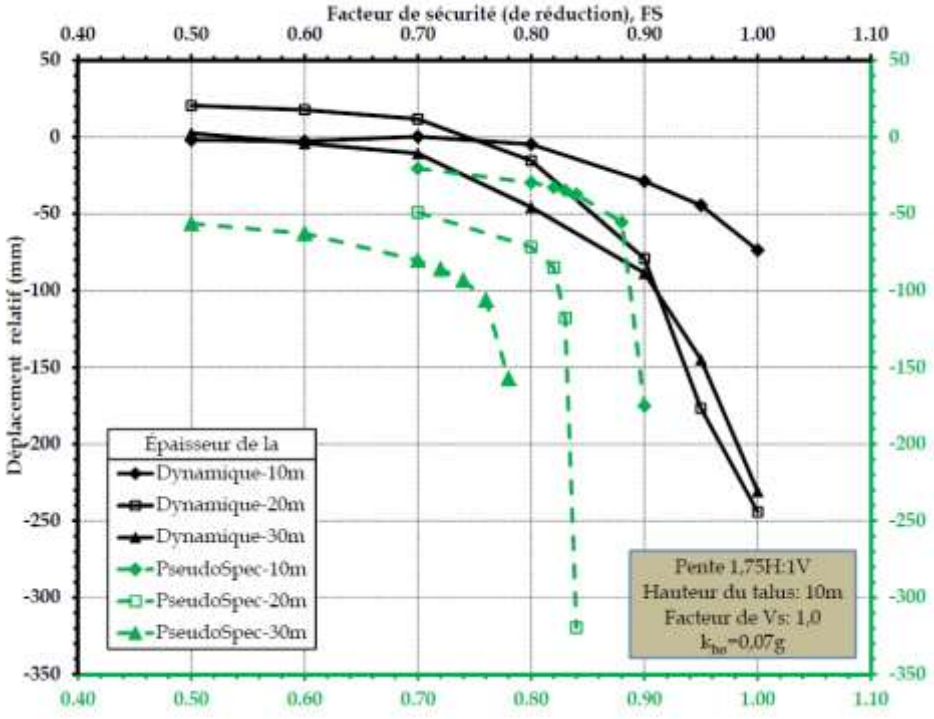


Figure G-6 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,07, V_s=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

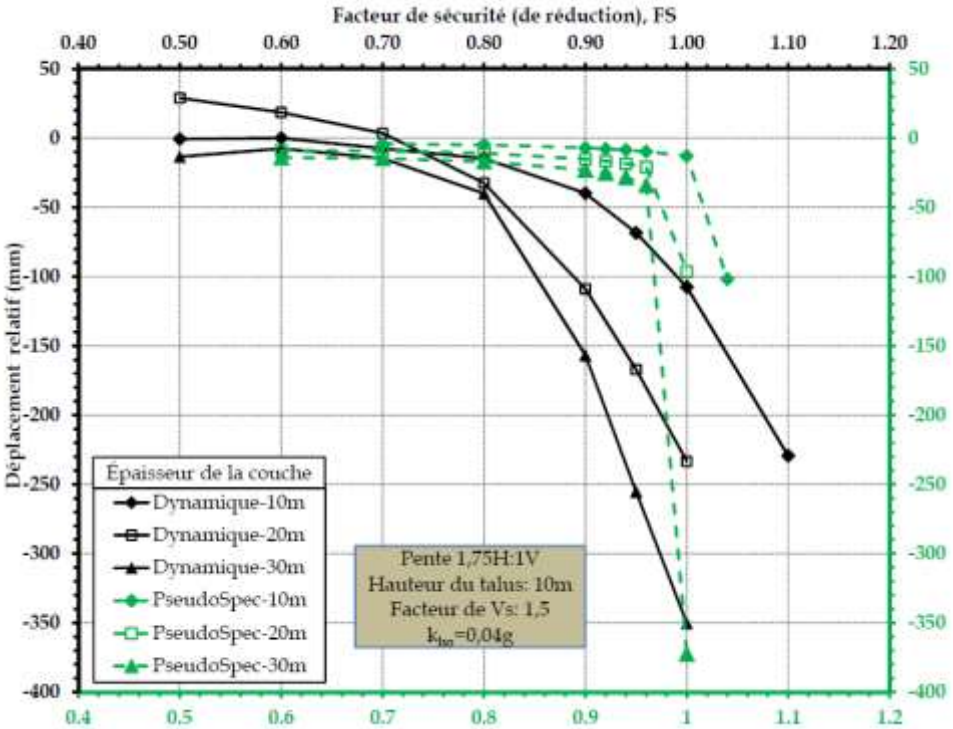


Figure G-7 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

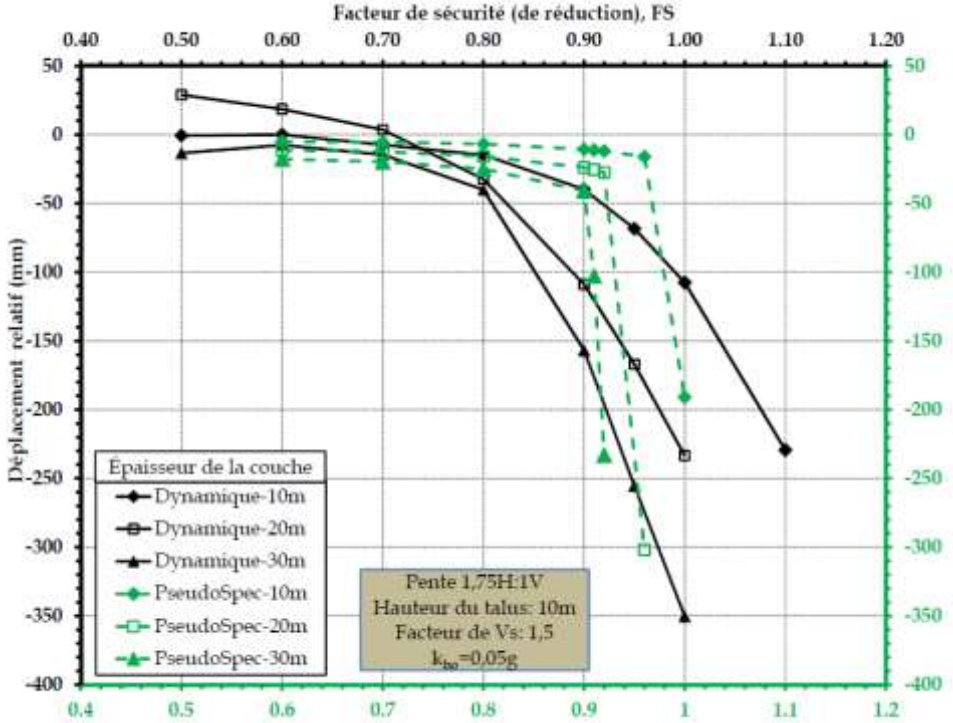


Figure G-8 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

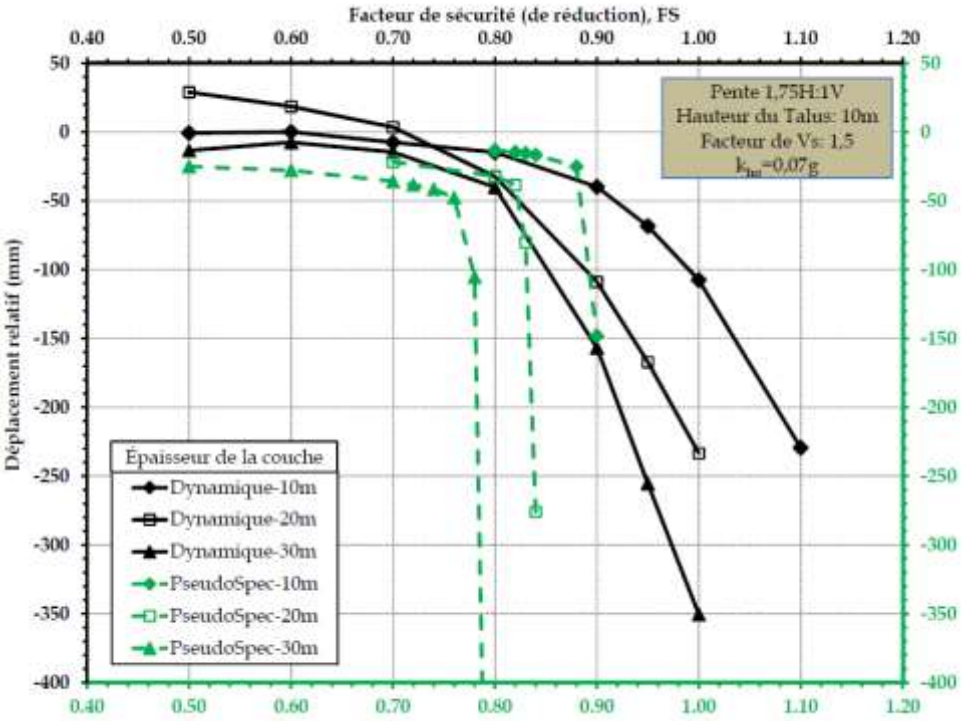


Figure G-9 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

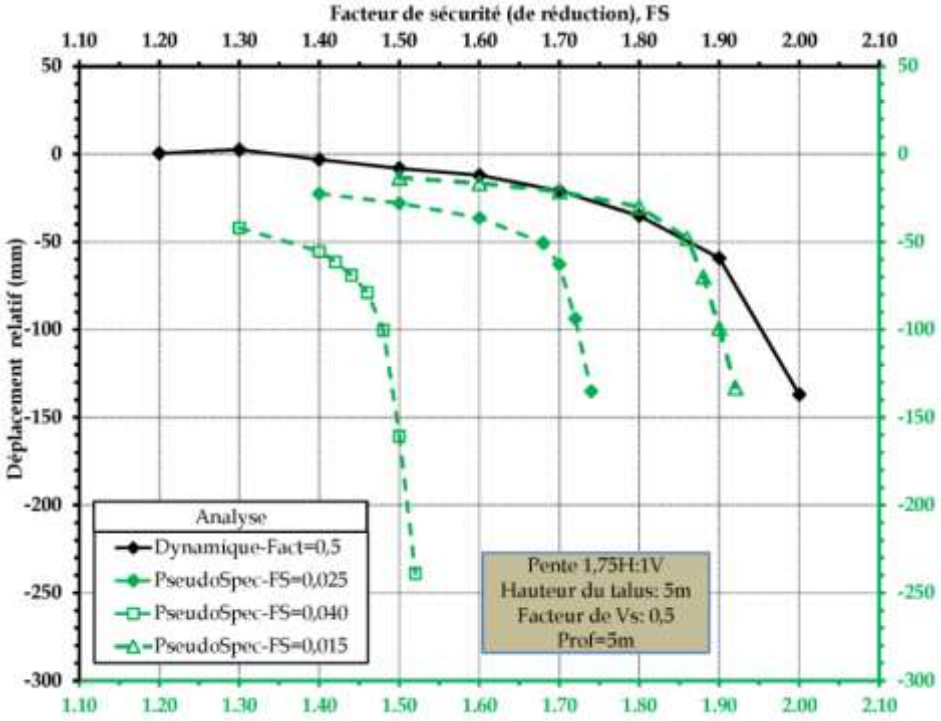


Figure G-10 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=0,5 [Hauteur du talus=5 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

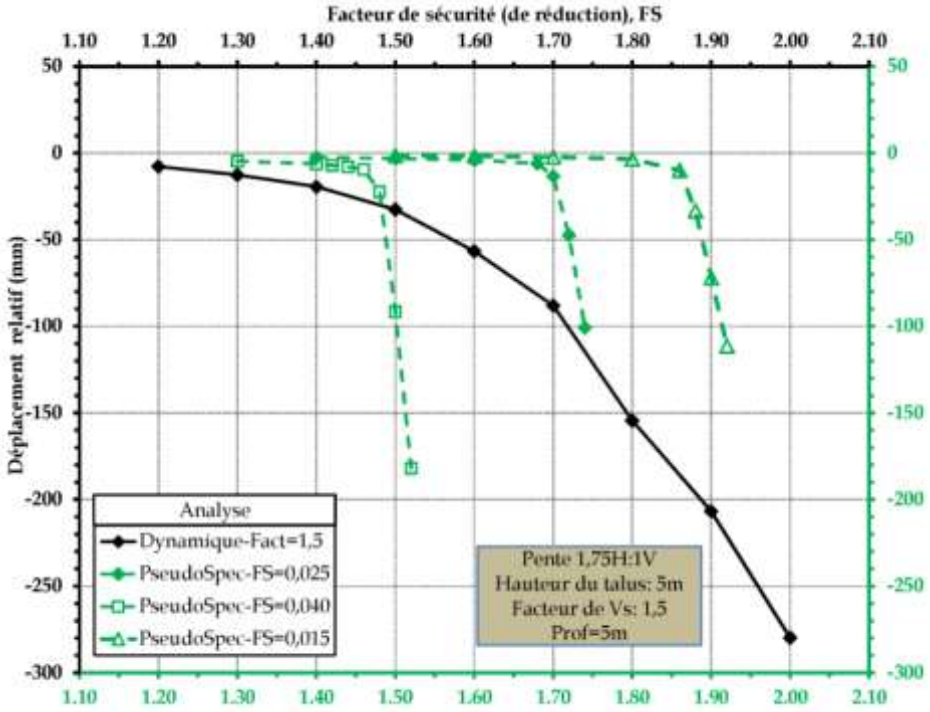


Figure G-11 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=1,5 [Hauteur du talus=5 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

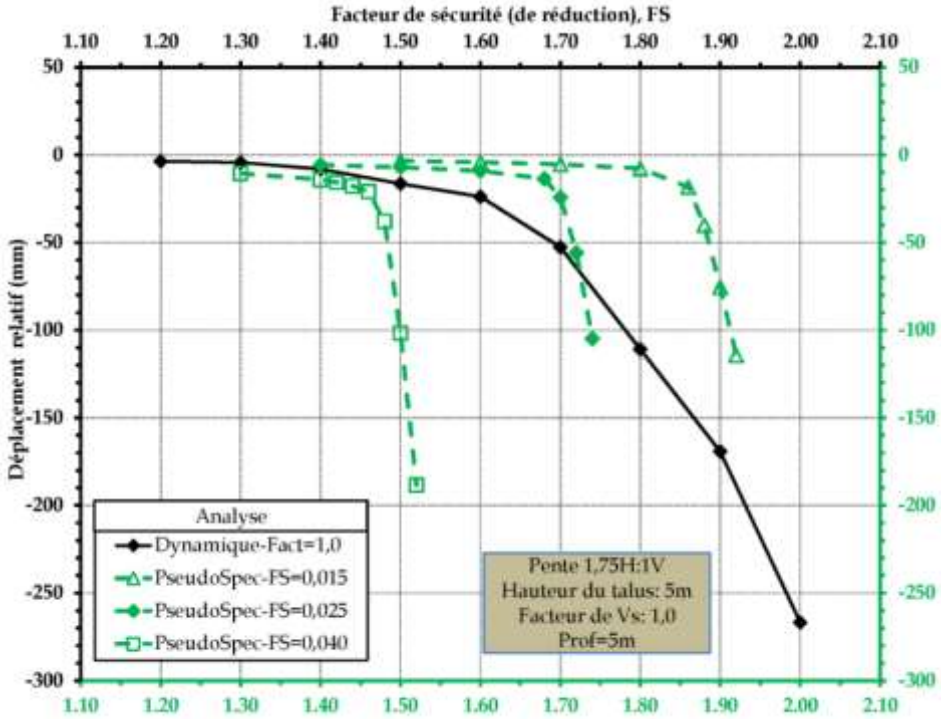


Figure G-12 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=1,0 [Hauteur du talus=5 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

Annexe H

ANALYSE DYNAMIQUE VS ANALYSE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE [PENTE 3H :1V]

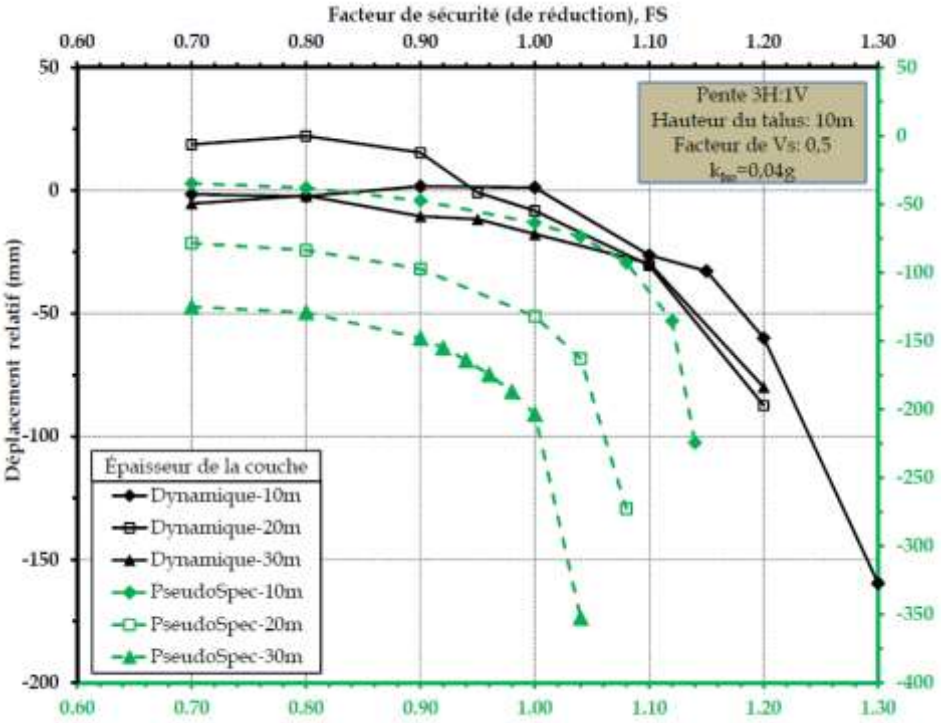


Figure H-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04, V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

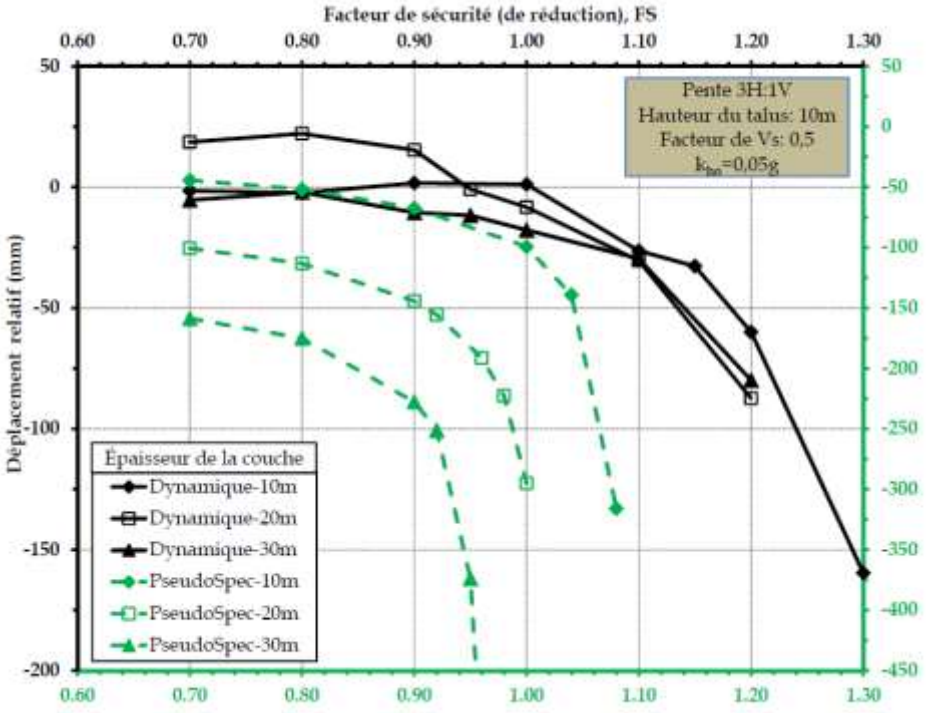


Figure H-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

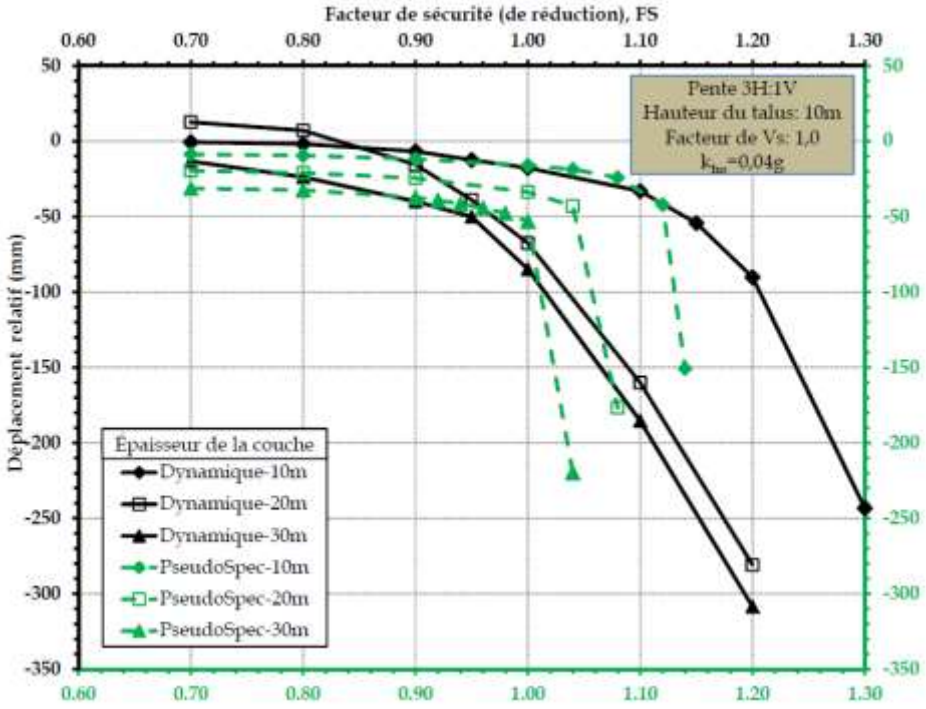


Figure H-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04, V_s=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

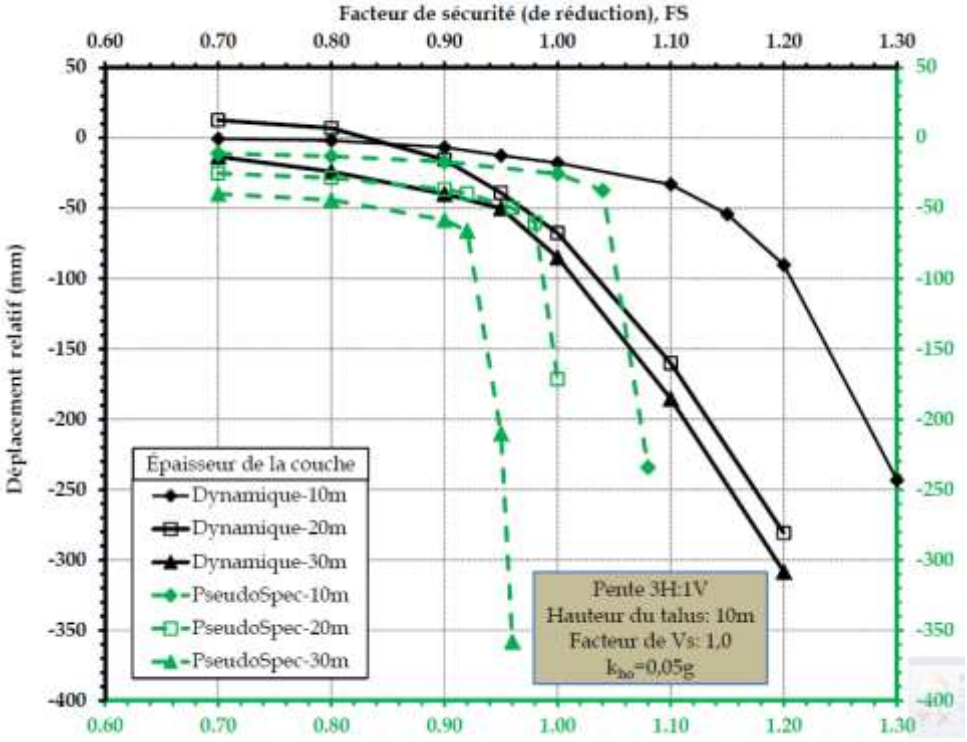


Figure H-4 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

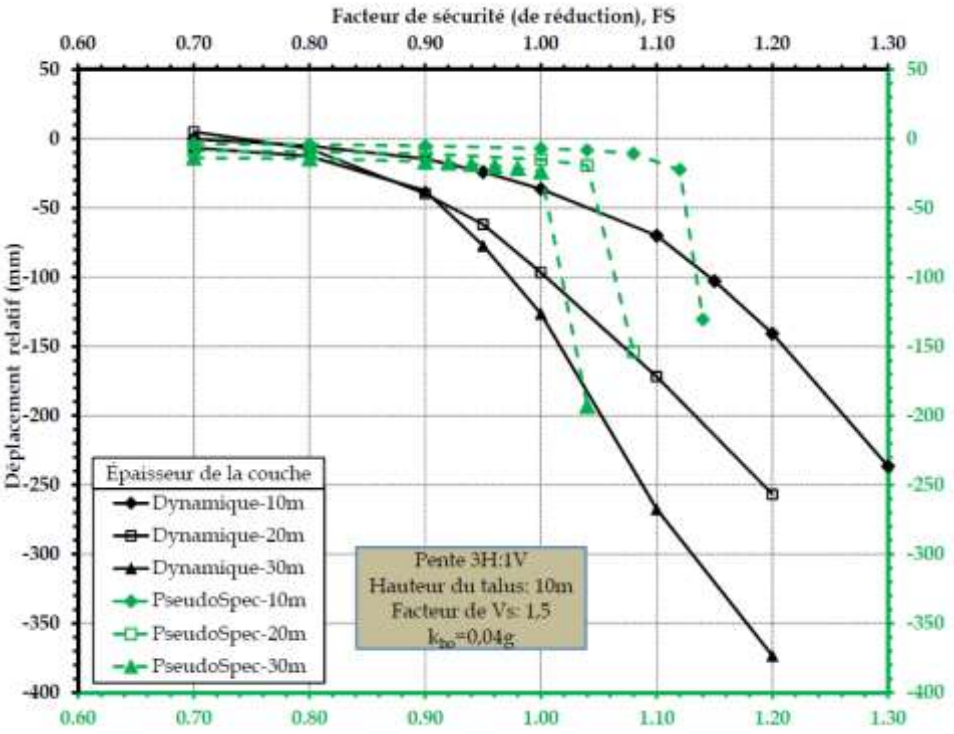


Figure H-5 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,04, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

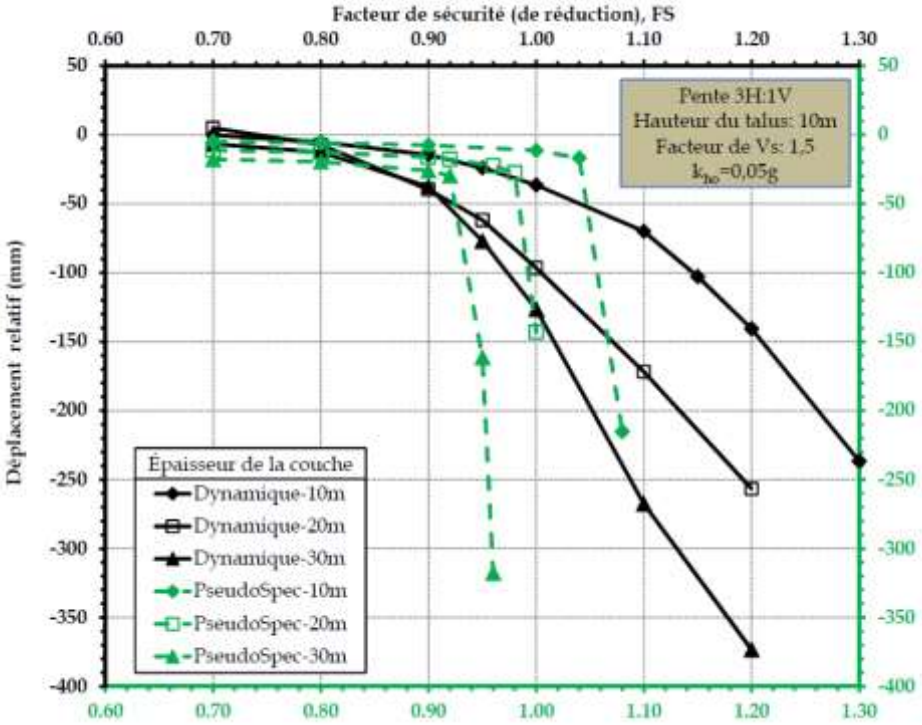


Figure H-6 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,05, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

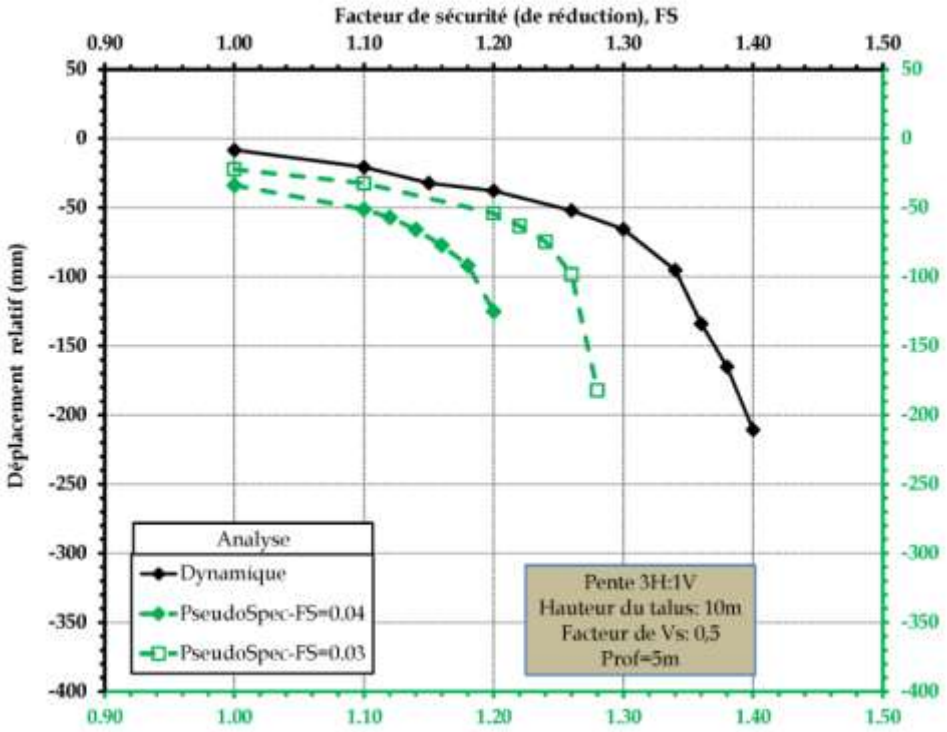


Figure H-7 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 5]

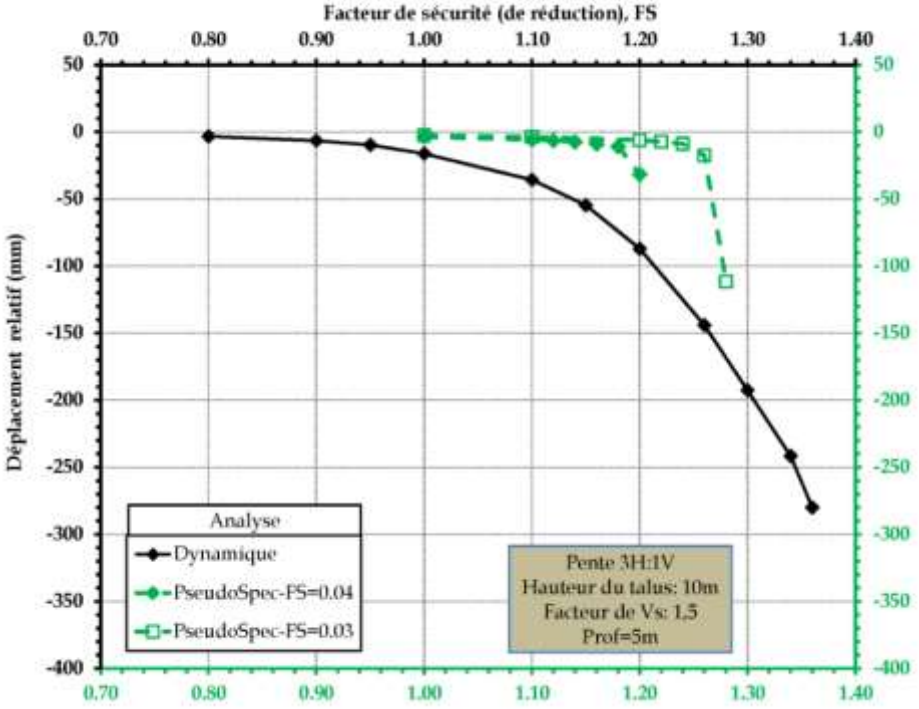


Figure H-8 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 5]

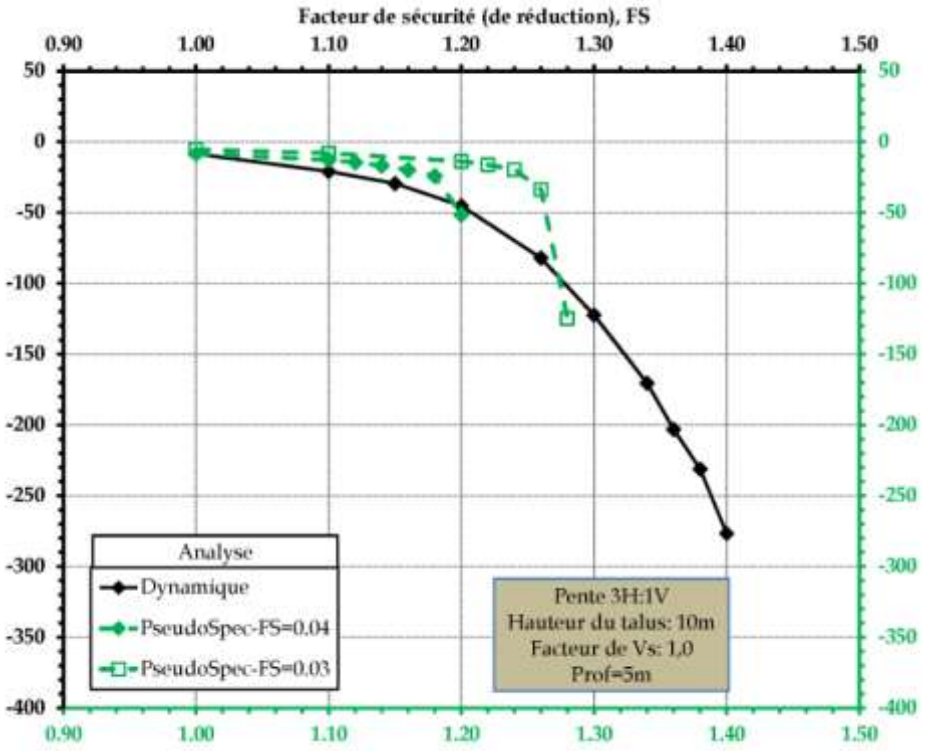


Figure H-9 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique, V_s=1,0 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 5]

Annexe I

ANALYSE DYNAMIQUE VS ANALYSE PSEUDO-STATIQUE SPECTRALE [PENTE 6H :1V]

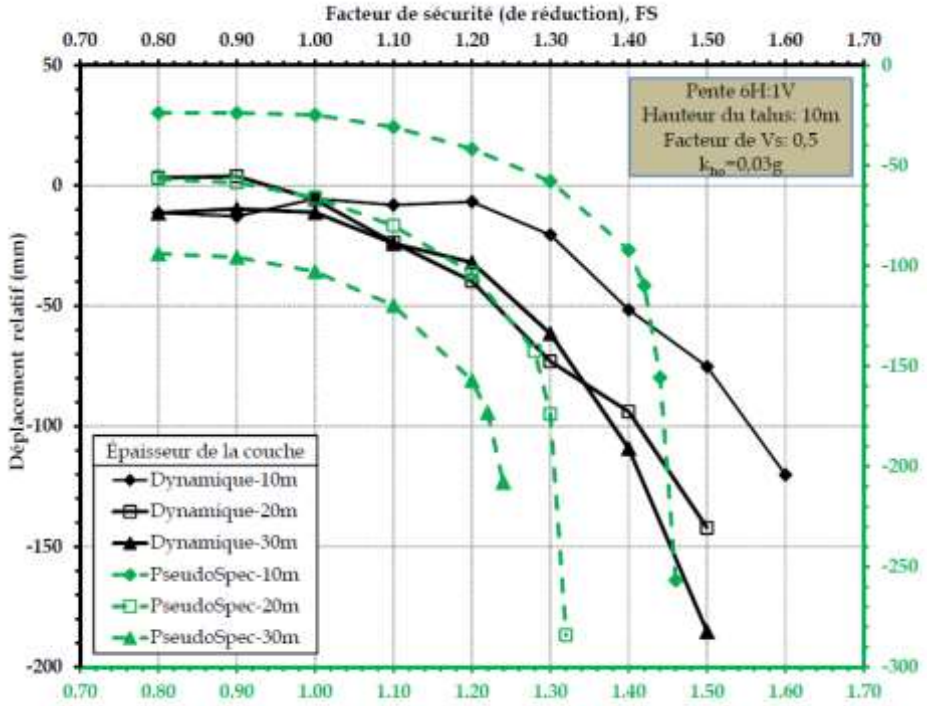


Figure I-1 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,03, V_s=0,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

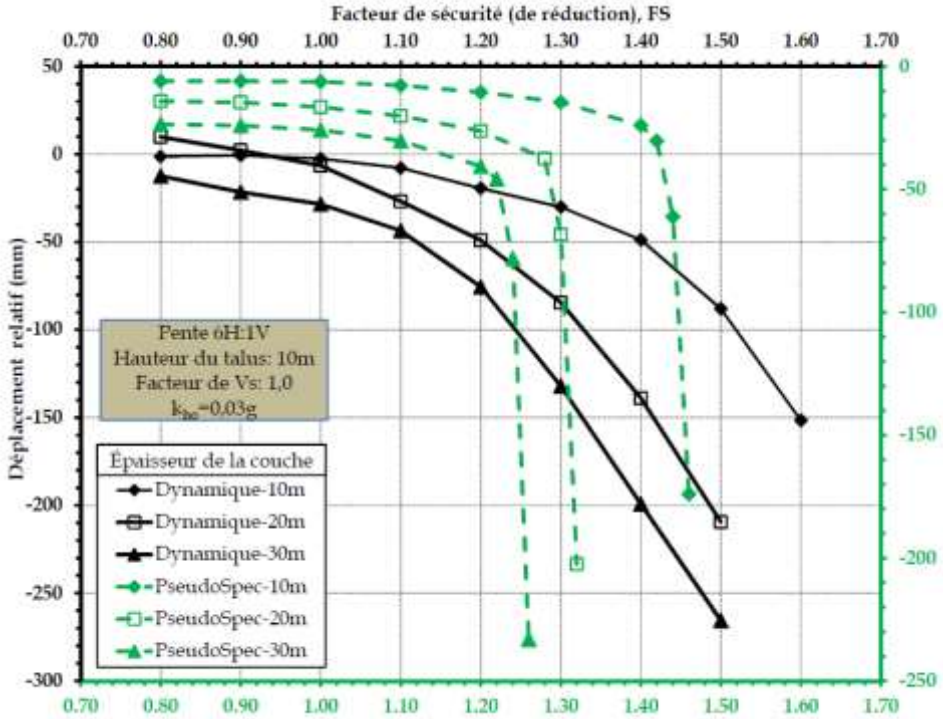


Figure I-2 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,03, V_s=1 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]

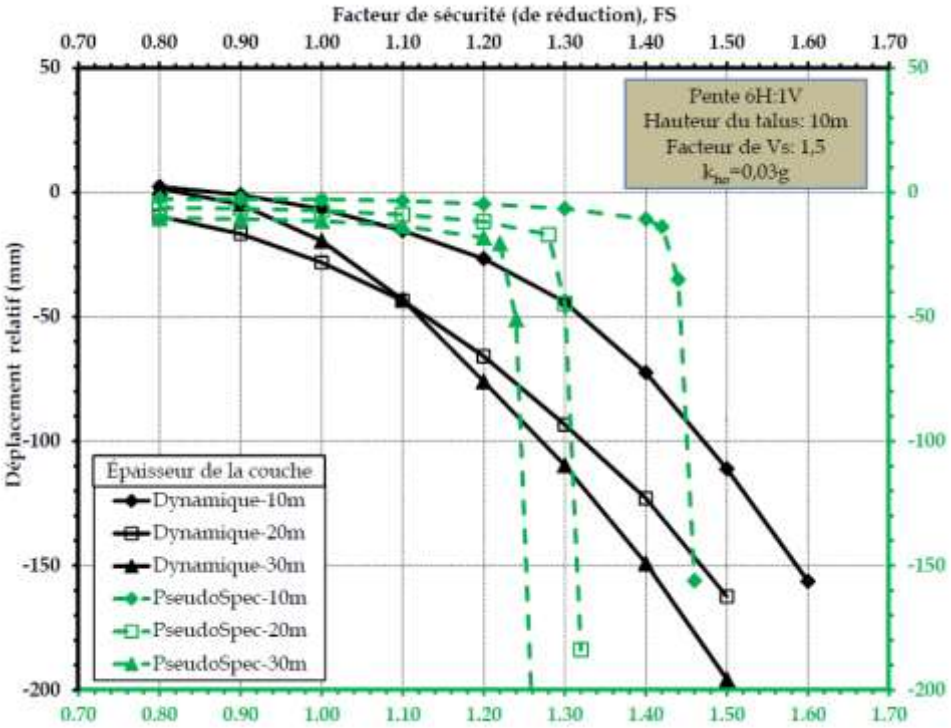


Figure I-3 Courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction dynamique et pseudo-statique k_{h0}=0,03, V_s=1,5 [Hauteur du talus=10 m, dépôt 10, 20 et 30 m]