

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER



Département de Génie Civil

Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement 'LMGCE'

THÈSE DE DOCTORAT SCIENCES

EN GENIE CIVIL

Option: **Géotechnique**

Présentée par:

Lyazid GUECHI

Magister Génie Civil, ENP

Intitulée

**COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT: Effets des pressions des terres sur
la fréquence propre**

Soutenue Publiquement, le: 16 Juin 2021 devant le jury composé de:

Président:	N. BOURAHLA	Professeur	(E.N.P.Alger)
Directeur de Thèse:	S. BELKACEMI	Professeur	(E.N.P.Alger)
Rapporteur	A. BALI	Professeur	(E.N.P.Alger)
Examineurs:	R. BAHAR	Professeur	(U.S.T.H.B)
	A. AHMED CHAOUCH	Maître de Conférences A	(U.S.T.H.B)
	K. SENDJAK	Maître de Conférences A	(UMBB Boumerdes)
Invité :	B.K. BENAZZOUZ	Maître de Conférences A	(E.N.P.Alger)

ENP 2021

École Nationale Polytechnique- 10, Avenue des Frères OUDEK ,Hassen Badi- B.P. 182- 16200 El
Harrach- Alger / Algérie
www.enp.dz

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER



Département de Génie Civil
Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement 'LMGCE'

THÈSE DE DOCTORAT SCIENCES

EN GENIE CIVIL

Option: **Géotechnique**

Intitulée

**COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT: Effets des pressions des terres sur
la fréquence propre**

Lyazid GUECHI

Sous la direction de Mr **Smain. BELKACEMI** Professeur
Présentée et Soutenue Publiquement, le:16 Juin 2021

Composition du jury:

Président:	N. BOURAHLA	Professeur	(E.N.P.Alger)
Directeur de Thèse:	S. BELKACEMI	Professeur	(E.N.P.Alger)
Rapporteur	A. BALI	Professeur	(E.N.P.Alger)
Examineurs:	R. BAHAR	Professeur	(U.S.T.H.B)
	A. AHMED CHAOUCH	Maître de Conférences A	(U.S.T.H.B)
	K. SENDJAK	Maître de Conférences A	(UMBB Boumerdes)
Invité :	B.K. BENZAOUZ	Maître de Conférences A	(E.N.P.Alger)

ENP 2021

École Nationale Polytechnique- 10, Avenue des Frères OUDEK ,Hassen Badi- B.P. 182- 16200 El
Harrach- Alger / Algérie
www.enp.dz

قال الله تعالى في كتابنا الحكيم
وَاللَّهُ غَالِبٌ عَلَىٰ أَمْرِهِ

اللهم اجعل هذا العمل صدقة جارية على روح استاذي الامتاذ بلقاسمي سماعيل
اللهم أسألك باسمك الاعظم ان تجعل هذا العمل في ميزان حسناته يوم القيامة
اللهم لا تقني به في جنات عليين
اللهم ارحمه

« إني رأيت انه لا يكتب إنسان كتاباً في يومه إلا قال في خذه : لو
غير هذا لكان أحسن . لو زيد كذا لكان يستحسن . لو قدم هذا لكان
أفضل ، ولو ترك هذا لكان أجمل . وهذا من أعظم العبر ، وهو
دليل استيلاء النقص على جملة البشر ، .

Remerciements

Les travaux de recherche qui font l'objet de cette thèse ont été réalisés sous l'excellente direction du regretté le défunt monsieur **Smaïn BELKACEMI**, Professeur de Géotechnique à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger. Je compte tout particulièrement dédier cette thèse à la mémoire de celui qui aurait été si fier de me voir achever le travail qu'il m'avait confié, et qui sera toujours présent parmi nous malgré sa disparition *'Que dieu le Tout Puissant accorde au défunt sa sainte miséricorde et l'accueille en son vaste paradis' Amine.*

Je saisis cette occasion pour remercier vivement monsieur, **BALI Abderrahim**, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, et Directeur du **Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement**, de m'avoir accompagné jusqu'à la finalisation de ce travail en acceptant d'être le rapporteur de cette thèse. Son aide et ses conseils m'ont permis de conduire ce travail jusqu'à son terme et de pouvoir le soutenir.

Monsieur, **BOURAHLA N**, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger m'a fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de soutenance de cette thèse. Qu'il veuille bien trouver ici toute ma gratitude, mes remerciements et mon profond respect.

Je remercie également les membres de jury de thèse, Monsieur, **BAHAR R**, Professeur à l'USTHB, Monsieur **AHMED CHAOUCH A**, Maître de conférences classe A à l'USTHB Monsieur **SENDJAK K**, Maître de conférences classe A à l'Université M'hamed BOUGUERA de Boumerdès, ainsi que Monsieur **BENAZZOUZ B.K**, Maître de conférences classe A à l'ENP, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de participer à cette soutenance malgré la pandémie qui sévit dans le monde entier.

Que Monsieur **LARIBI Abdallah**, Maître de conférences à l'ENP et chef de département de Génie Civil, trouve ici l'expression de ma reconnaissance. Je lui dois également une profonde gratitude pour ses conseils. Je le remercie infiniment.

Enfin, je réserve une mention de remerciements très spéciale aux messieurs: **NOUAOURIA M S**, Professeur à l'Université 08 Mai 45 de Guelma, **BORDJIBA A**, Maître de Conférences à l'Université BADJI Mokhtar d'Annaba et **BENMOHAMED Hamid**, enseignant chercheur à l'Université Ferhat ABBAS de Sétif qui m'ont aidé et soutenu.

Fait à Magra, le 28 Septembre 2020

Lyazid GUECHI
GUE2809L@gmail.com

----- ملخص السلوك الزلزالي للمنشآت الإستنادية -----

يتضمن هذا البحث دراسة السلوك الزلزالي للمنشآت الإستنادية . في البداية الدراسة جرت تحليلاً من اجل حساب ضغوط الاتربة الساكنة و الزلزالية- باستعمال مختلف المقاربات الحاسوبية: السكونية الزائفة و الحركية الزائفة-. من بعد ذلك تم اقتراح و تنمية نموذج تحليلي جديد لحساب التواتر الطبيعي باعتبار خصائص تربة الردم, هيكل الاسناد و الحمولات الزلزالية. النمذجة الرقمية للسلوك الزلزالي تمت من اجل تأكيد النتائج التحليلية و تصديق النموذج التحليلي المقترح. الدراسة بينت اهمية اعتبار خصائص التربة, الهيكل و الحمولات الزلزالية في تصميم منشآت الاستناد بالمناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: منشأة إسناد, سلوك زلزالي, ضغط الاتربة, تواتر طبيعي, نمذجة رقمية .

ABSTRACT ----- Seismic behavior of retaining structures-----

The present work involves the study of the seismic behavior of retaining structures. First, an analytical analysis has been carried out to evaluate static and seismic earth pressures against these structures by different approaches: pseudo static and pseudo dynamic. In the second part, an analytical model for determining the natural frequency of soil-structures system by considering the effect of backfill soil, retaining structure and seismic excitations has been proposed and developed. The numerical modeling of seismic behavior allowed comparing the analytical results and validates the developed model.

The study allowed the importance in taking into account the soil, structure and seismic excitations parameters in the seismic design of retaining structures.

Key Words: Retaining Structures, Seismic behavior, Earth pressure, Natural frequency, Numerical modeling.

RÉSUMÉ ----- Comportement sismique des ouvrages de soutènement-----

Cette recherche comporte une étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement. Dans un premier temps, l'analyse est effectuée analytiquement pour le calcul des pressions des terres statique et sismique –par différentes approches de calcul: pseudo statique et pseudo dynamique-. Par la suite, un nouveau modèle de calcul de fréquence naturelle compte tenu des caractéristiques de sol de remblai, de structure de soutènement et de chargement sismique est proposé et développé. La modélisation numérique du comportement sismique est effectuée pour comparer les résultats analytiques et valider le modèle développé.

L'étude montre l'importance de prise en compte de toutes les caractéristiques de sol, de structure et des chargements sismiques pour la conception des ouvrages de soutènement en zones sismiques.

Mots clés: Ouvrages de soutènement, Comportement sismique, Pression des terres, Fréquence naturelle, Modélisation numérique.

TABLE DE MATIÈRES

Remerciements.....	
Résumés.....	
Table de matières	
Liste des notations et abréviations	
Liste des tableaux.....	
Liste des illustrations	
Introduction Générale	14

CHAPITRE I

Comportement Statique des Ouvrages de Soutènement

1.1 Introduction.....	21
1.2 Problèmes de Pressions des Terres Latérales	21
1.2.1 État Initial (Pression des Terres au Repos).....	24
1.2.2 État Actif (Équilibre Limite Supérieure en Poussée).....	27
1.2.3 État Passif (Équilibre Limite Inférieure en Butée).....	27
1.3 Méthodes aux Équilibres Limites.....	28
1.3.1 Théorie de Coulomb (1776)	29
1.3.2 Théorie de Rankine (1857)	34
1.3.3 Méthode de Boussinesq (1882)	38
1.4 Méthodes aux Coefficients de Réaction	41
1.4.1 Mise en Équation de la Méthode.....	41
1.4.2 Définition de la Loi de Réaction	42
1.4.3 Détermination des Coefficients de Réaction	42
1.5 Conclusion.....	43

CHAPITRE II

Approche Pseudo-Statique du Comportement Sismique des Ouvrages de Soutènement

2.1 Introduction.....	45
2.2 Approche Pseudo Statique.....	45
2.3 Méthode de Mononobe-Okabe (1926, 1929)	46
2.4 Diverses Méthodes Pseudo Statiques	50
2.4.1 Méthode de Arango (1969)	50
2.4.2 Méthode de Prakash et Basavanna (1969)	50
2.4.3 Méthode de Seed (1969)	50

2.4.4	Méthode de Chaudhury et al (2002)	52
2.4.5	Méthode de Evangelista et al (2010)	53
2.5	Coefficients Pseudo Statiques des Pressions des Terres	56
2.6	Conclusion	58

CHAPITRE III

Approche Pseudo-Dynamique du Comportement Sismique des Ouvrages de Soutènement

3.1	Introduction	60
3.2	Approche Pseudo Dynamique	60
3.3	Diverses Méthodes Pseudo Dynamiques	61
3.3.1	Méthode de Steedman et Zeng (1990).....	62
3.3.2	Méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006).....	64
3.3.3	Méthodes de Choudhury et Nimbalkar (2007).....	71
3.3.4	Méthodes de Ghanbari et Ahmadabadi (2010)	73
3.4	Coefficients Pseudo dynamiques des pressions de terre	75
3.5	Conclusion	77

CHAPITRE IV

Fréquence Propre des Ouvrages de Soutènement

4.1	Introduction	79
4.2	Aperçu sur les Travaux Antérieurs	79
4.2.1	Modèle de Scott 1967.....	79
4.2.2	Modèle de Wood 1973	81
4.2.3	Modèle de Ghanbari et al 2013	82
4.3	Nouveau Modèle Analytique Proposé	87
4.3.1	Hypothèses et Principe de Calcul.....	88
4.3.2	Étude Paramétrique.....	90
4.3.3	Effets des Paramètres du Sol de Remblai	90
4.3.4	Effets des Paramètres de la Structure de Soutènement	92
4.3.5	Effets des Paramètres de l'Excitation Sismique	94
4.3.5	Comparaison et Validation	95
4.4	Conclusion	96

CHAPITRE V

Modélisation Numérique des Ouvrages de Soutènement

5.1	Introduction	98
5.2	Principes Généraux de la Modélisation	98
5.3	Aperçu sur les Modèles Numériques	99
5.3.1	Modèle de Green et Ebeling (2003)	100
5.3.2	Modèle de Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005)	101
5.3.3	Modèle de Cakir 2013.....	102
5.4	Présentation du Logiciel <i>GeoStudio</i> ‘<i>Quake</i>’	103
5.5	Etablissement d’un Modèle de Calcul de Référence	104
5.5.1	Géométrie et Paramètres Rhéologiques du Modèle.....	104
5.5.2	Définition des Conditions Initiales	106
5.5.3	Définition des Conditions Aux Limites	108
5.5.4	Signale Sismique	109
5.6	Analyse Paramétrique	111
5.7	Conclusion	112
	Conclusion Générale	114
	Références Bibliographiques.....	116
	Annexes	126
	Résumes	151

LISTE DES NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

Les notations sont expliquées au fur et à mesure de leur introduction dans le texte. Ci-dessous se trouve la liste des notations utilisées pour désigner un concept. De manière générale, les conventions habituelles de la Mécanique des Sols sont adoptées; les unités employées sont celles du SI.

1 – Notations Latines

a_h	Accélération sismique horizontale
a_v	Accélération sismique verticale
b_w	Épaisseur du mur de soutènement
C	Cohésion du sol exprimée en termes de contrainte totale.
C'	Cohésion du sol exprimée en termes de résistance effective.
c_p	Constant d'amortissement normal
c_s	Constant d'amortissement tangentiel
E	Module de déformation linéaire
EI	Produit d'inertie
e	Épaisseur du mur de soutènement
f	Fréquence naturelle
F_a	Résultante des réactions du sol dans le cas actif
F_p	Résultante des réactions du sol dans le cas passif
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m} / \text{s}^2$)
G	Module de déformation par glissement (module de cisaillement)
H	Hauteur libre du mur
I	Moment d'inertie
I_r	Indice de rigidité
K_{ae}	Coefficient de la poussée sismique active des terres
K_{pe}	Coefficient de la poussée sismique passive des terres
k_h	Coefficient de l'accélération horizontale exprimée comme une fraction de l'accélération g
k_v	Coefficient de l'accélération verticale exprimé comme une fraction de l'accélération g
K_s	Module de réaction
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_a	Coefficient des pressions des terres actives
K_p	Coefficient des pressions des terres passives
K_T	Coefficient de la poussée PSS globale
L	Longueur du parement (m)
P_a	Force de poussée
P_p	Force de butée
p_a	Contrainte de poussée
p_p	Contrainte de butée

P_{as}	Résultante de la poussée statique
P_{ad}	Résultante globale (statique et dynamique) de la poussée
Q_h	Force d'inertie horizontale
Q_v	Force d'inertie verticale
T	Période
ΔP_{ad}	Incrément dynamique de la poussée active
V_s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement (du latin Secundae)
V_p	Vitesse de propagation des ondes de compression (du latin Primae)
W	Poids (de l'anglais Weight)
z	Profondeur

2 – Notations Grecques

α	Angle de rupture de coin par rapport à l'horizontale
β	Angle d'inclinaison du talus avec l'horizontale
γ	Poids volumique
γ_s	Poids volumique du sol.
λ	Angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale
$\lambda = TV_s$	Longueur d'onde sismique longitudinale
σ_h	Contrainte totale horizontale
σ_v	Contrainte totale verticale
σ'_h	Contrainte effective horizontale
σ'_v	Contrainte effective verticale
δ	Obliquité de la contrainte sur l'écran (angle de frottement sol-mur)
ρ	Densité de sol (poids volumique total divisé par l'accélération de gravité)
δ_a	Inclinaison par rapport à l'horizontale des forces de poussée
φ	Angle de frottement en termes de contrainte totale.
ν	Coefficient de Poisson
$\eta = TV_p$	Longueur d'onde sismique transversale
θ	Angle apparent avec la verticale de la résultante des forces de masse appliquées au remblai contenu par le mur sous excitation sismique.
τ	Contrainte tangentielle
φ'	Angle de frottement en termes de contrainte effective.
ν	coefficient de Poisson
ω	Pulsation

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Valeurs de coefficient K_0 pour sols pulvérulents: ^(a) -(Schlosser, 1997), ^(b) -(Venkatramaiah, 2006).	12
1.2	Coefficient de réaction ' <i>Subgrade's reaction modulus</i> ', (Ghanbari et al, 2013).....	29
2.1	Coefficient K_{ae} pour $k_v = 0$, (Evangelista et al, 2010).	40
3.1	Coefficients K_{ae} pour $k_v = 0$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).....	51
3.2	Coefficients K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006)..	51
3.3	Coefficients K_{ae} pour $k_v = k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).	51
3.4	Valeurs de α en degré pour $k_v = 0.5k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).	52
4.1	Paramètres géométriques et mécaniques du modèle de base..	73
5.1	Caractéristiques physiques et mécaniques du profil de sol.....	87
5.2	Propriétés mécaniques de la structure de soutènement..	88

LISTE DES ILLUSTRATIONS

0.1	Effondrement d'un mur de soutènement endommagé par le séisme de Kobe-1995.....	03
0.2	Mur de soutènement avant et après l'effondrement par le séisme de Nigata-2004, (Trandafir et al, 2007).....	03
0.3	Les ruines d'un mur de soutènement, Nigata2004, (Yazdani et Azad, 2007).....	03
0.4	Les ruines des murs de soutènement, séisme de Chi-Chi Taiwan, (Pathmanathan, 2006).....	03
0.5	Méthodes et approches d'analyse du comportement sismique des ouvrages de soutènement	04
1.1	Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation.....	08
1.2	Pression des terres au repos.	11
1.3	Coefficient des terres au repos K_0 en fonction de l'angle de frottement du sol φ	12
1.4	Étude du mur de soutènement par Coulomb, 1776.	15
1.5	Coins actif et passif de rupture de Coulomb.....	16
1.6	Forces de poussée exercée sur un mur par la méthode de Coulomb.	17
1.7	Coefficients de poussée des terres active et passive par la méthode de Coulomb.	19
1.8	Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent (Venkatramaiah, 2006).	21
1.9	Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement du sol par la méthode de Rankine.	23
1.10	Equilibres de Boussinesq et Rankine..	24
1.11	Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement du sol par la méthode de Boussinisq.	25
1.12	Comparaison des valeurs des coefficients des pressions obtenues par diverses méthodes.	26
1.13	Définition d'une loi de réaction.	28
2.1	Méthode de Mononobe Okabe.....	32
2.2	Méthode simplifiée de Seed.	36
2.3	Poussée sur les murs cantilevers.	39
2.4	Etat de contraintes dans le cas actif avec la présence des actions pseudo-statiques pour $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$	39
2.5	Coefficients Pseudo Statiques de la poussée active et passive des terres sismique.	41
2.6	Coefficients Pseudo statiques de la poussée active des terres sismique.	42
3.1	Accélérations sismiques: Pseudo statique et pseudo dynamique.	45
3.2	Modèle d'analyse pseudo dynamique de Steedman et Zeng (1990).	46
3.3	Variation du point d'application de la force pseudo dynamique active.	47
3.4	Comparaison de résultats de distributions des pressions de terres normalisées de Mononobe Okabe et de Steedman et Zeng.	47
3.5	Modèle de mur de soutènement considéré pour le calcul de la poussée des terres par l'approche pseudo dynamique de Choudhury et Nimbalkar (2006).	48
3.6	Distribution de la pression active sismique normalisée des terres avec la variation de l'angle de frottement du sol (Choudhury et Nimbalkar, 2006).....	53
3.7	Distribution de la pression active sismique normalisée des terres selon l'angle d'obliquité (Choudhury et Nimbalkar, 2006)..	53
3.9	Comparaison de la méthode pseudo dynamique avec la méthode pseudo statique de	

	MO (Choudhury et Nimbalkar, 2006).....	54
3.10	Comparaison de la méthode pseudo dynamique avec la méthode pseudo statique de MO (Zeng et Steedman, 1993)..	54
3.11	Etude PSD du déplacement de rotation d'un mur rigide..	55
3.12	Etude PSD de la stabilité au glissement d'un mur de soutènement.....	55
3.13	Effet des facteurs d'amplification et d'angle de frottement de remblai sur le déplacement de rotation du mur..	56
3.14	Effet de facteur d'amplification sur la stabilité au glissement.	57
3.15	Méthode PSD des tranches horizontales, Ghanbari et Ahmadabadi (2010).	57
3.16	Equilibre de forces sur i ^{ème} tranche, Ghanbari et Ahmadabadi (2010)..	58
3.17	Variations des accélérations horizontales le long du mur de soutènement, (Ghanbari et Ahmadabadi, 2010)	58
3.18	Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour $\delta = 0$..	59
3.19	Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour $\delta = \varphi$..	60
3.20	Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour $\delta = \frac{\varphi}{2}$.	61
4.1	Système mur-sol utilisé dans l'étude de Scott (Scott, 1967)	63
4.2	Système mur-sol utilisé dans l'étude de Wood (Wood, 1973)..	64
4.3	Mur de soutènement de section variable et la poutre équivalente..	65
4.4	Modèle du mur de soutènement de section constante..	65
4.5	Élément différentiel de la poutre modélisée..	65
4.6	Variation de la fréquence angulaire en fonction (Ghanbari et al, 2013)..	67
4.7	Variation de la fréquence angulaire en fonction (Ghanbari et al, 2013)..	68
4.8	Variation de la fréquence angulaire en fonction de types de sol (Ghanbari et al, 2013)...	69
4.9	Description schématique du Modèle analytique proposé pour la prise en compte des coins de rupture.....	70
4.10	Modèle analytique proposé.....	71
4.11	Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et de la masse volumique du sol pour les conditions statique et sismique.	73
4.12	Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du module d'Young du sol pour les conditions statique et sismique.	74
4.13	Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de Poisson du sol pour les conditions statique et sismique.	75
4.14	Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de la hauteur de structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.	76
4.15	Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de l'épaisseur de la structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.	76
4.16	Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de module de Young de la structure de soutènement	

	pour les conditions statique et sismique.	76
4.17	Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de la masse volumique de matériaux de structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.	77
4.18	Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et des accélérations sismiques horizontales et verticales.	78
4.19	Comparaison des résultats des modèles de calcul de pulsation propre.	79
5.1	Comparaison de résultats de modélisation numérique par méthodes analytique (Green et Ebeling, 2003).....	82
5.2	Modèle numérique de Cakir 2013.....	84
5.3	Effet des types de sol (Cakir, 2013)	84
5.4	Effet de contenu fréquentiel (Cakir, 2013)	85
5.5	Modules du logiciel <i>GeoStudio</i> 2018 R2.....	86
5.6	Maillage et taille d'une grille proposés par Psarropoulos et al (2005) pour l'étude dynamique.....	86
5.7	Conditions aux limites utilisées pour le calcul dynamique.	90
5.8	Spectres d'accélération utilisés dans les simulations numériques.....	92

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Cadre Général

D'après l'Eurocode 7, un ouvrage de soutènement est une structure qui retient du sol, des matériaux ou de l'eau. Les recommandations de l'Eurocode sont appliquées à tous les types de soutènement qui y sont définis. Il convient de préciser que les soutènements sont constitués par tous les types de murs, les systèmes de support et les éléments de structure qui sont combinés avec le sol ou la roche. On distingue trois types de soutènement vis-à-vis de la stabilité:

- Les murs poids;
- Les rideaux de palplanches et les parois moulées;
- Les murs composites.

Il est important de noter que l'EC 7 propose la prise en compte de l'influence de la rigidité du sol et de celle du soutènement sur la distribution des pressions des terres sur l'ouvrage. Par ailleurs, il faut considérer l'effet du déplacement relatif entre le sol et la paroi sur la distribution des pressions des terres. Donc, les méthodes de calcul utilisées pour les vérifications et les dimensionnements doivent intégrer l'ensemble de ces aspects: cela signifie que l'effet de l'interaction entre le sol et l'écran doit être pris en compte dans les calculs.

La principale considération dans l'étude des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte évaluation de la force de poussée des terres retenues pour l'étude du comportement statique, pour l'étude du comportement dynamique et en plus de la force de poussée dynamique, la fréquence propre.

Les ouvrages de soutènement sont, aujourd'hui encore, massivement utilisés dans le domaine du Génie Civil principalement du fait de leur utilisation contre la poussée des terres. La conception de tels ouvrages doit prendre en compte les sollicitations extérieures, tels que les séismes. La nécessité de prédire aussi correctement que possible le comportement sismique des ouvrages de soutènement a stimulé une recherche plus sophistiquée sur l'interaction sol de remblai - structure de soutènement.

Dans le cadre de cette thèse de doctorat, qui est en fait la continuité des travaux de thèse de magister (Zeghlache, 1998), sous la direction du Prof Belkacemi, intitulée: «Comportement dynamique des ouvrages de soutènement de type mur poids» soutenue en 1998 à l'ENP, une contribution à l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement est présentée pour évaluer assez correctement les pressions des terres et la fréquence naturelle de ces ouvrages.

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants utilisés en grande variété dans tous les domaines de construction; pour retenir les massifs de terre dans les zones glissantes, instables ou de stabilité précaire, les zones portuaires et de déblais routiers. Leur comportement est intimement lié à l'interaction sol-structure. Une bonne connaissance du comportement de ces ouvrages est indispensable pour la réalisation, aussi bien pour la conception, le dimensionnement que lors de l'exécution. Elle est également nécessaire pour définir les forces de pression sous l'influence de différents types de sollicitations.

Les risques naturels tels que les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des sinistres dans les ouvrages de soutènement (figures 0.1 à 0.4). C'est la raison pour laquelle la connaissance parfaite du comportement réelle de ces ouvrages est indispensable. La nécessité d'étudier le comportement sismique des ouvrages de soutènement est apparue comme une priorité dans les zones sismiques.

Nous citons comme exemple, des observations post-sismiques, l'effondrement d'un mur de soutènement (Kobe, au Japon, 1995), suite à un tremblement de terre qui a eu des conséquences très graves, illustrées sur la figure 0.1.



Figure. 0.1 Effondrement d'un mur de soutènement endommagé par le séisme de Kobe-1995.

L'effondrement d'un mur de soutènement par le séisme de Nigata (2004) montre l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité, figure 0.2.



Figure. 0.2 Mur de soutènement avant et après l'effondrement par le séisme de Nigata-2004, (Trandafir et al, 2007).

La figure 0.3 montre aussi la rupture d'un mur de soutènement suite au séisme de Nigata (2004).



Figure. 0.3 Les ruines d'un mur de soutènement, Nigata2004, (Yazdani et Azad, 2007).

La figure 0.4 montre une partie des dégâts sur ouvrages de soutènement observés après le séisme de Chi-Chi Taiwan (1999).



Figure. 0.4 Les ruines des murs de soutènement, séisme de Chi-Chi Taiwan, (Pathmanathan, 2006).

Face à la complexité de comportement sismique des ouvrages de soutènement, plusieurs approches de calcul et dimensionnement ont été proposées. Ainsi le présent travail est consacré à la présentation de quelques méthodes d'approche existantes. Les méthodes utilisées plus spécifiquement dans la suite de cette recherche seront développées en détail. Pour l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement, il est judicieux de distinguer les différentes approches utilisées par les chercheurs. Une revue des grandes familles d'approche est présentée ci-dessous (figure 0.5):

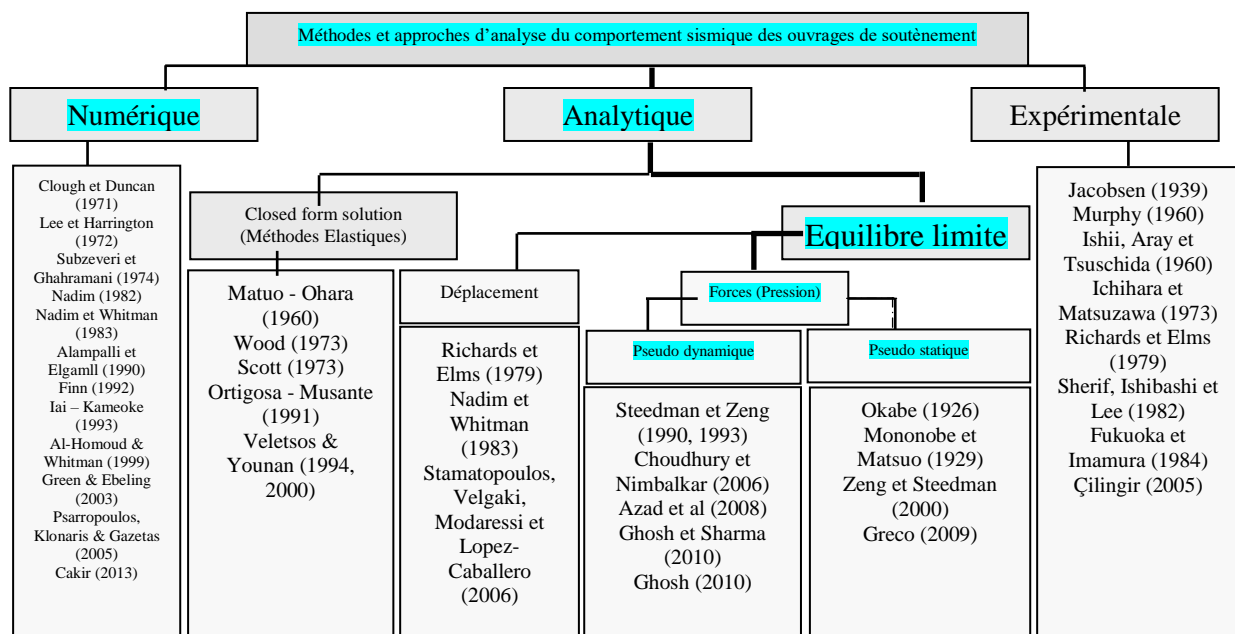


Figure 0.5 Méthodes et approches d'analyse du comportement sismique des ouvrages de soutènement.

De cette présentation succincte issue des références bibliographiques, il ressort que:

- Le comportement sismique des ouvrages de soutènement est étudié par différents chercheurs sous différentes approches de calcul;
- L'étude du comportement sismique a connu au cours des dernières décennies de grandes évolutions. En effet, l'apparition des calculateurs de plus en plus puissants a permis le développement de logiciels spécialisés permettant l'analyse dynamique de matériaux et d'ouvrages. Avant cela, les études du comportement sismique réalisées se basaient sur des méthodes analytiques qui permettaient d'avoir une idée globale sur le risque de rupture d'un ouvrage de soutènement durant le passage d'un mouvement sismique.

Problématique et Objectifs de la thèse

L'objectif principal de ce travail consiste en l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement au moyen de différentes méthodes et approches de calcul et dimensionnement. Pour réaliser cela il convient donc de mener les quatre actions suivantes:

- Une recherche bibliographique qui expose les différentes approches de calcul et conception des ODS: statique, pseudo statique et pseudo dynamique, et la modélisation numérique des ouvrages de soutènement par MEF;
- Une détermination analytique des coefficients de poussée 'statiques et sismiques' derrière les ouvrages de soutènement par différentes méthodes et approches de calcul;
- Une détermination analytique de la fréquence propre des ouvrages de soutènement;
- Une modélisation numérique du comportement sismique de ces ouvrages en utilisant le logiciel *Quake/W* 'GeoStudio2018'.

Structuration et Contenu de la Thèse

Le présent mémoire de thèse est structuré en une introduction, cinq chapitres et une conclusion. On constate que les trois premiers chapitres exposent une revue de la littérature spécialisée sur les méthodes et théories de calcul de la poussée des terres sous sollicitations: statique et sismique. Chaque point abordé au cours de cette succincte introduction décrit les approches et les méthodes qui forment la base de l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement, il sera développé avec plus de détails.

Le premier chapitre aborde le comportement statique des ouvrages de soutènement nécessaire à la compréhension du principe des méthodes et approches de calcul sismique des ouvrages de soutènement.

Le deuxième chapitre, intitulé «Approche pseudo statique du comportement sismique des ouvrages de soutènement», rappelle les méthodes et principes de l'approche pseudo statique et les principales méthodes inspirées.

Toujours d'un point de vue bibliographique, les méthodes de l'approche pseudo dynamique du comportement sismique des ouvrages de soutènement existant dans la littérature sont à leur tour exposées dans ce troisième chapitre. Ces méthodes permettent de tenir compte de l'effet du temps dans le calcul des pressions des terres sismique. En génie parasismique, l'analyse du comportement sismique des ouvrages de soutènement consiste à déterminer les forces de poussée statique et sismique ainsi les fréquences propres.

Le quatrième chapitre de ce travail est consacré au développement et à l'utilisation d'un nouveau modèle de calcul de fréquence propre des ouvrages de soutènement. L'idée principale de ce modèle analytique étant de considérer la pression de terres par considération de variation des coins de rupture statique et sismique derrière l'ouvrage de soutènement et par l'introduction des paramètres de: sol de remblai, structure de soutènement et chargement sismique. Dans ce chapitre, les différents modèles analytiques existants et couramment utilisés pour le calcul des fréquences propres des ouvrages de soutènement sont présentés.

Le cinquième chapitre est plutôt consacré à la modélisation numérique où les résultats de calcul analytiques sont comparés aux résultats de modélisation numérique. En conséquence le but de ce chapitre est de valider les résultats des chapitres précédents.

La conclusion générale fait ressortir une synthèse globale de nos résultats obtenus. Des suggestions et perspectives pour les travaux futurs sont énumérées pour comprendre davantage le comportement sismique des ouvrages de soutènement.

Les références bibliographiques consultées dans le cadre ce travail, sont listées à la fin de la thèse.

Par ailleurs pour faciliter et pour compléter l'étude de comportement sismique des ouvrages de soutènement trois annexes A, B et C ont été inclus contenant respectivement: les démonstrations du calcul analytique, les programmes utilisés pour tracer les différentes courbes en utilisant le langage Matlab, et les résultats du logiciel de modélisation numérique *Quake/W*.

«La reconnaissance est la mémoire du cœur».

JEAN-BAPTISTE MASSIEU, 1742-1822

Chapitre I

COMPORTEMENT STATIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

1.1	Introduction	21
1.2	Problèmes de Pressions des Terres Latérales	21
1.2.1	État Initial (Pression des Terres au Repos).....	24
1.2.2	État Actif (Équilibre Limite Supérieure en Poussée).....	27
1.2.3	État Passif (Équilibre Limite Inférieure en Butée).....	27
1.3	Méthodes aux Équilibres Limites	28
1.3.1	Théorie de Coulomb (1776)	29
1.3.2	Théorie de Rankine (1857)	34
1.3.3	Méthode de Boussinesq (1882)	38
1.4	Méthodes aux Coefficients de Réaction	41
1.4.1	Mise en Équation de la Méthode.....	41
1.4.2	Définition de la Loi de Réaction	42
1.4.3	Détermination des Coefficients de Réaction	42
1.5	Conclusion	43

1.1 INTRODUCTION

Le comportement sismique des ouvrages de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme ne se produise, et les pressions dynamiques transitoires induites par les forces sismiques (Kramer, 1996).

L'objectif de ce chapitre est de présenter les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en calculant les forces de pressions dans les cas: au repos, actif (poussée) et passif (butée) derrière ces ouvrages, et on se limitera ici, d'une façon générale, aux cas des structures soutenant des massifs granulaires pulvérulents sans cohésion, avec les méthodes de calcul reposant sur des modèles théoriques.

Ce premier chapitre est structuré comme suit: dans une première partie, le concept du problème de la pression des terres latérale est défini, en second lieu, les méthodes aux équilibres limites, et notamment de Coulomb (1776), de Rankine (1857) et de Boussinesq (1882), sont présentées. Les méthodes aux coefficients de réaction sont ensuite exposées en troisième partie.

Une revue bibliographique assez complète sur le comportement statique des structures de soutènement est rapportée dans les ouvrages de Terzaghi et al (1996) et de Venkatramaiah (2006).

1.2 PROBLÈMES DE PRESSIONS DES TERRES LATÉRALES

Dans son sens le plus large, la pression des terres représente la pression résultante de l'action du sol sur les ouvrages du Génie Civil. L'évaluation de ces pressions est primordiale pour la conception et l'analyse de la stabilité de ces ouvrages. Ces pressions sont dues à la fois au poids propre du sol et aux charges permanentes et d'exploitation. L'intensité des pressions des terres est dépendante de l'interaction sol-structure, des propriétés mécaniques du sol, et de l'amplitude du déplacement relatif.

Les approches les plus communes de l'évaluation des pressions latérales des terres requièrent la définition des surfaces de rupture. Chacune des surfaces de rupture doit satisfaire les conditions d'équilibre statique et les conditions de rupture.

L'intensité de la pression latérale des terres varie considérablement avec la nature du sol et les déplacements du mur (figure 1.1).

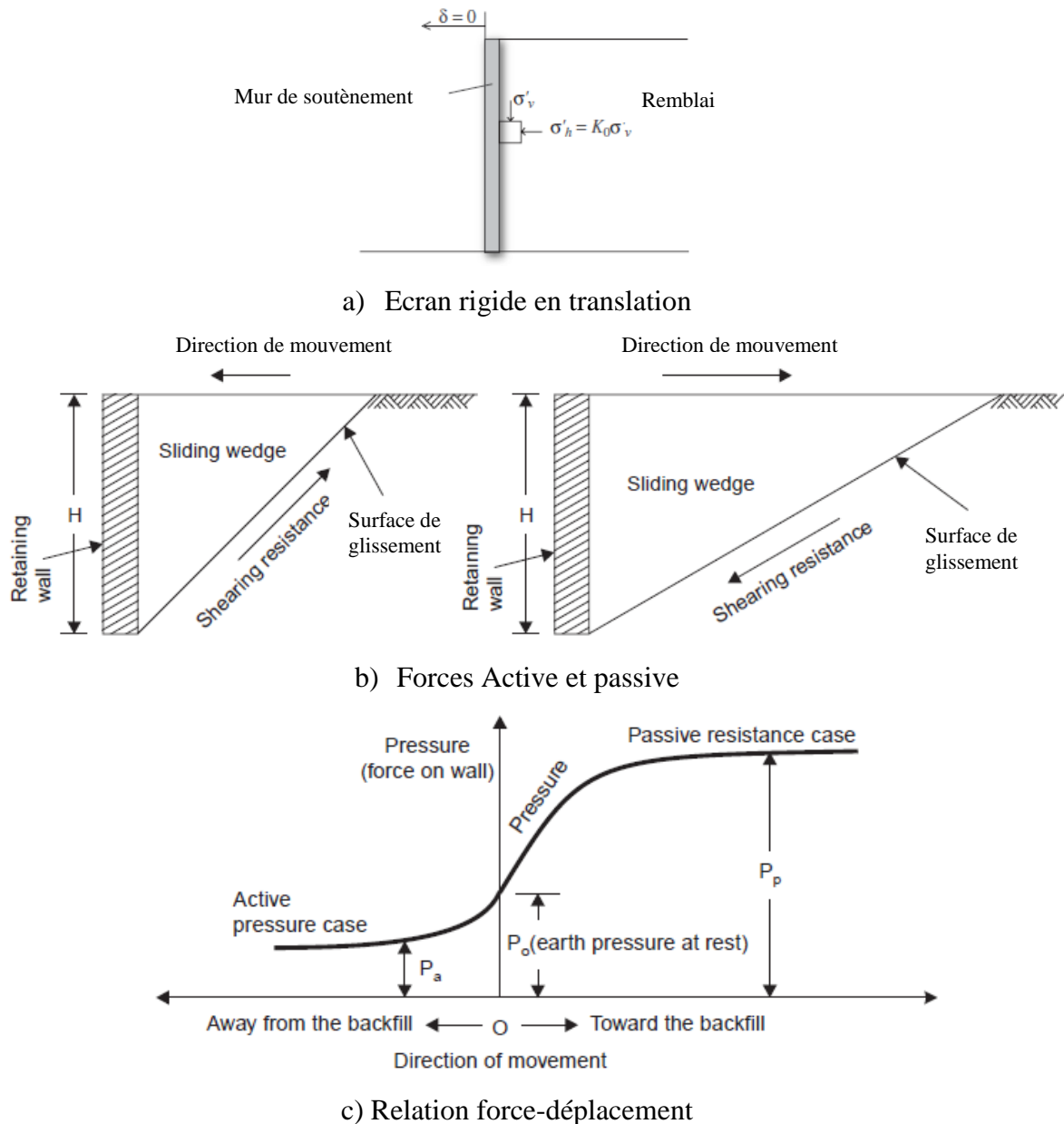


Figure 1.1 Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation.

Si le mur est rigide sans possibilité de se déformer ou de se déplacer, la pression latérale des terres au repos ne peut être obtenue qu'approximativement (Belkacemi, 1997).

Supposons, par exemple, que l'on encastre légèrement à la surface horizontale d'un massif de sable un écran vertical parfaitement lisse et que l'on remblaie progressivement et horizontalement derrière l'écran, en appliquant à ce dernier des efforts de résultante générale P tels qu'il n'y ait aucun déplacement de l'écran (figure 1.1.a).

Ce dernier étant parfaitement lisse, la force P est horizontale (pas de frottement entre l'écran et le massif). Elle est appelée poussée au repos et notée P_0 .

Si l'on effectue une translation horizontale de l'écran vers l'intérieur du remblai, la force P croît en fonction du déplacement δ jusqu'à un maximum P_p qui correspond à la mobilisation totale de la butée (figure 1.1.b). La valeur de P_p est de 3 à 4 fois la valeur de la force initiale P_0 .

La théorie et l'expérience montrent que la force passive est supérieure à la force active des terres. Les équations de l'équilibre mécanique montrent que la contrainte totale σ_v s'exerçant sur un plan horizontal à la profondeur z est verticale (figure 1.1.a).

Inversement, si l'on effectue une translation horizontale de l'écran vers l'extérieur du remblai, la force P diminue jusqu'à une valeur minimale P_a qui correspond à l'état complet de poussée. La valeur de P_a est de l'ordre de la moitié de celle de P_0 .

On parle aussi de butée limite et de poussée limite pour préciser qu'il s'agit des efforts extrêmes correspondant à la rupture du sol.

Mais dans la pratique, on omet souvent l'adjectif «limite», les termes de poussée et de butée correspondant alors implicitement à la rupture. C'est ce que nous ferons dans la suite de ce mémoire.

Si l'on compare les déplacements, on constate qu'il faut un déplacement δ_p beaucoup plus important pour atteindre l'état complet de butée que le déplacement δ_a nécessaire pour atteindre celui de poussée.

Plus précisément, si H est la hauteur hors fiche de l'écran, les ordres de grandeur de ces

déplacements sont:
$$\delta_a \approx \frac{H}{1000}; \quad \delta_p \approx \frac{H}{100}$$

De la même façon, la forme du diagramme des pressions exercées par le massif de sol sur l'écran dépend de la nature du déplacement imposé à l'écran.

Il existe trois catégories de pressions de terre, chacune dépend au mouvement éprouvé par le mur sur lequel la pression agit, ces trois catégories sont:

- Etat de repos du sol;
- Etat actif ;
- Etat passif.

1.2.1 Etat de Repos du Sol ‘at rest’

Pour un sol à l'état de repos, le rapport des contraintes principales (qui correspondent pour un sol à surface horizontale aux contraintes verticales et horizontales) est constant. Ce rapport est appelé le coefficient des terres au repos ou coefficient de poussée originelle des terres ‘*Coefficient of earth pressure at rest*’ ou coefficient K_0 . Ce coefficient n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. Il est fonction: (1) de propriétés du sol; (2) de la profondeur et de l'histoire des sollicitations qu'a subi le massif (et notamment de son degré de consolidation); mais aussi (3) de la variation des contraintes effectives pouvant être générée par certains travaux.

En outre, l'influence des différents facteurs agissant sur le coefficient K_0 est mal connue. Pour ces raisons, sa détermination est très délicate, aussi bien d'un point de vue théorique, qu'à partir des essais géotechniques classiques et sa mesure directe sur site est pratiquement impossible.

Les équations de l'équilibre mécanique montrent que la contrainte totale σ_v s'exerçant sur un plan horizontal à la profondeur z est verticale et a pour valeur (figure 1.2.a)

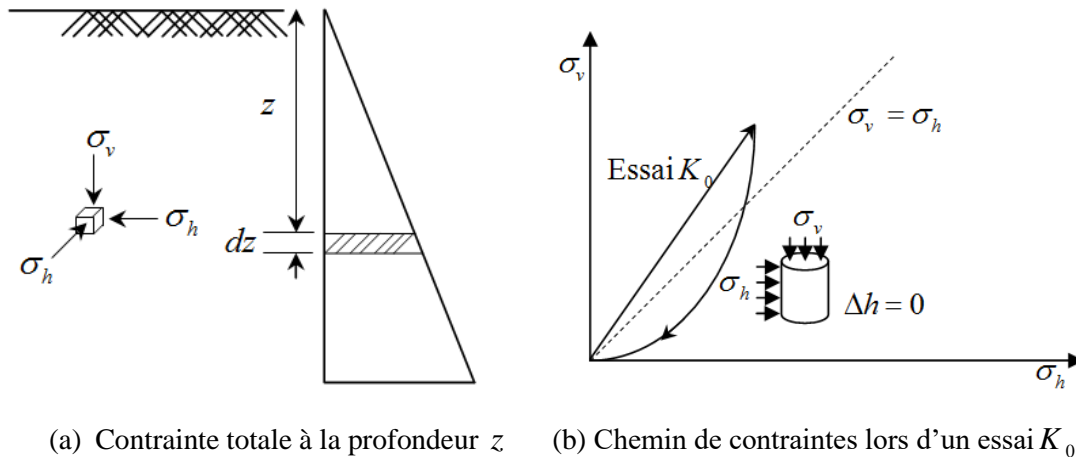
$$\sigma_v = \gamma z \quad (1.1)$$

Par contre, le calcul de la contrainte totale horizontale (ou radiale) σ_h s'exerçant au même point sur tout plan vertical nécessiterait la connaissance de la loi de comportement du sol. Aussi la détermine-t-on expérimentalement en remarquant que dans un sol en place, sous un chargement uniforme, il n'y a pas de déplacement latéral ($\Delta h = 0$).

On utilise généralement un appareil triaxial dans lequel il est possible de mesurer à chaque instant le déplacement radial de l'échantillon. L'essai consiste à appliquer sur un échantillon de sol constamment drainé (c'est-à-dire un sol dans lequel la pression interstitielle est constamment nulle: $u = 0$) des contraintes axiale et radiale croissant de telle façon qu'il n'y ait aucune déformation latérale de l'échantillon ($\Delta h = 0$).

Le résultat de l'essai est indiqué sur la figure 1.2.b. Les contraintes σ_h et σ_v croissent proportionnellement. Le rapport σ_h / σ_v est appelé coefficient de pression latérale au repos et noté K_0 :

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (1.2)$$



(a) Contrainte totale à la profondeur z (b) Chemin de contraintes lors d'un essai K_0 .

Figure 1.2 Pression des terres au repos.

Il existe quasiment autant d'expressions de détermination du coefficient K_0 que d'auteurs s'étant penchés sur le problème. La majeure partie de ces expressions, quel que soit l'état de consolidation du sol, est présentée dans (Gaudin, 1999).

Le concept de ce coefficient K_0 a été émis par Terzaghi, à la suite de ses expériences de 1932 et 1934 (Reimbert et Reimbert, 2001).

Pour un sable, l'expression la mieux adaptée est celle de Jaky, établie en 1944 à partir de l'étude de la stabilité d'un massif selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi \right) \quad (1.3)$$

Cette formulation est aujourd'hui habituellement utilisée sous sa forme simplifiée:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \quad (1.4)$$

Fraser (1957) a proposé d'autre formulation empirique de K_0 pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Fraser s'écrit:

$$K_0 = 0.9(1 - \sin \varphi') \quad (1.5)$$

D'autres formules empiriques ont été proposées par:

- Kezdi (1962):

$$K_0 = \left[1 + (2/3) \sin \varphi' \right] \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi'} \right) \quad (1.6)$$

- Brooker et Ireland (1965):

$$K_0 = (0.95 - \sin \varphi') \quad (1.7)$$

- Saglamer (1975):

$$K_0 = 0.97(1 - 0.97 \sin \phi') \quad (1.8)$$

Afin de comparer ces formules empiriques entre eux, la programmation MATLAB présentée à l'Annexe B est utilisée pour tracer les courbes de la figure 1.3 qui donne la variation du coefficient de pressions des terres au repos en fonction de l'angle de frottement du sol.

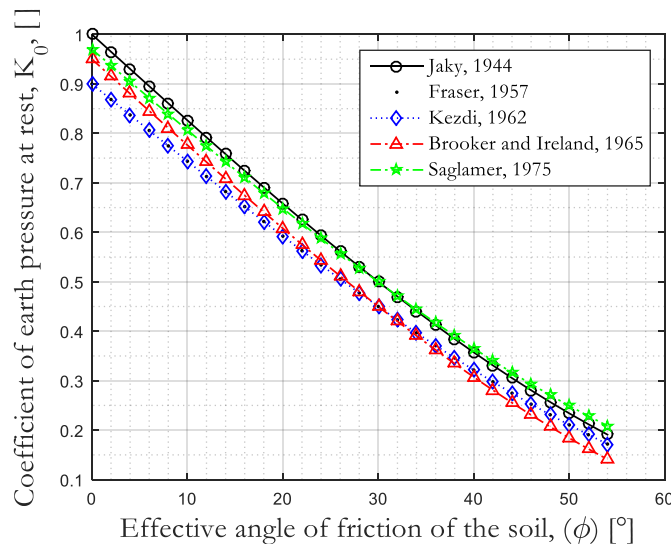


Figure 1.3 Coefficient des terres au repos K_0 en fonction de l'angle de frottement du sol.

La multitude des formules souligne la difficulté pour le praticien du choix d'une valeur de coefficient de pression des terres au repos. Certaines valeurs du coefficient de pression des terres au repos suggérées pour sols pulvérulents, basées sur des mesures in situ, sont données de façon approximative au tableau 1.1.

Tableau 1.1 Valeurs de coefficient K_0 pour sols pulvérulents: ^(a)-(Schlosser, 1997), ^(b)-(Venkatramaiah, 2006),.

Sols	e	K_0	Auteurs (référence)
Sable lâche	-	0.45 à 0.5	Schlosser (1997) ^(a)
Sable compact	-	0.40 à 0.5	Schlosser (1997) ^(a)
Sable lâche	0.8	0.64	Venkatramaiah (2006) ^(b)
Sable dense	0.6	0.49	Venkatramaiah (2006) ^(b)
Sable compacte	-	0.8	Venkatramaiah (2006) ^(b)

Le problème de pressions des terres active et passive derrière un ouvrage de soutènement rigide est très largement étudié dans la littérature Géotechnique depuis les travaux de Coulomb en 1776.

1.2.2 Etat Actif

Si on écarte le mur du massif de sol, l'action du massif sur le mur décroît suite à la décompression. Cette action est appelée poussée ou pression active. A un certain déplacement, le sol n'est plus susceptible de se décompresser davantage, des zones de ruptures apparaissent dans la masse du sol, et une masse de sol suit le mouvement du mur. L'intensité de la force de poussée est alors une constante ayant une valeur minimale lors de la rupture. La pression active des terres indique la magnitude de la force qui peut être développée par un éloignement de l'écran de la masse qu'il est supposé de retenir.

1.2.3 Etat Passif

Si on déplace le mur contre la masse de sol, la réaction du terrain est alors appelée butée ou pression passive des terres. La pression passive des terres est plus grande que la pression naturelle des terres, et augmente avec le déplacement de l'écran pour atteindre une valeur maximale à la rupture. La pression passive des terres indique la valeur maximale de la force que l'on peut développer par un mouvement de l'écran contre la masse de sol. Elle représente l'intensité de la force que reprend le sol juste avant la rupture.

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrages par le terrain.

Deux grandes familles de méthodes analytiques sont aujourd'hui utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement. Les méthodes aux équilibres limites et la méthode aux coefficients de réaction. Ces deux méthodes ne s'opposent pas l'une à l'autre, elles permettent de décrire avec une complexité croissante le comportement de l'ouvrage en élargissant ainsi progressivement le champ de leur application.

1.3 MÉTHODES CLASSIQUES DE CALCUL STATIQUE

Il s'agit des méthodes de dimensionnement et de calcul des ouvrages Géotechniques plus anciennes qui se basent sur des théories classiques de la poussée et de la butée. Aussi appelées méthodes traditionnelles à la rupture car elles sont toutes fondées sur un même postulat de base lié à la condition réalisée de rupture plastique au sein du massif ou le long des surfaces spécifiques. Du fait qu'elles sont appliquées pour les ouvrages rigides et elles considèrent le sol comme un matériau plastique, elles sont aussi appelées «méthodes à comportement rigide-plastique» dans certains ouvrages de littératures Géotechniques.

Ainsi, seules sont présentées les différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement qui ont servi dans le cadre de ce travail (on se limitera aux ouvrages rigides autostables, avec les méthodes **Coulomb**, **Rankine** et **Boussinesq**).

La détermination des forces agissantes entre le sol et les ouvrages de soutènement est d'une importance capitale dans la Géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un ouvrage de soutènement nécessite la connaissance profonde des pressions des terres passives et actives.

Quel que soit leur type, le dimensionnement des ouvrages de soutènement passe par l'application des pressions active et passive aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le sol. Lorsque l'ouvrage de soutènement soumis aux pressions actives ou passives de sol, il y a tendance de parler à la poussée et à la butée. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens de mouvement du sol; elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

Les trois principales méthodes de calcul des ouvrages de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes: la méthode de **Coulomb**, la méthode de **Rankine** et la méthode des équilibres limites.

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite. En fait, le contact sol-écran n'est considéré pas dans ces méthodes de calcul.

1.3.1 Théorie du coin de Coulomb 1776 ‘Coulomb’s Wedge Theory’

Le mémoire le plus ancien sur la poussée des terres a été présenté par Charles de Coulomb, ingénieur physicien (travaux présentés en 1773 et publiés en 1776). Dans son «*Essai sur une application des règles des Maximis et Minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*», à l'académie royale des sciences France.

Coulomb a étudié le problème de poussée latérale des terres sur les ouvrages de soutènement en ne supposant que la force agissante sur un mur de soutènement résultant du poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane (figure 1.4).

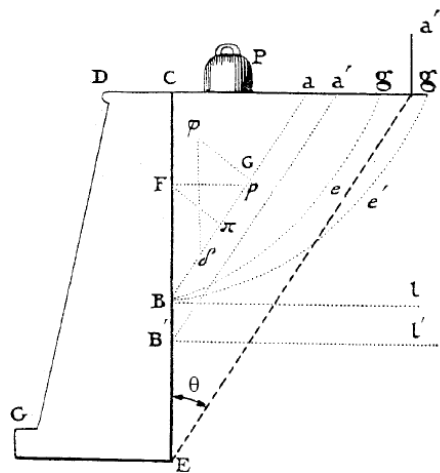


Figure 1.4 Étude du mur de soutènement par Coulomb, 1776.

L'équilibre des forces a été utilisé pour évaluer la grandeur de poussée des terres agissante sur un mur pour des conditions actives et passives. Puisque le problème est indéterminé, un certain nombre de surfaces de rupture potentielle doivent être analysées afin d'identifier la surface de rupture critique (la surface qui produit la plus grande poussée ou la plus petite butée).

Les principales hypothèses de la théorie de Coulomb sont les suivantes:

- le sol derrière le mur est homogène, isotrope, et possédant un frottement;
- si le mur se déplace, une rupture se produit dans la masse de sol que le mur est supposé retenir;
- la surface de rupture de la masse est plane, passe par le point d'intersection de la face interne du mur et de la base du mur (talon du mur), et fait un angle α par rapport à l'horizontale. Cette hypothèse est motivée par des observations faites sur des ouvrages réels qui se sont renversés;

- la force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

Les hypothèses de Coulomb considèrent le prisme de sol dans son intégrité, et permettent de rendre le problème de la détermination des pressions des terres statiquement déterminé. La magnitude des pressions des terres est calculée en utilisant les règles d'extremums (Annexe A.1). Et les valeurs des forces actives ou passives sont calculées à partir des considérations suivantes: Parmi une infinité de surface passant par le talon du mur, les plus dangereuses sont respectivement celle pour laquelle la force active (poussée) est maximale, et celle pour laquelle la force passive (butée) est minimale.

La figure 1.4, représente un mur dont le parement contre le massif est vertical. Ce mur est vu en coupe verticale perpendiculaire à celui-ci. Il retient un massif au repos à surface horizontale libre.

Coulomb a défini, au sein du massif et lorsque celui-ci est sans cohésion, un prisme maximum agissant sur le mur.

Etendu à la hauteur totale EC du mur, ce prisme a pour section le triangle ECa'' .

Coin de rupture de Coulomb:

A la rupture une fissure sensiblement rectiligne partage le massif derrière le mur de soutènement en deux à partir du pied entre le mur et la fissure, ce coin accompagne le mur dans son déplacement.

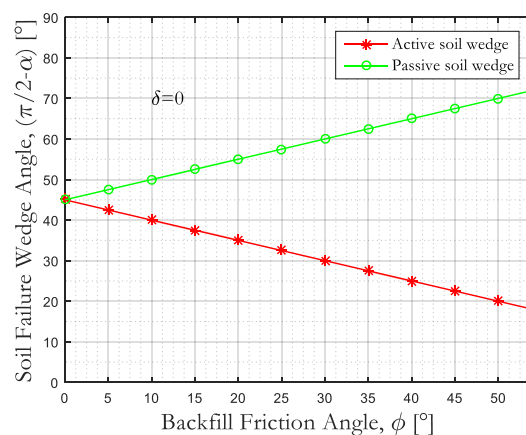


Figure 1.5 Angles de coins de rupture actifs et passifs de Coulomb.

Pour le cas d'un mur vertical de hauteur H , retenant un sol de poids volumique γ et possédant un angle de frottement interne φ , le poids W du prisme de sol est:

$$W = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha} \quad (1.9)$$

Où α représente l'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale.

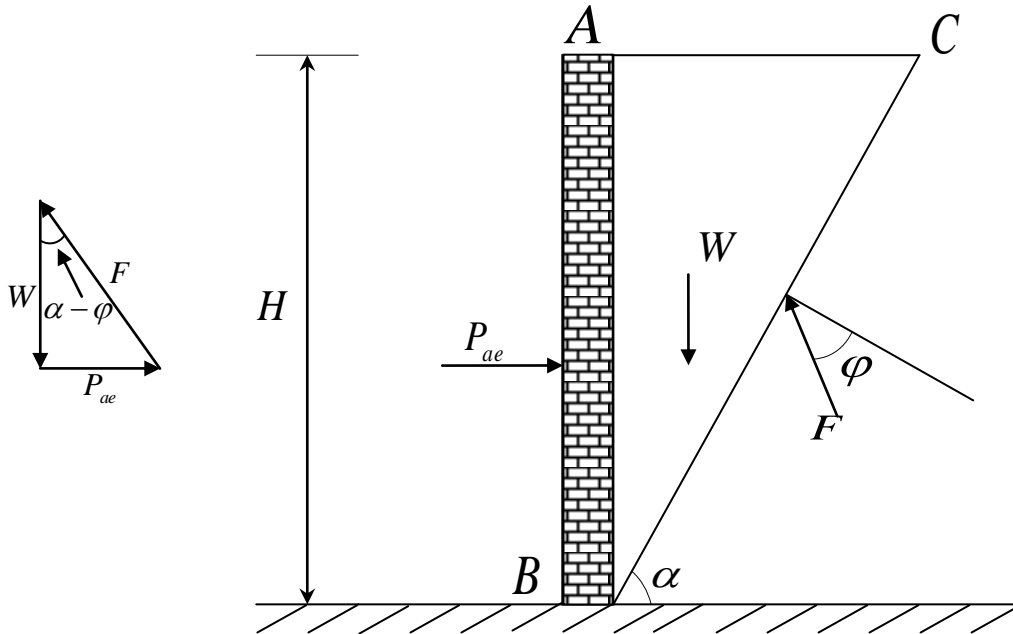


Figure 1.6 Forces de poussée exercée sur un mur par la méthode de Coulomb.

L'équilibre statique est vérifié, on a alors:

$$\left. \begin{aligned} F \times W \sin(\alpha - \varphi) &= F \times P_a \sin(\pi/2 - \alpha + \varphi) \\ P_a &= W \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1.10)$$

L'extremum est obtenu lorsque $\frac{\partial P_a}{\partial \alpha} = 0$.

L'inclinaison de la surface de rupture α est alors déterminée mathématiquement par maximisation de la poussée contre l'écran nécessaire à l'équilibre, cette force étant admise perpendiculaire au mur.

La valeur extrême de la force active est obtenue lorsque $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$; (Annexe A.1).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1.11)$$

L'intensité de la force résultante des pressions des terres qui s'exercent sur la structure de soutènement est évaluée à partir de l'équilibre statique des forces. On distingue deux équilibres statiques selon que la structure de soutènement s'éloigne, ou bute contre la masse de sol. Ces deux équilibres permettent d'évaluer respectivement la force P_a de poussée ou les pressions actives des terres (la masse de sol est active) et la force P_p de butée ou les pressions passives (la masse de sol est passive). La différence entre les équilibres statiques limites des forces à l'état actif et à l'état passif est une conséquence de la direction des contraintes de cisaillement dans les plans de glissements.

L'équilibre statique limite permet d'exprimer la force, active ou passive, résultante des pressions des terres sur la structure de soutènement en fonction de l'inclinaison α du plan de rupture par rapport à l'horizontale:

$$P_{a,p} = W \frac{\sin \xi}{\sin \psi} = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\cos(\beta - \alpha) \cdot \cos(\alpha - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \sin(\alpha - \beta)} \frac{\sin \xi}{\sin \psi} \quad (1.12)$$

Dans le cas d'équilibre actif:

$$\xi = \alpha - \varphi \quad \text{et} \quad \psi = \frac{\pi}{2} + \alpha + \delta + \varphi$$

Dans le cas d'équilibre passif:

$$\xi = \alpha + \varphi \quad \text{et} \quad \psi = \frac{\pi}{2} + \alpha - \delta - \varphi$$

L'intensité de force active (ou passive) est obtenue à partir de la condition d'extremum ($\partial P_a / \partial \alpha = 0$ ou $\partial P_p / \partial \alpha = 0$). Cette condition d'extremum permet de localiser la surface de rupture dans la masse du sol.

Les forces active et passive sont alors exprimées par:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad \text{et} \quad P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (1.13)$$

Où K_a et K_p sont les coefficients de poussée et de butée respectivement, dépendant de la géométrie du mur, des propriétés mécaniques du sol et de l'interface mur-sol. Ces coefficients sont évalués par:

$$K_{a,p} = \frac{\cos^2(\varphi \mp \lambda)}{\cos(\lambda \pm \delta) \cos^2 \lambda} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi \mp \beta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\delta \pm \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (1.14)$$

La figure 1.7 permet d'évaluer l'intensité de la force de poussée ou de butée sur la structure de soutènement.

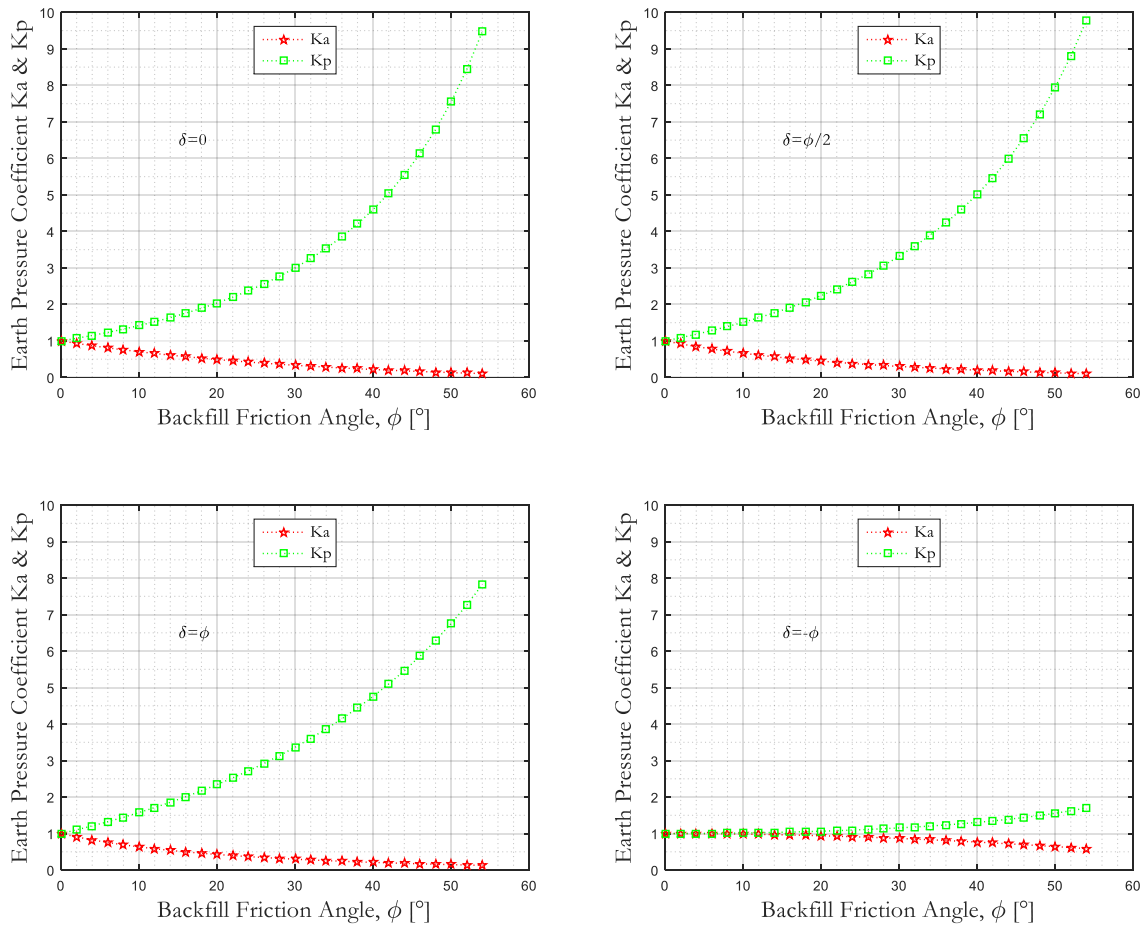


Figure 1.7 Coefficients de poussée des terres active et passive par la méthode de Coulomb.

Il a noté que les coefficients de pressions actives des terres, ne sont pas fortement affectés par l'angle d'interface δ , cette affectation diminue avec la diminution de la valeur de δ . Par contre les coefficients de pressions passives des terres, sont affectés par l'angle d'interface δ , spécialement où cet angle est négatif.

1.3.2 Théorie de Rankine (1857)

W.J. Macquorne Rankine 1857 dans son mémoire «*On the stability of loose earth*» publié à *the Philosophical Transactions of the Royal Society*, estime que la démarche suivie par Coulomb n'est pas satisfaisante du point de vue scientifique et motive ainsi sa volonté d'aborder le problème de la stabilité des terres de façon plus mathématique. La méthode est basée sur toute une zone de rupture.

Il exprime les conditions de rupture d'une masse de sol infinitésimale sur la base de l'état de contraintes d'un solide (selon Cauchy et Lamé) en admettant le critère de rupture proposé par Coulomb. Il obtient ainsi une relation définissant la contrainte principale minimale que peut supporter une masse granulaire sans cohésion en fonction de la contrainte principale maximale appliquée.

Ce résultat est ensuite appliqué au cas d'un mur de soutènement pour déterminer la poussée latérale minimale nécessaire à assurer la stabilité de la masse de terre retenue par le mur. Dans le cas où la surface du sol est horizontale, la contrainte maximale en un point correspond au poids de la colonne de terre située au-dessus de ce point. La contrainte horizontale minimale nécessaire pour assurer la stabilité est définie comme la contrainte verticale multipliée par le coefficient donné par l'équation (1.15). A noter que le cas traité par Rankine correspond au cas d'un sol sans cohésion.

Cas d'une surface libre horizontale

L'état des contraintes au repos en un point à une profondeur z est représenté par le cercle de Mohr I, (figure 1.8). Cet état est caractérisé par une contrainte verticale $\sigma_v = \gamma z$ et une contrainte horizontale $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ représentant la pression latérale au repos.

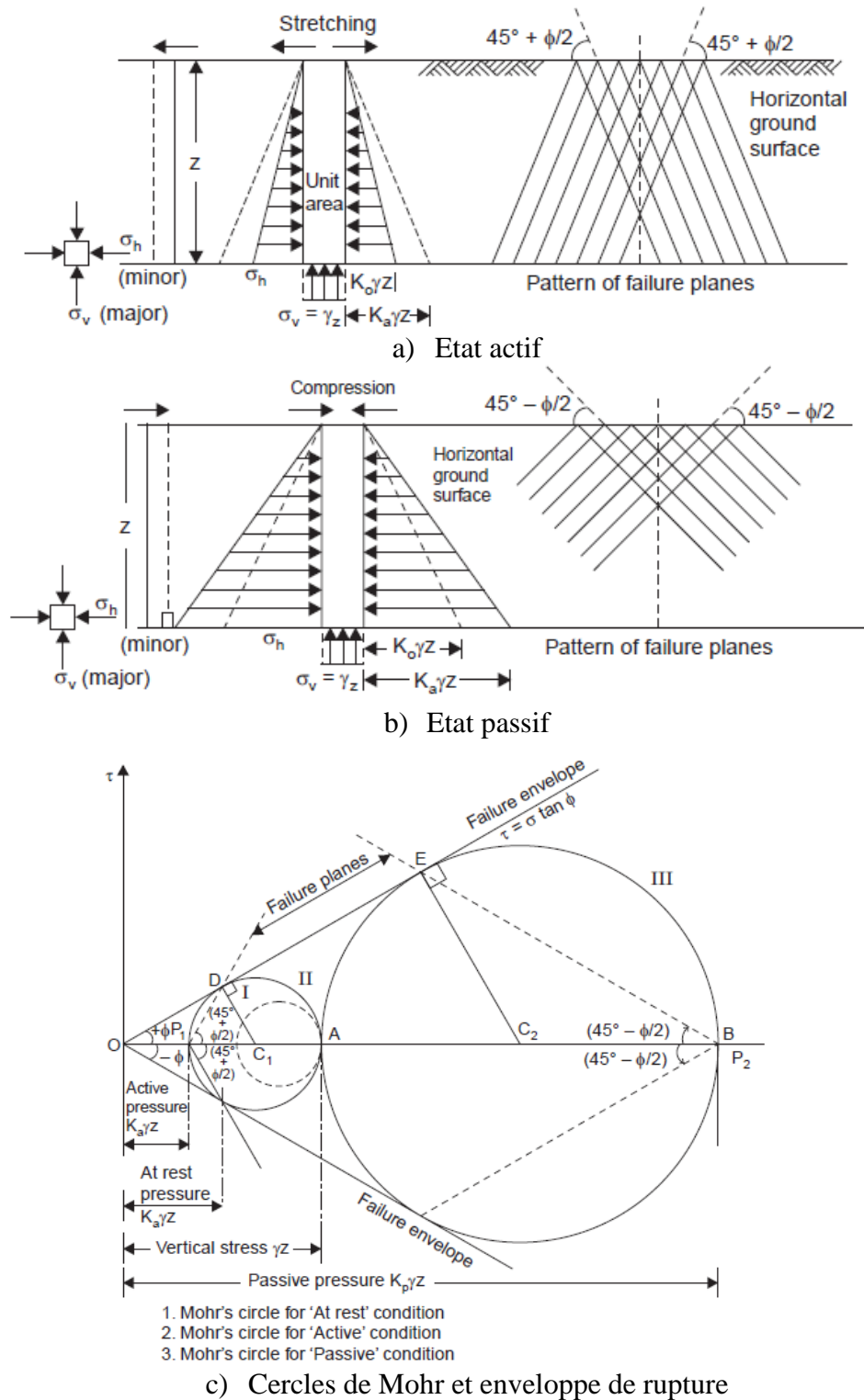


Figure 1.8 Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent (Venkatramaiah, 2006).

L'expansion latérale sous une contrainte verticale constante mobilise graduellement la résistance au cisaillement induisant par la même occasion une réduction de la pression latérale. Une mobilisation continue de la résistance au cisaillement tend à promouvoir un

état d'équilibre limite (équilibre plastique). A l'état d'équilibre limite la condition de rupture est satisfaite en tout point de la masse de sol. Dans le cas d'une expansion latérale (état actif), la pression latérale des terres (pression active) à l'état d'équilibre limite est déduite du cercle de Mohr II (figure 1.8.c) et s'exprime par: (Annexe A.2)

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (1.15)$$

$$\text{où} \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ le coefficient des pressions actives des terres.}$$

La surface de glissement pour laquelle la condition de rupture (critère de Mohr- Coulomb) est satisfaite fait un angle de $(\pi/4 + \varphi/2)$ avec le plan principal majeur (dans ce cas le plan est horizontal). Le critère de Mohr-Coulomb prévoit en tout point deux surfaces de glissement à $(\pi/2 - \varphi)$ l'une de l'autre.

Une compression latérale sous une contrainte verticale constante mobilise aussi la résistance au cisaillement induisant par la même occasion une augmentation de la pression latérale susceptible d'induire un état d'équilibre limite dans la masse du sol.

Dans le cas d'une compression latérale (état passif), la pression latérale des terres (pression passive) à l'état d'équilibre limite est déduite du cercle de Mohr III (figure 1.8.c) et s'exprime par: (Annexe A.2)

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (1.16)$$

$$\text{où} \quad K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \text{ le coefficient des pressions passives des terres.}$$

Il est admis que l'état de rupture de la masse du sol est obtenu par des déformations latérales de compression ou d'extension en maintenant la contrainte verticale constante. Seule la contrainte sur la facette verticale varie. L'état d'équilibre limite est atteint lorsque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est vérifié (le cercle de Mohr est tangent à l'enveloppe de Mohr-Coulomb).

Les contraintes de poussées (équilibre inférieur de Rankine) sont données par:

$$\sigma_{hA} = K_a \sigma_{vA} = K_a \tau \cos \beta \quad (1.17)$$

Le coefficient de poussée K_a , et de butée K_p sont donnés par: (Annexe A.3)

$$K_{a,p} = \frac{\cos \beta \mp \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta \pm \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varepsilon}{2}\right) \quad (1.18)$$

$$\text{où } \cos \varepsilon = \frac{\cos \varphi}{\cos \beta}$$

Les pressions des terres de Rankine ont une variation linéaire avec la profondeur z et ont une direction parallèle à la surface libre.

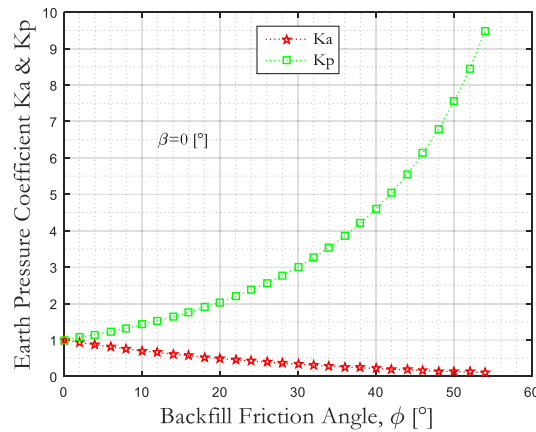


Figure 1.9 Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement du sol par la méthode de Rankine.

En partant des insuffisances de la théorie de Rankine, c-à-d du fait des massifs réels limités, des contraintes non principales et des écrans rugueux et non lisses, il y a alors la création de contraintes de cisaillement, et les lignes de glissement ne sont plus des droites. Il est donc souhaitable de bâtir un schéma plus général permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran. C'est Boussinesq qui, pour la première fois, en 1876, a indiqué les grandes lignes. Dans ces conditions complexes, le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables. Différents auteurs ont considéré des schémas de rupture plus élaborés et ont proposé des relations afin de trouver des solutions plus exactes. Parmi ces chercheurs, on peut citer Packshaw (1969) qui a considéré une surface de rupture circulaire et Caquot et Kérisel (1984) qui ont considéré une surface elliptique. Il a été démontré qu'on pourrait même assimiler ces lignes de glissement dans leur ensemble, avec une faible marge d'erreurs, à des spirales logarithmiques (Terzaghi et Peck 1967, James et Bransby 1971, Shields et Tolunay 1973).

1.3.3 Méthode de Boussinesq (1882)

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol de remblai et l'écran de soutènement 'dépendant de la rugosité de l'écran', c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran (figure 1.10).

Il pose les équations différentielles de tous les équilibres de poussée sur un parement quelconque avec une obliquité quelconque entre $+\varphi$ et $-\varphi$ donnant ainsi la solution du problème dans tous les cas de déplacement relatif du mur par rapport au massif et de rugosité du mur sur le sol.

Boussinesq détermine l'équation de ces courbes, mais ses calculs l'ont conduit à des équations différentielles non-intégrables. Ce problème a été résolu par Caquot *et* Kérisel (1948). Plus précisément, Caquot *et* Kérisel ont considéré un massif pulvérulent limité par l'écran et la surface libre plane (Figure 1.10).

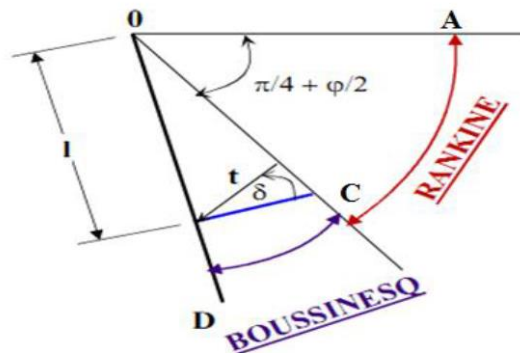


Figure 1.10 Equilibres de Boussinesq et Rankine.

Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC) tel que dans la zone OAC où le sol est en équilibre de Rankine et dans la zone ODC (équilibre de Boussinesq). Mathématiquement, il s'agit de chercher une solution aux équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions des limites suivantes:

- raccordement sur OD aux conditions d'orientation de la contrainte; l'interaction sol-écran est prise en compte;
- raccordement sur OC aux conditions d'équilibre de Rankine.

Une surface de rupture logarithmique spirale, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur.

Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur la figure 1.11, calculées par Caquot et Kerisel (1948). Kerisel et Absi (1990), ont également assemblé des tables pour les valeurs de K_a et K_p , basées sur la méthode logarithmique spirale.

Une surface de rupture logarithmique spirale, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur.

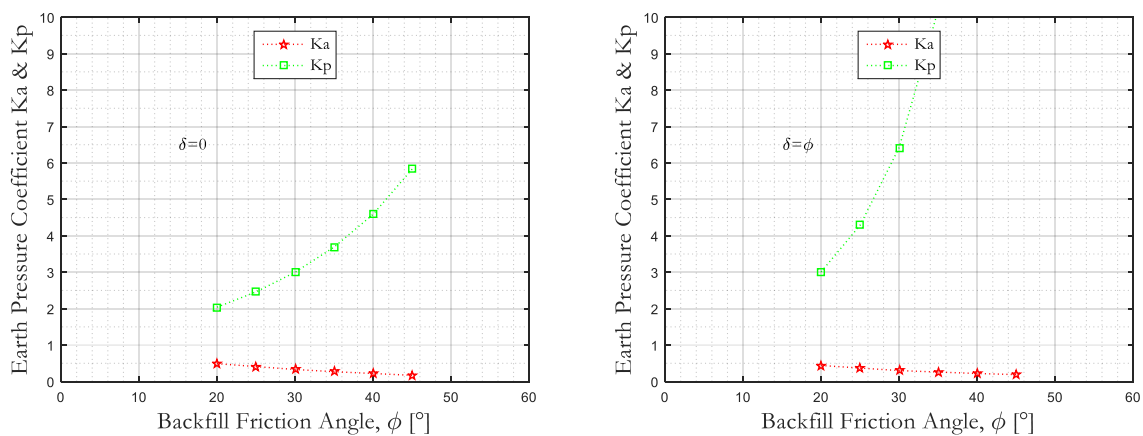


Figure 1.11 Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement du sol par la méthode de Boussinesq.

La méthode des équilibres limites, proposée par Boussinesq, est la plus satisfaisante des méthodes soulignées auparavant. La méthode est adaptée aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot.

Comparaison entre les différentes méthodes de calcul statique

Afin de comparer les trois méthodes présentées dans les paragraphes précédents, sous forme des représentations graphiques des résultats obtenus (figure 1.12), on a noté que les coefficients de pressions actives des terres, ne sont pas fortement affectés par l'angle d'interface δ , cette affectation diminue avec la diminution de la valeur de δ .

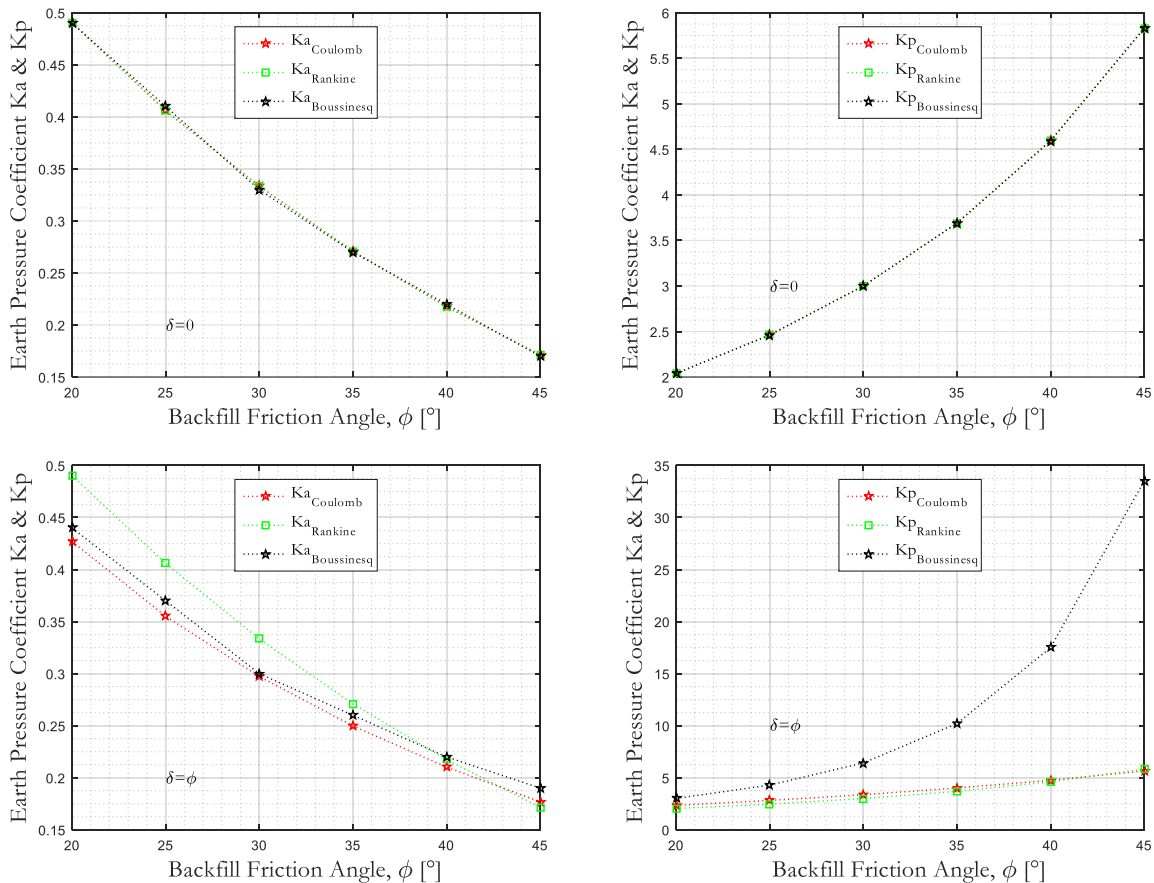


Figure 1.12 Comparaison des valeurs des coefficients des pressions obtenues par diverses méthodes.

Kramer (1996), dans le cadre d’une conclusion sur les méthodes de le calcul des pressions statiques des terres sur les ouvrages de soutènement ont fait le commentaire suivant sur les méthodes de Coulomb et Rankine: “*The Rankine and Coulomb coefficient tend to under-predict and over-predict the maximum passive earth pressure, respectively. Rankine theory greatly under-predicts actual passive earth pressures and is rarely used for that purpose. Coulomb theory over predicts passive pressures (an un-conservative error) by about 11% for $\delta = \phi/2$ and by 100% or more for $\delta = \phi$. For that reason, Coulomb theory is rarely used to evaluate passive earth pressures when $\delta > \phi/2$.*”

Ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le pré dimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants néanmoins elles sont inaptes pour quantifier les déplacements de l’écran comme elles ignorent l’influence de déplacement et de rotation de l’écran sur les réactions

du sol ainsi que l'influence de la déformation du sol et les appuis sur les efforts et les moments induits dans l'écran (Vossoughi et al, 2001).

1.4 MÉTHODES AUX COEFFICIENTS DE RÉACTION

La méthode aux coefficients de réaction trouve ses origines dans le modèle des fondations superficielles de Winkler (1867) qui suppose que la variation de pression en un point de l'interface sol-structure ne dépend que du déplacement de ce point selon la direction normale à l'interface. Ce modèle, appliqué aux problèmes de soutènement, pour caractériser l'interaction entre l'écran et le massif de sol, ce qui constituait une avancée importante par rapport aux méthodes classiques.

Les premières mises en œuvre de la méthode sont dues à Turabi et Balla (1968) et surtout à Haliburton (1968) qui le premier borna la loi de réaction du sol par les états d'équilibre limite de poussée et de butée. Son développement a dès lors connu un essor considérable grâce aux avancées de calcul automatique permettant un traitement rapide et fiable de la méthode et la résolution de problèmes plus complexes.

Pour un historique détaillé de la méthode aux coefficients de réaction et un état des lieux des derniers avancements, il est possible de se reporter aux travaux de Delattre (1999). Le présent paragraphe se limite à rappeler les fondements théoriques nécessaires à la compréhension de la méthode, ainsi que les hypothèses retenues.

1.4.1 Mise en Équation de la Méthode

La méthode aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol. L'équilibre statique de la paroi assimilée à une poutre est régit par l'équation différentielle suivante:

$$\frac{d^4(EI(z)y(z))}{dz^4} + q(y, z) = 0 \quad (1.19)$$

avec EI le produit d'inertie de la paroi, $y(z)$ le déplacement à la cote z et $q(y, z)$ le chargement sur la paroi défini par:

$$q(y, z) = p_1(y, z) + p_2(y, z) + p_h(y, z) \quad (1.20)$$

où p_1 et p_2 sont les pressions de part et d'autre de l'écran, p_h la pression hydraulique différentielle. A un niveau z donné, la pression p_1 , p_2 est fonction du déplacement y selon l'hypothèse de Winkler:

$$\Delta p = k \Delta y \quad (1.21)$$

k est le coefficient de réaction du sol en $[kPa/m]$. L'expression (1.21) est appelée loi de réaction. L'intégration de l'équation (1.19) passe par la définition de conditions initiales et de conditions aux limites.

1.4.2 Définition de la loi de Réaction

Cette loi est bornée par la pression limite de poussée P_a et la pression limite de butée P_p . La variation de pression entre ces deux états est supposée linéaire et de coefficient k_h , coefficient de réaction. Selon les hypothèses faites sur le sol, le coefficient de réaction peut être différent selon que le sol est en poussée active ou passive (figure 1.13.a) ou identique (figure 1.13.b). La position de la courbe de réaction selon l'axe y dépend de la phase de calcul considérée. Pour la première phase, à déplacements nuls, la courbe de réaction passe par le point P_0 , pression des terres au repos définie par le coefficient K_0 (dans certains cas, la pression initiale sur l'écran soit différente de la pression au repos).

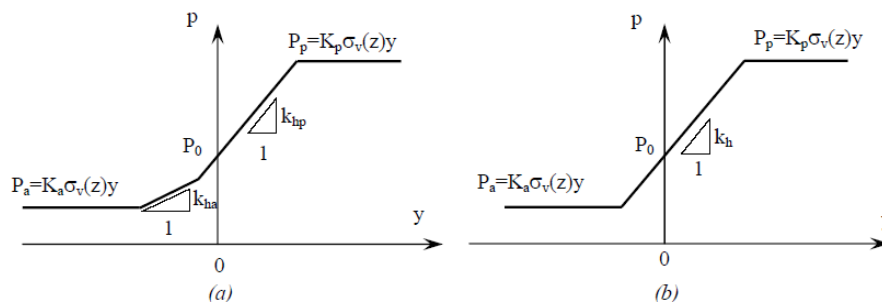


Figure 1.13 Définition d'une loi de réaction.

1.4.3 Détermination des Coefficients de Réaction

Le coefficient de réaction k_h n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, mais le paramètre d'une loi simplifiée d'interaction entre le sol et l'écran permettant de relier forfaitairement le déplacement de la paroi en un point donné à la pression qui s'y applique. Sa détermination a donc fait l'objet de nombreuses recherches, le tableau 1.2 donne les formules proposées par différents chercheurs.

Table 1.2 Coefficient de réaction 'Subgrade's reaction modulus'.

Équation	Chercheur(s)	Paramètres
$K = \frac{\pi E_s}{2b(1-\nu_s^2) \log(L/b)}$	Galini (2001)	E_s : Module d'élasticité de sol ν_s : Coefficient de Poisson H : Épaisseur de la couche L : Longueur de la poutre b : Largeur de la poutre
$K = \frac{0.65 E_s}{b(1-\nu_s^2)} \left(\frac{E_s b^4}{E_b I} \right)^{\frac{1}{12}}$	Vesic and Johnson (1943)	E_s : Module d'élasticité de sol ν_s : Coefficient de Poisson b : Largeur de la poutre I : Moment d'inertie de poutre E_b : Module d'élasticité de poutre
$K = \frac{0.65 E_s}{b(1-\nu_s^2)}$	Barden (1963)	E_s : Module d'élasticité de sol ν_s : Coefficient de Poisson b : Largeur de poutre
$K = \frac{E_s}{H(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}$	Vlazov and Leontiev's (1966)	E_s : Module d'élasticité de sol ν_s : Coefficient de Poisson H : Épaisseur de couche
$K = \frac{4E_s(1-\nu_s)}{H(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}$	Scott (1973)	E_s : Module d'élasticité de sol ν_s : Coefficient de Poisson H : Épaisseur de couche
$K = 1.2 E_s$	Makris and Gazetas (1992)	E_s : Module d'élasticité de sol
$K = \frac{C_2 G}{H}$	Richards et al. (1999)	C_2 : Variable géométrique H : Facteur d'échelle G : Module de cisaillement de sol

1.4 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à une brève recherche bibliographique relative aux méthodes de calcul utilisées dans l'étude du comportement statique des ouvrages de soutènement. Elles forment également la base des méthodes utilisées pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement en zones sismiques.

«Of all things, but proverbially so in mechanics, the supreme excellence is simplicity».

JAMES WATT, 1736-1819

Chapitre II

APPROCHE PSEUDO-STATIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

2.1	Introduction	45
2.2	Approche Pseudo Statique	45
2.3	Méthode de Mononobe-Okabe (1926, 1929)	46
2.4	Diverses Méthodes Pseudo Statiques	50
2.4.1	Méthode de Arango (1969)	50
2.4.2	Méthode de Prakash et Basavanna (1969)	50
2.4.3	Méthode de Seed (1969)	50
2.4.4	Méthode de Chaudhury et al (2002)	52
2.4.5	Méthode de Evangelista et al (2010)	53
2.5	Coefficients Pseudo Statiques des Pressions des Terres	56
2.6	Conclusion	58

2.1 INTRODUCTION

La construction des ouvrages de soutènement en zones sismiques, nécessite un dimensionnement qui assure la stabilité à la fois statique et sismique, la première approche, qui fut élaborée pour la détermination des pressions dynamiques exercées par les terres, sur un ouvrage de soutènement, soumis à un chargement sismique, fut une approche pseudo statique, par Okabe (1926) et Mononobe et Matsuo (1929).

Ce chapitre porte sur l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement par une approche pseudo statique, et organisé comme suit: dans un premier temps, la définition de l'approche pseudo statique est donnée, puis la méthode de base de cette approche est présentée, et il est focalisé de situer leurs hypothèses, recensées leurs avantages et critiques. Enfin, dans ce chapitre les diverses méthodes inspirées de la méthode MO sont arborées.

Une description plus détaillée des différentes méthodes de cette approche peut être trouvée dans les références: Kramer (1996), Davidovici (1999), et Zeghlache (1998).

2.2 APPROCHE PSEUDO STATIQUE

Par approche pseudo statique on entend par définition: l'étude ou l'analyse statique équivalente des pressions des terres qui s'exercent sur un ouvrage de soutènement lors d'une sollicitation dynamique. L'analyse statique équivalente consistant à remplacer les sollicitations dynamiques par des forces quasi-statiques équivalentes. Par une telle approche la nature dynamique du phénomène est entièrement masquée (Zeghlache, 1998).

Cette approche repose sur un calcul d'équilibre limite à la rupture ou de l'analyse limite, dans laquelle on introduit un effort appliqué au centre de gravité du massif étudié, où l'intensité égale à son poids multiplié par un coefficient d'accélération sismique.

Le principe de l'approche pseudo-statique, consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente, qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients a_h et a_v appelés coefficients sismiques, destinés à caractériser respectivement les composantes horizontale dirigée vers l'aval et verticale descendante ou ascendante des forces P apportées au massif du remblai.

L'approche pseudo-statique est utilisée, dans le cadre d'un calcul simplifié: le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

2.3 MÉTHODE MONONOBE-OKABE (1926, 1929)

La première approche élaborée fut une approche pseudo statique par Okabe (1926) et Mononobe-Matsuo (1929). Cette méthode a eu une endurance remarquable du fait de sa simplicité et les nombreux modèles pseudo statiques qui ont suivi, s'en sont fortement inspirés (Zeghlache, 1998). Cette méthode a été fondamentalement développée pour calculer la pression active et passive des terres pour des sols secs et pulvérulents.

La méthode est l'extension directe de la méthode de Coulomb vue précédemment.

Mononobe et Okabe ont adapté les hypothèses de Coulomb à savoir:

- le sol est homogène, sans cohésion et sec;
- le mur se déplace suffisamment pour créer dans le massif amont un état d'équilibre limite;
- une surface de glissement se développe dans le massif amont. Cette surface de glissement est plane passant par la base du mur. La friction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface lors de la rupture;
- le coin du sol délimité par cette surface de glissement et la paroi amont du mur, se comporte comme un corps rigide, homogène et caractérisé par les accélérations développées à la base du mur.

Lors d'un séisme, les ondes engendrent des vibrations dans le sol (sols de fondation et de remblai) qui provoquent le déplacement des ouvrages de soutènement. Ces ouvrages vont alors s'opposer à leur mise en mouvement en donnant naissance à des forces d'inertie qui s'opposent au mouvement. Chaque masse m attachée à la structure communiquera une force d'inertie.

En considérant l'équilibre des forces s'exerçant sur le prisme de glissement ABD (figure 2.1) lorsque le sol se trouve dans un état d'équilibre actif qui permet de déterminer la poussée dynamique, Mononobe et Okabe schématisent les effets de la sollicitation dynamique par deux forces d'inerties, horizontale et verticale, correspondant au champ

uniforme des accélérations. Ces forces, horizontales F_h et verticales F_v , sont données par l'expression:

$$F_{h,v} = k_{h,v} W \tag{2.1}$$

Avec k_h et k_v respectivement les accélérations horizontales et verticales exprimées dans ce cas comme une fraction de l'accélération de la pesanteur g .

Le principe de la méthode de Mononobe-Okabe consiste à faire subir fictivement à l'ensemble du mur-sol une rotation θ de telle sorte que le poids apparent du sol devienne vertical, et à appliquer à ce poids apparent vertical, des forces d'inertie quasi statiques appliquées au remblai simulant l'effet du séisme.

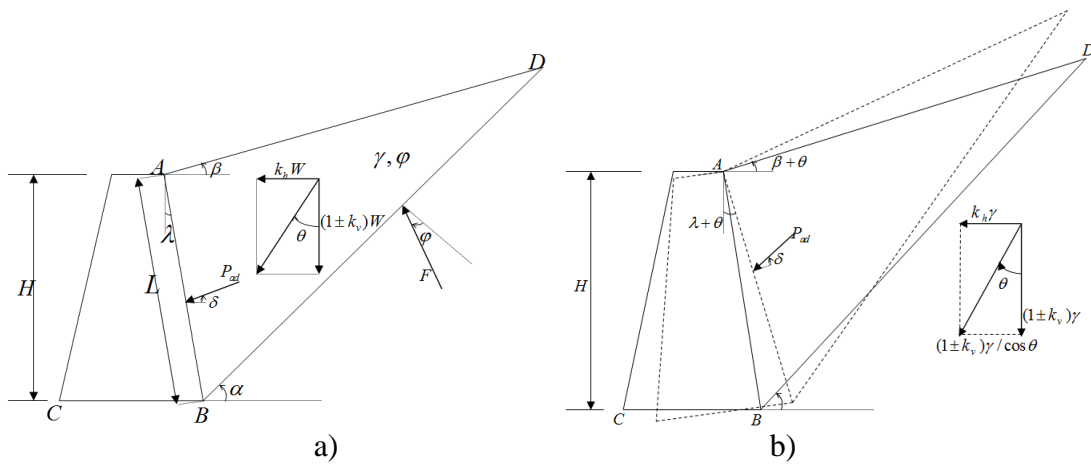


Figure 2.1 Méthode de Mononobe Okabe.

L'inclinaison de la surface de rupture est déterminée de façon à maximiser la pression des terres sur le mur comme dans la théorie de Coulomb, lorsque le sol se trouve dans un état d'équilibre de poussée active.

D'après la théorie de Coulomb-Rankine la poussée active statique est:

$$P_{as} = K_{as} \gamma \frac{L^2}{2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_{as}}{\cos^2 \lambda} \tag{2.2}$$

$$\text{Où } K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\varphi + \lambda)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\varphi + \lambda)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \tag{2.3}$$

Le point d'application de cette force est situé à mi-hauteur du mur.

On détermine le coefficient de poussée globale en remplaçant:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \text{ par } \lambda + \theta \\ \beta \text{ par } \beta + \theta \\ \gamma \text{ par } \left(\frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \right) \gamma \end{array} \right\} \quad (2.4)$$

La méthode de Mononobe Okabe fournit la poussée globale active P_{ae} et passive P_{pe} du sol, avec les hypothèses définies à la figure (2.1):

$$P_{ae,pe} = \frac{1}{2} \gamma L^2 (1 \pm k_v) K_{ae,pe} \quad (2.5)$$

Les coefficients $K_{ae,pe}$ sont déterminés par:

$$K_{ae,pe} = \frac{\cos^2(\varphi \mp \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta \pm \lambda + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi \mp \beta - \theta)}{\cos(\delta \pm \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

On notera d'après cette expression (2.6) que le coefficient de poussée dynamique active n'est défini que pour la valeur sous la racine soit supérieure ou égale à zéro, c-à-d:

$$\varphi - \beta - \theta \geq 0 \quad (2.7)$$

Au-delà, il n'y a pas d'équilibre possible du talus, et la valeur de θ étant donnée par les caractéristiques du mouvement sismique, l'inégalité (2.7) donne l'angle de talus limite du remblai soutenu: $\beta \leq \varphi - \theta$

Pour $\theta = 0$, correspondant à la situation statique, on retrouve que la pente du remblai ne peut excéder l'angle de frottement interne φ .

La configuration géométrique de l'ouvrage étant donnée, l'inégalité (2.7) donne l'accélération maximale que le mur de soutènement peut subir:

$$\theta = \arctg \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right] \leq \varphi - \beta \quad \text{Soit} \quad \frac{k_h}{1 \pm k_v} \leq \text{tg}(\varphi - \beta);$$

Dans le cas d'un remblai horizontal $\beta = 0$, on retrouve le critère limite de cisaillement de Coulomb, soit $\theta \leq \varphi$, Cela signifie qu'une couche horizontale ne peut transmettre par cisaillement une accélération supérieure à $\theta = \varphi$ (Davidovici, 1999).

On peut simplifier le calcul en considérant: $\beta = 0$ et $\lambda = 0$.

La poussée globale du sol est obtenue par:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ae} \quad (2.8)$$

$$K_{ae} = (1 \pm k_v) \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (2.9)$$

La comparaison des résultats de calcul avec l'expérience n'a pu être faite qu'avec des essais sur modèle réduit, elle conduit à un accord satisfaisant pour la valeur de la résultante de poussée dynamique. La surface de rupture paraît à peu près plane et l'angle de la surface de glissement avec l'horizontale est plus faible qu'en statique.

La méthode de Mononobe Okabe prête le flanc à deux critiques importantes (Davidovici, 1985):

- l'inertie propre du mur et plus généralement son comportement dynamique ne sont pas pris en considération ;
- il n'est tenu aucun compte du caractère transitoire de l'action sismique.

Partant de l'analyse de MO pour estimer l'effort de poussée transmis par le remblai, plusieurs recherches proposent des méthodes qui s'efforcent de répondre aux critiques précédentes.

2.4 DIVERSES MÉTHODES PSEUDO STATIQUES

La méthode de MO s'est très vite largement répandue dans le monde. Elle a fait l'objet d'un nombre important d'études, recherches, extensions parues dans la littérature, par différents chercheurs. Les principales sont: (Kapila, 1962), (Seed *et* Whitman, 1970), (Richards *et* Elms, 1979), (Nadim *et* Whitman, 1983), (Richards *et* Shi, 1994), (Choudhury *et al.*, 2002), (Greco, 2009), (Maylonakis *et al.*, 2007) et (Choudhury *et* Ahmed 2007).

2.4.1 Méthode d'Arango (1969)

Arango (1969) a développé une procédure simple pour obtenir les valeurs des coefficients des pressions latérales dynamiques des terres pour des conditions actives à partir des abaques standards des coefficients des pressions latérales statiques des terres pour l'état actif en utilisant la méthode de Coulomb.

2.4.2 Méthode de Prakash et Basavanna (1969)

Ils ont fait une étude théorique pour déterminer la hauteur du point d'application de la résultante calculée selon la formule de MO.

Ils ont montré qu'une distribution hydrostatique des contraintes derrière le mur n'était pas possible dans le cas d'un mur rugueux.

Ces auteurs ont montré également que l'accélération verticale ne modifie pas la distribution des pressions derrière le mur. Par contre l'angle d'obliquité δ avait une grande influence sur cette distribution. Dans le cas d'un mur lisse, on retrouve une distribution hydrostatique.

2.4.3 Méthode de Seed (1969)

On rappellera pour mémoire la méthode simplifiée proposée par Seed en 1969 permettant d'obtenir un pré-dimensionnement rapide des murs de soutènement, pour $\varphi \approx 35^\circ$ et $\beta = \lambda = \delta = 0$.

Cette méthode empirique admet que la surface plane de rupture du sol s'étend jusqu'à une distance $x = 0.75H$ de la crête du mur (figure 2.2), et que l'incrément de pression dynamique est égal à la force d'inertie du coin du sol ainsi déterminé ; on peut donc en déduire :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{3}{4} k_h \quad (2.10)$$

Le point d'application de l'incrément ayant pour cote $0.6H$. La pression dynamique globale a donc pour valeur :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(K_{as} + \frac{3}{4} k_h \right) \quad (2.11)$$

Cette méthode qui ne prend en compte que la composante horizontale du séisme, ne diffère pas de plus de 5% des valeurs trouvées par la méthode de Mononobe Okabe pour des terrains pulvérulents dont l'angle φ est voisin de 35° .

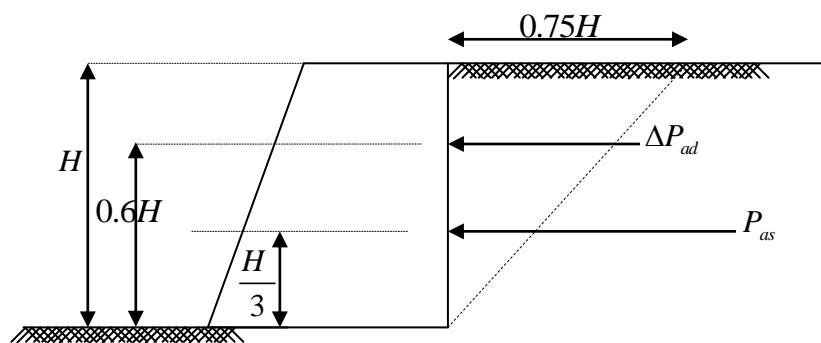


Figure 2.2 Méthode simplifiée de Seed.

Seed H, et Whitman R, V (1970) ont fait une étude paramétrique plus approfondie à partir de la formule de MO, Leurs principales conclusions sont les suivantes:

- la rugosité du mur à une influence faible sur le coefficient K_{ae} et sur la composante horizontale de la pression dynamique totale $P_{ae} \cos \delta$, Ils recommandent de faire les calculs en pratique avec $\delta = \varphi/2$;
- l'angle de frottement interne φ à une influence non négligeable. Dans un calcul de dimensionnement une sous-estimation de φ dans le calcul du coefficient de poussée dynamique K_{ae} donne une valeur majorée des efforts dynamiques P_{ae} ;
- l'inclinaison du remblai est un facteur important. Pour des valeurs croissantes de ce facteur, le coefficient de poussée K_{ae} augmente plus rapidement en fonction de l'accélération horizontale $k_h g$;

- l'accélération verticale $k_v g$ peut être négligée tant que celle-ci reste très inférieure à l'accélération horizontale $k_h g$, ils recommandent de faire les calculs en pratique avec k_v nul.

Considérant la décomposition:

$$K_{ae} = K_{as} + \Delta K_{ae} \quad (2.11)$$

avec K_{as} représentant le coefficient de poussée des terres au repos, Seed et Whitman montre en effet que l'on peut estimer le coefficient de l'incrément dynamique de poussée ΔK_{ae} par:

$$\Delta K_{ae} = \frac{3}{4} k_h \quad (2.12)$$

avec: le signe positive si l'accélération est dirigée vers le massif de sol, le signe négative si l'accélération est dirigée vers l'extérieur du massif pour un mur vertical avec un remblai horizontal en négligeant l'accélération verticale.

En pratique, ils recommandent de considérer que le point d'application de la poussée statique P_{as} soit situé à une hauteur égale à $H/3$ par rapport à la base du mur, et celui de l'incrément de poussée dynamique ΔP_{ad} soit situé à une hauteur égale à $0.6H$ par rapport à la base du mur.

2.4.4 Méthode de Choudhury et al (2002)

Pour corriger l'erreur de la méthode de Mononobe Okabe pour les pressions sismiques passives, Morisson et Ebeling (1995), Soubra (2000) et Kumar (2001) ont considéré des surfaces de rupture incurvées dans leurs analyses pour le cas passif. Cependant, toutes ces analyses ont été effectuées seulement pour des sables.

Choudhury et al (2002) ont donné une solution analytique pour la distribution des pressions sismiques passives derrière un mur de soutènement rigide soutenant un remblai pulvérulent, sec et homogène de surface horizontale.

Ces auteurs ont utilisé la méthode des tranches horizontales (Wang, 2000) en considérant les forces sismiques d'une façon pseudo-statique. Seulement les surfaces de rupture planes ont été prises en considération et par conséquent l'angle de frottement du mur a été limité jusqu'à un tiers de l'angle de frottement du sol.

Avec l'augmentation de l'effet sismique, l'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal diminue c'est-à-dire l'étendue de la zone de rupture augmente. Les valeurs des coefficients passifs sismiques de pression des terres diminuent avec l'augmentation des accélérations sismiques horizontale et verticale.

Avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol et l'angle de frottement du mur, les coefficients passifs sismiques de pression des terres augmentent également comme prévus. Les distributions ne sont pas linéaires en particulier vers la base du mur pour des coefficients sismiques plus élevés.

Les pressions et les coefficients passifs sismiques obtenus par cette méthode sont les mêmes que ceux obtenus par la méthode MO. De plus, celle-ci fournit des informations supplémentaires sur la distribution des pressions des terres. La distribution des pressions passives sismiques des terres est non linéaire. Même pour le cas statique, la présence de l'inclinaison du mur rend la distribution des pressions passives non-linéaire. La forme de la distribution des pressions passives des terres au fond change du concave au convexe lorsque l'inclinaison du mur change du négatif au positif.

Il a été constaté que dans le cas sismique, la résultante passive agit à un certain point, autre que le tiers de la hauteur du mur, selon l'inclinaison du mur et les accélérations sismiques pour un angle particulier de frottement du sol et du mur. Dans les conditions sismiques, la prolongation de la zone de rupture est plus grande que dans les conditions statiques.

2.4.5 Méthode d'Evangelista et al (2010)

Evangelista et al (2010), ont proposé une nouvelle méthode pseudo-statique basée sur la solution de contrainte plastique (*New stress pseudostatic plasticity solution* NSPPS), qui permet de déterminer la valeur et l'inclinaison δ de la poussée sismique active sur les murs cantilevers.

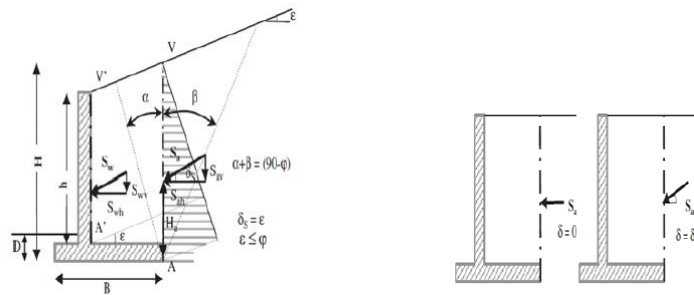
La solution tient compte l'angle de frottement du sol, la rugosité du mur, l'inclinaison du remblai et les accélérations sismiques horizontale et verticale. Le problème étudié est un sol non cohérent et sec, avec un poids spécifique, retenue par un mur cantilever sous l'action combinée de la gravité (g) et des forces sismiques ($k_h g$) et ($k_v g$) dans les directions horizontale et verticale, respectivement. Dans cette analyse pour simplicité le

coefficient sismique vertical $k_v = 0$ est supposé égal à zéro. Une valeur positive de k_h désigne que l'action de l'inertie est vers le mur (Figure 2.3). Si le remblai est horizontal (la pente $\beta = 0$) alors à une profondeur z un champ possible de contrainte statiquement admissible est:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \tag{2.13}$$

$$\tau_v = k_h \cdot \gamma \cdot z \tag{2.14}$$

Où: σ_v est la contrainte normale et τ_v est la contrainte de cisaillement, agissant sur le plan horizontal.



(a) remblai incliné: conditions statiques (b) remblai horizontal: conditions sismiques.

Figure 2.3 Poussée sur les murs cantilevers.

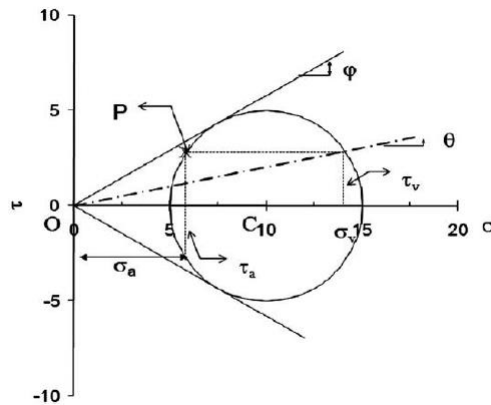


Figure 2.4 Etat de contraintes dans le cas actif avec la présence des actions pseudo-statiques pour $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$.

Selon le théorème des contraintes de cisaillement conjuguées, la même contrainte de cisaillement τ_v est appliquée sur le plan vertical. Donc au point de rupture, l'état de contraintes est représenté par le cercle de Mohr montré dans la figure (2.4).

Les contraintes actives σ_a et τ_a sur le plan vertical AV peuvent être tirées des relations suivantes:

$$\sigma_a = 2\overline{OC} - \sigma_v \tag{2.15}$$

$$\tau_a = \tau_v \tag{2.16}$$

Où: $\theta = \tan^{-1}(k_h)$; $\overline{OC} = \sigma_v \left(\frac{1}{\zeta}\right) \sqrt{1+k_h^2}$ et $\zeta = \cos\theta + \sqrt{\sin^2\varphi + \sin^2\theta}$

Les coefficients de pressions actives des terres K_{ah} et K_{av} sont égaux à $\sigma_a/\gamma z$ et $\tau_a/\gamma z$, respectivement. Le tableau (2.1) donne les valeurs de k_{ah} obtenues par cette méthode.

Dans ce cas $k_{av} \neq 0$ et il est égal à k_h , selon l'équation (2.14).

Les résultats de cette solution sont comparés avec les résultats de MO et validés par les résultats de modélisation numériques.

Tableau 2.1 Coefficients K_{ae} pour $k_v = 0$, (Evangelista et al, 2010).

φ°	$k_h = 0.05$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.15$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.25$	$k_h = 0.3$	$k_h = 0.35$
20	0.4976	0.5202	0.5591	0.6177	0.7020	0.8263	1.0524
25	0.4118	0.4298	0.4606	0.5053	0.5662	0.6471	0.7549
30	0.3383	0.3535	0.3791	0.4159	0.4648	0.5275	0.6063
35	0.2754	0.2885	0.3107	0.3422	0.3837	0.4359	0.4999
40	0.2213	0.2331	0.2527	0.5779	0.3169	0.3622	0.4171
45	0.1751	0.1858	0.2036	0.2287	0.2614	0.3019	0.3505

Les valeurs des coefficients de poussée de terre obtenues par cette méthode sont les mêmes que celle obtenues par la méthode de Mononobe Okabe.

2.5 COEFFICIENTS PSEUDO STATIQUES DES PRESSIONS DE TERRE

Les abaques de figures 2.5 et 2.6 donnent directement les coefficients K_{ae} et K_{pe} en fonction de l'angle de frottement des sols ϕ , pour différentes valeurs des coefficients d'accélérations $\pm k_v$, et k_h et de δ . La paroi est verticale $\lambda = 0$, le terrain est horizontal $\beta = 0$, l'angle de frottement interne du sol $\phi = 0$ à 55° , et la rugosité de l'écran $\delta = 0, \frac{\phi}{2}$ et ϕ .

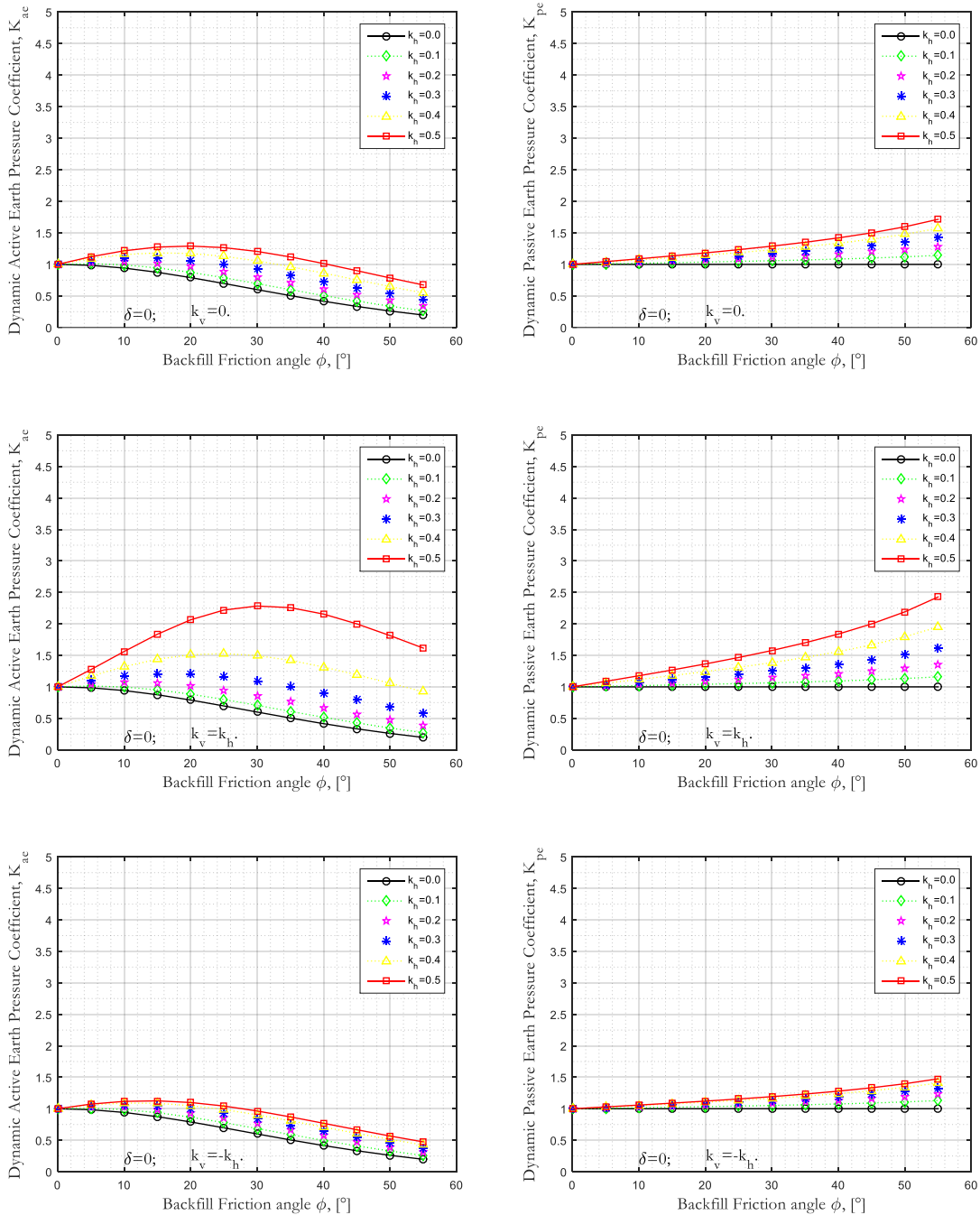


Figure 2.5 Coefficients Pseudo Statiques de la poussée active et passive des terres sismique.

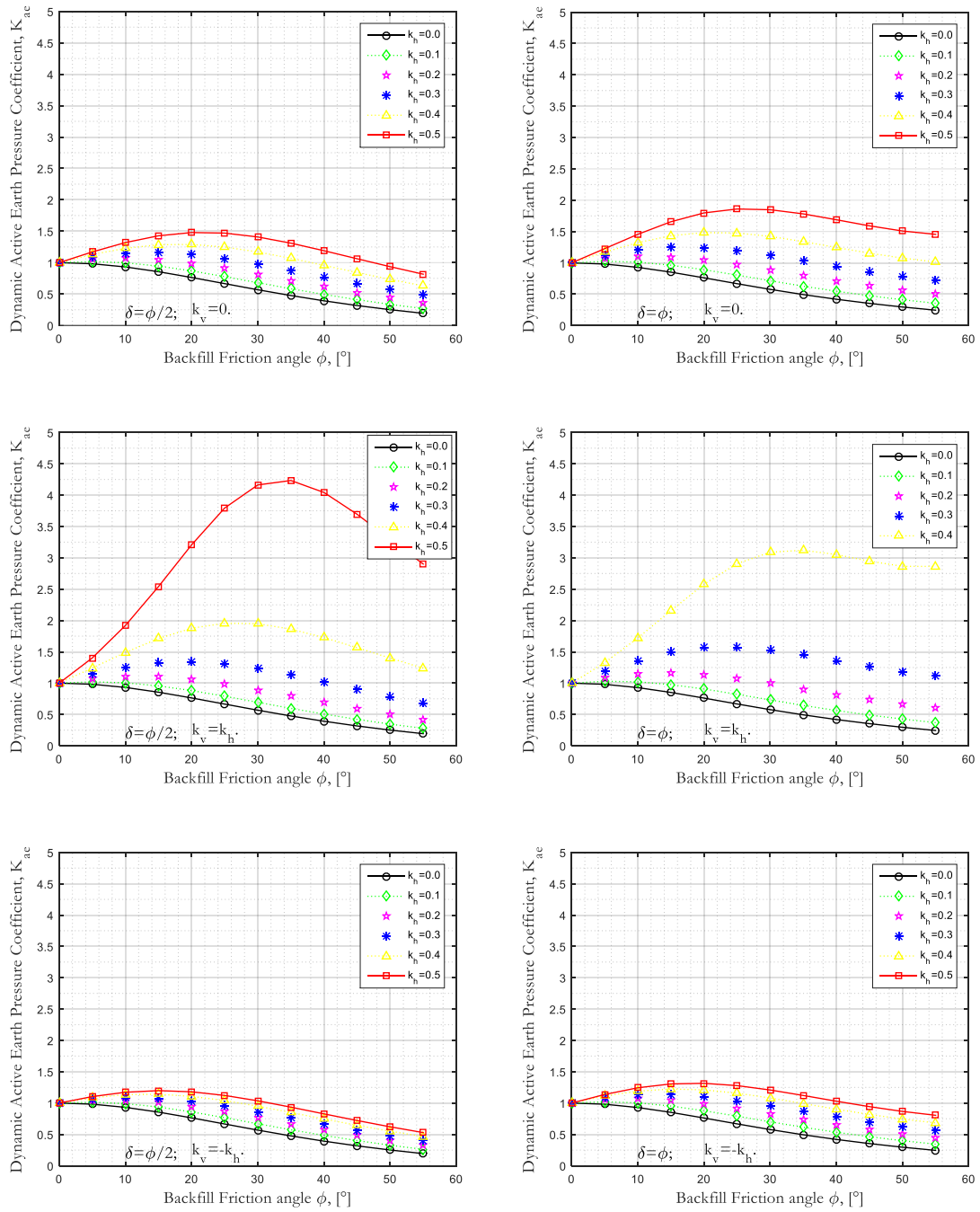


Figure 2.6 Coefficients Pseudo statiques de la poussée active des terres sismique.

2.6 CONCLUSION

Il ressort de ce chapitre que l'approche pseudo-statique est utilisée habituellement pour analyser les ouvrages de soutènement dans les zones sismiques. La littérature comporte un grand nombre de méthodes de calcul basées sur l'approche PSS. Ces méthodes de calcul qui n'ont connu ni le succès ni le développement de la méthode de MO, font rarement l'objet de référence que ce soit dans la littérature classique, dans les codes parasismiques ou dans la pratique courant.

Le comportement sismique des ouvrages de soutènement est un phénomène complexe d'interaction sismique de sol-structure, les méthodes pseudo-statiques ont de nombreuses limitations qui les rendent à priori inadéquates à reproduire la complexité du phénomène. Elles traitent un problème dynamique comme un problème statique en négligeant nombreux facteurs.

«Tous les modèles sont faux; quelques-uns sont utiles».

GEORGE BOX

Chapitre III

APPROCHE PSEUDO-DYNAMIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

3.1	Introduction	60
3.2	Approche Pseudo Dynamique	60
3.3	Diverses Méthodes Pseudo Dynamiques	61
3.3.1	Méthode de Steedman et Zeng (1990).....	62
3.3.2	Méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006).....	64
3.3.3	Méthodes de Choudhury et Nimbalkar (2007).....	71
3.3.4	Méthodes de Ghanbari et Ahmadabadi (2010)	73
3.4	Coefficients Pseudo dynamiques des pressions de terre	75
3.5	Conclusion	77

3.1 INTRODUCTION

Pour une conception rationnelle des ouvrages de soutènement en zones sismiques, la connaissance des efforts maximums exercés par le sol derrière les structures au cours d'un séisme est primordiale pour le dimensionnement de ces ouvrages. Les méthodes classiques font appel dans la grande majorité des concepteurs à l'approche PSS et donnent une évaluation de ces efforts maximums sous réserve de nombreuses hypothèses simplificatrices. Toutes ces méthodes négligent les phénomènes dynamiques liés à l'interaction dynamique sol-structure ainsi que des facteurs importants comme le caractère transitoire du phénomène, et la durée de sollicitations sismiques.

Généralement l'utilisation de la méthode PSS de Mononobe Okabe a donné une distribution linéaire de la pression sismique des terres d'une manière approximative. Dans ce chapitre, l'approche pseudo dynamique, PSD, est utilisée pour calculer les coefficients de pressions sismiques des terres sur un mur de soutènement rigide supportant un remblai pulvérulent.

Le présent chapitre est organisé comme suit: Dans un premier temps, l'approche pseudo dynamique de l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement est définie. Ensuite, la méthode de base pour cette approche est exposée. Enfin, les diverses méthodes pseudo dynamiques telles que la méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006) et de Choudhury et Nimbalkar (2007), sont aussi exposées en détail.

L'ouvrage '*Geotechnical Earthquake Engineering*' de Kramer (1996) donne un aperçu très compréhensible sur l'approche pseudo dynamique du comportement sismique des ouvrages de soutènement, et l'article de Choudhury et Nimbalkar (2006) présente une description plus détaillée de cette approche.

3.2 APPROCHE PSEUDO DYNAMIQUE

L'avantage de cette approche par rapport la précédente, c'est qu'elle permet d'estimer la variation de la charge dynamique dans le temps, et d'évaluer les effets d'amplification dans le sol (figure 3.1).

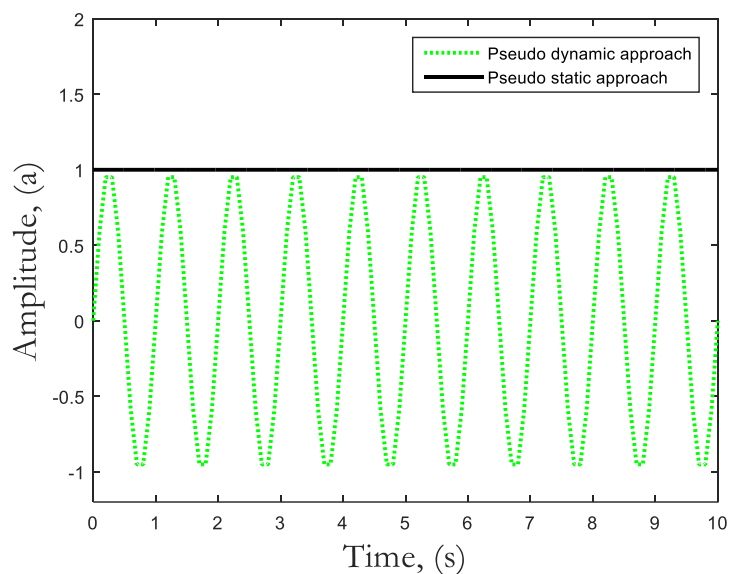


Figure 3.1 Accélérations sismiques: Pseudo statique et pseudo dynamique.

Au contraire à l'approche pseudo-statique qui explique la nature dynamique du chargement sismique d'une manière très approximative, cette approche tient compte d'une façon, relativement simple, de la différence de phase et des effets d'amplification dans le remblai derrière un ouvrage de soutènement.

3.3 DIVERSES MÉTHODES PSEUDO DYNAMIQUES

L'étude de la pression sismique est essentielle pour la conception des ouvrages de soutènement dans les zones sismiques. Beaucoup de chercheurs ont développé plusieurs méthodes pour déterminer la pression sismique de la terre derrière un ouvrage de soutènement rigide dû au tremblement de terre. Dans l'approche PSS, la nature dynamique du tremblement de terre est considérée d'une manière très approximative où l'effet de temps n'est pas pris en compte. Pour surmonter cet inconvénient, la différence de temps et de phase due à la propagation d'ondes de cisaillement derrière un mur de soutènement a été considérée en utilisant une manière plus simple et plus réaliste de l'approche Pseudo dynamique (PSD), proposée par (Steedman et Zeng 1990) puis développée par (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

3.3.1 Méthode de Steedman et Zeng (1990)

Steedman et Zeng (1990) ont considéré dans leur analyse un mur de soutènement rigide vertical soutenant un remblai d'angle de frottement de φ et une valeur particulière de l'accélération harmonique horizontale, $a_h(z,t)$ seulement d'une amplitude a_h .

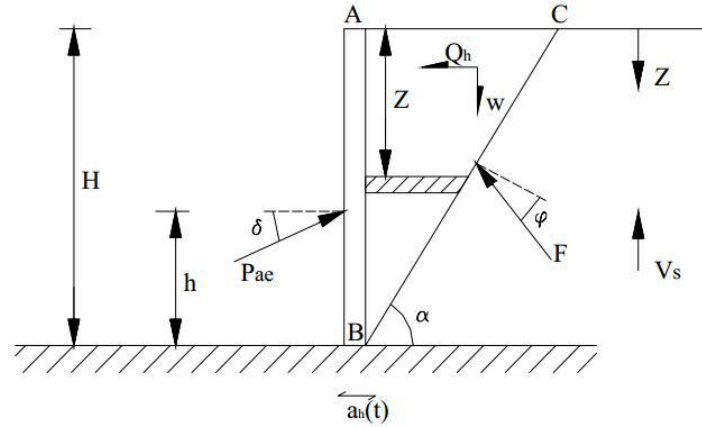


Figure 3.2 Modèle d'analyse pseudo dynamique de Steedman et Zeng (1990).

La valeur de l'accélération harmonique à un temps t et à une profondeur z est:

$$a_h(z,t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right] \quad (3.4)$$

avec, ω : la fréquence angulaire; t : le temps de l'excitation; V_s : la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

La surface de rupture plane est inclinée à un angle α avec l'horizontale. La force sismique active totale, agissant sur le mur donnée par l'équation suivante:

$$P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.5)$$

La force d'inertie totale horizontale donnée par:

$$\begin{aligned} Q_h(t) &= \int_0^H m(z) a_h(z,t) dz \\ &= \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos w\zeta + \lambda (\sin w\zeta - \sin wt) \right] \end{aligned} \quad (3.6)$$

Avec $\lambda = TV_s$: la longueur d'onde de cisaillement de propagation verticale; et $\zeta = 1 - H/V_s$.

Le point d'application de la force pseudo dynamique active de Steedman et Zeng est varié selon la figure (3.3) et donnée par l'équation:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega\zeta + 2\pi\lambda H \sin \omega\zeta - \lambda^2 (\cos \omega\zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega\zeta + \pi\lambda (\sin \omega\zeta - \sin \omega t)} \quad (3.7)$$

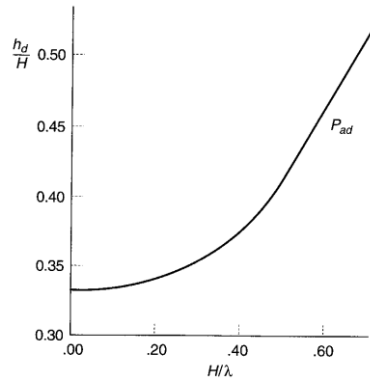


Figure 3.3 Variation du point d’application de la force pseudo dynamique active.

Pour les hautes fréquences, h_d se déplace vers le haut c-à-d $h_d > H/3$. Cette solution explique le phénomène de non uniformité de l'accélération dans le massif de sol mais elle néglige le phénomène d'amplification dynamique.

Pour les basses fréquences (faibles valeurs de H/λ), le point d'application de la force sismique est $h_d = H/3$.

L’approche pseudo statique de Mononobe Okabe suppose que la pression totale sismique a une distribution linéaire (figure 3.4) tandis que la méthode pseudo dynamique de Steedman et Zeng donne une distribution des pressions sismiques non linéaire, la figure 3.4 donne une comparaison de distributions de pressions prédites par les deux méthodes.

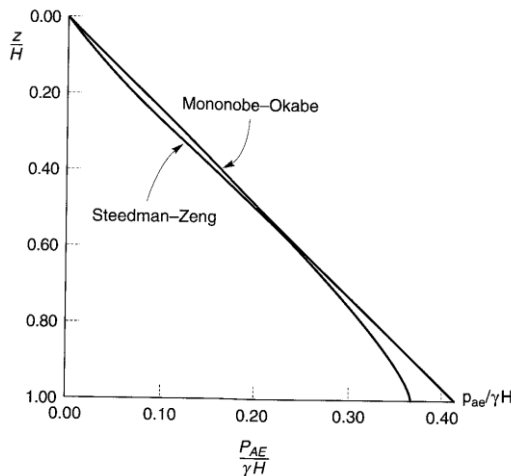


Figure 3.4 Comparaison de résultats de distributions des pressions de terres normalisées de Mononobe Okabe et de Steedman et Zeng.

Zeng et Steedman (1993) ont comparé les résultats théoriques PSD avec les résultats expérimentaux de l’essai en centrifugeuse et ont trouvé un bon accord.

3.3.2 Méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006)

Dans leurs publications Choudhury et Nimbalkar (2006), Choudhury et Nimbalkar (2007) présentent une caractérisation complète de l'approche pseudo dynamique des pressions active et passive de terre sismiques.

Choudhury et Nimbalkar (2006) ont fait une étude sur l'effet de la variation de l'angle de frottement du sol de remblai, de l'angle d'obliquité (frottement mur-sol), des vitesses V_p et V_s respectivement de propagation dans la direction horizontale des ondes sismiques longitudinales et de propagation dans la direction verticale des ondes de cisaillement, et des accélérations sismiques: verticale $a_v(z,t)$ et horizontale $a_h(z,t)$, sur la pression active sismique des terres sur un mur de soutènement rigide en utilisant l'approche pseudo dynamique proposée par Steedman et Zeng (1990), l'originalité des travaux de Choudhury et Nimbalkar (2006) se présente dans l'extension de l'analyse d'un mur de soutènement soumis à l'action des accélérations sismiques horizontale et verticale.

Considérant le mur de soutènement rigide vertical AB (figure 3.5), le mur soutenant un sol de remblai pulvérulent, avec une surface de rupture plane inclinée à l'angle α avec l'horizontal.

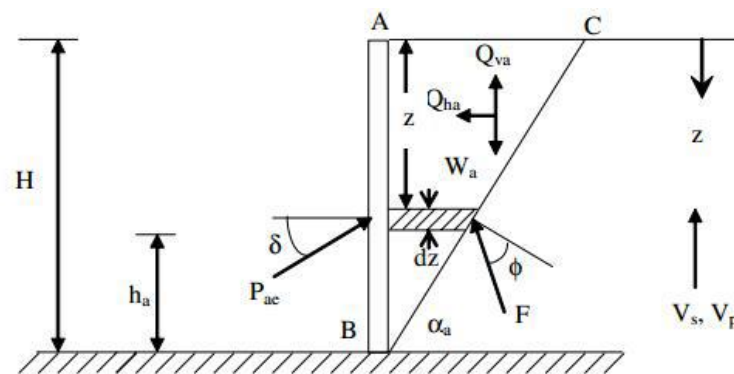


Figure 3.5 Modèle de mur de soutènement considéré pour le calcul de la poussée des terres par l'approche pseudo dynamique de Choudhury et Nimbalkar (2006).

Dans leur analyse Choudhury et Nimbalkar (2006) ont supposé que le module de cisaillement G dans le sol de remblai est constant avec la profondeur du mur.

Si la base du mur est soumise en plus de l'accélération horizontale harmonique d'amplitude $k_h g$ suivant l'équation (3.4) et une accélération verticale harmonique d'amplitude $k_v g$, suivant l'équation (3.8).

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_p} \right) \right] \quad (3.8)$$

La force d'inertie horizontale est identique à celle obtenue par Steedman et Zeng (1990), la force d'inertie verticale agissant dans la zone de rupture est exprimée par:

$$\begin{aligned} Q_v(t) &= \int_0^H m(z) a_v(z, t) dz \\ &= \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \psi + \eta (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \right] \end{aligned} \quad (3.9)$$

où $\eta = TV_p$ est la longueur d'onde primaires de propagation verticale et $\psi = t - H/V_p$.

Dans le cas limite le calcul PSD est tend vers un calcul PSS 'Ce qui est équivalent à la force PSS de la méthode de MO':

$$\lim_{V_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (3.10)$$

$$\lim_{V_p \rightarrow \infty} (Q_v)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_v}{2g \tan \alpha} = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (3.11)$$

La poussée active totale (statique et pseudo dynamique) est obtenue en résolvant le système des forces agissant sur le coin par:

$$P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) - Q_v(t) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.12)$$

Le coefficient sismique actif de la pression des terres, K_{ae} est défini comme:

$$K_{ae} = \frac{2P_{ae}}{\gamma H^2} \quad (3.13)$$

Si l'on substitue Q_h et Q_v dans à l'équation (3.12), l'expression de K_{ae} est:

$$\begin{aligned} K_{ae} &= \frac{1}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_s}{H} \right) \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_1 \\ &\quad - \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_p}{H} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_2 \end{aligned} \quad (3.14)$$

Où

$$\begin{aligned} m_1 &= \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \left(\frac{TV_s}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right] \\ m_2 &= \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \left(\frac{TV_p}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right] \end{aligned}$$

Dans cette équation (3.14), K_{ae} donné en fonction des paramètres non dimensionnelles H/TV_s , H/TV_p , t/T et de l'angle du coin de rupture α .

La valeur maximale de K_{ae} est obtenue par l'optimisation par rapport à t/T et α .

La poussée active sismique totale est:

$$P_{ae} = P_{as} + P_{ahd} - P_{avd} \quad (3.15)$$

où, P_{as} est la force de pression agissant sur le mur de soutènement due au poids vertical du coin, P_{ahd} et P_{avd} sont les forces de pression agissant sur le mur dues à l'inertie horizontale et verticale respectivement du coin.

La distribution de pression active sismique des terres est obtenue par

$$p_{ae}(t) = \frac{\partial P_{ae}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] - \frac{k_v \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right] \quad (3.16)$$

L'équation (3.16) est semblable à celle obtenue par Steedman et Zeng 1990 pour le cas particulier de $k_v = 0$. Le premier membre de cette équation, représente la pression statique de la terre agissant sur le mur. Le deuxième et le troisième représentent respectivement la pression dynamique des terres due à l'inertie horizontale et verticale du coin du sol agissant sur le mur de soutènement.

Choudhury et Nimbalkar (2006) ont fait une étude paramétrique avec:

$$\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ \text{ et } 50^\circ.$$

$$\delta = 0, 0.25\varphi, 0.5\varphi \text{ et } \varphi.$$

$$k_h = 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 \text{ et } 0.5$$

$$k_v = 0.0k_h, 0.5k_h \text{ et } k_h.$$

Les valeurs du coefficient de poussée sismique active des terres K_{ae} sont indiquées dans les tableaux (3.1 à 3.3) pour différentes valeurs de k_v et k_h .

Tableau 3.1 Coefficients K_{ae} pour $k_v = 0$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$
20	-10	0.5779	0.6526	0.7470
	0	0.4903	0.5726	0.6828
	10	0.4464	0.5357	0.6602
	20	0.4269	0.5244	0.6666
30	-15	0.4161	0.4823	0.5593
	0	0.3333	0.3995	0.4806
	15	0.3041	0.3711	0.4602
	30	0.2972	0.3758	0.4812
40	-20	0.2837	0.3411	0.4064
	0	0.2174	0.2706	0.3341
	20	0.1994	0.2552	0.3251
	40	0.2102	0.2778	0.3657

 Tableau 3.2 Coefficients K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$
20	-10	0.5779	0.5972	0.6485
	0	0.4903	0.5261	0.6075
	10	0.4464	0.4937	0.5996
	20	0.4269	0.4847	0.6172
30	-15	0.4161	0.4423	0.4844
	0	0.3333	0.3677	0.4243
	15	0.3041	0.3426	0.4123
	30	0.2972	0.3480	0.4398
40	-20	0.2837	0.3139	0.3552
	0	0.2174	0.2499	0.2973
	20	0.1994	0.2365	0.2941
	40	0.2102	0.2583	0.3396

 Tableau 3.3 Coefficients K_{ae} pour $k_v = k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$
20	-10	0.5779	0.5862	0.5946
	0	0.4903	0.4799	0.5789
	10	0.4464	0.4522	0.6013
	20	0.4269	0.4456	0.6508
30	-15	0.4161	0.4024	0.4154
	0	0.3333	0.3362	0.3768
	15	0.3041	0.3144	0.3784
	30	0.2972	0.3207	0.4171
40	-20	0.2837	0.2867	0.3073
	0	0.2174	0.2294	0.2653
	20	0.1994	0.2179	0.2701
	40	0.2102	0.2392	0.3244

Une lecture dans ces tableaux montre que les valeurs des coefficients actifs sismiques de pression des terres sont proportionnelles aux accélérations sismiques horizontales et inversement proportionnelles aux accélérations sismiques verticales.

Le tableau 3.4 montre les valeurs typiques des inclinaisons critiques de l'angle du coin de rupture avec l'horizontal, pour différentes valeurs des paramètres considérés.

Si on augmente le coefficient d'accélération k_h , la valeur de α diminue, par conséquent, la zone de rupture augmente.

Tableau 3.4 Valeurs de α en degré pour $k_v = 0.5k_h$, (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$
20	-10	61.5561	54.9511	40.0314
	0	55.0000	47.2611	0.7273
	10	51.0569	42.7343	27.2361
	20	48.1495	39.4337	24.1049
30	-15	65.1039	60.6157	53.0755
	0	60.0000	60.6157	45.6478
	15	56.8598	50.6741	41.0766
	30	54.3429	47.5795	37.3568
40	-20	68.7680	65.1458	59.7695
	0	65.0000	60.4621	53.8452
	20	62.6013	57.3887	49.8452
	40	60.4258	54.5059	45.9671

La figure 3.6 montre la distribution de la pression active des terres pour différentes valeurs de k_h . On note que lorsque k_h augmente, la pression active des terres augmente également.

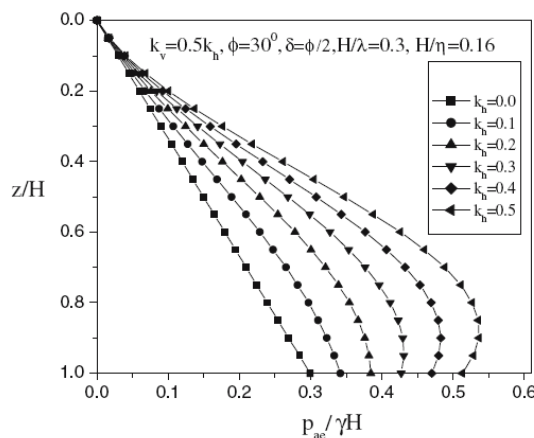


Figure 3.6 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

La figure 3.7 montre que le coefficient de poussée des terres diminue considérablement avec l'augmentation de l'angle de frottement interne, ϕ , du remblai derrière le mur.

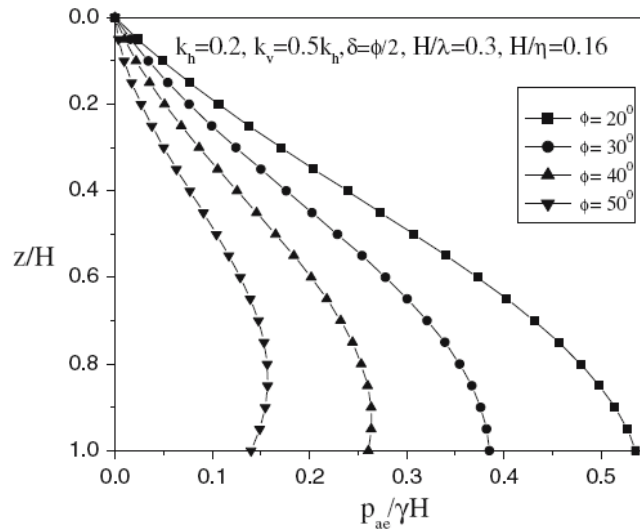


Figure 3.7 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres avec la variation de l'angle de frottement du sol (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

La figure 3.8, montre que l'effet de la variation de l'angle de frottement sol-mur, δ , sur la distribution de la pression active sismique normalisée est relativement faible, ce qui montre clairement des courbes assez serrées.

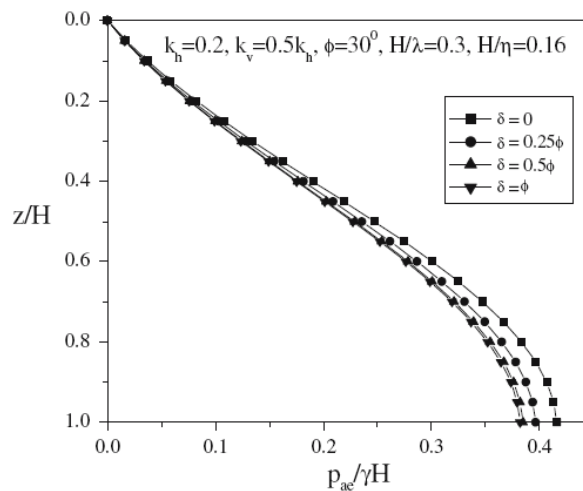


Figure 3.8 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres selon l'angle d'obliquité (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

Il est à noter que la distribution de la pression des terres derrière un mur de soutènement (figure 3.9), trouvée par la méthode pseudo statique de MO est linéaire pour n'importe quelle valeur de k_h . Par contre celle trouvée par la méthode pseudo dynamique de Choudhury et Nimbalkar est non linéaire.

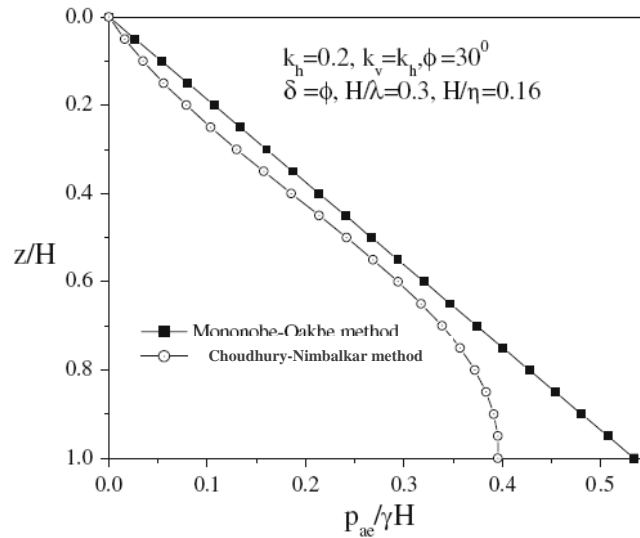


Figure 3.9 Comparaison de la méthode pseudo dynamique avec la méthode pseudo statique de MO (Choudhury et Nimbalkar, 2006).

Choudhury et Nimbalkar (2006) ont confirmé la non linéarité des allures de distribution des pressions pseudo dynamique en exploitant les résultats expérimentaux publiés par Fukuoka et Imamura (1984) sur un prototype d'un mur de soutènement soumis à un chargement sismique, ainsi les constats expérimentaux de l'essai centrifugeuse mesurés par Steedman et Zeng (1993) qui avaient montré clairement la non linéarité de la pression active sismique des terres le long de la profondeur du mur.

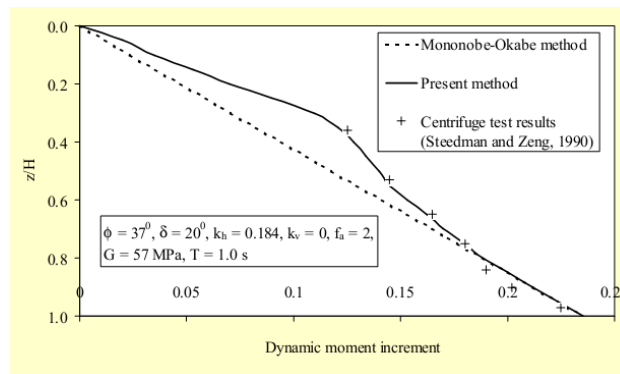


Figure 3.10 Comparaison de la méthode pseudo dynamique avec la méthode pseudo statique de MO (Zeng et Steedman, 1993).

Ces auteurs proposent un développement dans les équations des accélérations sismiques appliquées soit au niveau du remblai que du mur, ce développement tient compte de l'effet d'amplification des ondes sismiques (primaires et de cisaillement) propagées dans le mur et le sol de remblai.

Les accélérations sismiques horizontale et verticale dans le sol du remblai:

$$a_{hs}(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f_s - 1) \right\} a_{hs}(z,t) \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_{ss}} \right) \right] \quad (3.17)$$

$$a_{vs}(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f_s - 1) \right\} a_{vs}(z,t) \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_{ps}} \right) \right] \quad (3.18)$$

Les accélérations sismiques horizontale et verticale dans le mur de soutènement:

$$a_{hw}(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f_w - 1) \right\} a_{hw}(z,t) \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_{sw}} \right) \right] \quad (3.19)$$

$$a_{vw}(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f_w - 1) \right\} a_{vw}(z,t) \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_{pw}} \right) \right] \quad (3.20)$$

où f_s et f_w sont les facteurs d'amplification dans le remblai et le mur respectivement.

La figure suivante (3.13) donne la variation du déplacement de rotation avec les facteurs d'amplification. A partir de cette figure, il est apparait clairement que la variation des valeurs du facteur d'amplification à influée sur le déplacement de rotation de façon considérable pour les accélérations sismiques élevées.

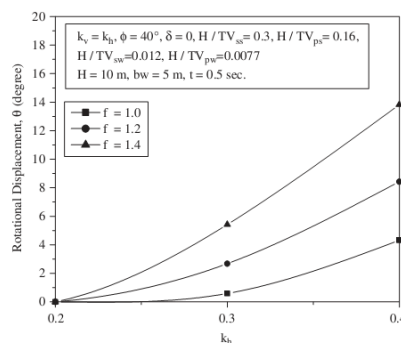


Figure 3.13 Effet des facteurs d'amplification et d'angle de frottement de remblai sur le déplacement de rotation du mur.

La figure suivante (3.14) donne la variation du facteur F_w ($F_w = \frac{W_w(t)}{W_w}$ et W_w : poids du mur requis pour assurer la stabilité statique au glissement) avec les facteurs d'amplification. De cette figure, il est clairement apparait que la stabilité sismique au glissement est très sensible à la variation des valeurs du facteur d'amplification.

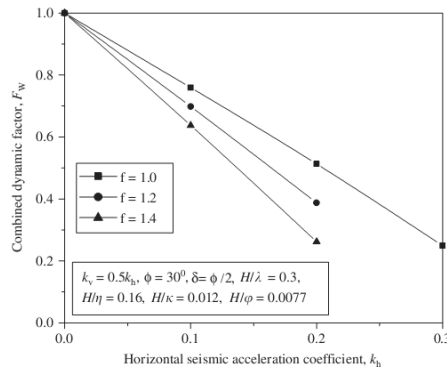


Figure 3.14 Effet de facteur d'amplification sur la stabilité au glissement.

3.3.4 Méthodes de Ghanbari et Ahmadabadi (2010)

Ghanbari et Ahmadabadi (2010) ont proposé un modèle original (figure 3.15) pour l'étude de la pression sismique des terres derrière un ouvrage de soutènement incliné ou verticale avec sol de remblai frottant, cohérent et pulvérulent avec cohésion. La méthode des tranches horizontales (*Horizontal Slice Method*) utilisée sous une approche pseudo dynamique afin de déterminer la répartition de pressions sismiques, l'angle du coin de rupture et le point d'application de la résultante.

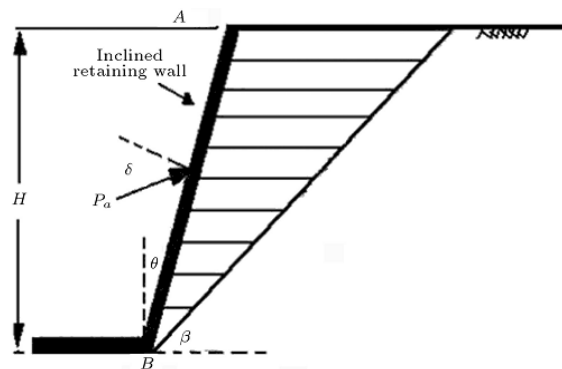


Figure 3.15 Méthode PSD des tranches horizontales, Ghanbari et Ahmadabadi (2010).

Ces auteurs ont montré également que la méthode utilisée est abte de déterminer la distribution de pression active le long de la hauteur de mur et donne l'angle du coin de rupture à chaque instant de temps.

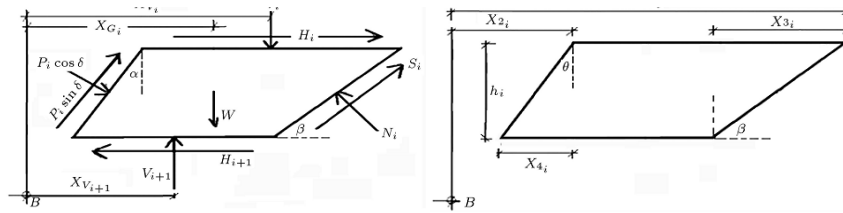


Figure 3.16 Equilibre de forces sur i^{ème} tranche, Ghanbari et Ahmadabadi (2010).

Les forces sismiques verticale et horizontale dans chaque tranche (figure 3.16) peuvent déterminées par:

$$F_{hi} = a_h(z, t)w_i \quad (3.21)$$

$$F_{vi} = a_v(z, t)w_i \quad (3.21)$$

Les variations de l'angle du coin de rupture pour différentes valeurs de période de la charge pseudo dynamique en fonction du temps sont présentées sur la figure (3.17).

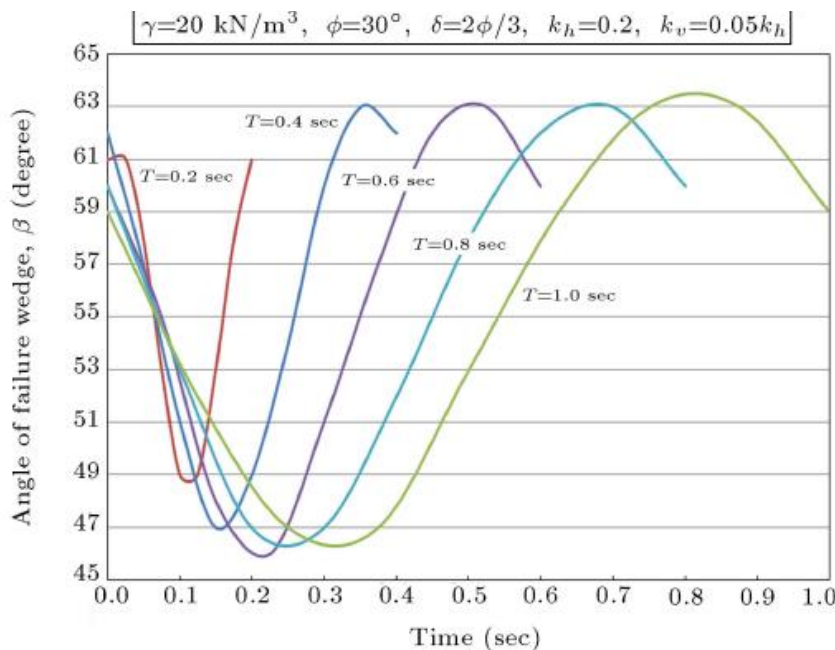


Figure 3.17 Variations des accélérations horizontales le long du mur de soutènement, (Ghanbari et Ahmadabadi, 2010).

Le coin de rupture derrière un ouvrage de soutènement est variable et varié en fonction des caractéristiques mécaniques du sol de remblai et de la nature du séisme.

3.4 COEFFICIENTS PSEUDO DYNAMIQUES DE POUSSÉE DE TERRE

Connaissant, le coefficient d'accélération verticale, l'angle de frottement remblai mur, la hauteur du mur étudié, la longueur d'onde primaire aussi la longueur d'onde secondaire, le projecteur peut facilement s'en servir des abaques des figures 3.18 à 3.20 pour trouver les coefficients de poussée pseudo dynamique K_{ae} en fonction de l'angle de frottement interne du sol et du coefficient d'accélération horizontale. Ces coefficients obtenus par optimisation globale en utilisant la programmation MATLAB présentée à l'Annexe B.

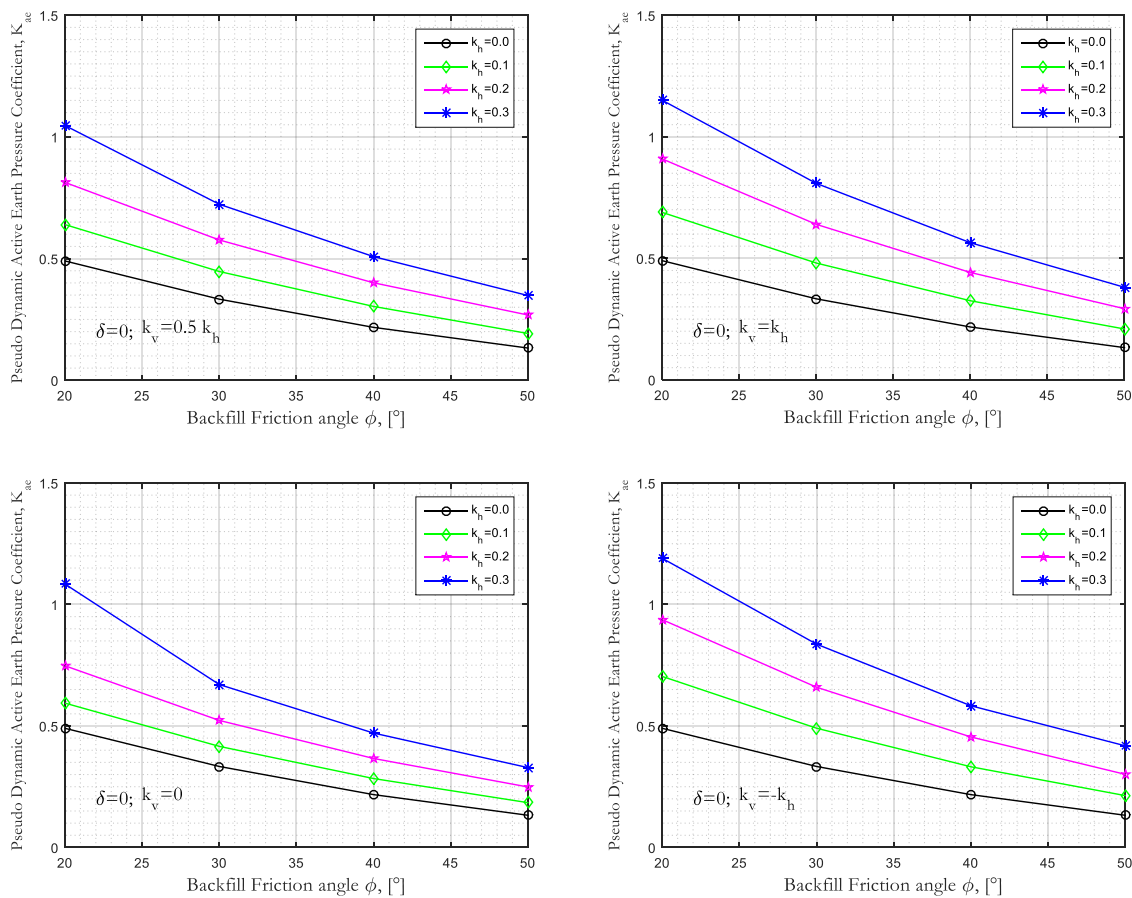


Figure 3.18 Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour $\delta = 0$.

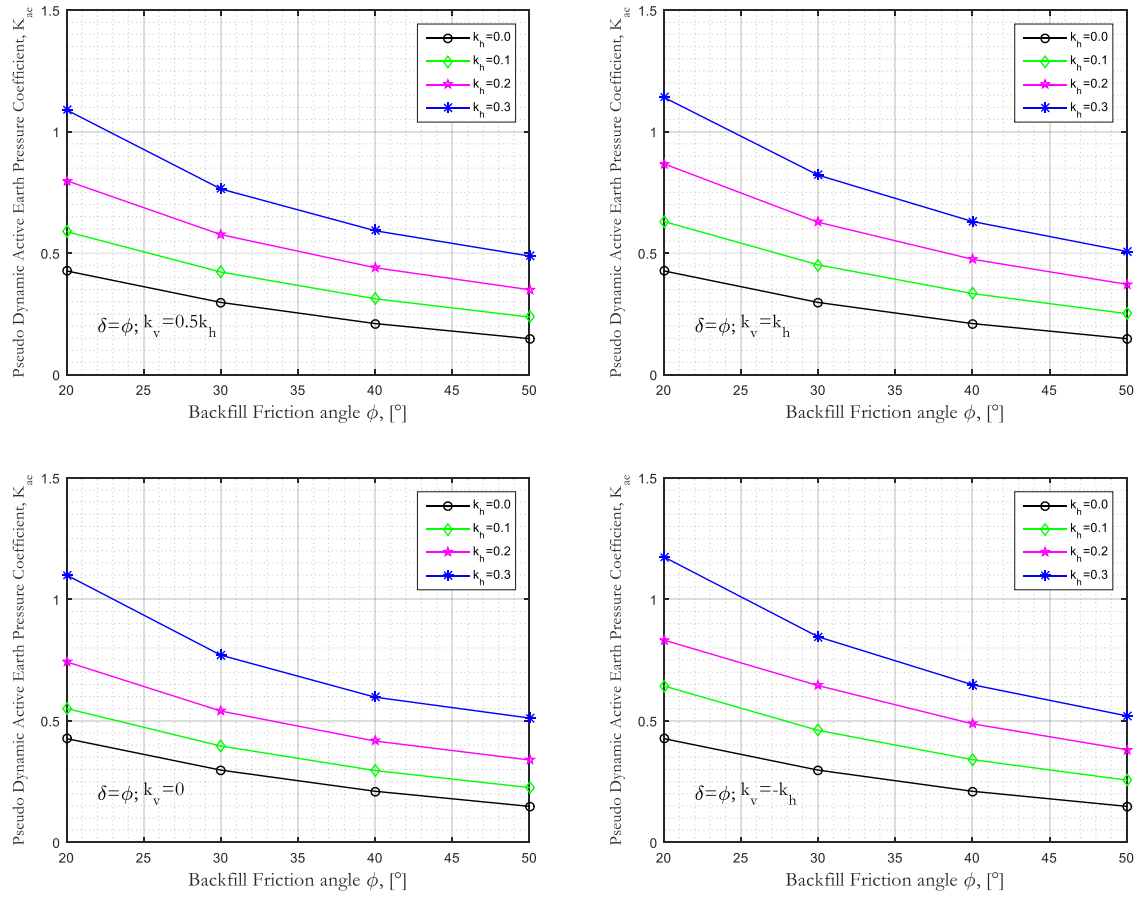


Figure 3.19 Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour $\delta = \varphi$.

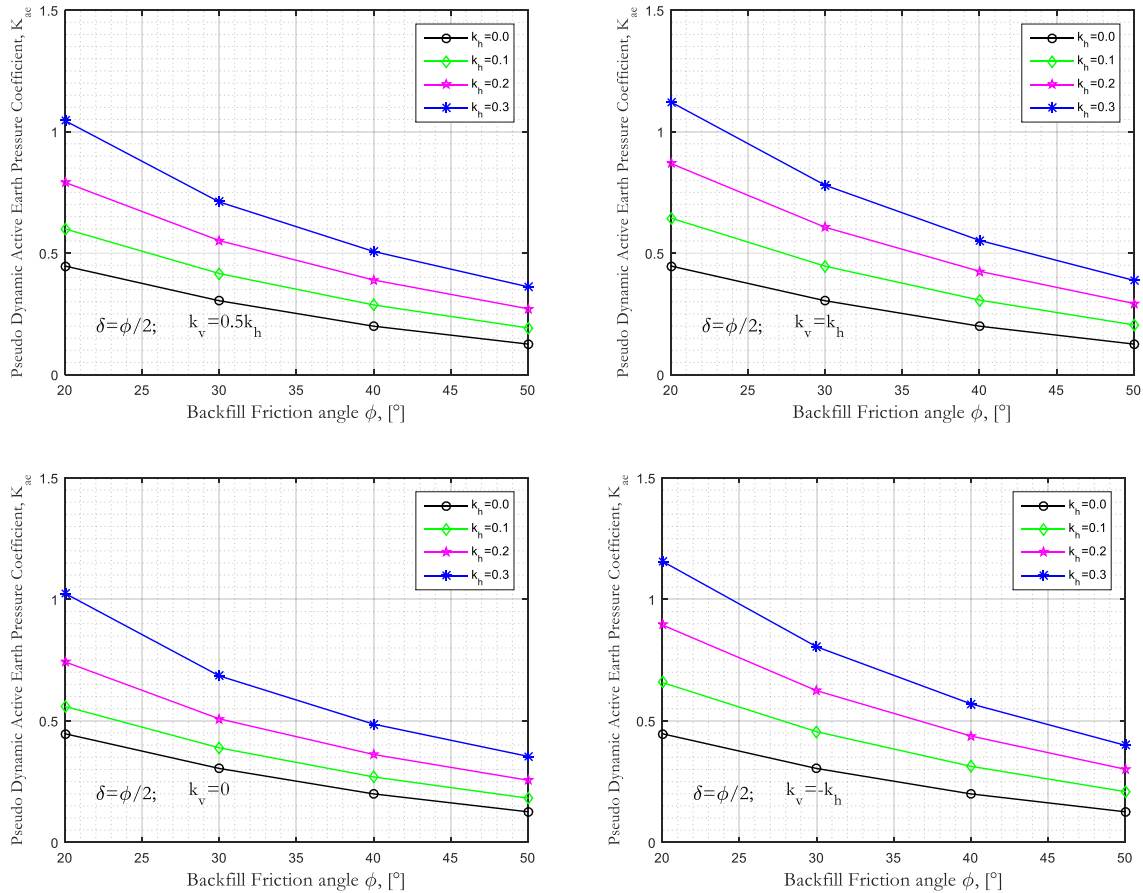


Figure 3.20 Coefficients Pseudo Dynamiques de la poussée des terres sismique pour

$$\delta = \frac{\phi}{2} .$$

Une lecture dans ces figures montre que les valeurs des coefficients sismiques de pression actifs des terres sont proportionnelles aux accélérations sismiques horizontales et inversement proportionnelles aux accélérations sismiques verticales.

3.5 CONCLUSION

L'objectif du présent chapitre était de présenter l'approche pseudo dynamique du comportement sismique des ouvrages de soutènement ainsi que les différentes méthodes basées sur cette approche de calcul. Cette approche explique la variation de l'angle du coin de rupture dans le temps qui est déterminée par l'optimisation de la fonction de poussée.

Afin de mieux apprécier la validité des résultats de l'approche PSD, ces prédictions doivent être confrontées aux résultats d'autres approches telles que simulations numériques par l'approche dynamique. Ceci fait l'objet du chapitre cinq.

Chapitre IV

FRÉQUENCE PROPRE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

4.1	Introduction	79
4.2	Aperçu sur les Travaux Antérieurs	79
4.2.1	Modèle de Scott 1967.....	79
4.2.2	Modèle de Wood 1973	81
4.2.3	Modèle de Ghanbari et al 2013	82
4.3	Nouveau Modèle Analytique Proposé	87
4.3.1	Hypothèses et Principe de Calcul.....	88
4.3.2	Étude Paramétrique.....	90
4.3.3	Effets des Paramètres du Sol de Remblai	90
4.3.4	Effets des Paramètres de la Structure de Soutènement	92
4.3.5	Effets des Paramètres de l'Excitation Sismique	94
4.3.5	Comparaison et Validation	95
4.4	Conclusion	96

4.1 INTRODUCTION

L'étude de comportement sismique des ouvrages de soutènement exige, en plus de la connaissance des pressions de terres statiques et sismiques, la connaissance rationnelle de la fréquence fondamentale de ces ouvrages. Dans la littérature spécialisée, il existe peu des travaux menés pour le calcul de fréquences naturelles des ouvrages de soutènement.

La fréquence naturelle, qui est le sujet principal du présent chapitre, est particulièrement difficile à prévoir, considérant le nombre important de paramètres qui les influencent.

Pour bien situer le problème de la caractérisation des fréquences naturelles des ouvrages de soutènement, un aperçu sur les travaux antérieurs concernant les modèles de calcul analytique s'impose. Par la suite, le nouveau modèle analytique proposé dans cette thèse, par lesquels la considération de la pression des terres influence le comportement sismique d'un ouvrage de soutènement, exposé en détail. Finalement, une étude paramétrique des différents paramètres de: sol, structure et séisme réalisée en comparant les valeurs données par le modèle proposé afin de vérifier la validité.

Une description plus détaillée des travaux sur la fréquence propre des ouvrages de soutènement peut être trouvée dans les références: Ortiz (1982), Wu (1994), et Ghanbari et al (2013).

4.2 APERÇU SUR LES TRAVAUX ANTERIEURS

La prévision incorrecte de la fréquence naturelle d'une structure, d'un ouvrage ou d'un système pourrait causer des catastrophes. L'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement nécessite donc non seulement la connaissance des pressions des terres mais aussi une prévision assez correcte de la fréquence naturelle de ces ouvrages.

Une revue bibliographique permet de mettre en évidence les principaux modèles et méthodes analytiques de prédiction des fréquences naturelles des ouvrages de soutènement. Les travaux rapportés dans ce chapitre sont ceux des auteurs ayant étudié le comportement dynamique des structures de soutènement, travaux dont les résultats sont directement comparables à ceux de la présente recherche.

Contrairement au problème de pression sismique des terres derrière les structures de soutènement, la fréquence naturelle de ces structures a été très peu étudiée dans la littérature.

La fréquence propre des ouvrages a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en Génie Parasismique. On appelle fréquence naturelle ou fondamentale d'un système la fréquence à laquelle oscille ce système lorsqu'il est en évolution libre, c'est-à-dire sans forces excitatrices extérieures ni forces dissipatives.

Le comportement sismique des ouvrages de soutènement devant être caractérisé par prédiction de la fréquence propre, plusieurs modèles de prédiction analytiques ont été développés. Les premiers modèles d'évaluation de la fréquence naturelle des ouvrages de soutènement sont apparus au milieu des années 60. Elles utilisent les méthodes d'analyse dynamique des structures. Cette section présente un aperçu des principaux modèles.

4.2.1 Modèle de Scott 1967

Le premier modèle de prédiction de la fréquence propre des ouvrages de soutènement a été développé par Scott (1967).

Scott (1967) a proposé un modèle analytique approximatif pour un mur de soutènement rigide, pivotant autour de sa base, retenant un remblai à surface libre horizontale. Dans son modèle (figure 4.1) le sol est modélisé comme une poutre bidimensionnelle, l'interface sol-mur et les conditions aux limites schématisés par des ressorts. La rigidité des ressorts est définie par le module de réaction.

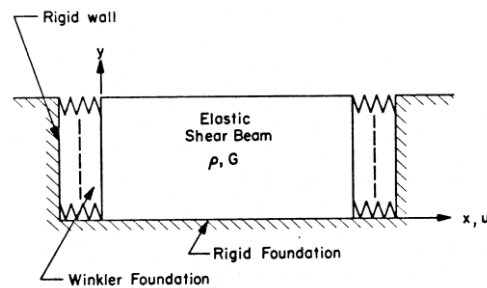


Figure 4.1 Système mur-sol utilisé dans l'étude de Scott (Scott, 1967).

En considérant les propriétés du sol et les caractéristiques des ressorts, Scott a proposé une solution stationnaire pour laquelle il ne prend en compte que le premier mode propre du système libre. La fréquence propre fondamentale du système peut alors s'écrire:

$$\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H} \left(1 + \frac{64}{\pi^2} \left(\frac{H}{L} \right)^2 \frac{1-\nu}{1-2\nu} \right) \quad (4.1)$$

$$\text{où } V_s = \sqrt{\rho/G}$$

4.2.2 Modèle de Wood 1973

Wood (1973) a proposé un modèle pour étudier le comportement dynamique des ouvrages de soutènement rigides. Son travail est considéré comme l'un des plus importantes contributions pour comprendre ce problème.

Dans le modèle de Wood le sol de remblai est supposé comme un matériau homogène, élastique et isotrope. La solution analytique considère que le mur est lisse et l'angle de frottement sol-mur négligeable, ce qui donne des conditions aux limites verticales libres vis-à-vis cisaillement. La figure 4.2 représente le système mur-sol et les conditions aux limites du modèle de Wood. Une analyse modale est utilisée pour résoudre le problème.

Wood (1973) a analysé la réponse dynamique d'un sol élastique linéaire homogène emprisonné entre deux murs rigides reliés à une base rigide (Figure 4.2).

Si les deux parois sont supposées être très écartées, les pressions sur un mur ne seront pas fortement influencées par la présence de l'autre.

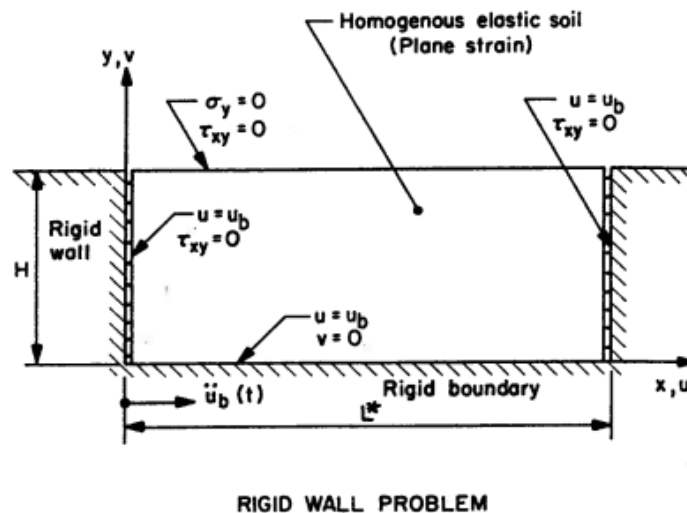


Figure 4.2 Système mur-sol utilisé dans l'étude de Wood (Wood, 1973).

4.2.3 Modèle de Ghanbari et al 2013

La figure 4.3 schématise le système étudié par Ghanbari et al (2013). Une poutre flexible utilisée pour simuler la structure de soutènement, des ressorts utilisés pour modéliser le sol de remblai.

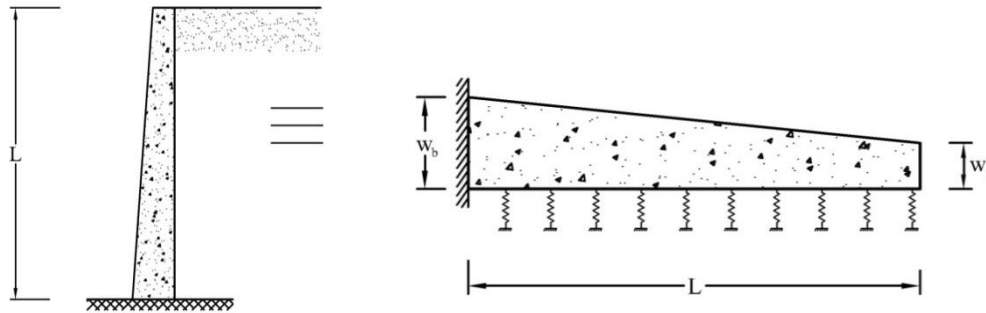


Figure 4.3 Mur de soutènement de section variable et la poutre équivalente.

La figure 4.4 illustre, une schématisation simplifiée du système sol-mur de soutènement.

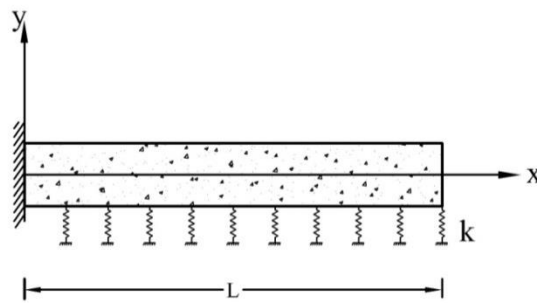


Figure 4.4 Modèle du mur de soutènement de section constante.

Ghanbari et al (2013) ont introduit les hypothèses simplificatrices suivantes:

- le mur de soutènement est considéré flexible, avec section variable;
- le remblai est frottant et sec, avec un module d'élasticité constant;
- le remblai est modélisé par une série de ressorts d'élasticité linéaire;
- le principe de Rayleigh est appliqué pour calculer la fréquence naturelle du système.

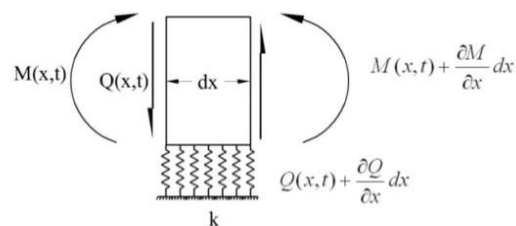


Figure 4.5 Un élément différentiel de la poutre modélisée.

Méthode de calcul: (mise en équation)

Ghanbari et al (2013) ont proposé une nouvelle méthode analytique, basée sur la théorie des poutres reposées sur une fondation élastique, pour calculer la fréquence naturelle des murs de soutènement de section constante et variable.

En accord avec la deuxième loi de Newton, l'équilibre dynamique d'un tel système (figure 4.5) est décrit par l'Équation (4.2).

$$-\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) - k(x)y = m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (4.2)$$

où, $EI(x)$ est la rigidité à la flexion, y le déplacement transversal, $k(x)$ le variable de ressort de Winkler et $m(x)$ la masse unitaire de la poutre de section variable.

La solution de l'équation différentielle régissant l'équilibre dynamique de ce système peut être écrite comme:

$$y(x,t) = Y(x)F(t) \quad (4.3)$$

où,

$$-\frac{1}{m(x)Y(x)} \frac{d^2}{dx^2} (EI(x)Y''(x)) - \frac{k(x)}{m(x)} = \frac{\ddot{F}(t)}{F(t)} \quad (4.4)$$

$F(t)$ c'est la charge sismique harmonique d'amplitude C et de fréquence angulaire ω :

$$F(t) = C \cos(\omega t - \Phi) \quad (4.5)$$

Le système vibre selon sa fréquence naturelle décrite par l'Équation (4.6).

$$\omega_c = \sqrt{\frac{12.362EI}{mL^4} + \frac{k}{m}} \quad (4.6)$$

Le premier mode de vibration donné par:

$$Y_1''(x) = 0.367 \sin\left(\frac{1.88}{L}x\right) - 0.5 \cos\left(\frac{1.88}{L}x\right) - 0.367 \sinh\left(\frac{1.88}{L}x\right) + 0.5 \cosh\left(\frac{1.88}{L}x\right) \quad (4.7)$$

La pulsation propre du système est donnée par l'équation suivante:

$$\omega^2 = \frac{5E}{300L^3} (1.701w_b w_i^2 + 4.457w_b^2 w_i + 9.032w_b^3 + 3.866w_i^3) + 0.252kL \quad (4.8)$$

$$\rho(0.049Lw_b + 0.203w_i L)$$

Avec k est le coefficient de réaction du sol '*Subgrade's reaction modulus*', le tableau 1.2 donne les formules de calcul de ce coefficient.

La figure 4.6 donne les valeurs de ω déduites de la formule (4.8).

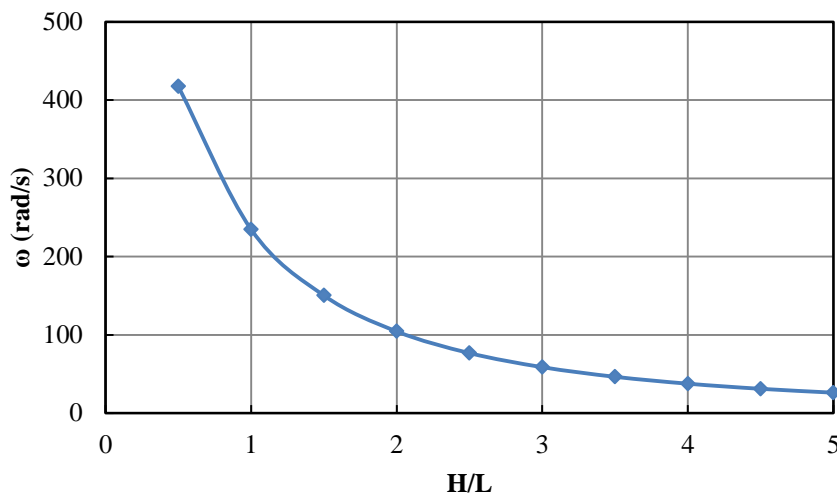


Figure 4.6 Variation de la fréquence angulaire en fonction (Ghanbari et al, 2013).

Les valeurs de ω sont données sur les figures 4.7 en fonction du rapport w_i/w_b et pour différentes valeurs de la profondeur relative H/L .

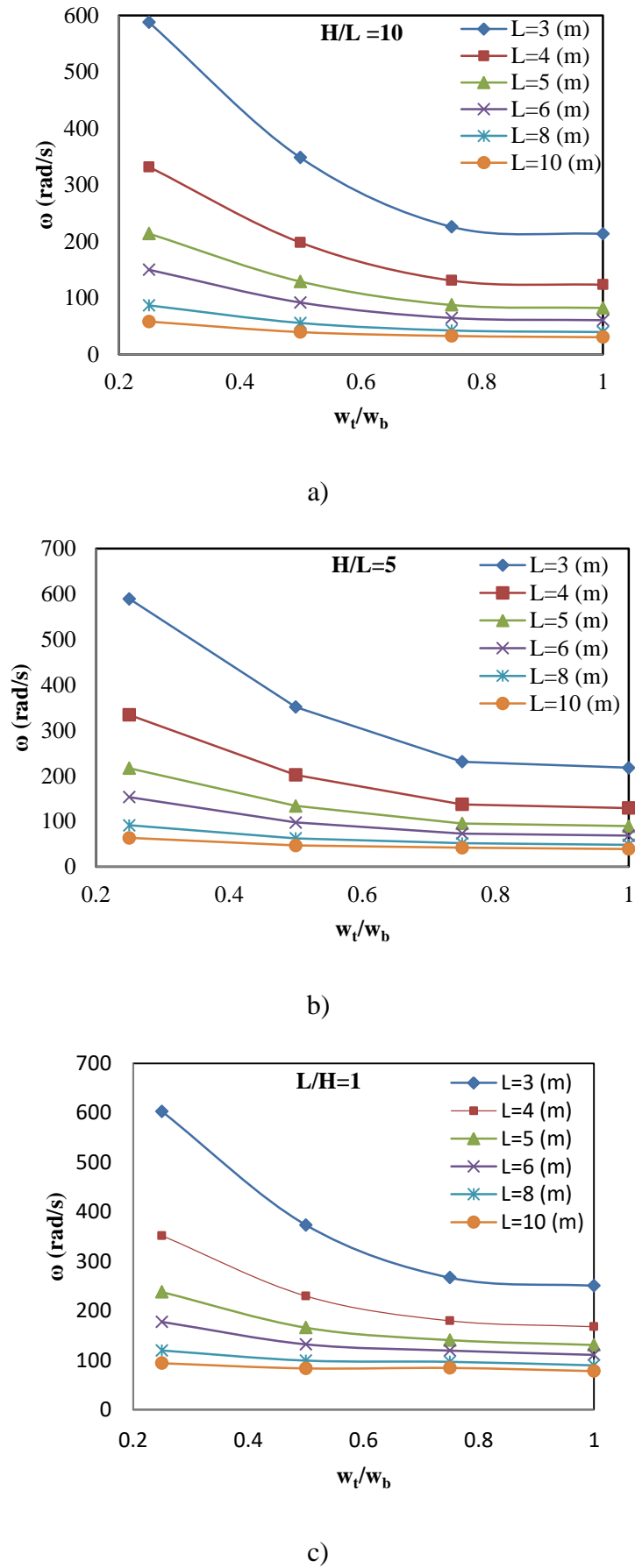
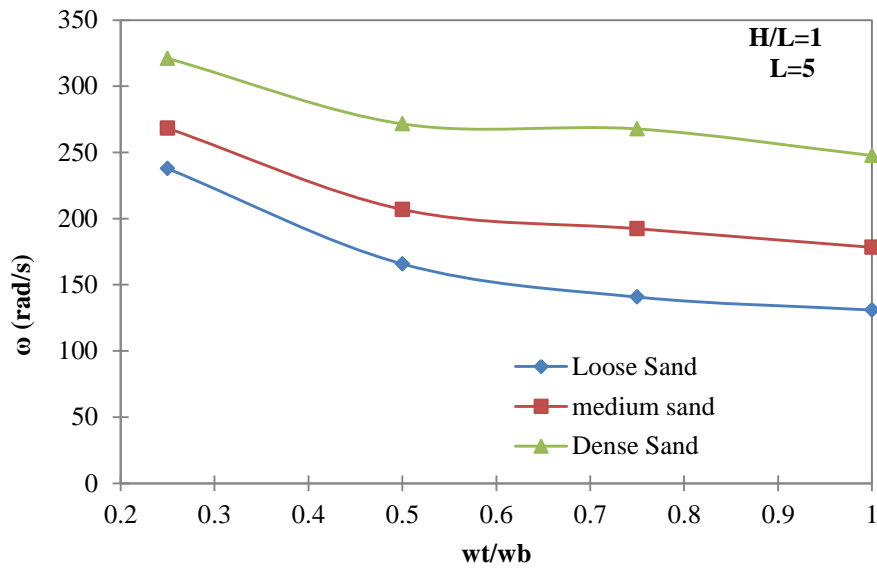
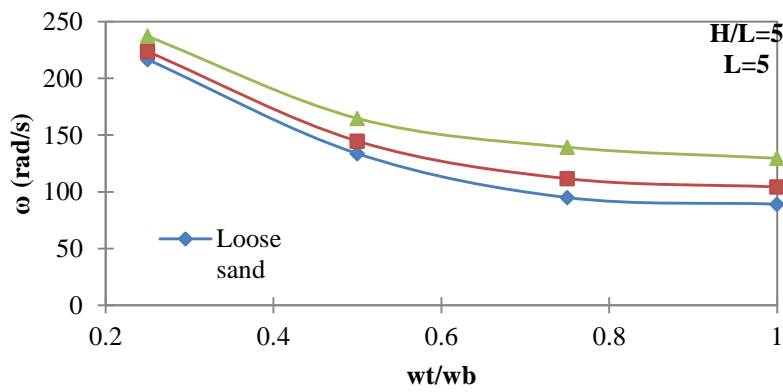


Figure 4.7 Variation de la fréquence angulaire en fonction (Ghanbari et al, 2013).

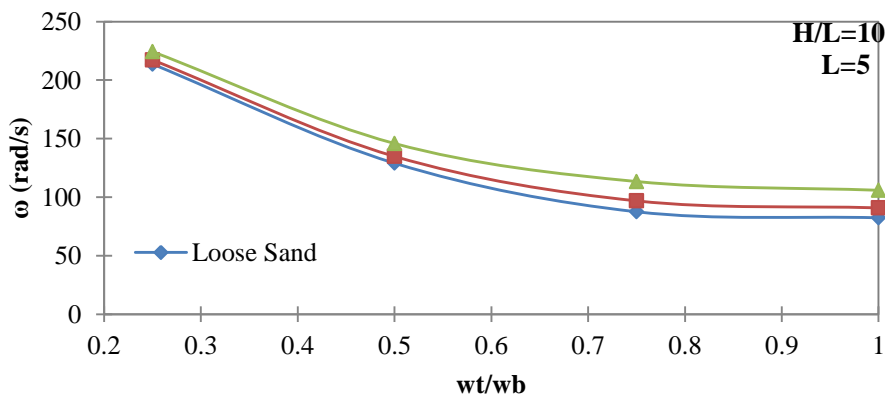
Les figures 4.8, enfin, donnent les valeurs de ω pour différents types de sols.



a)



b)



c)

Figure 4.8 Variation de la fréquence angulaire en fonction de types de sol (Ghanbari et al, 2013).

4.3 NOUVEAU MODÈLE ANALYTIQUE PROPOSÉ

Pour toutes les structures, la connaissance de la fréquence naturelle (f) ou de la période naturelle (T) représente une tâche primordiale dans l'étude du comportement dynamique, il existe des formules analytiques utilisées dans la pratique. Néanmoins, pour les ouvrages de soutènement où les pressions des terres influent sur le comportement, il n'existe aucune formule prend en compte l'effet des pressions des terres derrière ces ouvrages.

Il est entendu que cette recherche fera également appel aux méthodes générales de calcul applicables aux problèmes de mécanique des sols, d'interaction sol-structure et d'analyse dynamique des structures.

La connaissance des fréquences et modes propres de vibration est essentielle pour l'étude du comportement sismique des ouvrages soumis aux sollicitations sismiques.

La masse de remblai vibrant avec l'ouvrage de soutènement, altérant ainsi les fréquences naturelles. Il en découle un risque accru de résonance et donc de rupture catastrophique. Il existe donc un intérêt majeur pour le développement d'un modèle de prédiction précise du comportement sismique de ces ouvrages.

Le modèle proposé est schématisé sur la figure suivante:

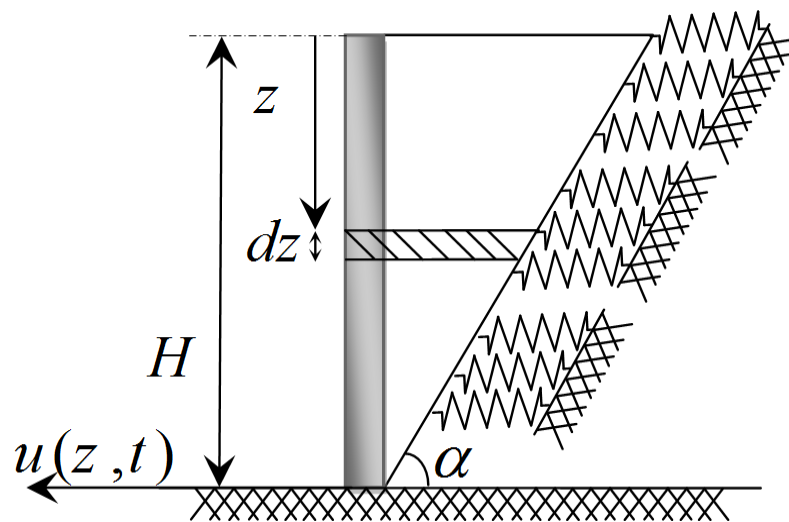


Figure 4.9 Description schématique du Modèle analytique proposé pour la prise en compte des coins de rupture.

4.3.1 Hypothèses et Principes de Calcul

Ces dernières années, le développement des outils de calcul sur ordinateurs, a permis la réalisation des calculs analytiques et numériques de fréquence naturel des structures sous excitations sismiques.

Le calcul de la fréquence naturelle de structures de soutènement avec pris en compte de l'effet des poussées des terres statique et sismique par approche pseudo statique.

Les hypothèses de calcul pour le modèle proposé sont:

- La masse du sol glissante derrière la structure de soutènement déterminée selon la méthode de Mononobe Okabe basée sur la théorie du coin de rupture de Coulomb et considérée comme un corps rigide;
- La structure de soutènement de rigidité variable et de section constante;
- Le contact au niveau du plan de rupture est modélisé par des ressorts d'élasticité linéaire selon la théorie de Winkler;
- Le principe de Rayleigh est appliqué pour calculer la fréquence propre.

La mise en équation

Pour un élément infinitésimal de la figure 4.10, l'équation de l'équilibre dynamique des forces et des moments écrit par l'équation différentielle (4.2).

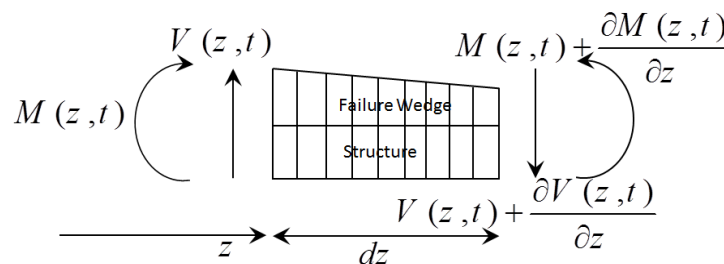


Figure 4.10 Modèle analytique proposé.

L'énergie cinétique maximale du système 'coin du sol-structure de soutènement':

$$T_{\max} = \frac{1}{2} \int_0^H m(z) \left(\frac{\partial x}{\partial t} \right)^2 dz = \frac{1}{2} \int_0^H m(z) X^2(z) dz \quad (4.9)$$

L'énergie potentielle maximale du système:

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \left(\frac{d^2 X(z)}{dz^2} \right)^2 dz + \frac{1}{2} \int_0^H kX^2(z) dz \quad (4.10)$$

La valeur de la pulsation propre du système obtenue comme:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^H EI(z) \left(\frac{d^2 X(z)}{dz^2} \right)^2 dz + \int_0^H k X^2(z) dz}{\int_0^H m(z) X^2(z) dz} \quad (4.11)$$

où k le module de réaction du sol de remblai, donné par l'équation du tableau (1.2) de

$$\text{Vlazov et Leontiev's (1966): } k = \frac{E_s}{H(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}$$

La masse infinitésimale da la partie glissante 'sol de remblai et structure de soutènement' donnée par l'équation suivante:

$$m(z) = \frac{1}{g} \left(\gamma_{soil} \cdot \frac{H-z}{\tan \alpha} + \gamma_{str} \cdot e \right) dz \quad (4.12)$$

Le moment d'inertie donné par la formule:

$$I(z) = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.13)$$

Pour un mètre linéaire de largeur du modèle 'sol-structure de soutènement' de largeur unitaire ($b=1m$).

$$I(z) = \frac{1}{12} \cdot \left[\left(\frac{H-z}{\tan \alpha} \right) + e \right]^3 \quad (4.14)$$

Le coin de rupture sismique fait un angle (α) avec la verticale défini par:

$$\tan \alpha = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (4.15)$$

Et après intégral numérique et simplifications l'équation de la pulsation propre écrite:

$$\omega^2 = \frac{\frac{E_m}{12} \left[3.11 \left(\frac{e}{H} \right)^3 + \frac{7.54}{\tan(\alpha)} \left(\frac{e}{H} \right)^2 + \frac{6.31}{\tan^2(\alpha)} \frac{e}{H} + \frac{1.80}{\tan^3(\alpha)} \right] + \frac{Hk}{4}}{\frac{0.049}{\tan(\alpha)} \rho_{soil} \cdot H^2 + 0.252 \rho_{str} \cdot eH} \quad (4.16)$$

Selon cette équation (4.16), plusieurs paramètres influencent la valeur de fréquence propre des ouvrages de soutènement: les paramètres de sol de remblai, les paramètres de la structure de soutènement et de séisme.

4.3.2 Étude Paramétrique

Les paramètres géométriques et mécaniques du modèle de base et son intervalle de variation sont présentés au tableau suivant:

Tableau 4.1 Paramètres géométriques et mécaniques du modèle de base.

Paramètre	Valeur de base	Variation
ρ_{soil}	1900 kg/m ³	1600-2320 kg/m ³
E_{soil}	15 MPa	15-240 MPa
ν_{soil}	0.2	0.0 à 0.5
E_{str}	26 GPa	15 MPa -240 GPa
e	0.4 m	0.1-2.0 m
ρ_{str}	2320 kg/m ³	1600-7850 kg/m ³
H	7 m	3-15 m
k_h	0.3	0.0-0.5
k_v	$0.5k_h$	$[0, 0.5, 1, -1] k_h$

Ce tableau est divisé en trois catégories des paramètres: la première contient les paramètres du sol de remblai, la deuxième introduit les paramètres spécifiques pour la structure de soutènement, et la troisième donne les paramètres de l'excitation sismique.

4.3.3 Effet des Paramètres du Sol de Remblai

Les effets des paramètres de sol de remblai sur la fréquence propre des ouvrages de soutènement sont représentés dans les figures 4.11 à 4.16:

Les résultats de calcul de la pulsation propre du système, sont représentés sur les figures 4.11.a et 4.11.b dans les deux cas statique et sismique respectivement.

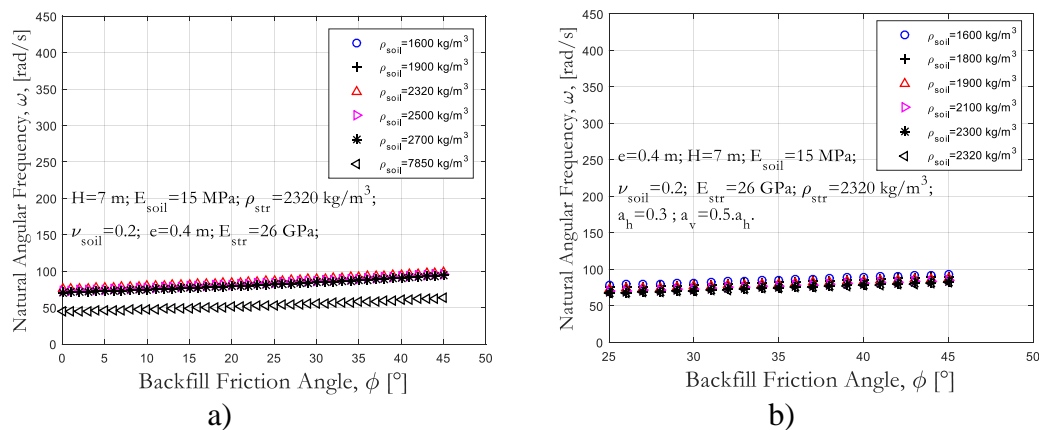


Figure 4.11 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et de la masse volumique du sol pour les conditions statique et sismique.

Ces deux figures présentent les variations des variations de la pulsation propre en fonction des valeurs de l'angle de frottement du sol de remblai et de la masse volumique du sol. Les principaux résultats obtenus sont:

- Les variations de la masse volumique et de l'angle de frottement du sol à une faible influence sur les valeurs de la pulsation propre du système spécialement au modèle du coin sismique;
- L'augmentation des valeurs de l'angle de frottement du sol engendre une augmentation des valeurs de pulsation du système par contre l'augmentation des valeurs de la masse volumique du sol engendre une diminution des valeurs de pulsation du système.

Afin de mieux illustrer l'influence de variation des valeurs de module d'Young et de l'angle de frottement du sol sur la valeur de la pulsation propre du système, nous avons tracé les graphes des figures 4.12.a et 4.12.b pour les cas statique et sismique.

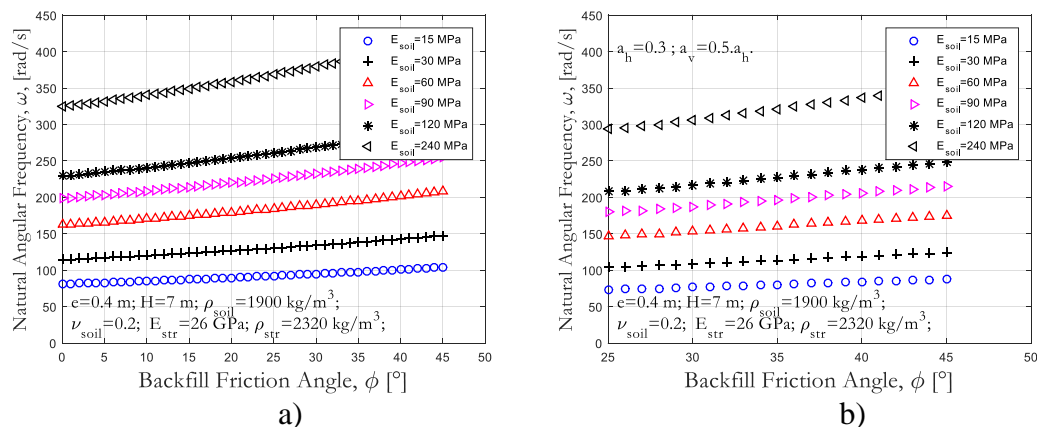


Figure 4.12 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du module d'Young du sol pour les conditions statique et sismique.

Les remarques suivantes peuvent être tirées:

- La variation des valeurs de module d'Young du sol de remblai à une forte influence sur les valeurs de pulsation propre;
- Pour le cas statique où le coin de rupture est déterminé par la méthode de Coulomb les valeurs de pulsation propre sont élevées par rapport au cas sismique où le coin de rupture est déterminé par la méthode de Mononobe Okabe.

L'effet de la variation du coefficient de Poisson sur les valeurs de la pulsation de propre calculé est montré sur les figures 4.13.a et 4.13.b.

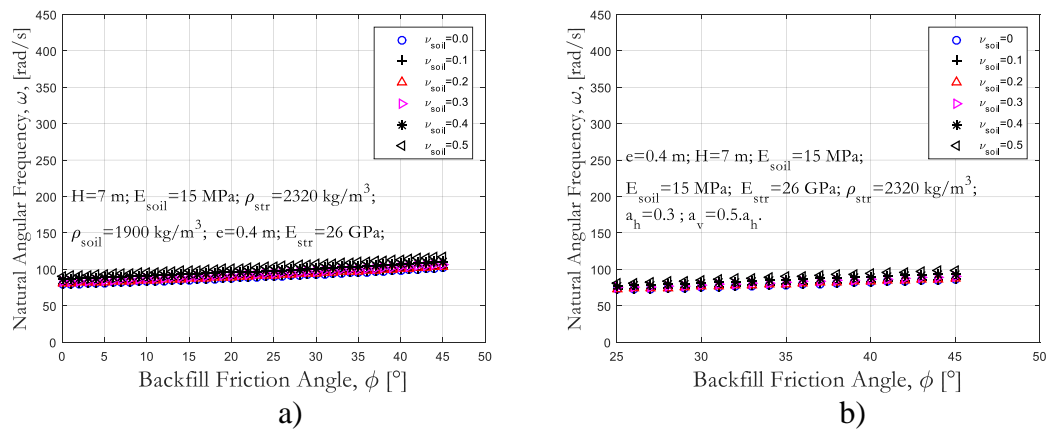


Figure 4.13 Variations des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement et du coefficient de Poisson du sol pour les conditions statique et sismique.

Les principaux aboutissements obtenus sont les suivants:

- La variation des valeurs du coefficient de Poisson du sol de remblai à une faible influence sur les valeurs de pulsation propre;
- Comme montré précédemment, le modèle de calcul statique fournit des résultats plus élevés que le modèle de calcul sismique. Et pour ces deux modèles, l'augmentation des valeurs de l'angle de frottement et de coefficient de Poisson engendre une augmentation des valeurs de la pulsation propre du système.

4.3.4 Effet des Paramètres de la Structure de Soutènement

Les variations de la pulsation propre du système obtenues pour les conditions statique et sismique en variation de chaque paramètre de la structure de soutènement, sont portées sur les figures 4.14 à 4.17. Ces figures montrent que la valeur de pulsation propre, dépend fortement de l'épaisseur et de la hauteur de la structure de soutènement; et pratiquement faiblement lié au module de Young et de la masse volumique de matériaux de la structure de soutènement pour lequel les variations des valeurs de pulsation propre sont pratiquement constantes. De plus, ces figures montrent clairement que l'augmentation des valeurs de ces quatre paramètres de la structure de soutènement, engendre une augmentation des valeurs de pulsation propre du système.

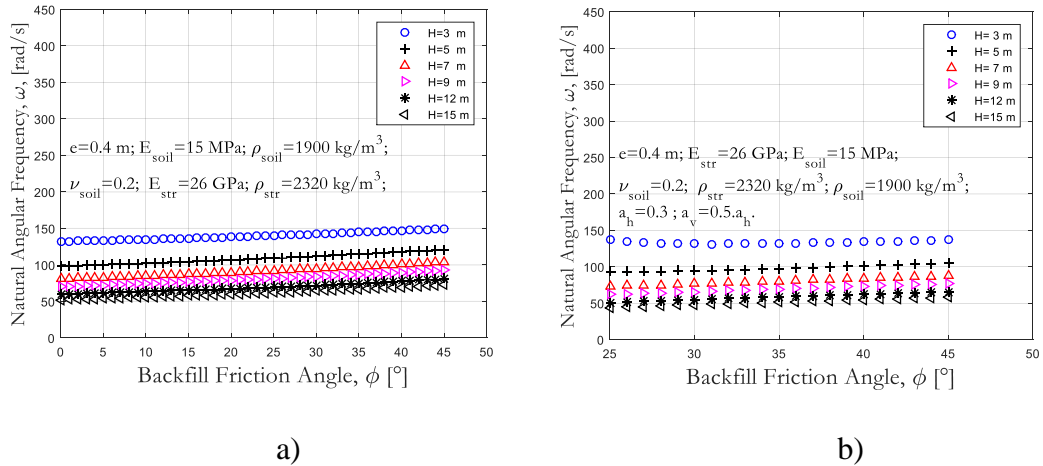


Figure 4.14 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de la hauteur de structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.

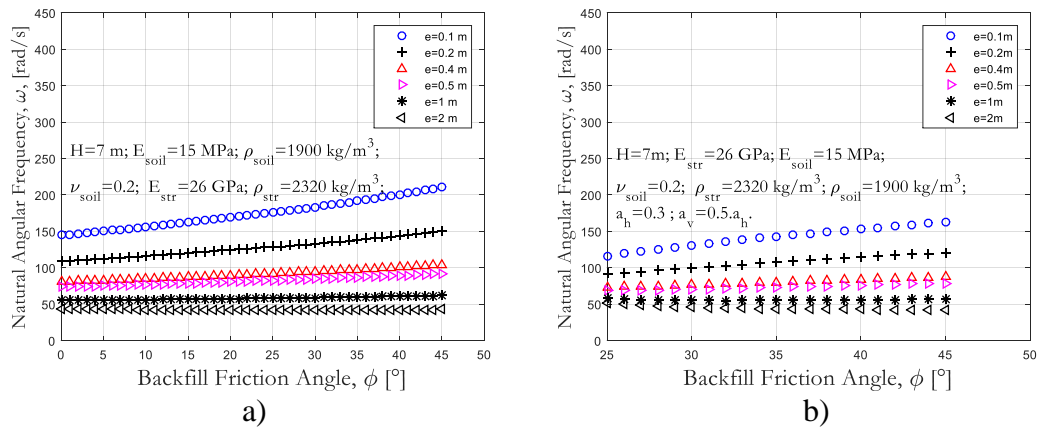


Figure 4.15 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de l'épaisseur de la structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.

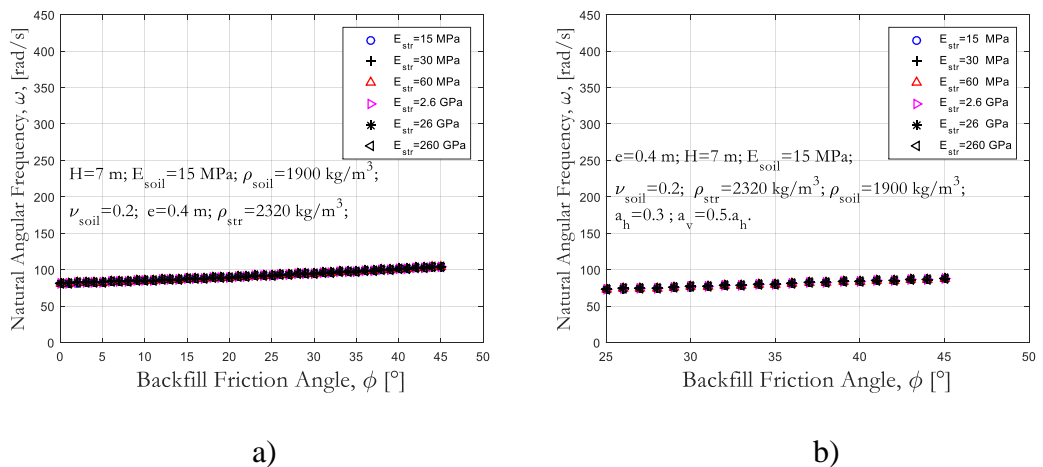
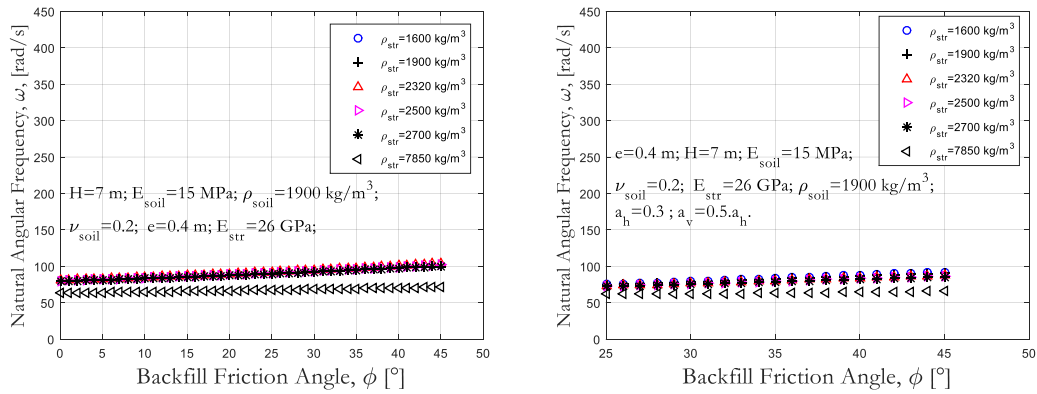


Figure 4.16 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et de module de Young de la structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.



a)

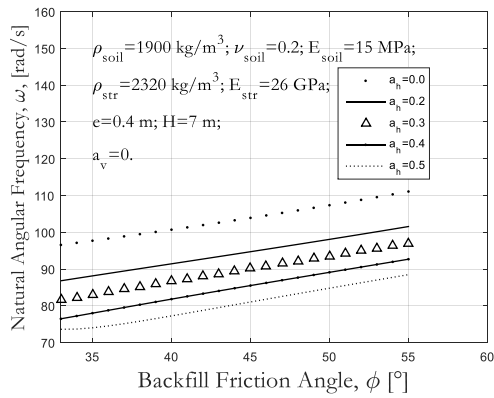
b)

Figure 4.17 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l’angle de frottement du sol et de la masse volumique de matériaux de structure de soutènement pour les conditions statique et sismique.

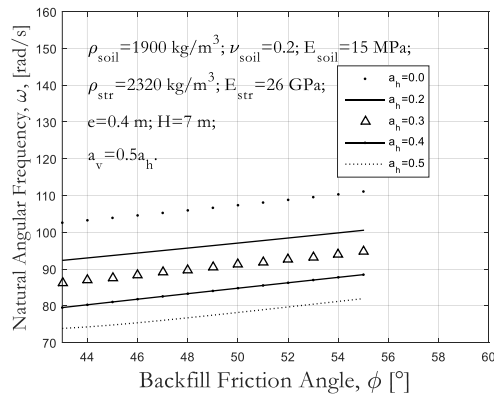
4.3.5 Effet des Paramètres des Accélération Sismiques

Les résultats du calcul de pulsation propre d’un ouvrage de soutènement sont portés sur les graphes de la figure 4.18. Celles-ci représentent les variations des valeurs de pulsation propre du système pour quatre combinaisons sismiques de k_h et k_v . Les principaux résultats obtenus sont les suivants:

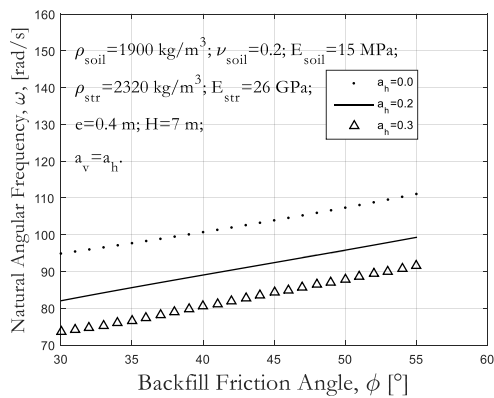
- Pour les coefficients d’accélération sismiques horizontales, l’augmentation de ses valeurs engendre une diminution des valeurs de la pulsation propre du système;
- Pour les coefficients d’accélération sismiques verticales, les valeurs de pulsation propre du système sont variées suivant la combinaison (k_h, k_v) utilisée.



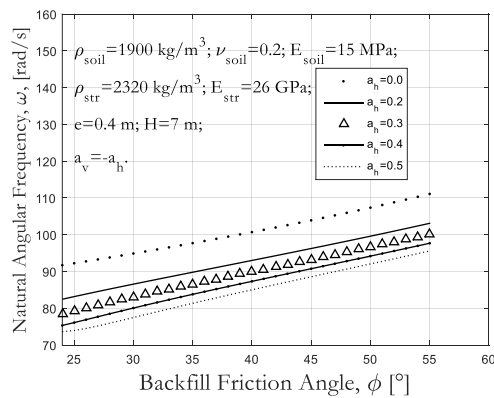
a)



b)



c)



d)

Figure 4.18 Variation des valeurs de pulsation propre du système pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et des accélérations sismiques horizontales et verticales.

4.3.6 Comparaison et Validation

Cette section est consacrée à une comparaison des valeurs de pulsation propre d'un ouvrage de soutènement, obtenues en utilisant les trois modèles de prédiction (Scott 1967, Ghanbari et al 2013 et notre modèle 2020).

Les résultats de calcul de pulsation propre d'un ouvrage de soutènement qui sont portés sur les figures 4.19.a et 4.19.b, montre clairement que notre modèle donne des résultats acceptables en comparaison avec les deux autres modèles (Scott et Ghanbari et al). En conséquence, ce modèle doit être recommandé d'utiliser comme une modèle robuste dans la prédiction des valeurs de pulsation propre des ouvrages de soutènement.

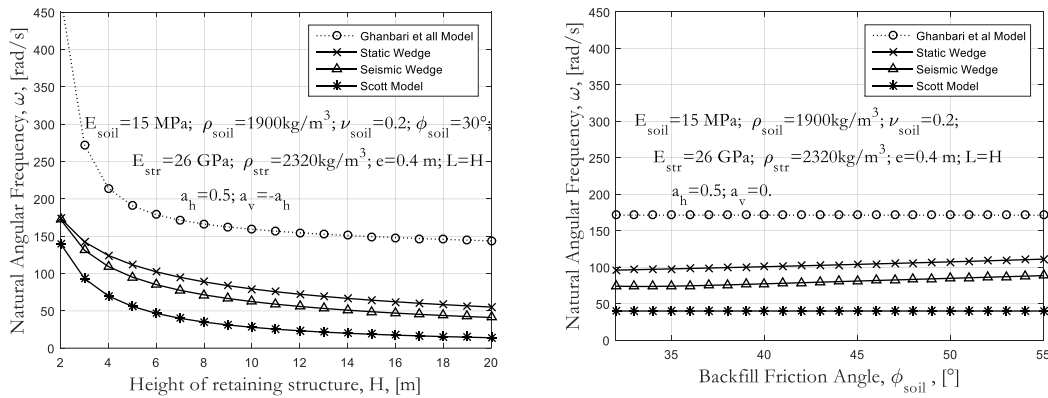


Figure 4.19 Comparaison des résultats des modèles de calcul de pulsation propre.

4.4 Conclusion

L'évaluation de la fréquence naturelle des structures de soutènement occupe une place prédominante dans l'étude du comportement dynamique.

Les résultats de ce chapitre ont conduit à la conclusion suivante: chaque variation du coin de rupture derrière l'ouvrage de soutènement cause une variation du modèle de calcul de fréquence naturelle et naturellement des valeurs de fréquence naturelle du système.

Afin de mieux apprécier la validité des résultats de l'approche analytique, ces prédictions doivent être confrontées aux résultats d'autres approches telles que la modélisation numérique par l'approche dynamique. Ceci fait l'objet de chapitre suivant.

«Ce qu'il est statique et homogène est ennuyeux. Ce qui est dynamique et hétérogène est embrouillant. Entre l'art de mensonges».

JOHN A LOCKE, 1632-1704

Chapitre V

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

5.1	Introduction	98
5.2	Principes Généraux de la Modélisation	98
5.3	Aperçu sur les Modèles Numériques	99
5.3.1	Modèle de Green et Ebeling (2003)	100
5.3.2	Modèle de Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005)	101
5.3.3	Modèle de Cakir 2013.....	102
5.4	Présentation du Logiciel <i>GeoStudio 'Quake'</i>	103
5.5	Etablissement d'un Modèle de Calcul de Référence	104
5.5.1	Géométrie et Paramètres Rhéologiques du Modèle.....	104
5.5.2	Définition des Conditions Initiales	106
5.5.3	Définition des Conditions Aux Limites	108
5.5.4	Signale Sismique	109
5.6	Analyse Paramétrique	111
5.7	Conclusion	112

5.1 INTRODUCTION

La prévision du comportement sismique des ouvrages de soutènement dépend étroitement au mouvement sismique imposé par le sol sur la structure et nécessite une modélisation des composantes géotechniques du système sol-structure.

L'approche dynamique est basée sur la résolution des équations d'équilibre dynamique à, l'aide des méthodes numériques, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, et des lois de comportement, et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate: état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc.

Malgré un volume important de la littérature géotechnique spécialisée sur le comportement sismique des ouvrages de soutènement, plusieurs aspects de ce comportement restent moins connus et ont besoin de recherches approfondies. Un mur de soutènement a été simulé avec le programme d'éléments finis *Quake/W (Geo-Studio International, Ltd)*. Les résultats des simulations sont comparés à ceux obtenus dans les chapitres précédents.

Le présent chapitre est organisé comme suit: Dans un premier temps, les principes généraux de la modélisation sont présentés, puis le logiciel de modélisation et le modèle de calcul de référence sont présentés. Enfin, dans ce chapitre une analyse paramétrique est arborée.

Une description plus détaillée de la modélisation numérique du comportement sismique des ouvrages de soutènement peut être trouvée dans les références: Psarropoulos et al (2005), et Cakir (2013).

5.2 PRINCIPES GÉNÉRAUX DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Le travail de modélisation, est la partie noble du calcul sismique. A l'époque (dans les années 1970-1980) où les moyens de calcul informatique étaient beaucoup moins répondus et performants qu'aujourd'hui, les projeteurs étaient naturellement sensibilisés à l'importance de ce travail car il fallait «économiser les degrés de liberté» et donc choisir ceux qui permettraient une bonne représentation des capacités réelles de déformation avec un nombre limité de points structuraux. Les logiciels de calcul actuels peuvent traiter

facilement des modèles de grande taille (plusieurs centaines, voire milliers de degrés de liberté) et disposent en général d'aides à la modélisation, ce qui peut laisser croire que l'étape de construction du modèle est moins cruciale qu'autrefois. En réalité, cette étape reste essentielle, car elle implique un certain nombre de choix liés à la finalité de calcul et à la nécessité d'adopter des hypothèses simplificatrices pour certains aspects ; elle conditionne en outre, dans une large mesure, les possibilités pratiques d'optimisation de la conception (Betbeder-Matibet, 2003).

Modélisation Géométrique

Pour vérifier la transmission correcte des hautes fréquences, on impose une dimension maximale aux éléments de maillage, au plus égale à une certaine fraction de la longueur d'onde correspondante. On retient généralement une valeur comprise entre 1/8 et 1/5 de la longueur d'onde: (Mazars et Millard, 2004)

$$h_{\max} \leq \frac{1}{5} \lambda = \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (5.1)$$

où f_{\max} représente la fréquence la plus élevée à transmettre. Ce critère est généralement appliqué à la dimension verticale des mailles car, compte tenu de l'hypothèse généralement retenue de la propagation verticale d'ondes, le champ de déplacements varie plus rapidement dans la direction verticale que dans la direction horizontale, en particulier à une certaine distance de la structure.

5.3 APERÇU SUR LES MODELES NUMERIQUES

Des travaux de modélisation numérique du comportement sismique des ouvrages de soutènement ont été menés grâce aux divers logiciels, peuvent être trouvés dans les références: Alampalli et Elgamel (1990), Finn et al (1992), Iai & Kameoke (1993), Al-Homoud et Whitman (1999), Harkness et al. (2000), Green et Ebeling (2003), Klonaris et Gazetas (2005), Bhattacharjee et Muralikrishna (2011), Tiznado et Rodríguez-Roa (2011), Jesmani et Alirezanejad (2011), Cakir (2013).

5.3.1 Modèle de Green et Ebeling (2003)

Green et Ebeling (2003) ont déterminé la pression dynamique latérale des terres derrière un mur de soutènement cantilever en béton armé avec un remblai de sable sec et dense. Le modèle numérique a été employé en utilisant le code de différences finies FLAC. Les

résultats obtenus à partir de la modélisation numérique sont comparés aux résultats des méthodes analytiques (figure 5.1) pour l'estimation des déplacements du mur et des pressions dynamiques des terres.

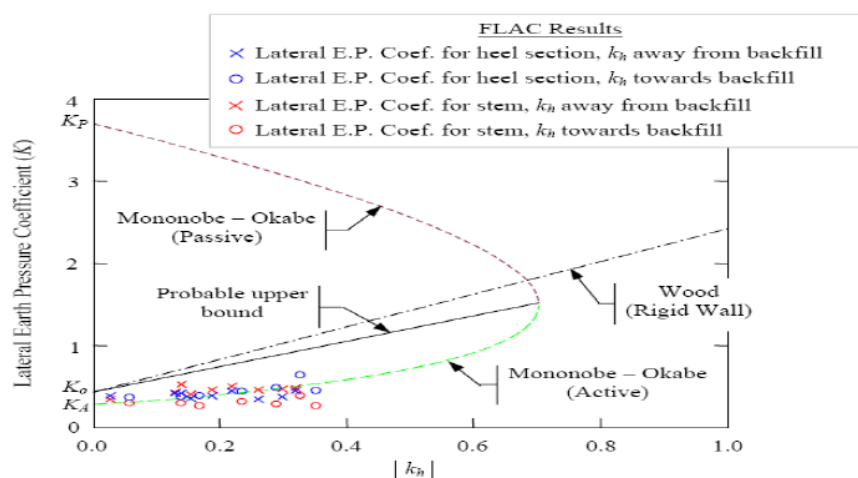


Figure 5.1 Comparaison de résultats de modélisation numérique par méthodes analytiques (Green et Ebeling, 2003).

5.3.2 Modèle de Psarropoulos et al (2005)

La modélisation numérique effectuée par Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005) pour valider les hypothèses de la solution analytique de Veletsos et Younan (1994). Les modèles numériques ont été développés en utilisant le code d'éléments finis *ABAQUS*. La modélisation numérique permet de traiter des situations plus réalistes qui ne sont pas convenables aux méthodes analytiques. Ainsi la modélisation est préférée pour tenir compte de: (a) l'hétérogénéité du sol de remblai, et (b) la flexibilité de la fondation du mur.

Psarropoulos et al (2005) ont étudié trois types modèles numériques des systèmes de soutènement:

- Modèle d'une seule couche où le sol retenu est homogène;
- Modèle d'une seule couche, avec un sol de remblai non homogène;
- Modèle de stratification d'une couche de sol alluvionnaire fondée sur un substratum rocheux.

Les résultats prouvent que l'hétérogénéité du sol retenu mène aux pressions réduites des terres près du sommet du mur, particulièrement dans le cas des murs très flexibles, tandis

que la conformité de la fondation ne peut pas être facilement modélisée par un seul ressort, devant un phénomène de propagation d'ondes.

En cas d'un système homogène sol-mur, les facteurs examinés sont les caractéristiques du mouvement du sol, les propriétés de la couche du sol, et les flexibilités du mur et la fixation contre la rotation à sa base.

Selon le modèle du ressort, plus le système sol-mur est plus flexible, plus les facteurs dynamiques d'amplification sont élevés. La considération d'un modèle plus réaliste, comme celui adopté dans cette étude, mène à une conclusion opposée. L'écart entre les deux approches peut être justifié comme suit: dans le modèle du ressort la rigidité de rotation a des valeurs réelles, et donc, la capacité d'amortissement du mur lui-même ne peut pas être prise en compte. Par conséquent, des ondes sont chevauchées sur le mur et ne peuvent pas être absorbées, alors que l'oscillation de rotation du mur augmente l'amplitude de l'onde.

Ainsi, l'augmentation de la flexibilité de fondation du mur mène à des valeurs plus élevées de facteurs dynamiques d'amplification. Au contraire, à l'approche actuelle la rotation du mur est régie par non seulement la rigidité de rotation, mais les caractéristiques d'amortissement (amortissement matériel et radiatif) de la couche de fondation. De cette façon, l'énergie d'onde peut être absorbée par les frontières du sol maintenu et du sol sous-jacent. En plus, des valeurs élevées du rapport d'impédance causent une dissipation d'onde plus grande, et par conséquent, une amplification dynamique plus petite.

5.3.3 Modèle de Cakir (2013)

Une modélisation numérique 3D (figure 5.2) du système interaction remblai-structure-sol-fondation est utilisée pour analyser le comportement dynamique d'un mur cantilever soumis aux différentes sollicitations sismiques. L'effet de contenu fréquentiel et de l'interaction sol structure est évalué en utilisant cinq excitations sismiques et six types de sol. L'étude représente que la réponse dynamique d'un mur cantilever est très sensible aux contenu fréquentiel de la charge sismique et l'interaction sol structure.

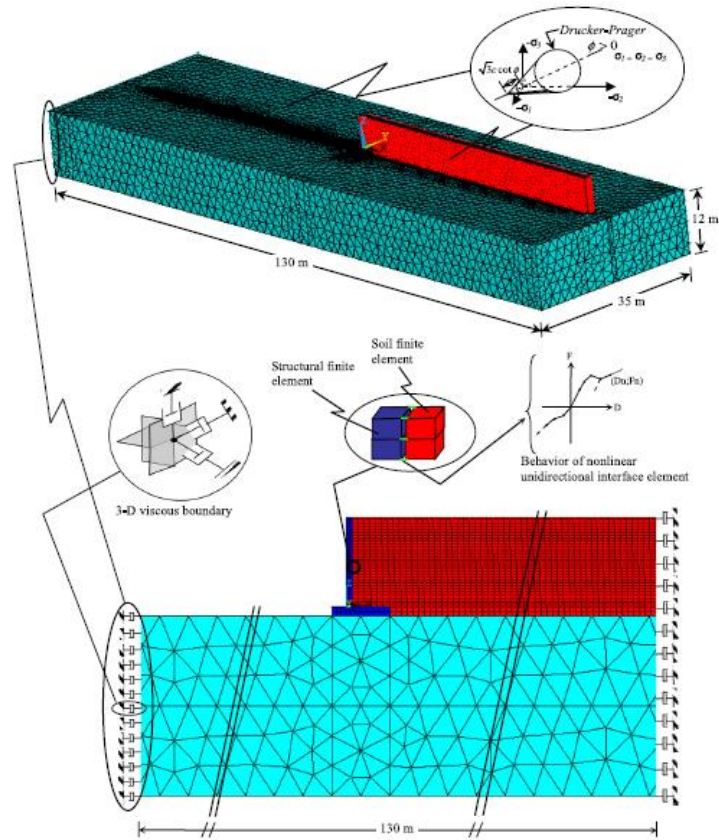


Figure 5.2 Modèle numérique de Cakir 2013.

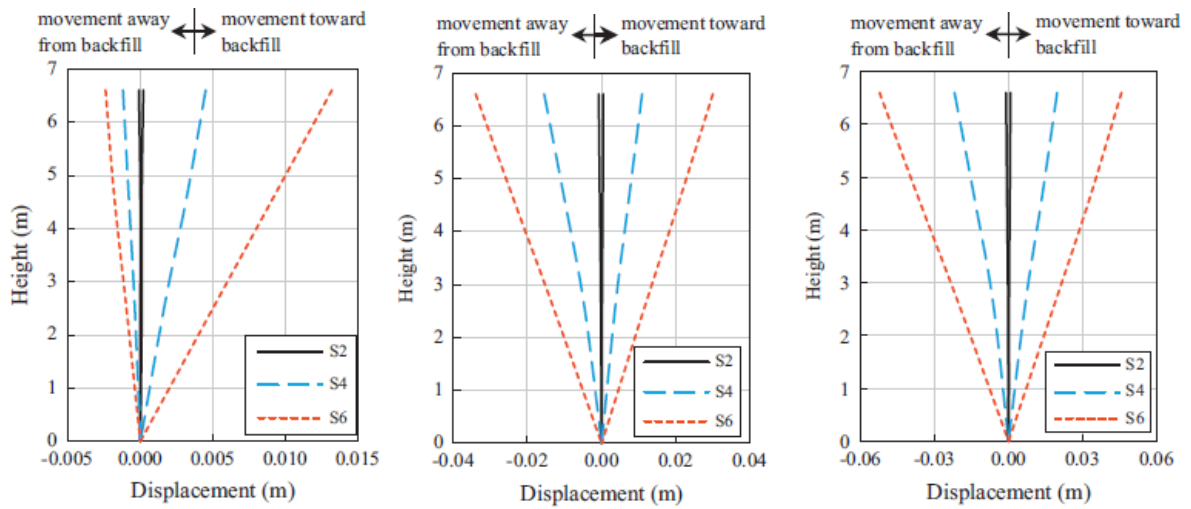


Figure 5.3 Effet des types de sol (Cakir, 2013)

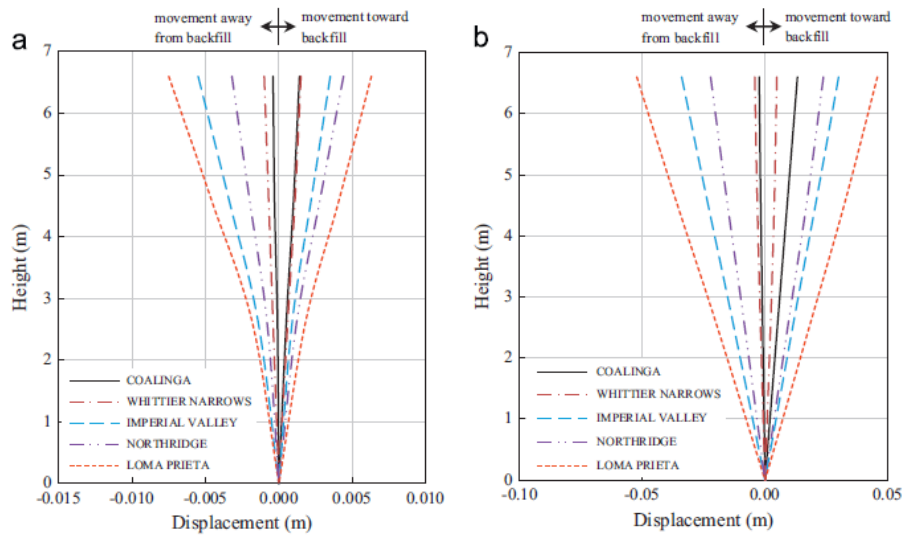


Figure 5.4 Effet de contenu fréquentiel (Cakir, 2013)

5.4 PRESENTATION DU LOGICIEL *GEOSTUDIO*

Le code de calcul par éléments finis GeoStudio 2018 R2 est un logiciel de calcul géotechnique et géo-environnemental:

Ce logiciel comprend les Modules suivants:

- SLOPE/W pour l'étude de la stabilité des pentes;
- SEEP/W pour les problèmes de l'infiltration;
- SIGMA/W pour l'étude des contraintes et déformations statiques;
- QUAKE/W pour l'étude des contraintes et déformations dynamiques;
- TEMP/W pour l'analyse géothermique;
- CTRAN/W pour l'étude de la contamination;
- AIR/W pour l'étude de la pression d'air et infiltration dans les sols.

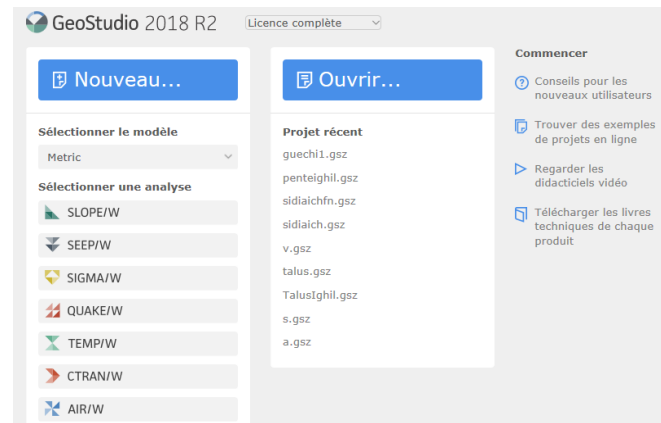


Figure 5.5 Modules du logiciel *GeoStudio* 2018 R2.

Le module QUAKE/W du logiciel Geo Studio est conçu pour l'analyse dynamique des problèmes bidimensionnels des ouvrages géotechniques soumis aux sollicitations dynamiques.

5.5 ÉTABLISSEMENT D'UN MODÈLE DE CALCUL DE RÉFÉRENCE

5.5.1 Définition de la Géométrie et des Paramètres Rhéologiques du Modèle

Taille du modèle: Pour le modèle, le modèle de l'ouvrage de soutènement étudié par Psarropoulos et al (2005) repris exactement, les propriétés de sol du tableau 5.1 sont considérées.

Psarropoulos et al (2005) recommandent de positionner les limites latérales du système à $10H$ (H : hauteur libre du mur) (figure 5.6).

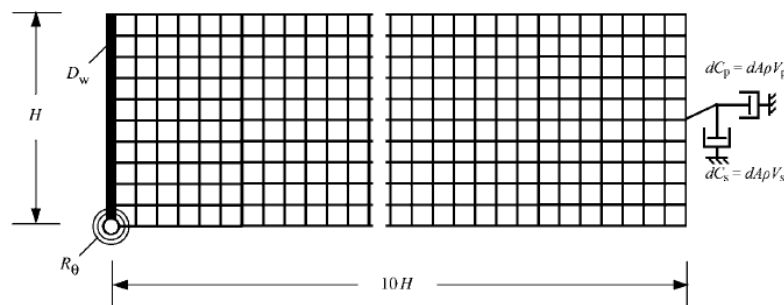


Figure 5.6 Maillage et taille d'une grille proposés par Psarropoulos et al (2005) pour l'étude dynamique.

Le phénomène de résonance est maximal lorsque la fréquence des ondes sismiques coïncide avec la fréquence de vibration du système. Pour un milieu idéal 1D représenté

par une couche de sol homogène d'épaisseur H et de vitesse V_s (figure 5.3), la pulsation pour laquelle le phénomène de résonance est maximal est définie par:

La valeur de la pulsation de l'excitation est $\omega = \omega_n$ (résonance), où ω_n est la pulsation naturelle du système sol de remblai-structure de soutènement.

La pulsation naturelle ω_n d'une couche de sol de hauteur H , et sans ouvrage de soutènement, donnée par la formule suivante:

$$\omega_n = \frac{\pi V_s}{2 H} \tag{5.2}$$

La pulsation naturelle ω_n du système sol de remblai-structure de soutènement, calculée par les formules: (4.1), (4.8) et (4.19) du chapitre précédent.

Caractéristiques des matériaux

Configurations géologiques du modèle étudié

Les caractéristiques relatives de la couche géologique de la figure 5.7 sont représentées dans le tableau 5.2.

Tableau 5.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du profil de sol.

Poids volumique γ_s (kN / m^3)	Vitesse de cisaillement V_s (m/s)	Vitesse des ondes P V_p (m/s)	Coefficient de Poisson ν_s —	Module de cisaillement G_s (kPa)	Module de Young E_s (kPa)	Amortissement (%)
18	100	201.46	0.33	180	478.8	5

Avec ces caractéristiques, la fréquence naturelle de la couche de sol sans soutènement est égale à $3.125Hz$.

Structure de soutènement

Il est bien connu que la rigidité relative entre une structure et le sol peut avoir une influence déterminante sur la répartition des contraintes. On parle de structure souple ou rigide selon le degré d'interaction entre le sol et cette structure. Une structure souple est en forte interaction avec le sol, c'est à dire que sa géométrie, ses caractéristiques mécaniques et les charges appliquées ne suffisent pas pour déterminer les sollicitations. Il faut en plus introduire les caractéristiques mécaniques du sol qui devient alors partie intégrante de la structure.

La rigidité relative s'exprime généralement sous la forme d'un terme de couplage adimensionnel qui fait intervenir le rapport entre le module du sol et celui de la structure

multiplié par une fonction de ses dimensions caractéristiques. Les sollicitations a-dimensionnalisées s’expriment alors à l’aide d’une fonction qui fait intervenir le terme de couplage et la forme du chargement (Thepot, 2004).

La rigidité de flexion d_{str} de la structure de soutènement par rapport à la couche de sol soutenue par cette structure est donnée selon (Psarropoulos et al, 2005) par:

$$d_{str} = \frac{12(1-\nu_{str}^2)G_s H^3}{E_{str} e^3} \tag{5.3}$$

Pour ce travail de modélisation les propriétés présentées dans le tableau 5.3 donnent un coefficient de rigidité à la flexion $d_{str} \approx 0$, ce qui présente une structure infiniment rigide par rapport à la couche de sol qui soutenue.

Tableau. 5.2 Propriétés mécaniques de la structure de soutènement.

Paramètres	Valeur	Unité
Module élastique, E_{str}	8.49	<i>GPa</i>
Poids volumique, γ_{str}	25	<i>(kN / m³)</i>
Moment d’inertie, I	6.67e-04	<i>m⁴/m</i>
Coefficient de Poisson, ν_{str}	0.2	-
Section, e	0.2	<i>m²/m</i>

Avec ces caractéristiques de sol de remblai et de structure de soutènement, les valeurs de la fréquence naturelle du système sont: *1.16Hz*, *9.05Hz* et *3.71Hz*, *3.47Hz*, *3.21Hz*, *2.92Hz* et *2.62Hz* pour le model de Scott, de Ghanbari et al et de notre modèle avec coefficient d’accélération horizontale 0.0, 0.1, 0.2, 0.3 et 0.4 respectivement.

Génération du maillage

Le modèle de référence réalisé par le maillage proposé est illustré sur la figure 5.7, le sol est discrétisé par des éléments finis quadrilatéraux iso-paramétriques à quatre nœuds. Nous avons alors 10 éléments selon la hauteur. Selon la longueur, nous avons 100éléments. Ce qui nous donne un total de: 1000éléments, soit 1111 nœuds.

Le mur est modélisé comme une poutre rigide.

5.5.2 Définition des conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiale ainsi que des contraintes initiales.

On suppose que le terrain est de type granulaire (sable ou gravier), et que la nappe est suffisamment profonde pour considérer que le terrain est sec.

5.5.3 Définition des conditions aux limites

La grille étant par définition d'extension finie, mais ce dernier est constituée l'un des problèmes les plus critiques dans la résolution, par la méthode des éléments finis, d'un problème dynamique mettant en jeu des phénomènes de propagation. En effet, il faut éviter que les limites latérales et inférieures du modèle ne réfléchissent de l'énergie à l'intérieur du modèle; l'énergie transportée par les ondes est renvoyée vers la structure au lieu d'être transportée à l'infini dans le sol. Une première solution consiste à étendre suffisamment le modèle pour que les ondes réfléchies aux limites n'atteignent pas la structure durant le laps de temps où l'on évalue sa réponse. Cette solution est peu satisfaisante dans la mesure où elle conduit à prendre des grilles de tailles importantes, et rend vite le coût des calculs prohibitif.

Pour s'affranchir de ces réflexions, *QUAKE/W* propose donc une alternative qui consiste à appliquer, au niveau des limites latérales et de la base du modèle, des conditions aux limites absorbantes de type '*damping boundary*' ou '*viscous dash-pots*', ces frontières sont sensées représenter les conditions exactes de contrainte existant à cette limite, du fait de la présence du sol à l'extérieur du modèle.

Les conditions aux limites absorbantes de type '*damping boundary*' sont appliquées dans les directions x et y le long de la base du modèle. Elles absorbent parfaitement l'énergie des ondes qui approchent la limite. Ce type de conditions aux limites n'est en toute rigueur pas applicable aux limites latérales du modèle lorsque le signal sismique est appliqué à la base de ce dernier. Dans ce cas, des conditions aux limites absorbantes de type '*free field*' sont appliquées le long des limites latérales du modèle. Elles permettent de simuler le mouvement en champ libre qui se produirait dans un demi-massif infini. Ce type de conditions aux limites absorbantes ne s'applique qu'aux limites latérales du modèle, à condition que celles-ci soient verticales.

Le système présenté ici prend en compte les deux types d'amortissement hystérétique, et radial.

Wolf et Song (1996), rapporté par (El Naggar et Chebah, 2005) montre que les conditions aux limites de type '*viscous dash-pots*' calculées par:

$$c_p = \rho V_p \quad (5.4)$$

$$c_s = \rho V_s \quad (5.5)$$

où c_p , c_s représente successivement les constants d'amortissement normal et tangential.

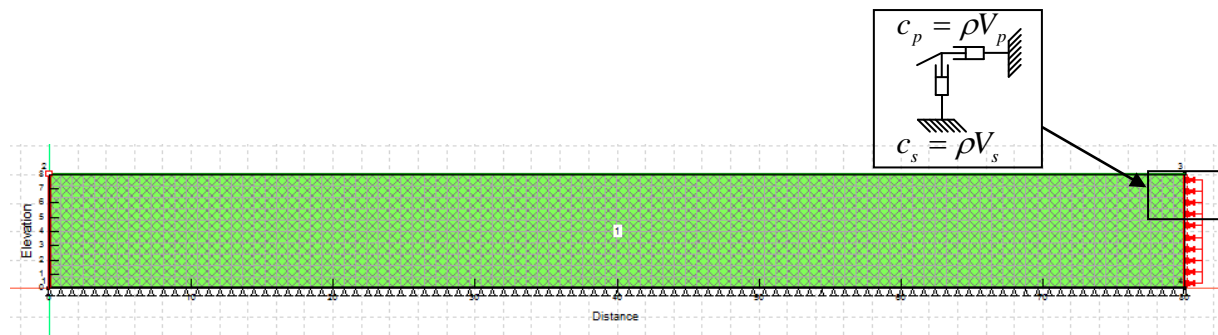


Figure 5.7 Conditions aux limites utilisées pour le calcul dynamique.

Une fois les conditions aux limites et les contraintes initiales sont définies, le module QUAKE/W s'assure que le système est en équilibre où un état d'équilibre est calculé en fonction des données d'entrée, étape préliminaire indispensable à tout calcul dynamique.

5.5.4 Modèle Rhéologique

Une fois la géométrie du modèle est définie, les différents matériaux géologiques peuvent être mis en place. Le module QUAKE/W propose deux modèles rhéologiques dont:

- un modèle équivalent linéaire dynamique;
- un modèle dynamique non linéaire.

Le modèle équivalent linéaire dynamique utilisé dans ce travail, est défini par trois paramètres:

- le module d'Young E ;
- le coefficient de Poisson ν , par ces deux paramètres le module de cisaillement G est calculé;
- le taux d'amortissement.

5.5.5 Analyse Statique Initiale

Les contraintes initiales sont:

- soit imposées par l'utilisateur dans le cas où l'état de contrainte avant chargement dynamique est connu;
- soit calculées par QUAKE/W dans le cas contraire. Les contraintes initiales ainsi calculées ne résultent que de l'application de la gravité et des conditions aux limites du modèle.

Dans ce travail de modélisation, des contraintes initiales imposées dans un fichier `Quake_ini` ont été utilisé.

5.5.6 Définition du signal sismique

Afin d'évaluer l'impact d'amplitude du signal sismique incident et de son contenu fréquentiel sur le comportement sismique des ouvrages de soutènement, seize (16) signaux synthétiques ont été utilisés pour les modélisations. Il s'agit d'un signal sismique sinusoïdal qui, par définition, est mono fréquentiel.

Les signaux sismiques décrits ci-dessous sont définis par leur *PGA* (*Peak Ground Acceleration*), leur contenu fréquentiel et la durée des vibrations sismiques obtenue par répétition des cycles élémentaires présentés dans la figure 5.8. Cette dernière est constante et égale à 10s, l'analyse a été effectuée en utilisant un pas de temps de 0.02s, et les gammes de valeurs retenues pour le pga et pour le contenu fréquentiel sont les suivantes:

- le pga varie de: 0.1, 0.2, 0.3 et 0.4g ;
- la fréquence du signal sinusoïdal incident varie de: 1, 2.5, 5 et 10Hz .

Le maillage de (0.8×0.8) est plus acceptable par l'application du critère de l'équation (5.1).

Diverses secousses harmoniques sont employées pratiquement.

Le signal sismique appliqué à la base de modèle à la profondeur $z = H$.

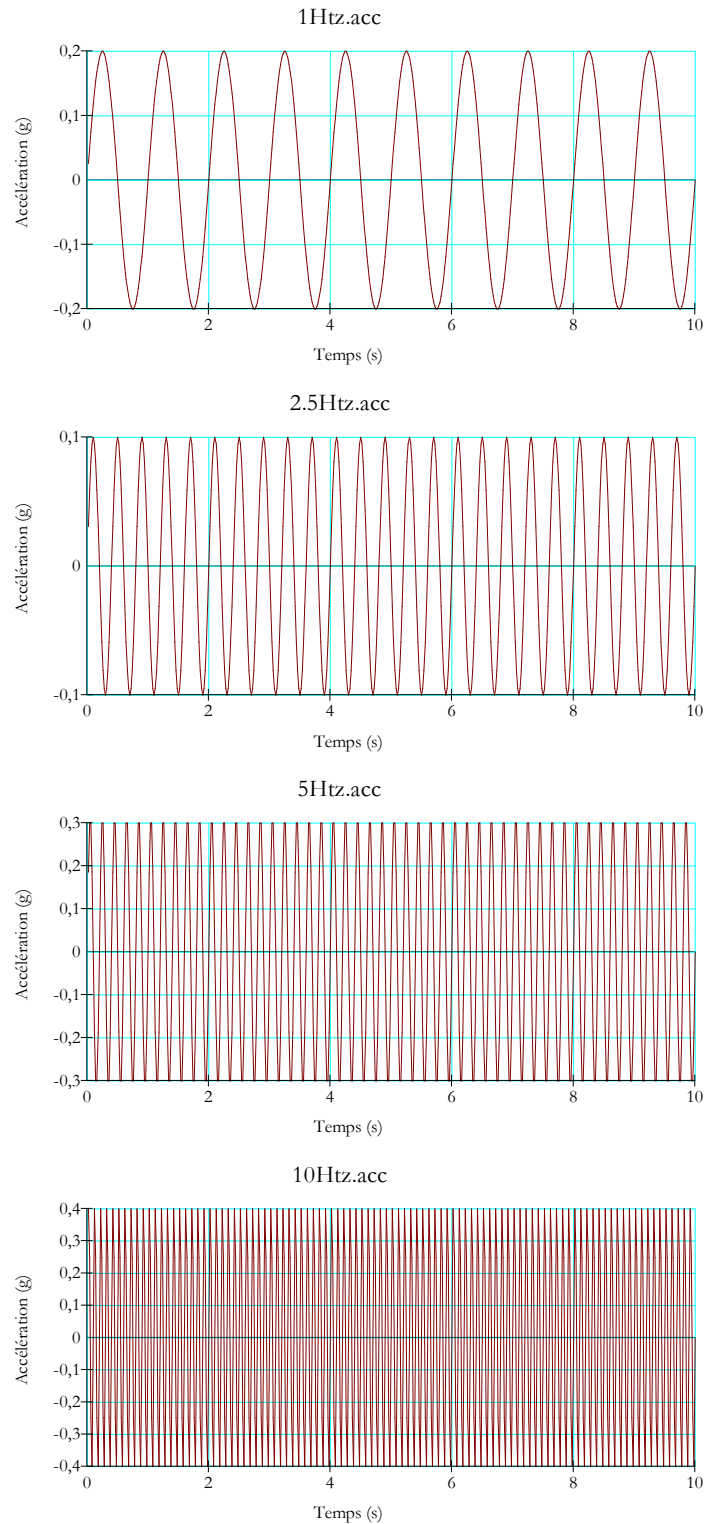


Figure 5.8 Spectres d'accélération utilisés dans les simulations numériques.

5.5.7 Amortissement mécanique

Dans les systèmes dynamiques naturels, les frottements internes entraînent une dissipation partielle de l'énergie de vibration, ce qui permet aux systèmes de ne pas osciller

indéfiniment après avoir été soumis à une sollicitation dynamique. Dans la plupart des matériaux géologiques, l'amortissement naturel est de l'ordre de 2 à 5% de l'amortissement critique.

QUAKE/W propose un amortissement de type Rayleigh qui permet une dissipation d'énergie approximativement indépendante de la fréquence comme cela est le cas dans les sols et les roches. L'amortissement de Rayleigh repose sur les deux paramètres suivants:

- la **fréquence propre du système**: fréquence d'oscillation des déplacements verticaux lorsque le modèle n'est soumis qu'à l'action de la gravité. Elle définit le domaine de validité de l'amortissement qui s'étend sur le tiers central du spectre de fréquences;
- le **taux d'amortissement**: défini en pourcentage de l'amortissement critique.

Le taux d'amortissement retenu pour l'ensemble des modélisations présentées dans ce travail est égal à 5% de l'amortissement critique.

5.6 ANALYSE PARAMÉTRIQUE PRÉLIMINAIRE

Dans cette partie de l'analyse paramétrique préliminaire, l'influence des deux paramètres du chargement, tel que: la fréquence (basse ou haute) et l'amplitude de l'accélération sismique sur le déplacement de l'ouvrage de soutènement ont été étudiés.

Le modèle de référence établi précédemment est utilisé avec les mêmes données et le paramètre à comparer changé chaque fois, ces paramètres ont été modifiés un par un.

Les valeurs de déplacements d'un ouvrage de soutènement, droite, vertical, fixe retenant un massif de sol, induits par une sollicitation dynamique harmonique sont portées dans les Figures C.1 à C.8 (Annexe C) pour les incréments de temps $t = 0, 2, 4, 6, 8$ et $10s$.

Ces figures représentent les variations des déplacements respectivement horizontaux et verticaux par rapport aux temps. On note que les déplacements horizontaux varient en fonction du temps et de la profondeur. Par contre pour les déplacements verticaux, l'influence du temps est négligeable, surtout dans le cas de basses fréquences.

Si on fixe le coefficient d'accélération verticale k_v ($k_v = 0$), et on varie le coefficient d'accélération horizontale k_h ($k_h = 0.1, 0.2, 0.3$ et 0.4), on peut voir clairement que les déplacements horizontaux et verticaux augmentent proportionnellement aux valeurs du coefficient k_h .

Mais l'influence du coefficient d'accélération verticale k_v pour les déplacements horizontaux et verticaux est faible.

5.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, le travail de modélisation numérique par MEF est réalisé afin d'étudier le comportement dynamique des ouvrages de soutènement. Les résultats obtenus montrent clairement que:

- La réponse dynamique d'un mur de soutènement varie avec le temps;
- L'influence du coefficient d'accélération horizontale sur les déplacements des ouvrages de soutènement est considérable;
- Le coefficient d'accélération verticale possède une faible influence sur le comportement sismique des ouvrages de soutènement;
- Le chargement sinusoïdal aux basses fréquences donne des déplacements plus importants que ceux aux hautes fréquences;
- Afin d'étudier le comportement sismique des ouvrages de soutènement, l'utilisation de moyens et de logiciels adaptés a été nécessaire. Il existe différents logiciels utilisés en Géotechnique pour l'étude des ouvrages. Le logiciel *GeoStudio* (*Geoslope International*, 2018) que nous avons utilisé est l'un des plus courants.

«The presentment should be as simple as possible, but not a bit simpler»

Albert Einstein

CONCLUSIONS, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

Conclusion Générale.....	114
Perspectives et Suggestions pour des Travaux Futurs	115

CONCLUSION GÉNÉRALE

Face à la complexité du comportement sismique des ouvrages de soutènement, plusieurs approches de dimensionnement ont été proposées.

Ce travail a pour but d'apporter une contribution à l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement, et plus précisément la détermination: des pressions des terres sismiques par différentes approches de calcul 'statique, pseudo statique, pseudo dynamique et dynamique', et de la fréquence propre de ces ouvrages.

La première contribution est la détermination des coefficients de pressions des terres situées derrière les ouvrages de soutènement analytiquement par des approches: statique, pseudo statique et pseudo dynamique.

Une deuxième contribution originale consiste en la proposition d'un modèle analytique pour le calcul de la fréquence propre des ouvrages de soutènement. Ce nouveau modèle permet de considérer l'effet des pressions des terres statique et sismique pseudo statique situées derrière les ouvrages de soutènement par la prise en compte des coins de rupture statique et sismique.

Un autre aspect du travail concerne la modélisation numérique du comportement sismique des ouvrages de soutènement.

A l'issue de cette étude paramétrique, il est utile de récapituler les conclusions les plus importantes dans l'évaluation des effets des paramètres de chargements sismiques sur le comportement des ouvrages de soutènement. A cet effet il a été constaté que:

- L'influence du coefficient d'accélération horizontale sur les déplacements des ouvrages de soutènement est considérable;
- Le coefficient d'accélération verticale possède une faible influence sur le comportement sismique des ouvrages de soutènement;
- Le chargement sinusoïdal aux basses fréquences donne des déplacements plus importants que ceux aux hautes fréquences;
- Afin d'étudier le comportement sismique des ouvrages de soutènement, l'utilisation de moyens et de logiciels adaptés a été nécessaire. Il existe différents logiciels utilisés en Géotechnique pour l'étude des ouvrages.
- Le logiciel *GeoStudio* (*Geoslope International*, 2018) que nous avons utilisé est l'un des plus courants.

PERSPECTIVES ET SUGGESTIONS POUR DES TRAVAUX FUTURS

Une contribution à l'étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement offre des perspectives et des nouvelles applications pour la prise en compte des paramètres de: sol, structure et séisme. Dans l'optique d'un prolongement de ce travail, suite à tous ces résultats encourageants obtenus, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour l'améliorer:

- L'approche expérimentale est la seule apte à valider une méthode analytique proposée, donc l'approche expérimentale est indispensable;
- Le modèle proposé dans cette thèse utilise un système à un degré de liberté '*SDOF*' pour le calcul de la fréquence propre des ouvrages de soutènement. Néanmoins, ces structures possèdent un nombre infini de degrés de liberté et par conséquent, un nombre infini de modes propres, il est évident qu'un système à degrés de liberté multiples '*MDOF*' serait plus adéquat. Celui-ci permet de mieux comprendre le comportement sismique des ouvrages de soutènement. Une étude comparative entre ces deux modèles est aussi recommandée pour les travaux futurs.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alampalli, S., Elgamel, A.W., «**Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill- A computational model**». *Proceedings of the 4th U.S National Conf. on earthquake Eng, Earthquake Engineering research Institute, Palm Springs, California, vol.3, pp 623-632. 1990*

Al-Homoud, A.S., «**Dynamic lateral earth pressure and seismic response of retaining structures – an overview**». p. 618-628.

Al-Homoud, A.S., Whitman, R.V., «**Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior**». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18:247–277.1999. DOI: 10.1016/S0267-7261(99)00004-4*

Alpan, I., «**The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{or}** ». *Soils and Foundation, Vol. III, N° 1, 1967.*

Azad, A., Shahab Yasrobi, S., Pak, A., «**Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls**». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 28, p. 365-375, 2008.*

Aggour, M.S., Brown, C.B., «**Resonance of retaining walls**». *Engineering Structures, Vol. 1, p. 3-7, 1978.*

Bakhtin, B. M., Khuan, N. V., «**Determination of seismic earth pressure on a rigid retaining wall**». Translated from *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, N°1, 41-45, 1980.*

Bakhtin, B. M., «**Determination of seismic earth pressure on a retaining wall**». *Power Technology and Engineering, Vol. 36, N°3, 50-52, 2002.*

Beaud, M., *L'art de la thèse: Comment préparer et rédiger une thèse de doctorat, de magister ou un mémoire de fin de licence. Guide approches.* Casbah éditions, Alger, 2005.

Belkacemi, S., *Cours de la mécanique des sols*, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 1997.

Belkacemi, H., **Expériences sur modèles réduits bidimensionnels et comparaison à des calculs aux éléments finis**, Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Paris, Châtenay Malabry, France, 1998.

Betbeder-Matibet J., *Prévention Parasismique*, Hermès Science Publications, Paris, Mai 2003.

Bisch, Ph., **Constructions parasismiques Eurocode 8**, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Fiche C 3 292, 1997.

Boumaharat, M., Gourdin, A., *Méthodes numériques appliquées.* Office des Publications Universitaires, 1983.

Bourdeau, C., **Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques: apport de la modélisation numérique**, Thèse de doctorat de l'Ecole des Mines de Paris, 2005.

Boussinesq, M.J., «**A l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques**». Mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse, Paris, 1885.

Boussinesq, J., «**Poussée des terres : recherche des lois générales de l'état ébouleux produit dans un massif de sable par des déformations planes parallèles à un plan vertical**». Annales scientifiques de l'E.N.S. 3^e série, tome 34. p. 1-79, 1917.

Boussinesq, J., «**Complément à un récent mémoire des Annales Scientifiques de l'Ecole Supérieure sur la poussée des terres et l'état ébouleux, avec quelques idées générales sur la mécanique des semi-fluides et application de ces idées aux corps plastiques** ». Annales scientifiques de l'E.N.S. 3^e série, tome 35. p. 1-128, 1918.

Bowles, J.E., *Foundation analysis and design*, The McGraw-Hill Companies, Inc, Fifth edition, 1996.

Brooker. E.W., Ireland H.O., «**Earth Pressure at Rest Related to Stress History**», Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, No. 1, 1965.

Callandreau, E., « **Sur les théories comparées de poussées des terres de Colomb et de Boussinesq** ». Bulletin de la S.M.F, Tome 60. p. 153-172, 1932.

Cakir. T., «**Evaluation of the effect of earthquake frequency content on seismic behavior of cantilever retaining wall including soil-structure interaction**». Soil Dyn and Earth Eng, Vol. 45, p. 96-111, 2013.

Caltabiano, S., Cascone, E., Maugeri, M., «**Sliding response of rigid retaining walls**». Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Portugal, p. 285-290, 1999.

Caltabiano, S., Cascone, E., Maugeri, M., «**Seismic stability of retaining walls with surcharge**». Soil Dyn and Earth Eng, Vol. 20, p. 469-476, 2000.

Callisto, L., «**Pseudo-static seismic design of embedded retaining structures**». Engineering, Vol. 36, N°3, 50-52, 2002.

Cardoso, A.S., Matos Fernandes, M., Mateus de Brito, J.A., «**Application of structural Eurocodes to gravity retaining wall seismic design conditioned by base sliding**». Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Portugal, p. 413-420, 1999.

Castillo, E., Minguez, R., Téran, A.R., Fernandez-Canteli, A., «**Design and sensitivity analysis using the probability -safety- factor method. An application to retaining walls** ». Structural Safety, Vol. 26, 159-179, 2004.

Chen, T.J., Fang, Y.S., « **Earth pressure due to vibratory compaction** ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 4 p. 437-444, 2008.

Choudhury, D., Nimbalkar, S.S., Mandal, J.N., « **Comparison of pseudo-static and pseudo-dynamic methods for seismic earth pressure on retaining walls** ». J. Ind. Geophys. Union, Vol. 10, No. 4 p. 263-271, 2006.

Choudhury, D., Nimbalkar., «**Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall**». Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, p. 1103-1113, 2006.

Choudhury, D., Nimbalkar., «**Sliding stability and seismic design of retaining wall by pseudo-dynamic method for passive case**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, p. 497-505, 2007.

Chowdhury, I., Dasgupta, S.P., *Dynamics of structure and Foundation – A unified Approach*, Taylor & Francis Group, London, UK, 2009.

Cilingir, U., **A model study on the effects of wall stiffness and surcharge on dynamic lateral earth pressures**, Thesis of Master of science in Civil Engineering. Middle east technical university, July, 2005.

Clayton, C.R.I., Milititsky, J., Woods, R.I., *Earth pressure and earth-retaining structures*, Taylor & Francis, 2eme édition, 1993.

Clough, G.W., Duncan, J.M., «**Finite element analysis of retaining wall behavior**». Journal of Soil Mechanics and Foundation Div, Vol. 97, No. 12, 1657-1673, 1971.

Coulomb, C., **Essai sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques problèmes de statique relatives à l'architecture**, Mémoire de mathématiques et de physique. Académie Royale des sciences, Paris, 1773.

Costet, J., Sanglerat, G., *Cours pratique de mécanique des sols 2 Calcul des ouvrages*, Dunod, 3eme édition, 1983.

Das, S.K., Basudhar, P.K., «**Prediction of coefficient of lateral earth pressure using artificial neural networks**». Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Ppr0506, 2005.

Davidovici, V., *Génie parasismique*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1985.

Davidovici, V., *La construction en zone sismique*. Le Moniteur, Paris, 1999.

Delattre, L., Josseaume, H., Mespoulhe, L., Delmer, T., «**Flexibilité et dimensionnement des écrans de soutènement ancrés** ». Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 230, Réf. 4354, 39-56, 2001.

Delattre, L., Marten, S., «**Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement II – Les approches empiriques et semi empiriques** ». Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 244-245, Réf. 4457, 31-51, 2003.

Dowlatyari, P., **Etude numérique du comportement non-linéaire du sol dans un problème d'interaction dynamique sol-structure**, Thèse de Docteur-Ingénieur de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures, 1980.

Dubrovskii, M.P., «**Determination of lateral soil pressure against retaining walls with allowance for the structure's kinematics**». Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.

31, No. 2 p. 15-21, 1994.

Dubrovskii, M.P., «**Determination of lateral soil pressure against retaining walls with allowance for non-planar slip surfaces and kinematic factors**». Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 34, No. 1 p. 15-21, 1997.

Duncan, J.M., «**Factors of safety and reliability in geotechnical engineering**». Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, 307-316, 2000.

Duncan, J.M., Mokwa, R.L., «**Passive earth pressures: theories and tests**». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 3, 248-257, 2001.

El Naggar. M.H., Chebah. A.G., «**Vibration barriers for shock-producing equipment**». Can. Geotech. J. 42 : 297-306, 2005.

Eurocode 7 «**Calcul géotechnique**» Editée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), 1996.

Falih Ali, A., Mohammed Asaad, M., «**Soil-structure interaction of retaining walls under earthquake loads**». Journal of Engineering, Vol. 19, No. 7, p. 795-811, 2013.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V., Williams, M.B., «**Reliability of traditional retaining walls design**». Géotechnique 55, No. 1, 55-62, 2005.

Finn, W.D.L., Wu, G., Yoshida, N., «**Seismic response of sheet pile walls**». Proceedings of the 10th World Conf., on Earthquake Engrg, Madrid, vol. 3, pp 1689-1694. 1992.

Fraser, A.M., «**The Influence of Stress Ratio on Compressibility and Pore Pressure Coefficients in Compacted Soils**», PhD Thesis, London, 1957.

Fujiwara, T., Horikoshi, K., Sueoka, T., «**Centrifuge modeling of dynamic earth pressure acting on gravity type wall during large earthquake**». Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Portugal, p. 401-406, 1999.

Gautam, T. P., **Probability of failure of concrete retaining walls due to earthquakes in Kanto area**, Thesis of Master of science in Civil Engineering. The University of Tokyo, July, 2005.

Gaudin, C., **Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable: Application à l'étude de l'interaction écran-fondation**, Thèse de Doctorat de l'université et l'école centrale de Nantes, 2002.

Gazetas, G., Psarropoulos, P.N., Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., «**Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, p. 537-550, 2004.

Ghanbari, A., Ahmadabadi, M., «**Pseudo-dynamic active earth pressure analysis of inclined retaining walls using horizontal slices method**». Scientia Iranica, Vol. 17, No. 2, p. 118-130, 2010.

Ghanbari, A., Hoomaan, E., Mojallal, M., « **An analytical method for calculating the natural frequency of retaining walls**». International Journal of Civil Engineering, Vol. 11, No. 1, pp. 09, 2013.

Ghosh, P., « **Seismic passive earth pressure behind non vertical retaining wall using pseudo-dynamic analysis**». Geotech Geol Eng, Vol. 25, No. X, p. 693-703, 2007.

Ghosh, S., « **Pseudo-dynamic active force and pressure behind battered retaining wall using supporting inclined backfill**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, No. 30, p. 1226-1232, 2010.

Ghosh, S., Sharma, R.P., «**Pseudo-dynamic active response of non vertical retaining wall supporting c- ϕ backfill**». Geotech Geol Eng, Vol. X, No. X, p. xxx-xxx, 2010.

Geo-Studio, 2018. **QUAKE/W**, User's guide. *Geo-slope International Ltd.* Calgary, Alberta, Canada.

Greco V.R., «**Seismic active thrust on cantilever walls with short heel**». Technical note, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 249-252, 2009.

Green, R.A., Ebeling, R.M., «**Modeling of dynamic response of cantilever earth retaining walls using Flac**». *Proceedings of 3rd international symposium on Flac and Flac3D: Numerical modeling in Geomechanics, Sudbury, Canada, 333-342, October 22-24, 2003.*

Guechi, L., Belkacemi, S., «**Effects of soil, structure and seismic parameters on the natural frequency of retaining structures**». *Proceedings of the 2018 World Congress on Advances in Civil, Environmental & Materials Research (ACEM18).*) Songdo Convensia, Incheon, Korea, August, 2018.

Guechi, L., Belkacemi, S., «**An analytical model for determining the natural frequency of retaining structures including the earth pressures**». Recent Advances in Geo-Environmental Engineering, Geomechanics and Geotechnics and Geohazards, Advances in Sciences, Technology & Innovation, Springer, Vol. 1, N° 1, p. 319-321, 2019.

Guechi, L., Belkacemi, S., «**An analytical model for prediction the natural frequency of retaining structures**». Selected Scientific Paper, Journal of Civil Engineering, Vol. 15, N° 1, p. 07-12, 2020.

Hazarika, H., «**Prediction of seismic active earth pressure using curved failure surface with localized strain**». *Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, March 9-12, 1998.

Hayat, T.M., **The coefficient of earth pressure at rest**, PhD Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill, 1992.

Jaky, J., «**The Coefficient of Earth Pressure at Rest**». J1. Soc. of Hungarian Architects & Engineers, 1944.

Jacobsen, L.S., «**Appendix D of The Kentucky project**». Technical Report N°13. Tennessee Valley authority, 1939.

- Iai, S., Kameoka, T., «**Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls**». Soils and Foundations, 33(1):71-91, 1993.
- Iai, S., «**Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake**». American J of Engineering and Applied Sciences, Vol. 2, No. 3, p. 544-558, 2009.
- Ichihara, M., Matsuzawa, H., «**Earth pressure during earthquake**». Soils and foundations, Vol. 13, issue 4, p. 75-86, 1973.
- Ishihara, K, *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford Science Publications, 2003.
- Ishii, Y., Aray, H., Tsuschida, H., «**Lateral earth pressure in an earthquake**». Proc. 2nd World Conf on Earthquake Engineering, Vol. 1, p. 211-230, Tokyo, 1960.
- Karavaev, V.N., «**Probability approach to the determination of the active pressure on a retaining wall and to the verification of its stability** ». Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, No. 4 p. 36-38, 1971.
- Kézdi A, *hand book of soil mechanics. Soil physics*: Elsevier AMSTERDAM. OXFORD. NEW YORK, 1974.
- Kim, S.R., Kwon, O.S., Kim, M-M.,«**Evaluation of force components acting on gravity type quay walls during earthquake**». Soils Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, p. 853-866, 2004.
- Kobakhidze, A. E., «**Form of the diagram of backfill pressure on a retaining wall**». Translated from Osnovaniya Fundamenty i Mekhanika Gruntov, N°1, 37-40, 1977.
- Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc, 1996.
- Leshchinsky, D., Ebrahimi, S., Vahedifard, F., Zhu, F.,«**Extension of Mononobe-Okabe approach to unstable slope**». Soils and Foundations, Vol. 52(2), p. 239-256, 2012.
- Leynaud, D., Mienert, J., Nadim, F., «**Slope stability assessment of the Helland Hansen area offshore the mid-Norwegian margin**». Marine Geology, Vol. 213, p. 457-480, 2004.
- Li, X., Wu, Y., He, S., «**Seismic stability analysis of gravity retaining walls**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. xx, p. xxx-xxx, 2010.
- Low, B.K., «**Reliability-based design applied to retaining walls**». Géotechnique 55, No. 1, 63-75, 2005.
- Maleki, S., Mahjoubi, S., «**A new approach for estimating the seismic soil pressure on retaining walls**». Scientia Iranica, Vol. 17, No.4, p. 273-284, 2010.
- Matsuo, H., Ohara, S., «**Lateral earthquake pressure and stability of quay walls during earthquakes**». 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 165 – 181, 1960.
- Mazars Jacky, Millard Alain., *Comportement dynamique des bétons et génie parasismique*. Lavoisier –hermès science, Juillet 2004.

Merrien-Soukatchoff, V., Amitrano, D., Piguet, J.P., *Élément de Géotechnique*, Ecole des Mines de Nancy, 2002.

Mesri, G., Hayat, T.M., «**The coefficient of earth pressure at rest** ». *Can. Geotech. J.*, Vol. 30, p. 647-666, 1993.

Mikola, R.G., **Seismic earth on retaining structures and basement walls in cohesionless soils**, PhD Thesis, University of California, Berkeley, 2012.

Mononobe N., Matsuo H., **On the determination of earth pressure during earthquakes**. *Proceedings of the World Engineering Conference*, vol. 9, pp 176, 1929.

Munwar Basha, B., Sivakumar, G.L., « **Reliability based design optimization of bridge abutment using pseudo dynamic method** ». *Proceedings of the 12th International Conference on International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (LACMAG)*. Goa, India, pp. 2867-2874, 2008.

Munwar Basha, B., Sivakumar Babu, G.L., « **Computation of sliding displacements of bridge abutments by pseudo dynamic method** ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, p. 103-120, 2009.

Murphy, V.A., «**The effect of ground characteristics on the aseismic design of structures**». *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 1960.

Mylonakis, G., Kloukinas, P., Papantonopoulos, C., «**An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures** ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. xx, pp. xxx-xxx, 2007.

Nadim, F., «**A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls**», Sc. D. thesis, Research Report R82-33, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts. 1982.

Nadim F., Whitman R. V., **Seismically induced movement of retaining walls**. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7): 915-913. **1983**.

Nimbalkar, S S., Choudhury, D., «**Computation of point of application of seismic passive resistance by pseudo dynamic method**». *Proceedings of the 12th International Conference on International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (LACMAG)*. Goa, India, pp. 08, 2008.

Nimbalkar, S., Choudhury, D., «**Sliding stability and seismic design of retaining wall by pseudo-dynamic method for passive case**». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, p. 497-505, 2007.

Okabe, S., **General theory of earth pressure**. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 12(1). **1926**.

Okamura, M., Matsuki, Y., «**Evaluation of seismic failure potential of existing retaining walls using potable cone**». *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Greece, pp. 10, 2007.

Ortigosa, P., Musante, H., «**Seismic earth pressures against structures with restrained displacements**». *Proceeding Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical*

- Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis, Missouri, pp N 4.8, 11-15 Mars 1991.
- Ostadan, F., «**Seismic soil pressures for building walls: An updated approach**». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 785-793, 2005.
- Pathmanathan, R., **Numerical modelling of seismic behaviour of earth retaining walls**, Thesis of Master, European school for advanced studies in reduction of seismic risk, 2006.
- Pincus, G., Arya, S.C., O'Neill, M.W., ***Design of structures and foundations for vibrating machines***, Gulf Publishing Company, Houston, 222, 1979.
- Pitilakis, K.D., ***Earthquake Geotechnical Engineering***, Springer, 303-325, 2007.
- Plumelle, C., «**Action du sol sur un écran**», CNAM. Paris, 2002.
- Prakash, S., ***Soil dynamics***, Mc Graw-Hill Book Company, 1981.
- Psarropoulos P.N., G. Klonaris, G. Gazetas., «**Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls**». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, p. 795-809, 2005.
- Reimbert, M.L., Reimbert, A.M., ***Soutènements et silos confrontations expérimentales et théoriques- conséquences***, Lavoisier Publishing, 2001.
- Richards, R., Elms, D.G., «**Seismic behaviour of gravity retaining walls**». *Journal of the Geotechnical Engineering Div*, Vol. 105, pp. 449-464, 1979.
- Richart, F.E., Hall, J.R., Woods, R.D., ***Vibrations of soils and foundations***, Prentice-Hall, Inc, 1970.
- Rouabeh, A., **Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique**, Mémoire de Magister, Université M'hamed Bougara, Boumerdes, Algérie, 2013.
- Rouili, A., Djerbib, Y., Touahmia, M., «**Numerical modeling of an L shaped very stiff concrete retaining wall**». *Sciences & Technologie*, Vol. 24, pp. 69-74, 2005.
- Schlosser, F., **Ouvrages de soutènement**, *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction*, Fiche C 242, 1997.
- Schlosser, F., **Murs de soutènement**, *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction*, Fiche C 244, 1997.
- Schmidt, B., «**Earth pressures at rest related to stress history**». *Can. Geotech. J*, Vol. 34, 239-242, 1966.
- Scott, R.F., «**Earthquake-induced earth pressures on retaining walls**». *5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy; 1611-1619, 1973.
- Sivakumar, V., Doran, I.G., Graham, J., Navaneethan, T., «**Relationship between K_0 and overconsolidation ratio: a theoretical approach**». *Géotechnique*, Vol. 52, No. 3, 225-230, 2001.

- Soubra, A.H., Macuh, B., « **Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach**». Proceeding of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 155, Issue 2, 119-131, 2002.
- Steedman, R.S., Zeng, X., «**The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall**». Geotechnique, Vol. 43, Issue 3, 417-431, 1990.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons, 1996.
- Theodorakopoulos, D.D., «**Dynamic pressures on a pair of rigid walls retaining poroelastic soil**». Soil Dyn and Earthqu Engin, Vol. 23, p. 41-51, 2003.
- Thepot, Olivier., «**Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés**», Thèse de docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.
- Thorburn, S., et al., *Soil-structure interaction the real behavior of structures*, The Institution of Structural Engineers, 1989.
- Trandafir, A.C., Toshitaka, K., Sidle, R.C., Mihail, P., «**Seismic retrofit of gravity retaining walls for residential fills using ground anchors**». Geotechnical Geological Engineering, Vol. 25, p. 679-691, 2007.
- Tsompanakis, Y., Psarropoulos, P., «**Effects of soil non-linearity on the seismic response of rigid non-sliding retaining walls**». *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Greece, pp. 11, 2007.
- Veletsos, A.S., Younan, A.H., «**Dynamic soil pressures on rigid vertical walls**». Earthquake Engineering & structural dynamics, Vol. 23, issue 3, 1994.
- Veletsos, A.S., Younan, A.H., **Dynamic response of cantilever retaining walls**. J Geotech Geoenviron Engng, ASCE; 123: 161-72, 1997.
- Venkatramaiah, C., *Geotechnical engineering*, New Age International Publishers, New Delhi, India, 2006.
- Visone, C., **Performance-Based approach in seismic design of embedded retaining walls**, PhD Thesis, University of Napoli Federico II, Italy, 2008.
- Vossoughi K Ch, «**Etude de comportement des soutènements à la rupture**». Thèse de Doctorat Ecole Centrale de Paris, France, 2001.
- Watanabe, K., Maeda, T., Kobayashi, Y., Towhata, I., « **Shaking table tests on seismic earth pressure exerted on retaining wall model**». Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Portugal, p. 297-302, 1999.
- Wu, Y., Prakash, S., «**Effect of submergence on seismic displacements of rigid retaining walls**». Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, Portugal, p. 277-284, 1999.

Wong, C.P., **Seismic analysis and an improved seismic design procedure for gravity retaining walls**, Master of science, Massachusetts Institute of Technology, 1982.

Wood, J.H., **«Earthquake-induced earth pressures on structures»**. Report N°. EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1973.

Woodward, P.K., Griffiths, D.V., **«Comparison of the pseudo-static and dynamic behavior of gravity retaining walls»**. Geotechnical Geological Engineering, Vol. 14, N° 4, p. 269-290, 1996.

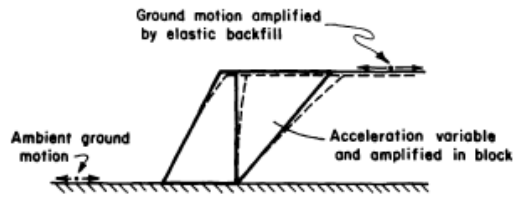
Wu, G., **«Dynamic soil-structure interaction: pile foundations and retaining structures»**, PhD Thesis, University of British Columbia, Columbia, 1994.

Yazdani, M., Azad, A., **«Evaluation of Mononobe Okabe method and introducing an improved approach to design of retaining walls»**. Transportation Journal, N° 2, p. 157-171, 2007.

Younan, A.H., Veletsos, A.S., **«Dynamic response of flexible retaining walls»**. Earthquake Engineering & structural dynamics, Vol. 29, issue 12, 2000.

Zarrabi-Kashani, K., **Sliding of gravity retaining walls during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface**, Master Thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1979.

Zeglache, B., **Comportement dynamique des ouvrages de soutènement**, Thèse de Magister de l'Ecole Nationale Polytechnique, 1998.



Annexe A

CALCUL ANALYTIQUE

La présente annexe fournit les démonstrations analytiques des formules de cette thèse:

1. Valeur extrême de la force active (Coulomb)

Traitons, à titre d'exemple, le cas de la paroi verticale, du massif à surface horizontale et de l'angle δ nul, en poussée.

$$P_{ae}^+ = W \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi)} = W \tan(\alpha - \varphi)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \alpha$$

$$P_{ae}^+ = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \alpha \tan(\alpha - \varphi)$$

On cherche le maximum de P_{ae} :

$$\begin{aligned} \frac{dP_{ae}^+}{d\alpha} &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[-\frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha} + \frac{\cot \alpha}{\cos^2(\alpha - \varphi)} \right] \\ &= \frac{1}{4} \gamma H^2 \left[\frac{\sin 2\alpha - \sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cos^2(\alpha - \varphi)} \right] = 0 \end{aligned}$$

$$P_{ae}^+ = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \alpha \tan(\alpha - \varphi)$$

Le maximum a lieu pour : $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$

Ce qui correspond à : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

La valeur de la force de poussée P_{ae} est alors :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

2. Coefficient des pressions des terres (Rankine)

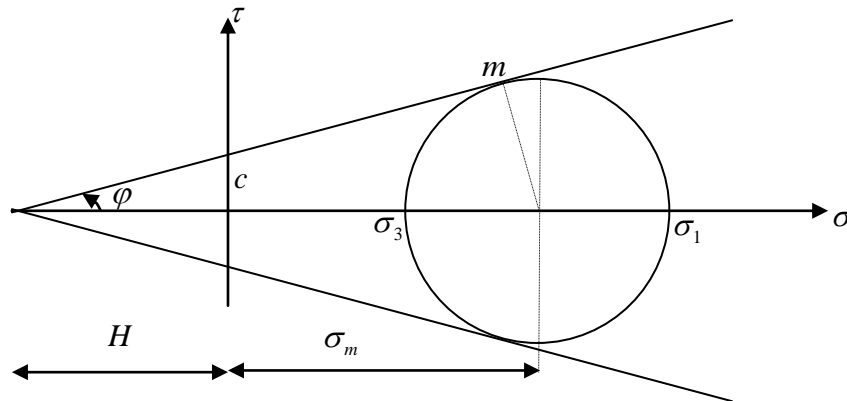


Figure. A.1 Représentation par cercle de Mohr.

$$\tau_m = (\sigma_m + H) \sin \varphi \quad / \quad \tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3), \quad \sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3), \quad H = c \cdot \cot \varphi$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{c}{\tan \varphi} \right] \sin \varphi$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi \rightarrow \sigma_1 - \sigma_1 \sin \varphi = \sigma_3 + \sigma_3 \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi$$

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) = \sigma_3(1 + \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi \rightarrow \sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot c$$

$$\sigma_3 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot \sigma_1 - \frac{2 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot c$$

Cas actif:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\text{où} \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right); \quad \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow \sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{K_a}$$

Cas passif:

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p}$$

$$\text{où } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right); \quad \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow \sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p}$$

3. Expression de (Rankine) pour une surface libre inclinée d'un angle β :

L'équation (1.18) s'écrit :

$$\left. \begin{aligned} K_a &= \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varepsilon}{2}\right) \\ K_p &= \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varepsilon}{2}\right) \end{aligned} \right\}$$

$$\cos \varepsilon = \frac{\cos \varphi}{\cos \beta}$$

L'équation du cercle

$$(\sigma - \sigma_0)^2 + \tau^2 = R^2$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2}; \quad R = \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2}; \quad \sigma_I = \sigma_{III} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{1}{2} \sigma_{III} \left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 1 \right] \\ R &= \frac{1}{2} \sigma_{III} \left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 1 \right] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_{III} &= \frac{2\sigma_0}{\left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 1 \right]} \\ R &= \frac{2\sigma_0}{\left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 1 \right]} \end{aligned} \right.$$

$$R = \sigma_0 \sin \varphi; \quad (\sigma - \sigma_0)^2 + \tau^2 = \sigma_0^2 \sin^2 \varphi \dots \dots (*)$$

Pour deux points $m_1(\sigma_1, \tau_1)$, $m_2(\sigma_2, \tau_2)$

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_0)^2 + \tau_1^2 &= \sigma_0^2 \sin^2 \varphi \\ (\sigma_2 - \sigma_0)^2 + \tau_2^2 &= \sigma_0^2 \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \rightarrow (\sigma_1^2 + \tau_1^2) - (\sigma_2^2 + \tau_2^2) = 2\sigma_0^2 (\sigma_1 - \sigma_2) \dots \dots (**)$$

Cas particulier : Equilibre inférieure

$$\sigma_1 = \sigma_{vz} \cos \beta, \tau_1 = \sigma_{vz} \sin \beta, \sigma_2 = \sigma_{xa} \cos \beta, \tau_2 = \sigma_{xa} \sin \beta$$

$$(**) \rightarrow \sigma_{vz}^2 - \sigma_{xa}^2 = 2\sigma_0 \cos \beta (\sigma_{vz} - \sigma_{xa}); \quad \sigma_0 = \frac{(\sigma_{vz} + \sigma_{xa})}{2 \cos \beta}$$

$$(*) \rightarrow (\sigma_{vz} \cos \beta - \frac{\sigma_{vz} + \sigma_{xa}}{2 \cos \beta})^2 + \sigma_{vz}^2 \sin^2 \beta = (\sigma_{vz} + \sigma_{xa})^2 \frac{\sin^2 \varphi}{2 \cos^2 \beta};$$

$$(*) \rightarrow \sigma_{xa}^2 - 2\sigma_{vz} \sigma_{xa} \left(\frac{2 \cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}{\cos^2 \varphi} \right) + \sigma_{vz}^2 = 0;$$

$$\Delta' = \sigma_{vz}^2 \left(\frac{2 \cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}{\cos^2 \varphi} \right)^2 - \sigma_{vz}^2 = \sigma_{vz}^2 \frac{4 \cos^2 \beta}{\cos^4 \varphi} (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xa} &= \sigma_{vz} \left(\frac{2 \cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}{\cos^2 \varphi} \right) - \sigma_{vz} \frac{2 \cos^2 \beta}{\cos^2 \varphi} \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}; \quad \text{car } \sigma_{xa} < \sigma_{vz} \\ &= \frac{\sigma_{vz}}{\cos^2 \varphi} (2 \cos^2 \beta - \cos^2 \beta - 2 \cos \beta \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}) \\ &= \frac{\sigma_{vz}}{\cos^2 \varphi} \left[2 \cos \beta (1 - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}) - \cos^2 \varphi \right] \\ &= \frac{\sigma_{vz}}{\cos^2 \varphi} \left[\frac{2 \cos \beta (\cos^2 \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)) - \cos^2 \varphi \cos \beta - \cos^2 \varphi \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \end{aligned}$$

$$\sigma_{xa} = \sigma_{vz} \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) = K_a \sigma_{vz}$$

$$\text{Vérification que } \sigma_{xa} = \sigma_{vz} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varepsilon}{2} \right); \quad \cos \varepsilon = \frac{\cos \varphi}{\cos \beta}$$

$$\sigma_{xa} = \sigma_{vz} \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) = \sigma_{vz} \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\sigma_{xa} = \sigma_{vz} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varepsilon}{2} \right)$$

3. Chapitre III Approche Pseudo Dynamique

Equilibre

Les différentes forces en jeu sont représentées sur la Figure A.2. On peut écrire l'équilibre des forces selon la perpendiculaire de OO'

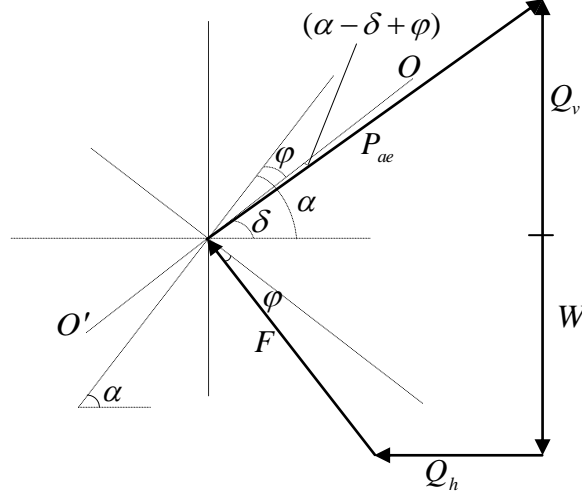


Figure. A.2 Diagramme des forces.

Equilibre selon la perpendiculaire de OO' :

$$F \cos \frac{\pi}{2} = 0 \rightarrow P_{ae} \cos(\delta + \varphi - \alpha) + Q_v \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi\right) = W \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi\right) + Q_h \cos(\alpha - \varphi)$$

$$\cos \theta = \sin\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) \rightarrow \cos\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) = \sin(-\theta)$$

La poussée totale statique et sismique $P_{ae}(t)$ est :

$$P_{ae} = \frac{W \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi\right) + Q_h \cos(\alpha - \varphi) - Q_v \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi\right)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)}$$

$$P_{ae} = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h \cos(\alpha - \varphi) - Q_v \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2$$

$$K_{ae} = \frac{2P_{ae}}{\gamma H^2}$$

$$K_{ae} = 2 \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h \cos(\alpha - \varphi) - Q_v \sin(\alpha - \varphi)}{\gamma H^2 \cos(\delta + \varphi - \alpha)}$$

$$K_{ae} = \frac{1}{\gamma H^2} \left[\frac{2W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\lambda \gamma a_h}{2\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t) \right] \right. \\ \left. - \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\eta \gamma a_v}{2\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \psi + \eta (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \right] \right]$$

$$K_{ae} = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha) \tan \alpha} + \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\lambda k_h}{2\pi^2 H^2 \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t) \right] \right. \\ \left. - \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\eta k_v}{2\pi^2 H^2 \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \psi + \eta (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \right] \right]$$

$$\xi = t - \frac{H}{V_s}; \quad \psi = t - \frac{H}{V_p}; \quad \lambda = TV_s; \quad \eta = TV_p; \quad a_h = k_h g; \quad a_v = k_v g$$

$$K_{ae} = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha) \tan \alpha} + \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_s}{H} \left[2\pi \cos \omega \xi + \frac{TV_s}{H} (\sin \omega \xi - \sin \omega t) \right] \\ - \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_p}{H} \left[2\pi \cos \omega \psi + \frac{TV_p}{H} (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \right]$$

$$\xi \omega = 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right); \quad \psi \omega = 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right);$$

$$K_{ae} = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha) \tan \alpha} + \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_s}{H} \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \right. \\ \left. + \frac{TV_s}{H} (\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \frac{t}{T}) \right] - \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_p}{H} \\ \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \frac{TV_p}{H} (\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \frac{t}{T}) \right]$$

$$K_{ae} = \frac{1}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_s}{H} m_1 \\ - \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_p}{H} m_2$$

$$m_1 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \frac{TV_s}{H} (\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right)) \right]$$

$$m_2 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \frac{TV_p}{H} (\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right)) \right]$$

Calcul de l'intégrale (3.32)

$$\begin{aligned}
Q_h(t) &= \int_0^H m(z) \cdot a_h(z, t) dz = \int_0^H \frac{\gamma}{g} \frac{H-z}{\tan \alpha} \cdot a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right] dz \\
&= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \int_0^H (H-z) \sin \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] dz \quad / \zeta = t - \frac{H}{V_s}
\end{aligned}$$

$$v = H - z \quad \rightarrow \quad dv = -dz$$

$$du = \sin \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] dz \quad \rightarrow \quad u = -\frac{V_s}{\omega} \cos \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
Q_h(t) &= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(\left[-(H-z) \frac{V_s}{\omega} \cos \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] \right]_0^H - \frac{V_s}{\omega} \int_0^H \cos \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] dz \right) \\
&= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(\frac{HV_s}{\omega} \cos \omega \zeta - \frac{V_s}{\omega} \left[\frac{V_s}{\omega} \sin \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] \right]_0^H \right) dz \\
&= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(\frac{HTV_s}{2\pi} \cos \omega \zeta - \frac{T^3 V_s^2}{4\pi^2} (\sin \omega t - \sin \omega \zeta) \right) \\
&= \frac{a_h}{g} \frac{\gamma \lambda}{\tan \alpha} \left(\frac{H}{2\pi} \cos \omega \zeta - \frac{\lambda}{4\pi^2} (\sin \omega t - \sin \omega \zeta) \right); \quad / \lambda = TV_s \\
&= \frac{a_h}{4\pi^2 g} \frac{\gamma \lambda}{\tan \alpha} (2\pi H \cos \omega \zeta - \lambda (\sin \omega t - \sin \omega \zeta)) \quad / T = \frac{2\pi}{\omega} \\
&= \frac{\gamma \lambda a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)]
\end{aligned}$$

Recherche du Maximum d'une Fonction de n Variables

Méthode du Newton

La condition nécessaire du premier ordre pour que X^* soit un minimum s'écrit :

$$\nabla f(X^*) = 0 \quad \forall X^* \in R^n$$

Il s'agit d'un système de n équation à n inconnues. Ce système est linéaire ou non suivant les problèmes.

Si $\nabla f(X)$ est continue et dérivable dans le voisinage proche de X^* , on peut écrire :

$$\nabla f(X^*) = \nabla f(X + \Delta X) = \nabla f(X) + E \cdot \Delta X$$

où $E = \nabla^2 f(X)$

D'où, avec ces équations, connaissant un estimé $X^{(k)}$ proche de X^* :

$$E^{(k)} \cdot \Delta X^{(k)} = -\nabla^2 f(X^{(k)})$$

La résolution de ce système linéaire nous donne une direction de descente et l'on calcule :

$$X^{(k+1)} = X^{(k)} + \Delta X^{(k)}$$

REMARQUE

Pour que $\Delta X^{(k)}$ soit une direction de descente, il faut que:

$$\Delta X^{(k)T} \nabla f(X^{(k)}) < 0$$

D'où, ces équations:

$$\Delta X^{(k)T} E^{(k)} \nabla X^{(k)} > 0$$

C'est-à-dire que pour que $X^{(k)}$ calculée soit une direction de descente, il faut que $E^{(k)}$ soit définie positive.

Résumons l'algorithme :

$E^{(k)} \cdot \Delta X^{(k)} = -\nabla f(X^{(k)})$ $X^{(k+1)} = X^{(k)} + \Delta X^{(k)}$
--

Cette méthode sera programmée à l'aide du logiciel de calcul numérique *MATLAB*.

Fonctions test

Voici la description des fonctions testées dans ce travail par le programme précédent.

$$f(x) = -(x_1^2 + x_2^2) + \cos(18x_1) + \cos(18x_2)$$

- domaine : $[-1,1]^2$
- maximum : 2, en (0,0)

$$f(x) = -100(x_2 - x_1^2)^2 - (1 - x_1)^2$$

- domaine : $[-5,5]^2$
- maximum : 0, en (1,1)

$$\sin(x + y) - x^2 - y^2$$

- domaine : $[-5,5]^2$
- maximum : 0.400489 , en (0.369543, 0.369543)

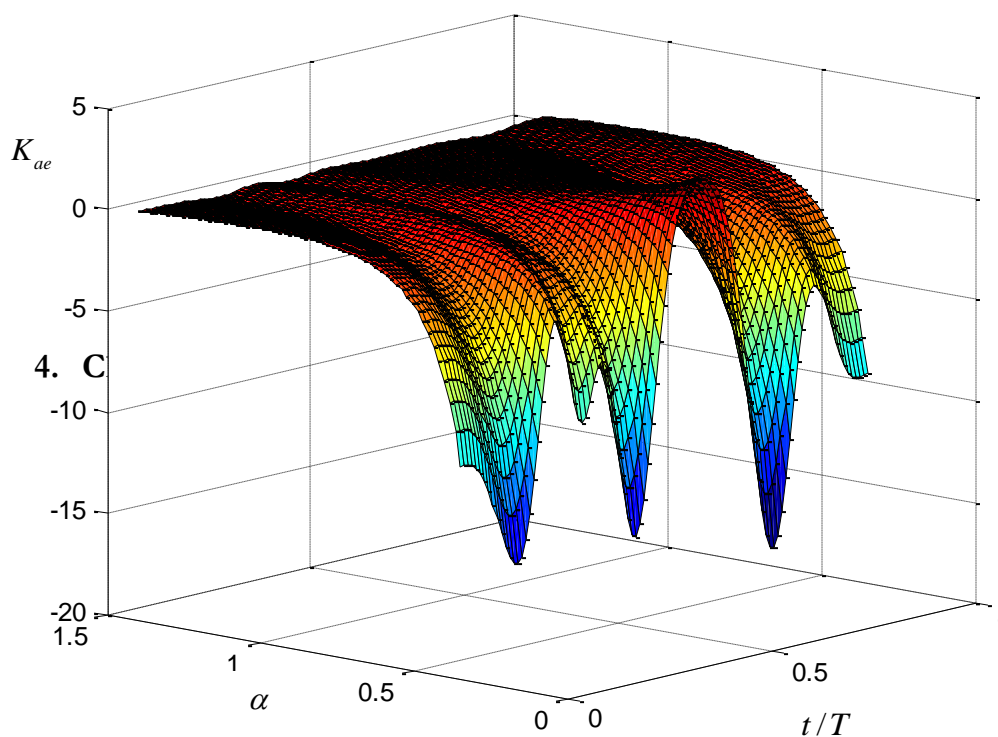


Figure. A.3 Fonction (3.14) en perspective.



Annexe B

Programmes Matlab

Programme de calcul des Coefficient des terres au repos K_0 en fonction de l'angle de frottement du sol φ .

```

clear all;
close all;
clc
format shortG
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% JAKY 1944 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0*pi/180:2*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    K0(i)=(1-sin(phi));
end
A=K0;
P=0:2:55;
plot(P,A,'ko-','Linewidth',1)
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% Fraser 1957 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0*pi/180:2*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    K0(i)=0.9*(1-sin(phi));
end
B=K0;
P=0:2:55;
plot(P,B,'k.','Linewidth',1)
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% Kezdi 1962 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0*pi/180:2*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    K0(i)=(1+(2/3)*sin(phi))*((1-sin(phi))/(1+sin(phi)));
end
C=K0;
P=0:2:55;
plot(P,C,'bd','Linewidth',1)
hold on

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% Brooker and Irland 1965 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

i=0;
for phi=0*pi/180:2*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    K0(i)=(0.95-sin(phi));
end
D=K0;
P=0:2:55;
plot(P,D,'r^-.','Linewidth',1)

hold on

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% Saglamer 1975 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

i=0;
for phi=0*pi/180:2*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    K0(i)=(0.97*(1-0.97*sin(phi)));
end
D=K0;
P=0:2:55;
plot(P,D,'gp-','Linewidth',1)

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
ylabel('Coefficient of earth pressure at rest, K_0, [ ]','FontSize', 17, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')
xlabel('Effective angle of friction of the soil, (\phi) [^\circ]','FontSize', 17, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')
legend({'Jaky, 1944', 'Fraser, 1957', 'Kezdi, 1962', 'Brooker and Ireland, 1965', 'Saglamer,
1975'}, 'FontSize', 12, 'FontName', 'Garamond', 'FontWeight', 'normal', 'Location', 'north', 'Orientati
on', 'vertical')
grid on
grid minor
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

clear all;
close all;
clc
format shortG
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    kh=0;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'ko-','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    kh=0.1;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'gd:','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    kh=0.2;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'mp','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    kh=0.3;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'b*','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;

```

```

    kh=0.4;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'y^','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
i=0;
for phi=0:5*pi/180:55*pi/180
    i=i+1;
    kh=0.5;
    kv=-kh;
    beta=0;
    delta=0;
    lamda=0;
    teta=atan(kh/(1-kv));
    Kpe(i)=(cos(phi+lamda-teta))^2/((cos(teta))*cos(lamda))^2*(cos(delta-lamda+teta))*(1-
sqrt((sin(delta+phi)*sin(phi+beta-teta))/(cos(delta-lamda+teta)*cos(beta-lamda)))^2));
end
A=Kpe;
P=0:5:55;
plot(P,A,'rs-','Linewidth',1)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
legend('k_h=0.0','k_h=0.1','k_h=0.2','k_h=0.3','k_h=0.4','k_h=0.5')
grid on
grid minor
text(20, 0.2,'k_v=-k_h.','FontSize', 14, 'FontName', 'Garamond','FontWeight', 'normal')
text(10, 0.2,'\delta=0;', 'FontSize', 14, 'FontName', 'Garamond','FontWeight', 'normal')
axis([0 60 0 5])
xlabel('Backfill Friction angle \phi, [^\circ]','FontSize', 14, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')
ylabel('Dynamic Passive Earth Pressure Coefficient, K_p_e','FontSize', 14, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')

```

Programme de calcul des valeurs de fréquence naturelle:

```

clear all;
close all;
clc
format shortG
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
H=2; e=0.4; rs=1900; rstr=2320; Estr=2.6.*10.^10; Es=15.*10.^6; nus=0.3; phi=30*pi/180;
i=0;
for ah=0:0.1:0.5
    i=i+1;
    av=0.0*ah;
    %Em=(Es*Estr)/(Estr+Es);
    Em=(Es*Estr*(H+e))/(H*Estr+e*Es);
    k=(pi*Es)/(2*e*(1-nus^2)*log(H/e));

    teta=atan(ah./(1-av));
    c1=sqrt(tan(phi-teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)).*(1+tan(teta).*cot(phi-teta)));
    c2=1+(tan(teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)));
    alpha=phi-teta+atan((-tan(phi-teta)+c1)/c2);

w(i)=sqrt((1/12*Em*(3.115*(e/H)^3+7.542*(e/H)^2*(1/(tan(alpha))^1)+6.311*(e/H)*(1/(tan(alpha))^2)+1.806*(1/(tan(alpha))^3))+0.252*H*k)/(0.049*rs*H^2/(tan(alpha))+0.252*rstr*e*H));
end
Act=w;
P=0:0.1:0.5;
plot(P,Act,'rs-', 'LineWidth',1, 'MarkerSize',8, 'MarkerEdgeColor','g')
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
H=4; e=0.40; rs=1900; rstr=2320; Estr=2.6.*10.^10; Es=15.*10.^6; nus=0.3;
phi=30*pi/180;
i=0;
for ah=0:0.1:0.5
    i=i+1;
    av=0.0*ah;
    %Em=(Es*Estr)/(Estr+Es);
    Em=(Es*Estr*(H+e))/(H*Estr+e*Es);
    k=(pi*Es)/(2*e*(1-nus^2)*log(H/e));

    teta=atan(ah./(1-av));
    c1=sqrt(tan(phi-teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)).*(1+tan(teta).*cot(phi-teta)));
    c2=1+(tan(teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)));
    alpha=phi-teta+atan((-tan(phi-teta)+c1)/c2);

w(i)=sqrt((1/12*Em*(3.115*(e/H)^3+7.542*(e/H)^2*(1/(tan(alpha))^1)+6.311*(e/H)*(1/(tan(alpha))^2)+1.806*(1/(tan(alpha))^3))+0.252*H*k)/(0.049*rs*H^2/(tan(alpha))+0.252*rstr*e*H));
end
Act=w;
P=0:0.1:0.5;
plot(P,Act,'ko-', 'LineWidth',1, 'MarkerSize',8, 'MarkerEdgeColor','y')
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
H=6; e=0.40; rs=1900; rstr=2320; Estr=2.6.*10.^10; Es=15.*10.^6; nus=0.3;
phi=30*pi/180;
i=0;
for ah=0:0.1:0.5
    i=i+1;
    av=0.0*ah;
    %Em=(Es*Estr)/(Estr+Es);
    Em=(Es*Estr*(H+e))/(H*Estr+e*Es);
    k=(pi*Es)/(2*e*(1-nus^2)*log(H/e));

    teta=atan(ah./(1-av));
    c1=sqrt(tan(phi-teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)).*(1+tan(teta).*cot(phi-teta)));
    c2=1+(tan(teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)));
    alpha=phi-teta+atan((-tan(phi-teta)+c1)/c2);

w(i)=sqrt((1/12*Em*(3.115*(e/H)^3+7.542*(e/H)^2*(1/(tan(alpha))^1)+6.311*(e/H)*(1/(tan(alpha))^2)+1.806*(1/(tan(alpha))^3))+0.252*H*k)/(0.049*rs*H^2/(tan(alpha))+0.252*rstr*e*H));
end
Act=w;
P=0:0.1:0.5;
plot(P,Act,'rp-', 'LineWidth',1, 'MarkerSize',8, 'MarkerEdgeColor','m')

```

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
H=8; e=0.40; rs=1900; rstr=2320; Estr=2.6.*10.^10; Es=15.*10.^6; nus=0.3;
phi=30*pi/180;
i=0;
for ah=0:0.1:0.5
    i=i+1;
    av=0.0*ah;
    %Em=(Es*Estr)/(Estr+Es);
    Em=(Es*Estr*(H+e))/(H*Estr+e*Es);
    k=(pi*Es)/(2*e*(1-nus^2)*log(H/e));

    teta=atan(ah./(1-av));
    c1=sqrt(tan(phi-teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)).*(1+tan(teta).*cot(phi-teta)));
    c2=1+(tan(teta).*(tan(phi-teta)+cot(phi-teta)));
    alpha=phi-teta+atan((-tan(phi-teta)+c1)/c2);

w(i)=sqrt((1/12*Em*(3.115*(e/H)^3+7.542*(e/H)^2*(1/(tan(alpha))^1)+6.311*(e/H)*(1/(tan(alpha))^2)+1.806*(1/(tan(alpha))^3))+0.252*H*k)/(0.049*rs*H^2/(tan(alpha))+0.252*rstr*e*H));
end
Act=w;
P=0:0.1:0.5;
plot(P,Act,'gh-','LineWidth',1,'MarkerSize',8,'MarkerEdgeColor','r')
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

legend({'H=2 m','H=4 m','H=6 m','H=8 m'},'FontSize',12,'FontName',
'Garamond','FontWeight','normal','Location','north','Orientation','horizontal')

grid on
grid minor

text(4, 200,'E_s_o_i_l=15 MPa; \rho_s_o_i_l=1900 kg/m^3; \nu_s_o_i_l=0.3;', 'FontSize', 14,
'FontName', 'Garamond','FontWeight', 'normal')
text(4, 170,'\phi_s_o_i_l=30°; a_v=0. ', 'FontSize', 14, 'FontName', 'Garamond','FontWeight',
'normal')
text(4, 230,'E_s_t_r=26 GPa; \rho_s_t_r=2320 kg/m^3; e=0.4 m;', 'FontSize', 14, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')
%axis ([2 20 0 300])
xlabel('Horizontal seismic acceleration a_h, [ ]', 'FontSize', 16, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')
ylabel('Natural Angular Frequency, \omega, [rad/s]', 'FontSize', 16, 'FontName',
'Garamond','FontWeight', 'normal')

```

 **GeoStudio 2018 R2**

 **GEOSLOPE**



Annexe C

Résultats de *Quake/W*

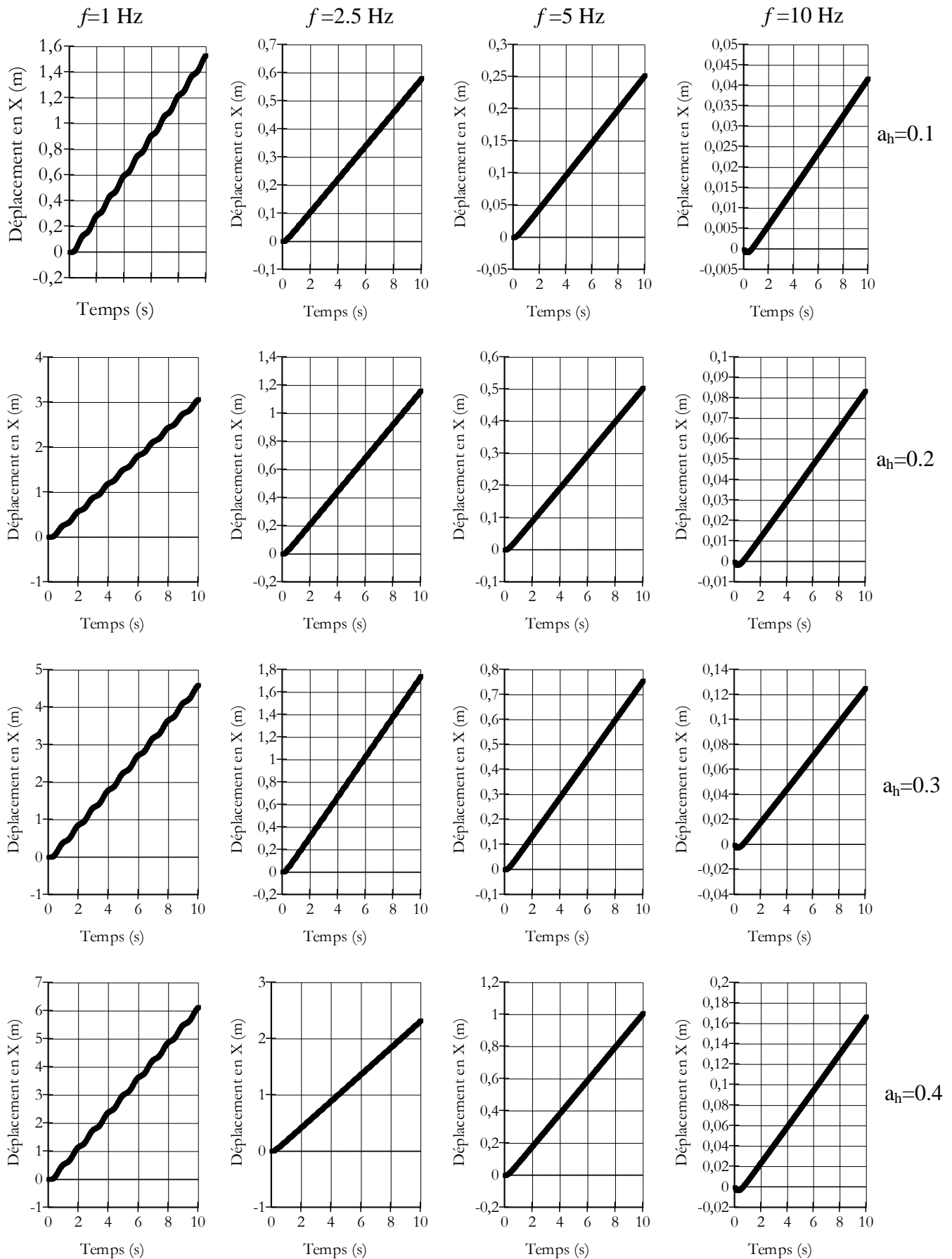


Figure C.1 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v=0$.

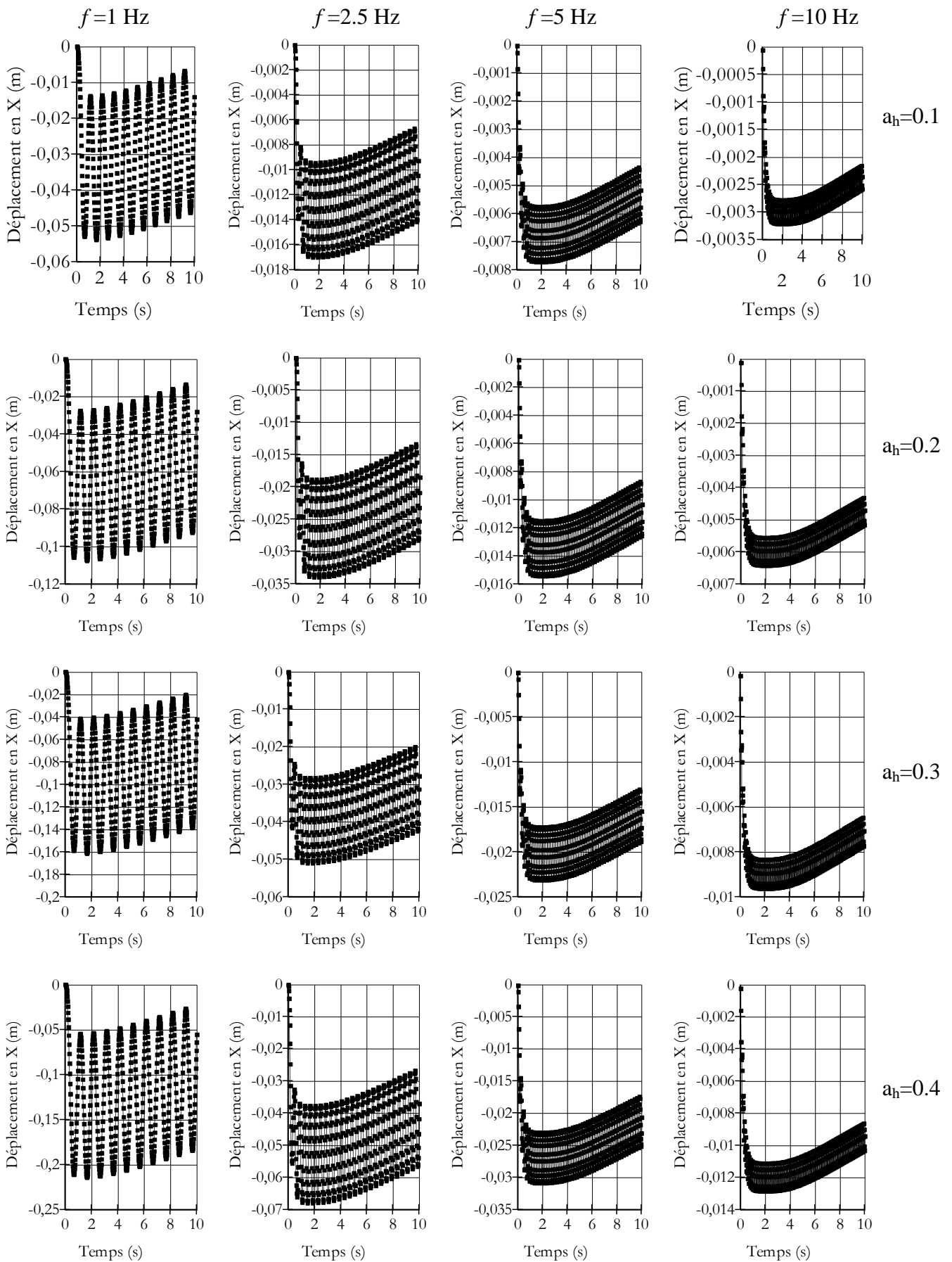


Figure C.2 Influence des coefficients d'accélérations sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v=0$.

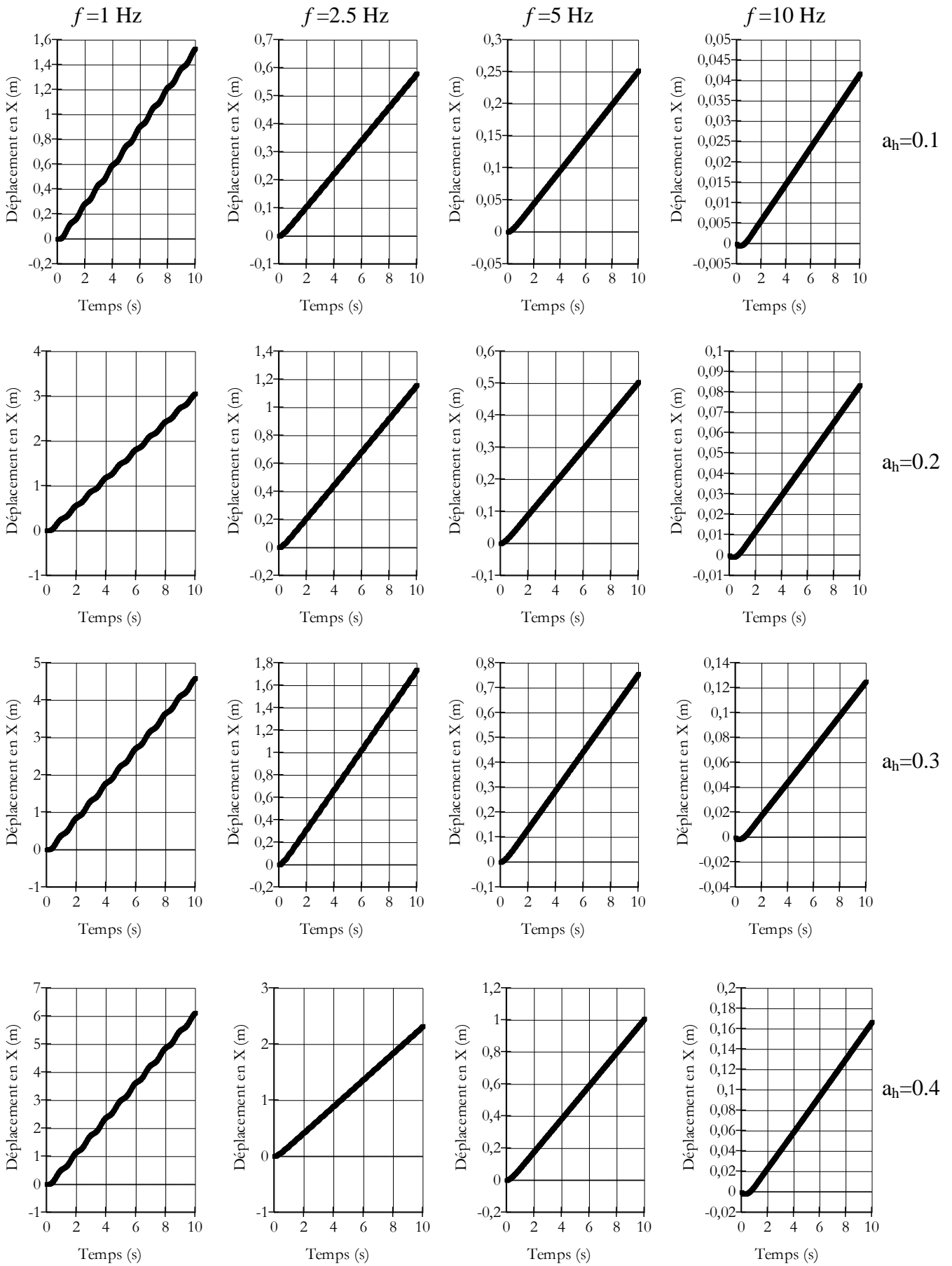


Figure C.3 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v=0.5 k_h$.

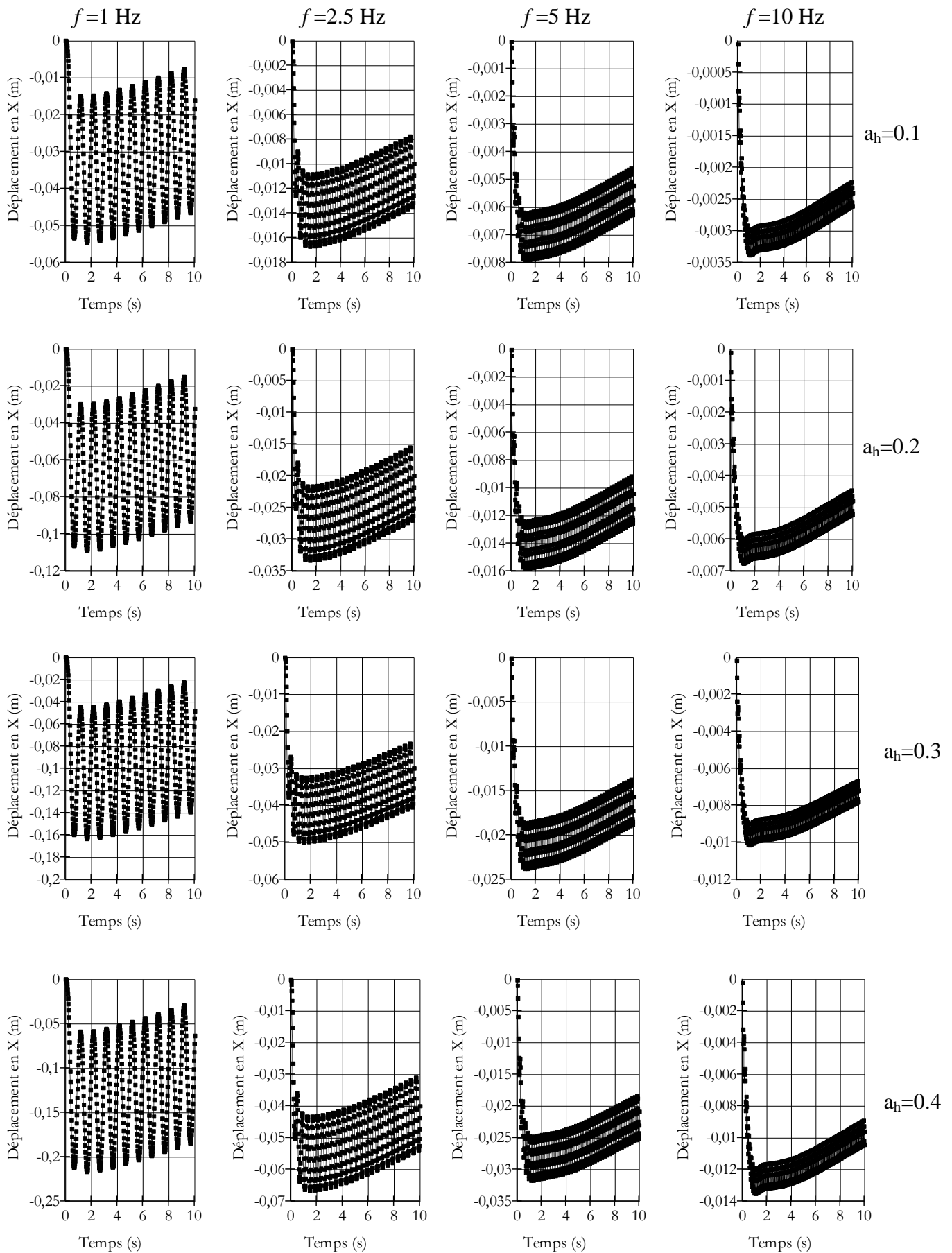


Figure C.4 Influence des coefficients d'accélérations sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v=0.5 k_h$.

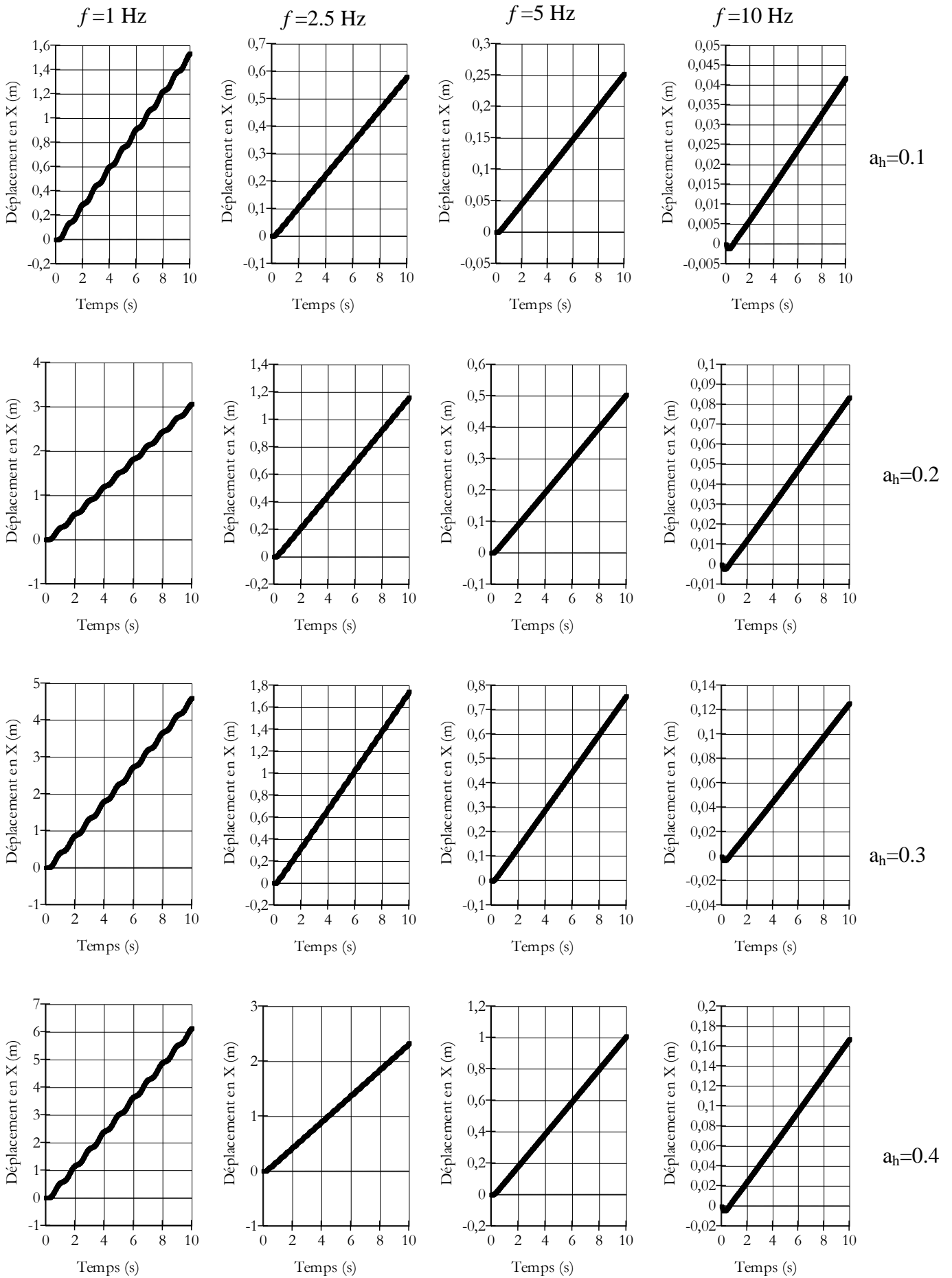


Figure C.5 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v = -0.5 k_h$.

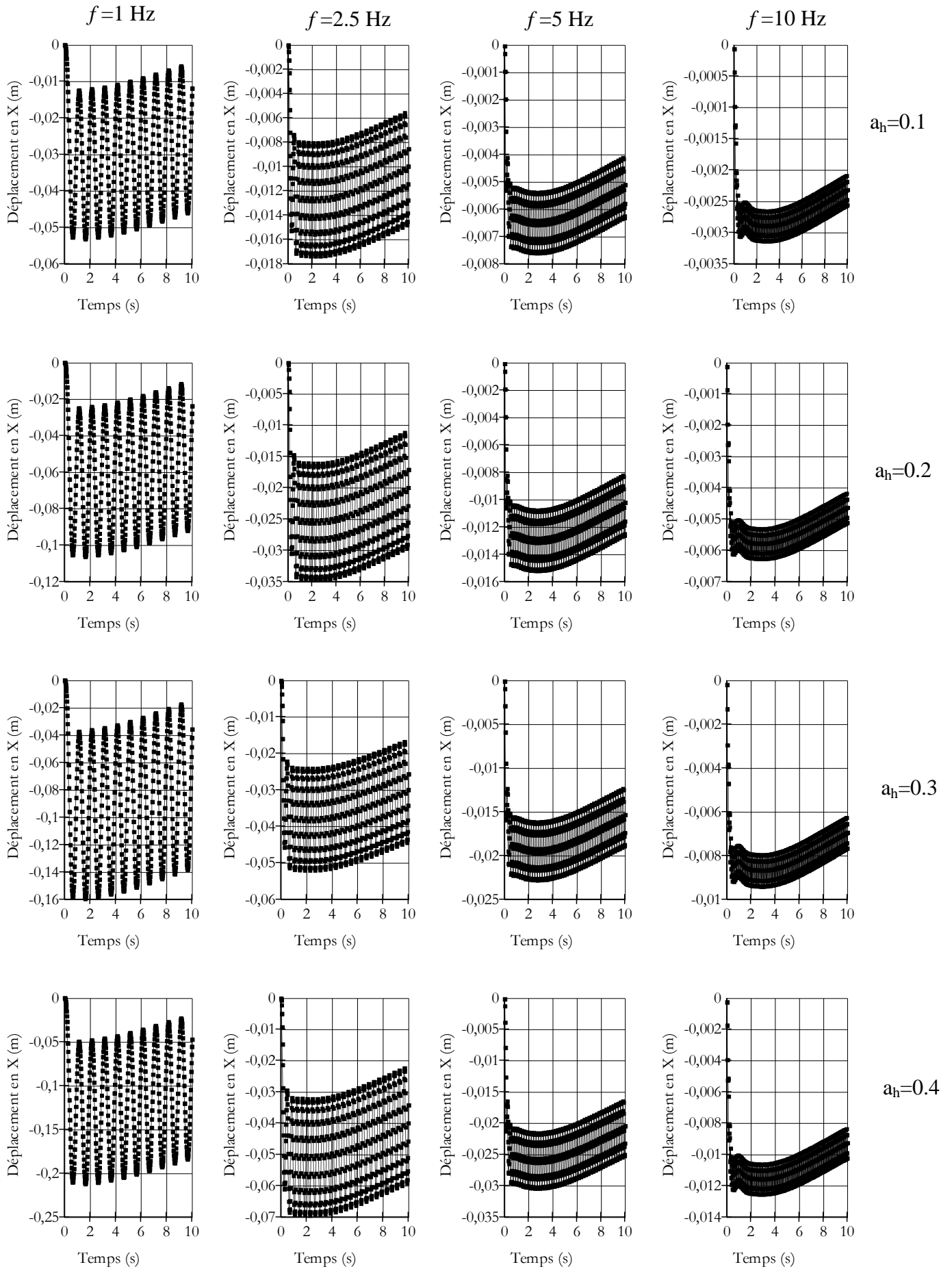


Figure C.6 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v = -0.5 k_h$.

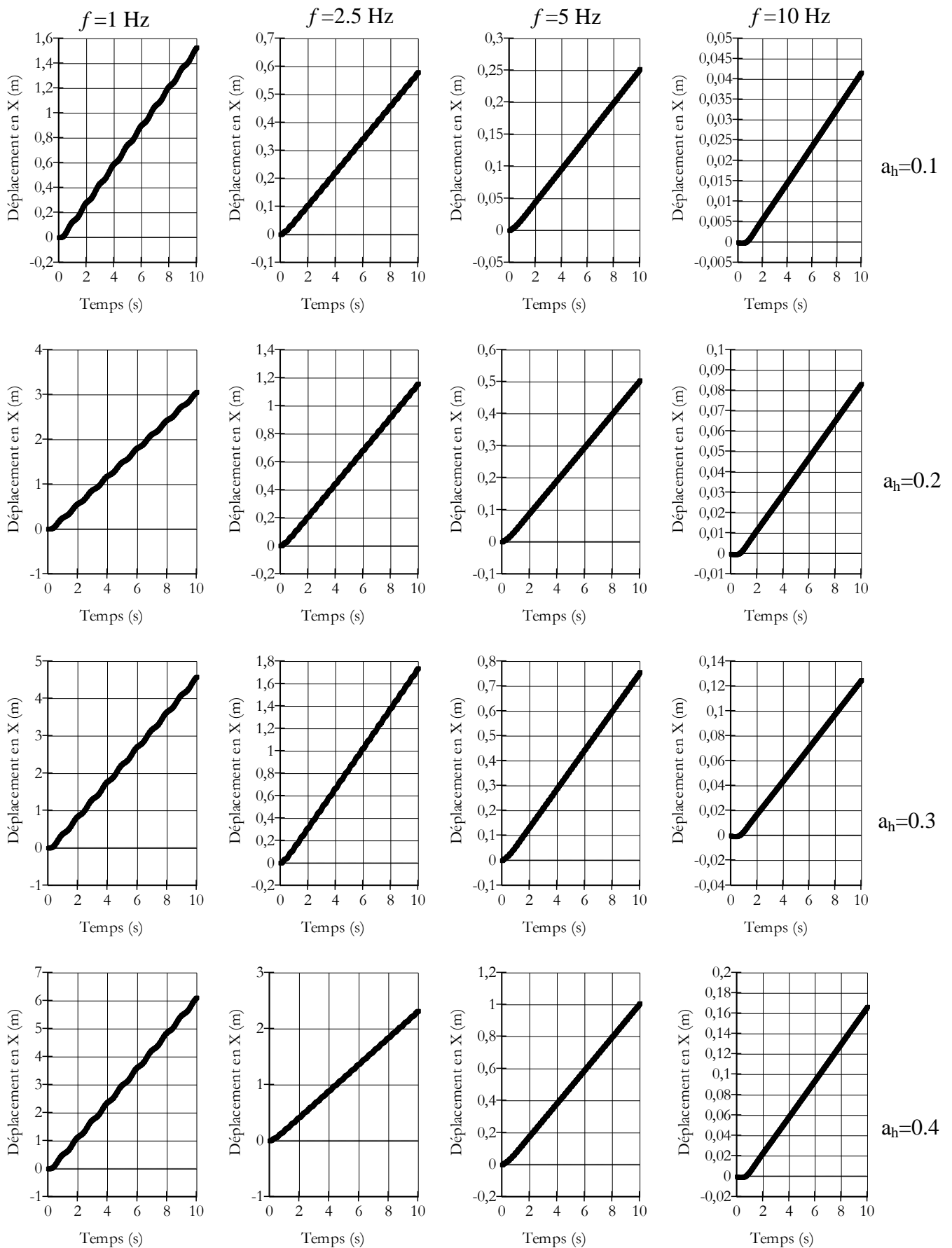


Figure C.7 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v = -k_h$.

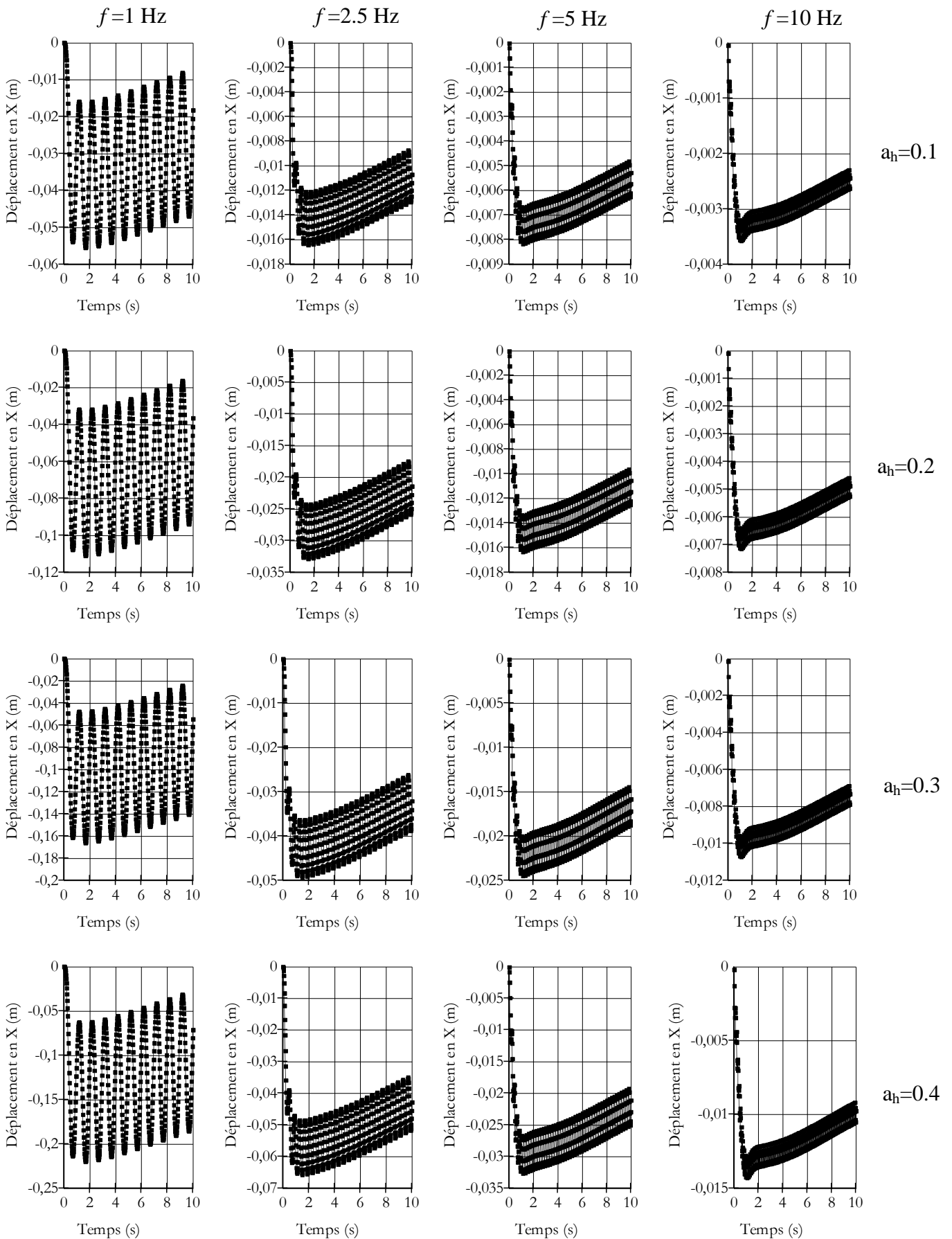


Figure C.8 Influence des coefficients d'accélération sismiques horizontales et de contenu fréquentiel sur les déplacements d'un ouvrage de soutènement pour $k_v=-k_h$.

ملخص

يتضمن هذا البحث دراسة السلوك الزلزالي للمنشآت الإستنادية . في البداية الدراسة جرت تحليليا من اجل حساب ضغوط الاتربة الساكنة و الزلزالية- باستعمال مختلف المقاربات الحسائية: السكونية الزائفة و الحركية الزائفة-. من بعد ذلك تم اقتراح و تنمية نموذج تحليلي جديد لحساب التواتر الطبيعي باعتبار خصائص تربة الردم, هيكل الاسناد و الحمولات الزلزالية. النمذجة الرقمية للسلوك الزلزالي تمت من اجل تأكيد النتائج التحليلية و تصديق النموذج التحليلي المقترح. الدراسة بينت اهمية اعتبار خصائص التربة, الهيكل و الحمولات الزلزالية في تصميم منشآت الاستناد بالمناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: منشأة إسناد, سلوك زلزالي, ضغط الاتربة, تواتر طبيعي, نمذجة رقمية .

ABSTRACT

The present work involves the study of the seismic behavior of retaining structures. First, an analytical analysis has been carried out to evaluate static and seismic earth pressures against these structures by different approaches: pseudo static and pseudo dynamic. In the second part, an analytical model for determining the natural frequency of soil-structures system by considering the effect of backfill soil, retaining structure and seismic excitations has been proposed and developed. The numerical modeling of seismic behavior allowed comparing the analytical results and validates the developed model.

The study allowed the importance in taking into account the soil, structure and seismic excitations parameters in the seismic design of retaining structures.

Key Words: Retaining Structures, Seismic behavior, Earth pressure, Natural frequency, Numerical modeling.

RÉSUMÉ

Cette recherche comporte une étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement. Dans un premier temps, l'analyse est effectuée analytiquement pour le calcul des pressions des terres statique et sismique –par différentes approches de calcul: pseudo statique et pseudo dynamique-. Par la suite, un nouveau modèle de calcul de fréquence naturelle compte tenu des caractéristiques de sol de remblai, de structure de soutènement et de chargement sismique est proposé et développé. La modélisation numérique du comportement sismique est effectuée pour comparer les résultats analytiques et valider le modèle développé.

L'étude montre l'importance de prise en compte de toutes les caractéristiques de sol, de structure et des chargements sismiques pour la conception des ouvrages de soutènement en zones sismiques.

Mots clés: Ouvrages de soutènement, Comportement sismique, Pression des terres, Fréquence naturelle, Modélisation numérique.