

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de 08 mai 1945



Guelma

Faculté des sciences et de l'ingénierie

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique



MÉMOIRE
Présenté pour obtenir le diplôme de
Magistère en Génie Civil
OPTION
Mécanique Des Sols
THÈME

**APPROCHE PSEUDO-DYNAMIQUE
DE LA POUSSÉE SISMIQUE DES
TERRES DERRIÈRE UN MUR DE
SOUTÈNEMENT**

Présenté et soutenu publiquement

par

GUECHI Lyazid

Le : Mercredi 23 Janvier 2008

Devant la commission d'examen:

Membres du Jury :

Président:	GUENFOUD M ^{ed}	Pr.	Université de GUELMA
Rapporteur:	NOUAOURIA M ^{ed} Salah	M.C	Université de GUELMA
Examineurs:	HAMAMI M	Pr.	Université de SKIKDA
	BELABED L	M.C	Université de GUELMA
	MEKSSAOUINE M ^{ed}	M.C	Université de ANNABA

«... إنما تقاس درجاتنا بما تنجزه من الرجال، وإنما
تكون منجبة للرجال، يوم تصير تعرف أقدار العاملين
من أبنائها...»

الشيخ: عبد الحميد بن باديس

الشهاب: ج8-8 م8 ربيع الثاني 1351هـ أوت 1932م

Remerciements

Ces recherches ont été réalisées sous la direction de mon *supervisor* Monsieur M^{ed} Salah NOUAOURIA, Maître de conférences à l'université de 08 Mai1945. Je tiens à vous exprimer toute ma gratitude pour avoir encadré, orienté et suivi ce travail pendant cette année, aussi pour m'avoir accordé votre confiance. Merci pour avoir toujours été disponible pour être à mon écoute. Je tiens à le remercier très chaleureusement pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt et pour le temps qu'ils ont pu me consacrer. Leurs compétences scientifiques, leurs remarques et leur patience m'ont été d'un grand secours dans la réalisation de ce mémoire. Je le remercie du fond du coeur et j'espère avoir à nouveau l'occasion de travailler avec lui.

Je tiens à vous exprimer également infiniment toute ma gratitude pour les nombreuses heures investies dans la correction du présent manuscrit.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur, GUENFOUD M^{ed} professeur à l'Université 08 Mai1945 de Guelma, et directeur du **L**aboratoire de **G**énie **C**ivil et **H**ydraulique pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce mémoire.

J'exprime mes remerciements à Messieurs HAMAMI. M et BELABED. L et MEKSSAOUINE. M^{ed} d'avoir accepté de juger ce travail et de participer à ce jury de soutenance.

Fait à Magra, le :..... Juin 2007

GUECHI Lyazid

ملخص

نظرا لما مثلته المنشآت الاستنادية من أهمية بالغة في مجال الهندسة المدنية فان دراسة استقرار هذه المنشآت يبرز كضرورة حتمية تحت تأثير مختلف الأحمال المعرضة لها. وإذا كانت دراسة الاستقرار تحت تأثير الأحمال الساكنة قد عرف مع أعمال كولومب (1776) وسانكين (1857). فان الاستقرار تحت الأحمال الديناميكية (الزلازل) حديث نسبيا ظهر باليابان في عشرينيات القرن الماضي مع الأعمال الرائدة لمونونوبي و او كابي، حيث تمثل قوة الدافعة الزلزالية بقوة سكونية مكافئة شبه سكونيا، إلا أن التجربة بينت أن هذه المكافأة تعطي نتائج مغايرة من حيث توزيع ضغوط الأتربة. ومن هذا المنطلق ظهر مؤخرا مع أعمال سنيدمان وزنغ (1990) ثم شودهيري وفبال كار (2006) طريقة جديدة تعتمد على المكافأة شبه الديناميكية. خلال هذه الدراسة استعرضنا مختلف طرق حساب قوى دفع الأتربة خلف منشأة استناد تحليليا: سكونيا، شبه سكونيا و شبه ديناميكية بالاعتماد على برنامج الحساب بطريقة العناصر المنتهية (GeoSlope). من خلال هذه الدراسة أجرينا مقارنة بين نتائج الطريقة شبه الديناميكية، النمذجة (المحاكاة) الرقمية و النتائج التجريبية المنوفرة.

الكلمات المفاتيحية: الدافعة الزلزالية للأتربة، شبه السكونية، شبه الديناميكية، نمذجة رقمية منشأة استناد.

RÉUMÉ

Vu la grande importance que représentent les ouvrages de soutènement dans le domaine du Génie Civil, l'étude de la stabilité de ces ouvrages s'impose comme une nécessité sous l'influence de différents types de charges auxquelles sont exposés. Si l'étude de la stabilité sous l'influence des charges statiques a été connue d'après les travaux de Coulomb (1776) et Rankine (1857), l'étude de la stabilité sous les charges dynamiques (séismes) est relativement récente, et elle a été apparue au Japon au début du siècle passé avec les recherches de Mononobé et Okabé où la force sismique de poussée des terres est représentée par une force statique équivalente ou pseudostatique, mais les essais ont montré que cette approche donne des résultats différents pour la distribution des pressions des terres.

Pour trouver des résultats qui se rapprochent de la réalité, Steedman et Zeng (1990) puis Choudhury et Nimbalkar (2006) ont présenté une nouvelle approche appelée approche pseudo dynamique.

Dans cette étude, nous exposons les différentes méthodes pour calculer analytiquement les forces de poussée des terres derrière un ouvrage de soutènement par les approches : statique, pseudo statique et pseudo dynamique, puis dynamique en utilisant le code de calcul (GeoSlope) basé sur la méthode des éléments finis.

Enfin, une comparaison est faite entre les résultats de l'approche pseudo dynamique, les résultats de la modélisation numérique et ceux des travaux expérimentaux trouvés dans la littérature.

Mots clés : la poussée sismique des terres, Pseudo statique, Pseudo dynamique, modélisation numérique, ouvrage de soutènement.

ABSTRACT

Considering the great importance which represented by the retaining structures in the field of Civil Engineering, the study of the stability of these structures is essential as necessity under the influence of various types of loads to which they are exposed. If the study of the stability under the influence of the static loads was known according to the work of Coulomb (1776) and Rankine (1857), the study of the stability under the dynamic loads (earthquakes) is relatively recent, and it was appeared in Japan at the beginning of the last century with the pioneering research of Mononobé Okabé where the seismic thrust earth pressure is represented by an equivalent static force or pseudostatic, but the tests have shown that this approach gives different results for the distribution of the earth pressures .

To find results which reconcile reality, Steedman and Zeng (1990) then Choudhury and Nimbalkar (2006) presented a new approach called pseudo dynamic approach.

During this study we consider deference analytical methods of the calculation about the seismic active thrust behind retaining structure: static, pseudo static and pseudo dynamic then dynamic with use the code of calculation by finite elements method (GeoSlope).

Finely, a comparison between the results of the pseudo dynamic approach, and the results of numerical modeling and, those of the experimental work found in the literature.

Key Words: Seismic thrust earth pressure, Pseudo Static, Pseudo Dynamic, Numerical Modelling, Retaining structure.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement.....	I
ملخص	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Table des matières.....	V
Liste des notations.....	VIII
Liste des tableaux.....	XII
Liste des illustrations.....	XIII

Introduction générale.....	01
-----------------------------------	-----------

CHAPITRE I

ÉTUDE DE LA POUSSÉE DES TERRES PAR L'APPROCHE STATIQUE

1.1 Introduction.....	05
1.2 Problèmes des pressions des terres latérales.....	06
1.3 La méthode de Coulomb.....	08
1.4 La méthode de Rankine.....	16
1.5 Comparaison des deux méthodes.....	20
1.6 Conclusion.....	21

CHAPITRE II

ÉTUDE DE LA POUSSÉE SISMIQUE DES TERRES PAR L'APPROCHE PSEUDO STATIQUE

2.1 Introduction.....	22
2.2 Présentation du code parasismique Pseudo-Statique PS92.....	23
2.2.1 Introduction.....	23
2.2.2 Méthode de Mononobé-Okabé.....	28
2.2.3 Conclusion.....	37
2.3 Divers méthodes pseudo statiques.....	38
2.3.1 Méthode de Kapila.....	38
2.3.2 Méthode de Prakash.....	38
2.3.3 Méthode simplifiée de Seed.....	39
2.3.4 Méthode de Richard et Elms.....	41
2.4 Conclusion.....	48

CHAPITRE III

ÉTUDE DE LA POUSSÉE SISMIQUE DES TERRES PAR L'APPROCHE PSEUDO DYNAMIQUE

3.1	Introduction	50
3.2	Notion de base caractérisant le mouvement sismique	51
3.2.1	Introduction.....	51
3.2.2	La réponse sismique d'un profil du sol	52
3.2.3	Propagation des ondes sismiques.....	55
3.2.4	Notions d'amortissement.....	60
3.2.5	Conclusion.....	63
3.3	L'approche Pseudo Dynamique de Choudhury.....	64
3.4	Expérimentation numérique sur la méthode PSD.....	72
3.4.1	Introduction.....	72
3.4.2	Résultats du calcul.....	75
3.4.3	Effet des coefficients sismiques	77
3.4.4	Effet de l'obliquité sol mur.....	80
3.4.5	Effet de l'angle de frottement.....	82
3.4.6	Les coefficients de poussée.....	84
3.4.7	Conclusion.....	86
3.5	Conclusion.....	87

CHAPITRE IV

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE LA POUSSÉE DES TERRES SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

4.1	Introduction.....	88
4.2	Étude du comportement dynamique des sols.....	89
4.3	Principe généraux de la modélisation.....	92
4.4	Présentation du logiciel GeoSlope.....	93
4.5	Analyse dynamique (le module QUAKE/W).....	93
4.6	Établissement du modèle	94
4.6.1	Géométrie et paramètres rhéologique des modèle.....	94
4.6.2	Définition des conditions initiales.....	96
4.6.3	Définition des condition aux limites.....	96
4.6.4	Modèle rhéologique.....	98
4.6.5	Analyse statique initial.....	99
4.6.6	Signale sismique (spectre de réponse).....	99
4.6.7	Amortissement mécanique.....	100
4.7	Analyse paramétrique préliminaire (influence de type d'excitation).....	101
4.8	Conclusion.....	109

CHAPITRE V
CONCLUSIONS, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURES

5.1	Conclusion générale	110
5.2	Perspectives de recherche et de développement.....	112
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	113
	ANNEXES.....	117
	A. Annexe A Analyse analytique	118
	B. Annexe B Calcul numérique	125

NOTATIONS ET SYMBOLES

Les notations sont expliquées au fur et à mesure de leur introduction dans le texte. Certaines, notamment celles liées à un paramètre dimensionnel, peuvent changer selon les auteurs et les méthodes. On ne rappelle ici que les notations faisant références et celles introduites pour les besoins de l'analyse des résultats et des calculs.

Les unités employés sont celles du Système International ;

Les contraintes de compression sont positives ;

Les déformations sont positives en extension.

1 – Notations latines

a_h	Accélération sismique horizontale
a_v	Accélération sismique verticale
b_w	Épaisseur du mur de soutènement
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
H	Hauteur totale de l'écran
K_0	Coefficient des terres au repos
W	Poids (du anglais Weight)
EI	Produit d'inertie
I	Moment d'inertie
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m} / \text{s}^2$)
V_s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement (du latin <i>Secundae</i>)
V_p	Vitesse de propagation des ondes de compression (du latin <i>Primae</i>)
P_a	Force de poussée
P_p	Force de butée
p_a	Contrainte de poussée
p_p	Contrainte de butée
L	Longueur du parement (m)
K_T	Coefficient de la poussée PSS globale
K	Coefficient sans dimension intervenant dans l'expression de l'expression de l'intensité de la contrainte de frottement sur l'écran toujours utilisé avec différents indices
z	Profondeur
t	temps

V	volume
P_{as}	Résultante de la poussée statique
E	Module de déformation linéaire
G	Module de déformation par glissement (module de cisaillement)
K	Module de déformation volumique sous pression hydrostatique (module d'incompressibilité), (Bulk modulus en anglais)
P_{ad}	Résultante globale (statique et dynamique) de la poussée
c	Cohésion
ΔP_{ad}	Incrément dynamique de la poussée active
F_a	La résultante des réactions du sol dans le cas active
F_p	La résultante des réactions du sol dans le cas passive
\tilde{C}	Matrice d'amortissement
\tilde{K}	Matrice de raideur
\tilde{M}	Matrice de masse

2 – Notations grecques

δ	Obliquité de la contrainte sur l'écran (angle de frottement sol-mur)
β	Angle d'inclinaison du talus avec l'horizontale
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
ω	Pulsation
γ	Poids volumique
α	L'angle de rupture de coin par rapport à l'horizontale
ρ	Densité de sol (poids total divisé par l'accélération de gravité)
δ_a	Inclinaison par rapport à l'horizontale des forces de poussée
γ	Poids spécifique du sol non déjaugé.
τ	Contrainte tangentielle
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.

Dans certains chapitres, ou paragraphes, les symboles ci-dessus peuvent avoir une signification différente. Elle est dans ce cas clairement explicitée.

3 – Abréviations (sigles)

AFPS	Association française ParaSismique
ISS	Interaction Sol Structure
MEF	Méthode des Eléments Finis
M-O	Méthode de Mononobé-Okabé
PGA	La valeur maximale de l'accélération (en anglais Peak Ground Acceleration)
PS92	Code ParaSismique français 1992
PSD	PSeudo-Dynamique
PSS	PSeudo-Statique
RPA99	Règlement Parasismique Algérien

4 – Conventions pour les références bibliographiques

Les références bibliographiques sont abrégées [Xyz53], où “Xyz” sont les trois premières lettres du premier auteur et “53” les deux derniers chiffres de l'année de parution de l'article ou du livre. On utilisera si besoin deux ou quatre lettres. Pour différencier deux abréviations identiques, on ajoutera les lettres a, b, c, etc. Par exemple, on écrira [Xyz53a], [Xyz53b].

Le lecteur trouvera à la fin de ce mémoire la bibliographie complète.

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Angle d'obliquité en fonction de l'état de surface du parement.....	15
2.1	Accélération nominale (m/s^2) en fonction de la zone de sismicité et de la classe de l'ouvrage (PS92).....	25
2.2	Coefficient k^* dépend de l'amplitude de déplacement du mur (AFPS90).....	25
2.3	Coefficients pseudo statique en fonction du site considéré (PS92).	27
2.4	Coefficients pseudo statiques (Helle).....	27
3.1	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0$, [Cho06a].....	68
3.2	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$, [Cho06a].....	68
3.3	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = k_h$, [Cho06a].....	68
3.4	Valeurs de α en degré pour $k_v = 0.5k_h$, [Cho06a].....	69
3.5	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$	73
3.6	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = k_h$	73
3.7	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0$	74
3.8	Valeurs de K_{ae} pour $k_v = -k_h$	74
3.9	Valeurs de α en degré pour $k_v = 0.5k_h$	75
3.10	Valeurs de α en degré pour $k_v = k_h$	75
3.11	Valeurs de α en degré pour $k_v = 0.0k_h$	76
3.12	Valeurs de α en degré pour $k_v = -k_h$	76
4.1	Domaine de comportement pour oscillations sismiques.....	89
4.2	Paramètres physiques et mécaniques des deux couches géologiques.....	95
4.3	Propriétés mécaniques de la structure de soutènement.....	96

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Fig.0.1	Mur de soutènement sinistré par le séisme de Hyogoken Nanbu (Kobe) 1995.....	02
Fig.1.1	Pression des terres au repos	07
Fig.1.2	Étude du mur de soutènement par Coulomb (Fac-similé de l'article originale).....	08
Fig.1.3	Forces de poussée exercée sur un mur par la méthode de Coulomb.....	09
Fig.1.4	Prisme de poussée, murs de soutènement déplaçable.....	10
Fig.1.5	Diagramme des forces.....	13
Fig.1.6	Effet de la surcharge	14
Fig.1.7	Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent	17
Fig.1.8	Coefficients de poussée et de butée pour un massif de sol pulvérulent à surface inclinée.....	19
Fig.2.1	Prisme de poussée, murs de soutènement déplaçable.....	24
Fig.2.2	Actions sismiques sur le prisme de sol.....	26
Fig.2.3	Déplacements d'un mur de soutènement.....	28
Fig.2.4	Méthode de M-O : Rotation θ du mur.....	30
Fig.2.5	Diagramme des angles de terres plein β extremum, $k_h = k_v = 0.3$.	31
Aba.2.1	Coefficients K_T pour $\varphi = 25^\circ$ et $\delta = 0, \varphi/2, 2\varphi/3$	33
Aba.2.2	Coefficients K_T pour $\varphi = 30^\circ$ et $\delta = 0, \varphi/2, 2\varphi/3$	34
Aba.2.3	Coefficients K_T pour $\varphi = 40^\circ$ et $\delta = 0, \varphi/2, 2\varphi/3$	35
Fig.2.6	Distribution de la pression active sismique normalisée des terres selon la méthode de M-O.....	36
Fig.2.7	Construction de Culman pour chargement sismique.....	38
Fig.2.8	Méthode simplifiée de Seed.....	39
Fig.2.9	Le schéma de la méthode de Richards et Elms.....	41
Fig.2.10	Méthode de Richard et Elms (déplacement incrémental d'un mur).....	43
Fig.2.11	Courbe contrainte déformation (sable dilatant).....	47
Fig.3.1	Couche de sol surmontant un socle rocheux.....	52
Fig.3.2	Comparaison de la longueur d'onde avec l'épaisseur de la couche.....	52

Fig.3.3	Colonne de sol.....	53
Fig.3.4	Propagation d'onde plane longitudinale.....	55
Fig.3.5	Déformation élastique et mouvement des éléments du milieu élastique lors de la propagation des ondes de compression (ondes P) et des ondes de cisaillement (ondes S).....	58
Fig.3.6	Comportement du sol au passage de l'onde de Rayleigh.....	59
Fig.3.7	Comportement du sol au passage de l'onde de Love.....	59
Fig.3.8	Variation du facteur d'amplification dynamique.....	60
Fig.3.9	Oscillations produisant dans le sol un train d'ondes radiales.....	61
Fig.3.10	Dissipation d'énergie par cycle de chargement pour un matériau	62
Fig.3.11	Modèle de mur de soutènement considéré pour le calcul de la poussée des terres par l'approche pseudo dynamique.....	64
Fig.3.12	Distribution de la pression active sismique normalisée des terres [Cho06a].....	69
Fig.3.13	Distribution de la pression active sismique normalisée des terres avec la variation de l'angle de frottement du sol [Cho06a].....	70
Fig.3.14	Distribution de la pression sismique active selon δ [Cho06a]....	70
Fig.3.15	Comparaison l'approche PSS avec PSD [Cho06a].....	71
Fig.3.16	Effet des accélérations horizontales.....	78
Fig.3.17	Effet des accélérations verticales.....	79
Fig.3.18	Effet de l'angle d'obliquité.....	81
Fig.3.19	Effet de l'angle de frottement interne de remblai.....	83
Aba.3.1	Coefficient K_{ae} de la poussée pseudo dynamique.....	85
Fig.4.1	Déformation cyclique de cisaillement.....	90
Fig.4.2	Maillage et taille d'une grille proposés par Psarropoulos et al (2005) pour le calcul dynamique.....	94
Fig.4.3	Conditions aux limites proposés par Psarropoulos et al (2005) pour un calcul dynamique.....	98
Fig.4.4	Spectres d'accélération utilisés dans les simulations numériques.....	100
Fig.4.5	Répartition des contraintes horizontales X	101
Fig.4.6	Répartition des contraintes verticales Y	102
Fig.4.7	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 0.1$, $k_v = 0$	103
Fig.4.8	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 0.1$, $k_v = 0.1$	104
Fig.4.9	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 0.3$, $k_v = 0.0$	105

Fig.4.10	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 0.3, k_v = 0.3$	106
Fig.4.11	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 1, k_v = 0.0$	107
Fig.4.12	Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : Sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$. $k_h = 1, k_v = 1$	108

Annexes

Fig.a.1	Réprésentaion par cercle de Mohr.	119
Fig.a.2	Diagramme des forces.....	122
Fig.b.1	Courbe $g = f(x)$ pour $n = 2$	124
Fig.a.2	Ligne de niveau pour $n = 2$	124
Fig.a.3	Ligne tangente et gradient.....	125
Fig.a.4	Fonction unimodale et non unimodale.....	126
Fig.a.5	Fonction de l'équation (3.28) en perspective.....	131

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Cadre général

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants de Génie Civil. Ils sont construits en nombre pour des usages aussi variés que le soutènement de déblais routier, le soutènement des berges (de rivières, canaux...) ou encore les murs de quai dans les structures portuaires. Bien que très répandues, ces structures sont pourtant parmi les ouvrages les plus complexes. Leur construction alterne souvent des phases de différentes natures (excavation, mise en tension d'ancrages, chargement...) dont chacune influe sur les phases suivantes et sur le comportement général de l'ouvrage. Ce comportement est en outre intimement lié à l'interaction entre le sol et l'écran. Ces différents aspects rendent ainsi leur dimensionnement délicat.

Trois grandes familles de méthodes sont aujourd'hui utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement. Les méthodes aux équilibres limites initialement utilisées les premières, la méthode aux coefficients de réaction et la méthode numérique (éléments finis, différences finies, éléments discrets...). Ces trois 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.

Dans les zones exposées aux séismes, le dimensionnement parasismique est une des contraintes de conception des ouvrages de soutènement à cause des dommages qu'ils pourraient eux-mêmes subir ou induire sur leur environnement, du fait de leur ruine totale ou partielle représente un réel danger pour les populations et l'environnement (fig. 0.1). Pour les ouvrages de soutènement situés au-dessus de la nappe phréatique, l'augmentation de la pression des terres est la principale cause des dégâts observés. La présence de l'eau interstitielle entraînant une liquéfaction totale ou partielle du remblai et du sol de fondation, ainsi que les phénomènes d'interaction fluide-structure en aval des murs de quai par exemple, peuvent être des causes supplémentaires de la ruine de l'ouvrage dans les autres cas.

Nous limiterons cependant notre étude au comportement des ouvrages de soutènement situés au-dessus de la nappe phréatique (la nappe est suffisamment profonde pour considérer que le terrain est sec).



Figure. 0.1 Mur de soutènement sinistré par le séisme de Hyogoken Nanbu (Kobe) 1995.

L'évaluation de l'effort maximal exercé par le sol sur la structure a longtemps été le seul outil de dimensionnement parasismique de ces ouvrages, si bien que la plupart des codes parasismiques font encore référence à des méthodes pseudo statiques. Ces méthodes simplifiées ne permettent pas encore de rendre compte de nombreux aspects du comportement des murs de soutènement soumis à un séisme. En effet, ce phénomène d'interaction sol-structure est fortement non linéaire à cause des déplacements permanents de la structure et des déformations irréversibles du sol. Des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis, permettent de s'affranchir de ces difficultés, et si elles sont souvent trop lourdes pour une utilisation intensive au niveau de la conception et du dimensionnement, peuvent servir à la compréhension des phénomènes et à l'évaluation de la validité d'une méthode plus simple.

La nécessité d'avoir un outil de dimensionnement parasismique pour les ouvrages de soutènement s'est imposée aux années vingtaines de XX^{ème} siècle. La première approche élaborée fut une approche pseudo statique par Okabé et Mononobé-Matsuo. 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.

Ces méthodes simplifiées ont de nombreuses limitations qui les rendent à priori inadéquates à reproduire la complexité du phénomène d'interaction sol-structure bien qu'elles puissent donner globalement des résultats satisfaisants.

Traitant un problème dynamique de façon pseudo statique, ces méthodes ne permettent pas de mettre en évidence les phénomènes complexes qui se produisent dans le sol ou aux interfaces. La cinématique relative du sol et de la structure est ignorée.

Parmi les études menées, la méthode analytique initialement utilisée aux premières années pour les modèles simples a été remplacée par la modélisation numérique par les méthodes de différences finies d'éléments finis, pour simuler le comportement du massif derrière le mur. Les codes de calculs qui en découlent, sont généralement utilisés pour permettre une meilleure compréhension ou explication du comportement général.

Objectifs du mémoire

Le travail proposé vise les objectifs suivants:

- Une recherche bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement dans le cas statique et sous charges dynamiques (sismiques) ;
- Utilisation de l'approche PSD pour étudier des ouvrages de soutènement ;
- Une modélisation numérique avec le code de calcul par éléments finis GeoSlope, pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement sous sollicitations dynamiques.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres principaux.

Le premier chapitre est consacré à donner un aperçu sur les méthodes de calcul ou de dimensionnement des structures de soutènement dans le cas statique.

Le second chapitre est consacré à récapituler brièvement les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement traitant les problèmes dynamiques de façon pseudo-statique, leurs hypothèses et leurs limites.

Le troisième chapitre a pour but l'étude des soutènements sous l'effet d'une secousse sismique par l'approche pseudo dynamique. Ces résultats ont été ensuite complétés par des essais de simulation numériques sur des modèles afin de valider l'allure de répartition de pression pseudo dynamique derrière un mur de soutènement.

La simulation ou la modélisation numérique des ouvrages de soutènement par le code de calcul GeoSlope formulée par la MEF, pour simuler le comportement du massif derrière les murs sous sollicitations dynamiques est l'objectif du quatrième chapitre.

Le dernier chapitre contient la conclusion générale et les suggestions pour les travaux futurs.

En fin, notre travail est achevé par les annexes :

Annexe **A**, calcul analytique ;

Annexe **B**, calcul numérique.

CHAPITRE I

ÉTUDE DE LA POUSSÉE DES TERRES STATIQUE

1.1	Introduction.....	05
1.2	Problèmes des pressions des terres latérales.....	06
1.3	Méthode de Coulomb.....	08
1.4	Méthode de Rankine.....	16
1.5	Comparaison des deux méthodes.....	20
1.6	Conclusion.....	21

1.1 INTRODUCTION

Les spécialistes de la Mécanique des sols s'intéressent aux champs de contraintes régnant dans les massifs de sols, à proximité des ouvrages ou à l'interface des sols-structures, dans les différentes situations qu'est appelé à connaître l'ouvrage.

Il s'agit, dans ce premier chapitre, de calculer les forces de poussée derrière les ouvrages de soutènement, et on se limitera ici, d'une façon générale, aux cas des écrans soutenant des massifs granulaires parfaitement pulvérulents.

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).

Pour le présent chapitre on a pu utiliser quelques idées de [Bel97], un document qui donne un aperçu très lisible de la mécanique des sols.

1.2 PROBLÈMES DE LA PRESSION DES TERRES LATÉRALE

Dans son sens le plus large, la pression des terres représente la pression résultante de l'action du sol sur les structures du génie civil. L'évaluation de ces pressions est primordiale pour la conception et l'analyse de la stabilité de ces structures. 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. 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.

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.

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.

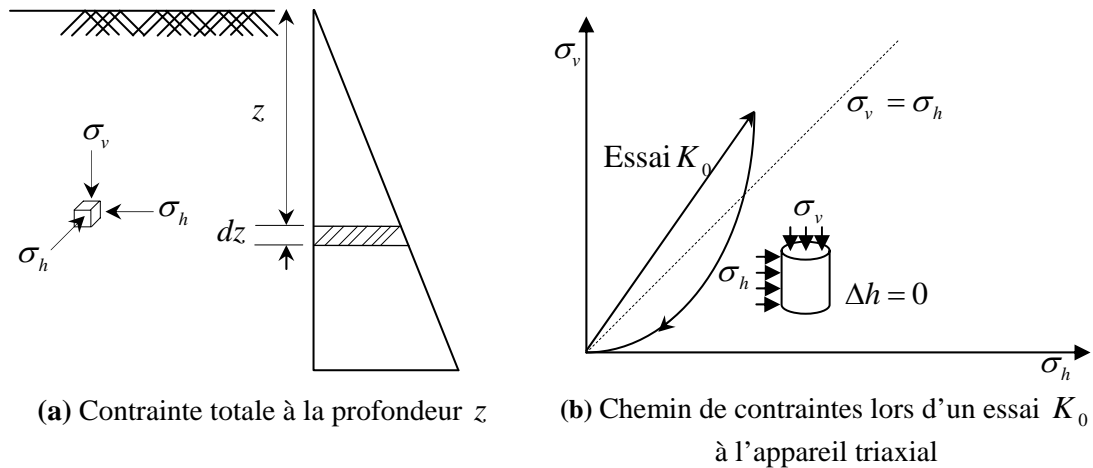


Figure. 1.1 Pression des terres au repos.

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 et a pour valeur (figure. 1.1.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. 1.1.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 :

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

1.3 PRESSIONS DES TERRES DE COULOMB

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.

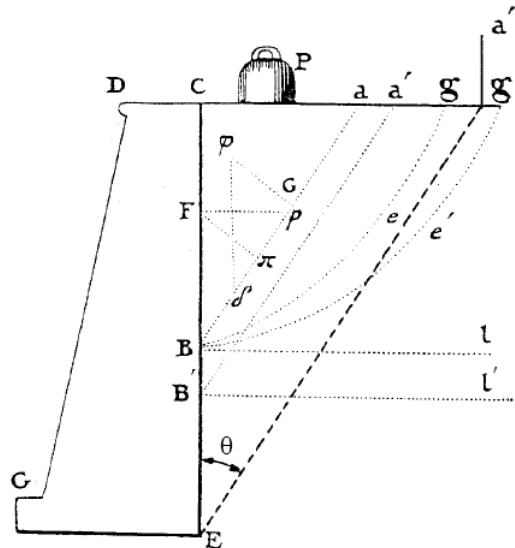


Figure.1.2 Étude du mur de soutènement par Coulomb
(Fac-similé de l'article originale).

La figure 1.2, 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'' .

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. Et les valeurs des forces active ou passive 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.

Force active dans le cas d'un mur vertical

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:

$$W = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha} \quad (1.3)$$

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

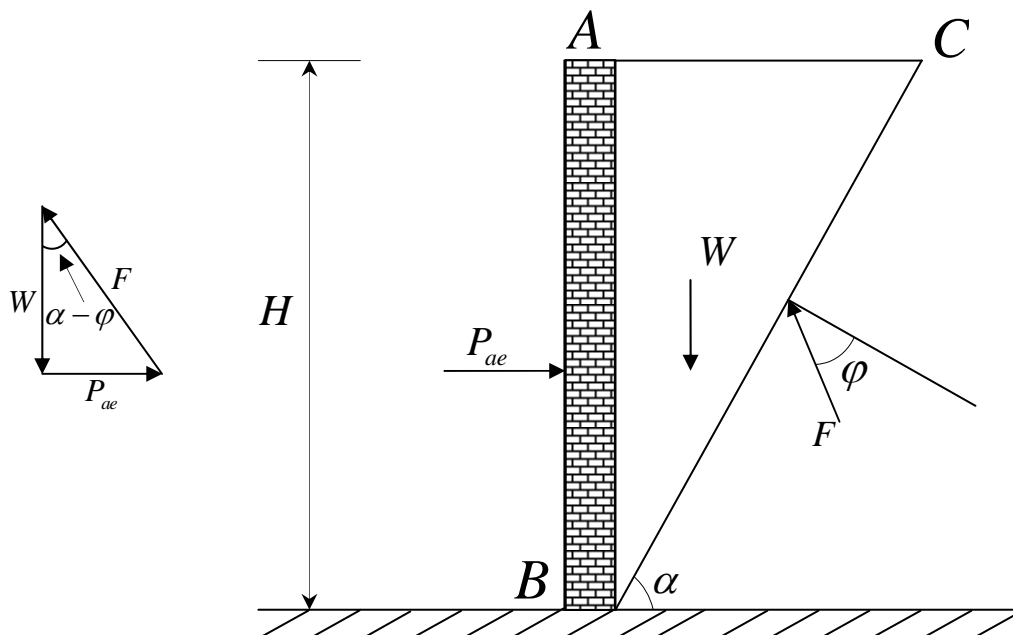


Figure. 1.3 Forces de poussée exercée sur un mur par la méthode de Coulomb.

L'équilibre statique est vérifié, on a alors:

$$\left. \begin{aligned} F \times W \sin(\alpha - \varphi) &= F \times P_a \sin(\pi / 2 - \alpha + \varphi) \\ P_a &= W \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\alpha - \varphi)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1.4)$$

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).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1.5)$$

Cas général

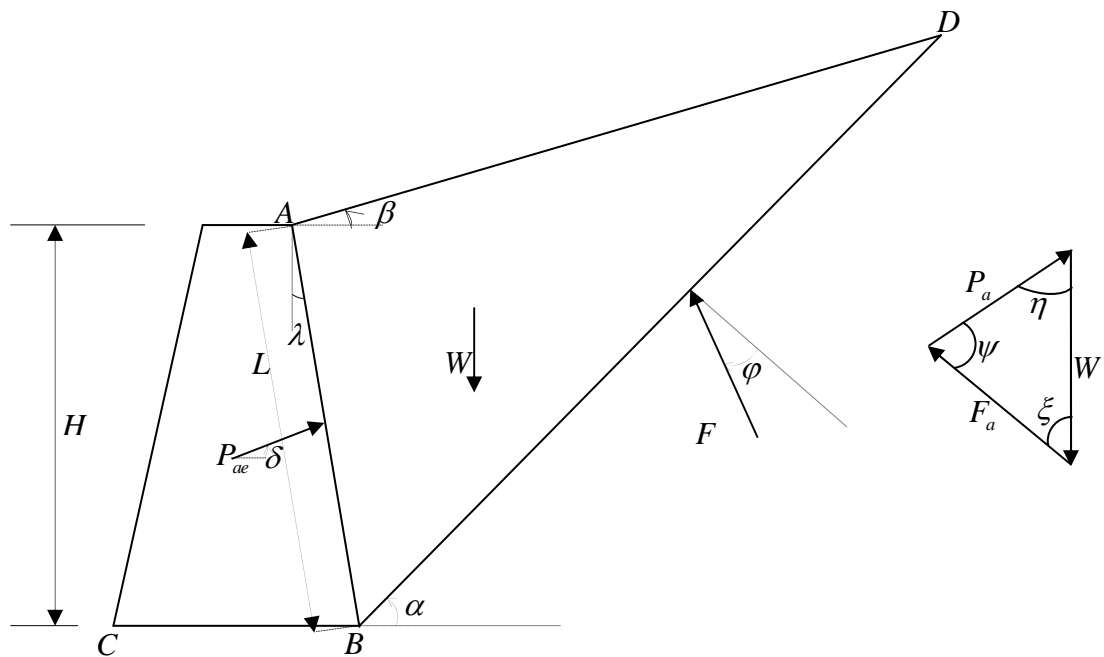


Figure.1.4 Prisme de poussée, murs de soutènement déplaçable.

La théorie des pressions des terres de Coulomb peut être généralisée pour inclure les inclinaisons du mur ou de la surface libre et le frottement (mur-sol).

La surface du triangle ABD est donnée par:

$$\text{aire}(ABD) = \frac{H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\alpha - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \sin(\alpha - \beta)}$$

Le poids propre W du prisme de sol délimité par ABD (fig. 1.4) et par une épaisseur unitaire est donné par:

$$W = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\alpha - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \sin(\alpha - \beta)} \quad (1.6)$$

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:

$$P_{a,p} = W \frac{\sin \xi}{\sin \psi} = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\cos(\beta - \alpha) \cdot \cos(\alpha - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \sin(\alpha - \beta)} \frac{\sin \xi}{\sin \psi} \quad (1.7)$$

Dans le cas d'équilibre actif

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

Dans le cas d'équilibre passif

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

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:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad \text{et} \quad P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (1.8)$$

Où K_a et K_p sont: le coefficient de poussée et de butée respectivement, dépendant de la géométrie du mur et des propriétés mécaniques du sol et de l'interface mur sol.

Ces coefficients sont évalués par:

$$\left. \begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta) \cos^2 \lambda} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \\ K_p &= \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos(\lambda - \delta) \cos^2 \lambda} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\delta - \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \quad (1.9)$$

La théorie de Coulomb permet d'évaluer l'intensité de la force de poussée ou de butée sur la structure de soutènement. Le point d'application de cette force reste indéterminé. On admet que cette force résulte d'actions élémentaires croissantes proportionnellement à la pesanteur comme dans les fluides (pression hydrostatique). En conséquence, cette force passe par le tiers inférieur. Mais dans le cas général, la répartition des contraintes n'est pas triangulaire et on doit se contenter des méthodes approximatives pour fixer ce point d'application qui a une importance majeure dans l'étude de la stabilité de l'ouvrage de soutènement.

- Si la surface est plane et sans surcharge, le centre de poussée est situé au tiers inférieur du parement compté à partir de sa base. Ce qui est assez bien vérifié expérimentalement.
- Si la surface est libre, irrégulière, et supporte des surcharges, le centre de poussée est situé plus haut (entre le tiers et le demi de la hauteur du parement compté à partir de sa base). Terzaghi propose de prendre pour centre de poussée le point d'intersection avec le parement de la droite menée par le centre de gravité du coin de glissement parallèlement au plan de glissement.

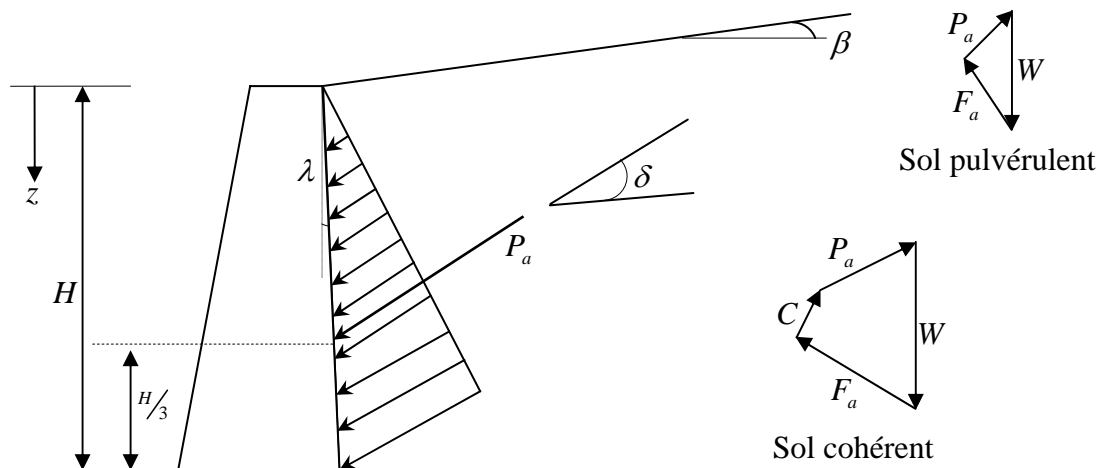


Figure. 1.5 Diagramme des forces.

Cas des sols cohérents :

La méthode de Coulomb est établie dans les cas des sols pulvérulents, elle peut également être appliquée au cas des sols cohérents. Cependant la valeur réelle est supérieure à celle calculée.

La prise en compte de la cohésion se fait simplement en introduisant une force supplémentaire due à la cohésion du matériau agissant sur le plan de glissement. La prise en compte de cette force réduit l'importance de la poussée du massif sur le parement.

Effet de la surcharge uniforme

L'application d'une charge uniforme d'intensité q sur la surface libre résulte en un accroissement des pressions latérales des terres. Dans la théorie de Coulomb, l'effet de la surcharge est pris en considération à travers l'usage d'un poids volumique modifié du prisme de Coulomb.

Le poids modifié dw d'un élément infinitésimal de section dA est:

$$dw = \gamma dA + q ds \cos \beta \quad (1.10)$$

γ : Poids volumique du sol naturel.

γ_1 : Représente le poids volumique modifié.

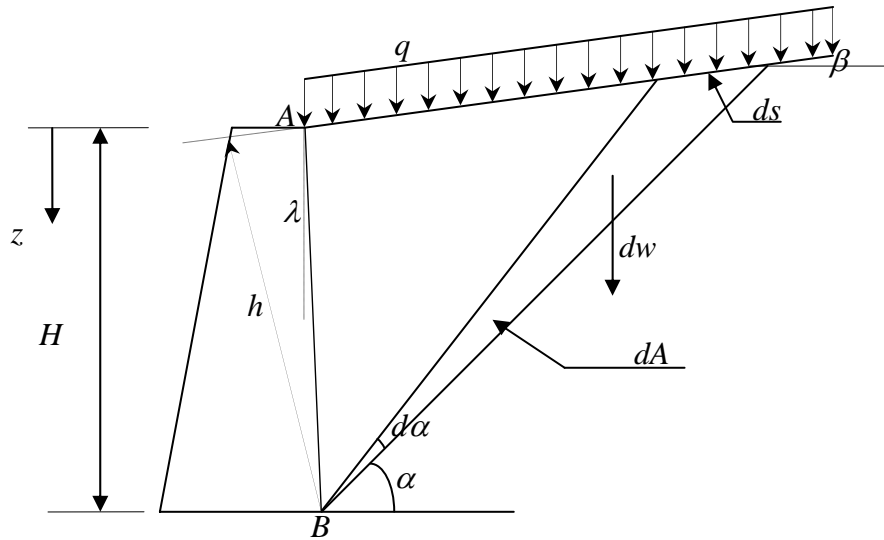


Figure. 1.6 Effet de la surcharge

$$dA = \frac{1}{2} h ds \rightarrow ds = 2 \frac{dA}{h}, \quad dw = (\gamma + 2q \frac{\cos \beta}{h}) dA = \gamma_1 dA$$

Dans le cas d'une surface libre plane d'inclinaison β par rapport à l'horizontale

$$h = H \frac{\cos(\beta - \lambda)}{\cos \lambda}$$

Le poids volumique modifié γ_1 est alors une constante:

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{H} \cdot \frac{\cos \beta \cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \quad (1.11)$$

La force active sur le mur s'exprime par:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a \quad (1.12)$$

Choix à adopter pour l'angle d'obliquité δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend de :

La rugosité du parement, l'angle de frottement interne du sol φ , le mouvement relatif du mur par rapport au sol, et l'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 1.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur placé contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, où le mur est bien fondé, le terrain tasse par rapport au mur. Cet angle est positif et peut être compris entre 0 et φ .

Tableau. 1.1 Angle d'obliquité en fonction de l'état de surface du parement.

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surface très lisse ou lubrifiée (absence des contraintes de cisaillement)	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons	$\delta \geq \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers (le mur et le sol comporte comme un seul corps)	$\delta = \varphi$

1.4 POUSSÉES DES TERRES DE RANKINE (ÉQUILIBRE LIMITE)

W.J. Macquorne Rankine 1857 dans le mémoire « *On the stability of loose earth* », 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.

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 1.2. 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 N°1, (fig.1.7). 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.

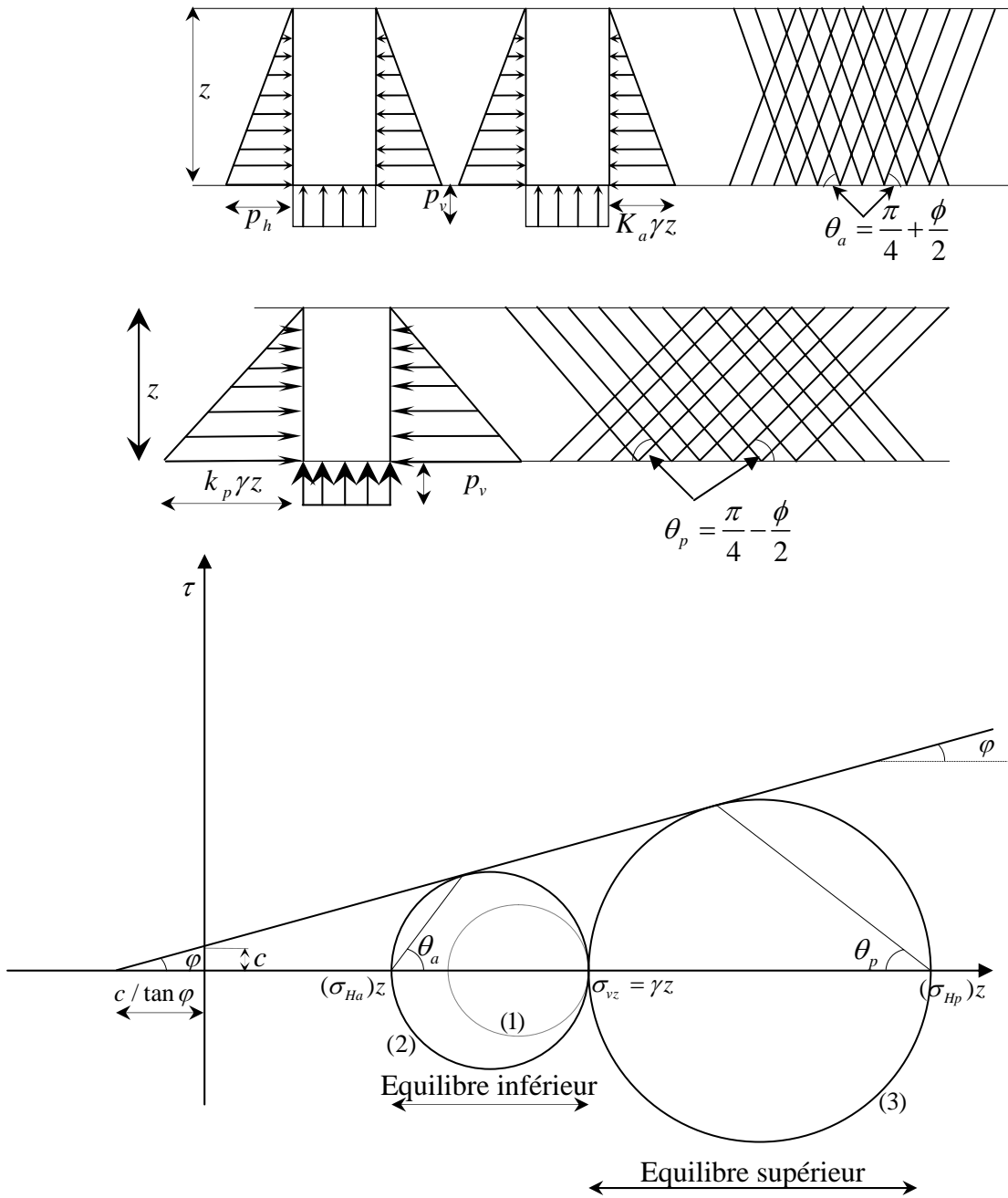


Figure. 1.7 Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent [Kez74].

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 N°2 (fig.1.7) et s'exprime par:
(Annexe A.2)

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (1.13)$$

où $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, 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 N°3 (fig.1.7) et s'exprime par : (Annexe A.2)

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (1.14)$$

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

Cas d'une surface libre inclinée d'un angle β :

Il est admis que les points situés sur un plan parallèle à la surface libre sont dans un même état d'équilibre des contraintes. La contrainte verticale, induite par le poids propre de la masse du sol, en un point A situé à une profondeur z de la surface libre est donnée par:

$$\sigma_v = \frac{W}{dA/\cos\beta} = \frac{\gamma z dA}{dA/\cos\beta} = \gamma z \cos\beta \quad (1.15)$$

Dans le plan de Mohr, l'état des contraintes au point A sur une facette parallèle à la surface libre est donné par $A(\sigma_A, \tau_A)$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_A &= \gamma z \cos^2 \beta \\ \tau_A &= \gamma z \cos \beta \sin \beta \end{aligned} \right\} \quad (1.16)$$

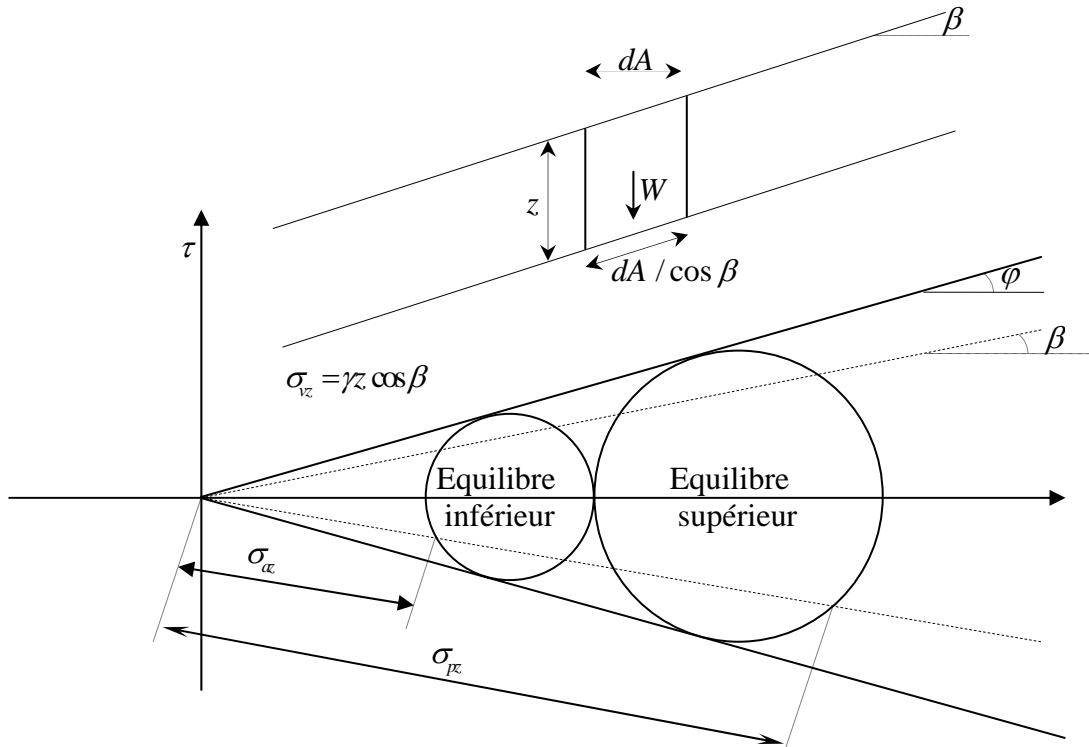


Figure. 1.8 Coefficients de poussée et de butée pour un massif de sol pulvérulent à surface inclinée.

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*)

$$\left. \begin{aligned} K_a &= \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varepsilon}{2} \right) \\ K_p &= \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varepsilon}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.18)$$

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

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

1.5 COMPARAISON DES DEUX MÉTHODES (Coulomb et Rankine)

Comparaison à partir des hypothèses initiales

Pour comparer les deux méthodes présentées dans les paragraphes précédents, on analyse, pour chaque méthode, la prise en compte des contraintes et de l'état de rupture dans le sol.

Méthode de Coulomb

La zone de rupture est réduite à un plan et il n'y a aucune prise en compte de l'état des contraintes dans le sol. L'hypothèse du plan de rupture est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée, mais ne l'est plus ni pour les sols cohérents, ni pour les états de butée.

Méthode de Rankine

Basée sur toute une zone en rupture, elle présente l'inconvénient d'imposer, a priori, la valeur du frottement entre le sol et le mur.

Par ailleurs, l'hypothèse $\sigma_v = \gamma z$ est d'autant plus inexacte que le frottement est moins négligeable.

Choix d'une méthode

Dans les calculs de forces de poussée ou de butée, le choix d'une méthode dépend également de la géométrie de l'ouvrage.

Écran vertical et surface de massif horizontale

La méthode de Rankine, malgré ses simplifications, est dans ce cas fréquemment utilisée, notamment pour les prédimensionnements.

Il convient cependant de vérifier si l'hypothèse de frottement nul n'est pas trop éloignée de la réalité. La méthode de Coulomb est indifféremment utilisée pour la poussée.

Écran plan incliné et surface de massif inclinée

On utilise la méthode de Coulomb à partir des tables, dans le cas de problèmes de poussée.

1.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons brièvement présenté les théories de calcul statique de la poussée des terres.

La méthode de Coulomb est d'une grande simplicité d'application, et elle est la seule susceptible de fournir des résultats acceptables dans les cas complexes suivants :

- surface libre irrégulière ;
- surcharges localisées ou réparties ;
- nappe phréatique de niveau variable ;
- formations stratifiées à angles de frottements internes voisins.

Ce sont les raisons pour lesquelles elle est encore largement utilisée dans le monde. Elle suppose une ligne de rupture rectiligne, ce qui est grossièrement vérifié la plupart du temps à l'état actif. Sa précision est donc en général satisfaisante à la condition que le mur soit rigide et qu'il subisse un déplacement suffisant pour permettre au matériau de passer de l'état de repos à l'état actif.

Cette étude bibliographique restreinte témoigne de la complexité des problèmes de force de poussée derrière les ouvrages de soutènements.

CHAPITRE II

ÉTUDE DE LA POUSSÉE SISMIQUE DES TERRES PAR L'APPROCHE PSEUDO STATIQUE

2.1	Introduction	22
2.2	Présentation du code parasismique Pseudo-Statique <i>PS92</i>	23
2.2.1	Introduction.....	23
2.2.2	Méthode de Mononobé-Okabé	28
2.2.3	Conclusion.....	37
2.3	Diverses méthodes Pseudo-Statiques.....	38
2.3.1	Méthode de Kapila	38
2.3.2	Méthode de Prakash	38
2.3.3	Méthode simplifiée de Seed	39
2.3.4	Méthode de Richards et Elms	41
2.4	Conclusion.....	48

2.1 INTRODUCTION

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 dynamique, fut une approche pseudo-statique, par Okabé en 1926 et Mononobé-Mutsuo en 1929.

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.

L'approche PSS développée par Mononobé et Okabé constitue une extension de la méthode de l'analyse statique de Coulomb à partir de la théorie de l'état limite. Par la suite, de nombreux chercheurs ont contribué, à étendre, et améliorer cette approche PSS, qui fait encore l'objet d'investigation.

Ces approches initialisées par Mononobé et Okabé conduisent à l'évaluation de l'effort maximal exercé par le sol sur la structure. Cet effort est ensuite utilisé pour dimensionner l'ouvrage. Ces approches simples sont généralement utilisées dans la pratique courante. Et la plupart des codes parasismiques font encore référence à ces méthodes.

Pour mieux approcher les méthodes PSS, et pour parvenir à cet objectif, il convient donc de rappeler tout d'abord le code parasismique Français PS92 ou son homologue Algérien RPA99 dans sa partie d'ouvrages de soutènement qui est basé sur l'approche PSS de M-O ; ces rappels constituant la première partie de ce chapitre. Puis dans une seconde partie on passera en revue rapidement les grandes étapes de son évolution, et on s'attardera dans une dernière partie sur la méthode de Richards et Elms qui, prenant en considération l'inertie propre d'un mur poids, conduit à un dimensionnement plus économique de l'ouvrage, dès que l'on admet un certain déplacement de celui-ci au cours du mouvement sismique, et qui est elle aussi largement répandue dans le monde.

La deuxième partie de ce chapitre, est basée sur [Dav99] et [Bou05].

Pour la troisième partie on a consulté [Pra81], [Zag98] et [Dav85].

2.2 PRÉSENTATION DU CODE PARASISMIQUE PSS PS92

2.2.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement (mur de soutènement classique, parois moulées ou préfabriquées, rideaux de palplanches, murs ancrés ...) sont conçus pour conforter la stabilité des massifs des terres glissantes.

Les actions à prendre en compte dans le calcul de ces ouvrages sont les suivantes:

- les forces dues à l'inertie propre de l'ouvrage et à celle des charges éventuellement directement supportées par le mur;
- les forces et déformations imposées aux tirants d'ancrage;
- la poussée dynamique engendrée par la déformation du massif de sol situé à l'arrière du mur et celle engendrée par les charges appliquées au massif;
- la pression hydrodynamique de l'eau éventuellement retenue derrière le mur de soutènement.

S'il existe un plan d'eau à l'aval du mur il faut considérer la dépression hydrodynamique correspondante. Les actions qui influent dans ce cas sur le soutènement sont:

- l'action de la poussée hydrostatique des eaux.
- l'action de la poussée des terres en prenant en compte le poids spécifique immergé.

Les actions sismiques dues aux poussées étant évaluées indépendamment du comportement de l'ouvrage.

La prise en compte de la cohésion a pour effet de diminuer la valeur de la poussée. Au moment du passage d'une onde sismique, les déplacements relatifs des grains de sol ont pour effet de détruire partiellement ou totalement cette cohésion. Dans la mesure où ce phénomène est difficilement quantifiable, donc il est raisonnable de supposer la cohésion nulle $c = 0$,

Le dimensionnement du mur de soutènement peut être effectué à partir d'un modèle statique avec les hypothèses suivantes (fig. 2.1):

- le mur se déplace suffisamment pour permettre l'apparition de l'état limite ultime de poussée active;
- la surface de glissement est plane;

Accélérations nominales :

L'accélération nominale applicable à l'ouvrage est fixée en fonction de l'importance de l'ouvrage pour la sécurité des personnes et de la continuité des services.

Tableau 2-1 Accélération nominale (m/s^2) en fonction de la zone de sismicité et de la classe de l'ouvrage (PS92).

Zone sismique		Classe de l'ouvrage			
		A	B	C	D
0	Sismicité négligeable	-	-	-	-
I _a	Très faible sismicité, mais non négligeable	-	0,10g	0,15g	0,20g
I _b	Faible sismicité	-	0,15g	0,20g	0,35g
II	Sismicité moyenne	-	0,25g	0,30g	0,35g
III	Forte sismicité	-	0,35g	0,40g	0,45g

Coefficients sismiques :

Les coefficients sismiques horizontaux k_h et verticaux k_v , sont uniformes pour toutes les parties de la structure de soutènement et du massif retenu, et définissant respectivement des forces horizontales perpendiculaires à l'ouvrage dirigées vers l'écran et des forces verticales descendante ou ascendantes.

Tableau 2-2 Coefficient k dépend de l'amplitude de déplacement du mur (AFPS 90).

Murs de soutènement	Coefficient k en fonction du site			
	S ₁	S ₂	S ₃	k_v
Murs poids, cantilever (murs déplaçables)	0,5	0,45	0,4	$0,4 k_h$
Parois d'infrastructure de bâtiments (murs non déplaçables)	1	1	1	$0,3 k_h$
Parois ancrées	1	0,90	0,80	$0,4 k_h$

Considérons un élément de volume de masse m au cours de séisme, est soumis à (fig. 2.2) :

- l'accélération g de la pesanteur (fig. 2.2.a);
- l'accélération horizontale k_h du séisme ;
- l'accélération verticale $\pm k_v$ du séisme (fig. 2.2.b et c).

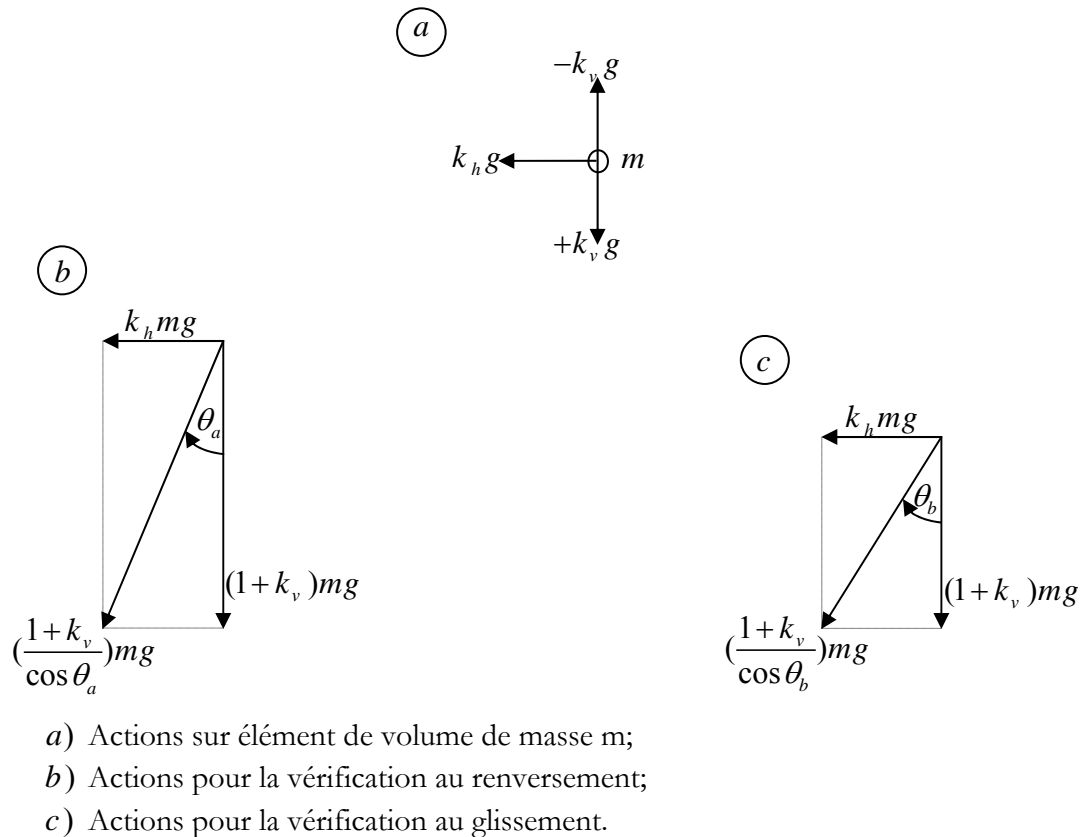


Figure. 2.2 Actions sismiques sur le prisme de sol.

Donc le poids apparent de l'élément (m) résulte de la superposition des forces correspondant à ces accélérations. Le poids apparent fait ainsi un angle (θ) avec la verticale défini par:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (2.3)$$

La vérification aux états limites de stabilité est menée comme en situation statique, et doit être considérée sous les trois aspects suivants (fig. 2.3):

- résistance du sol de fondation : c'est le problème général de la force portante d'une fondation ; le critère de poinçonnement est vérifié tout en faisant l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes au sol (fig. 2.3 a);

- état limite de renversement (de stabilité d'ensemble) par application au prisme de sol des coefficients k_h et k_v du tableau 2.3. Le mur aura tendance à se renverser vers l'aval, avec un centre instantané de rotation situé au dessous de la base (fig. 2.3.b);
- état limite de glissement à équilibrer par le frottement de la fondation sur son terrain d'assise en considérant la combinaison des coefficients k_h et k_v du tableau 2.3. Le glissement peut être une simple translation (fig. 2.3.c), éventuellement accompagnée d'une rotation dont le centre instantané est situé au-dessus de sa base (fig. 2.3.d).

Tableau 2-3 Coefficients pseudo-statique en fonction du site considéré (PS92).

sites	k_h	k_v
S ₁	0,5 a _n /g	0,5 k_h
S ₂	0,45 a _n /g	
S ₃	0,4 a _n /g	

En dehors de code parasismique français, certain auteurs proposent des valeurs de coefficient pseudo-statiques qui reposent sur la magnitude, la distance épacentrale et la nature du sol. A titre d'exemple, on présente, dans le tableau 2.4, les valeurs proposées par Helle en 1983 [Bou05].

Tableau. 2.4 Coefficients pseudo-statiques (Helle).

Magnitude	Distance épacentrale (km)	Sol mous et alluvions	Sols durs et intermédiaires	Rocher
5,5	10	0.2	0.19	0.18
	30	0.07	0.06	0.05
	50	0.03	0.04	0.02
6,5	10	0.4	0.38	0.46
	30	0.2	0.17	0.19
	50	0.1	0.09	0.08
7,5	10	0.5-1.2	0.4-1.1	0.5-0.9
	30	0.3-0.5	0.2-0.6	0.25
	50	0.2	0.1-0.3	0.1

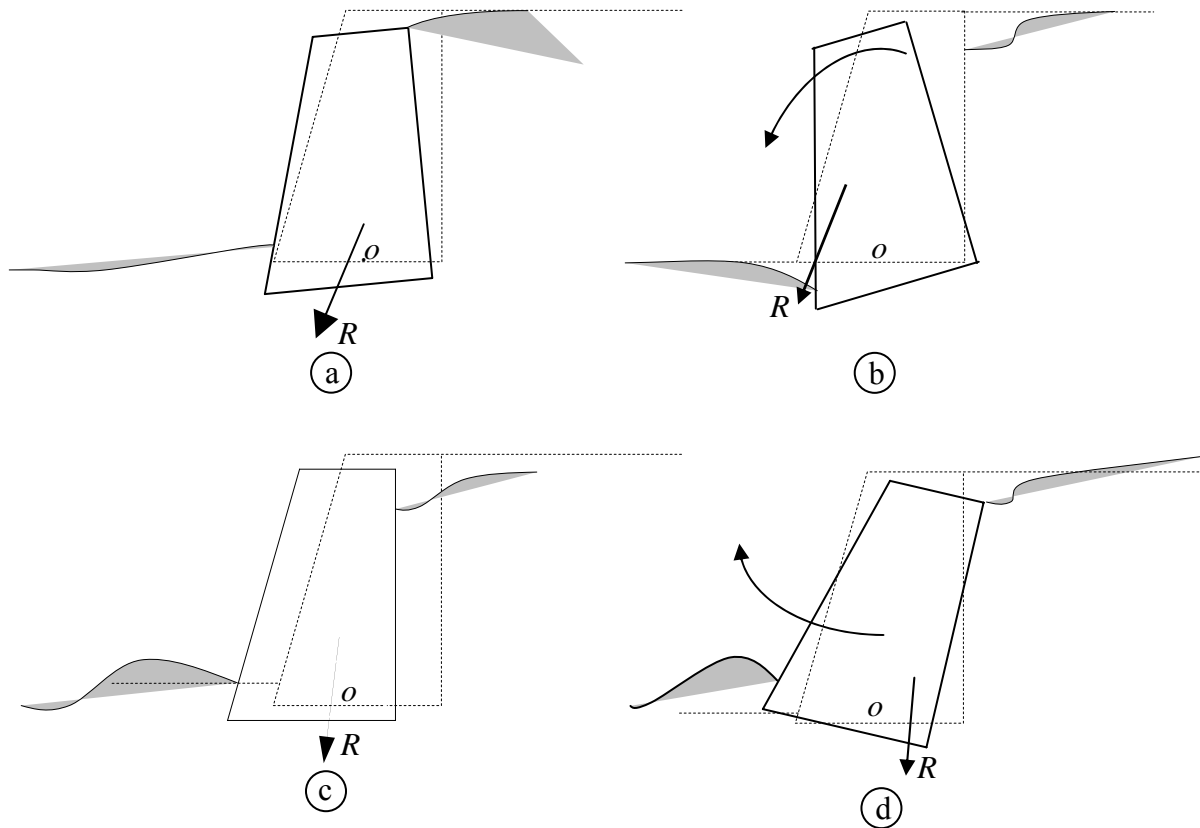


Figure. 2.3 Déplacements d'un mur de soutènement.

2.2.2 Méthode de Mononobé-Okabé

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

Mononobé et Okabé 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.

En considérant l'équilibre des forces s'exerçant sur le prisme de glissement ABD (voir fig. 2.1) lorsque le sol se trouve dans un état d'équilibre actif qui permet de déterminer la poussée dynamique, Mononobé et Okabé schématisent les effets de la sollicitation

dynamique par deux forces d'inerties, horizontale et verticale, correspondant au champ uniforme des accélérations. Ces forces, horizontales et verticales, sont données par l'expression (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 pesanteur g .

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:

$$P_{as} = K_{as} \gamma \frac{L^2}{2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_{as}}{\cos^2 \lambda} \quad (2.4)$$

$$\text{Où } K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\varphi + \lambda)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\varphi + \lambda)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Les tables usuelles de Caquot et Kerisel donnent par intégration numérique ces coefficients pour un massif pulvérulent non surchargé.

Lorsque le massif de sol derrière le mur supporte une charge uniformément répartie (q), la poussée active statique est:

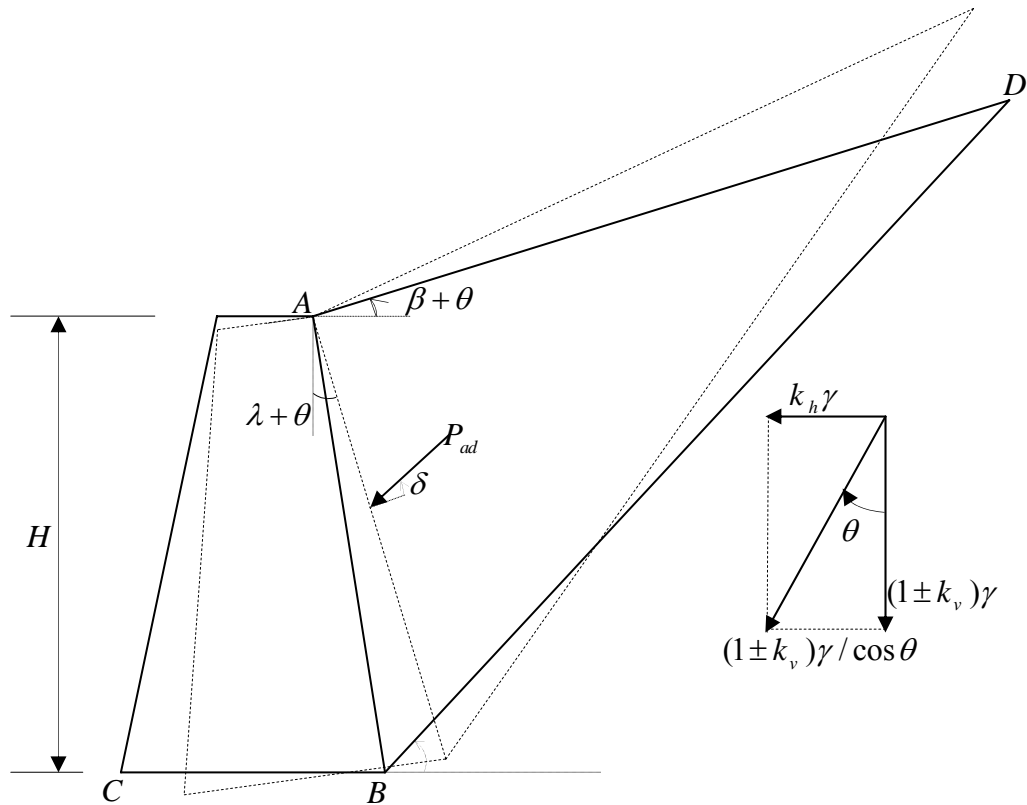
$$P_{as}^{(q)} = qL \frac{1}{\cos(\beta - \lambda)} K_{as} \quad (2.6)$$

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

Le principe de la méthode de Mononobé-Okabé 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.

On détermine le coefficient de poussée globale en remplaçant:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \text{ par } \lambda + \theta \\ \beta \text{ par } \beta + \theta \\ \gamma \text{ par } \left(\frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \right) \gamma \end{array} \right\} \quad (2.7)$$

Figure.2.4 Méthode de M-O : Rotation θ du mur.

La méthode de Mononobé-Okabé fournit la poussée globale P_{ad} du sol, avec les hypothèses définies à la figure 2.1:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma L^2 (1 \pm k_v) K_{ad} \quad (2.8)$$

Le coefficient K_{ad} est déterminé par :

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

On notera d'après cette expression (2.9) 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:

$$\varphi - \beta - \theta \geq 0 \quad (2.10)$$

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 (2.10) 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 .

Angle de pente β pour $\varphi = 40^\circ, 35^\circ, 30^\circ, 25^\circ, \delta = 0^\circ, k_v = k_h = 0.3$.

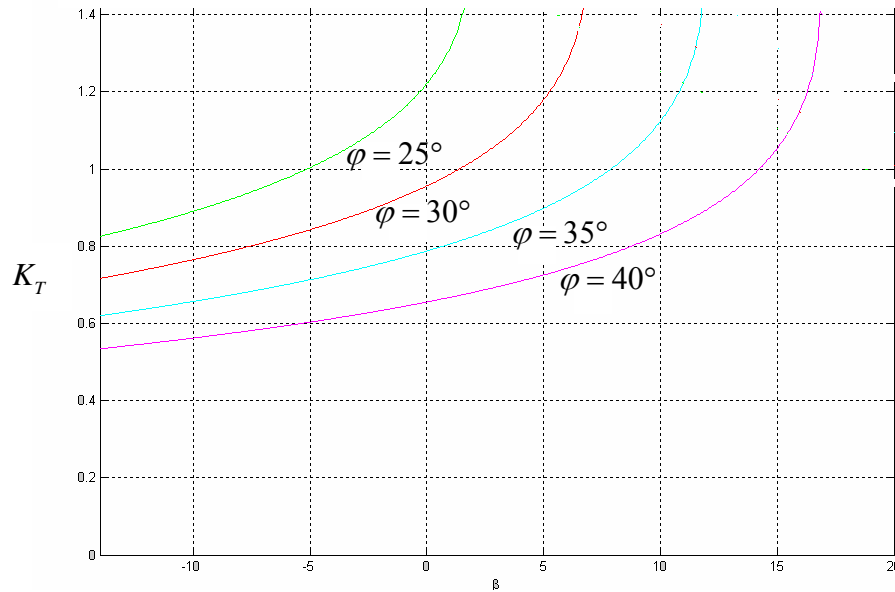


Figure. 2.5 Diagramme des angles de terres plein β extremums.

La configuration géométrique de l'ouvrage étant donnée, l'inégalité (2.10) 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 $\theta = \varphi$ [Dav99].

On peut simplifier le calcul en considérant que :

La paroi est verticale $\lambda = 0$; le terrain est horizontal $\beta = 0$; l'angle de frottement interne du sol $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 40^\circ$, et la rugosité de l'écran $\delta = 0, \frac{\varphi}{2}, \frac{2\varphi}{3}$.

La poussée globale du sol est obtenue par:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_T \quad (2.11)$$

$$K_T = (1 \pm k_v) \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \lambda + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.12)$$

Les abaques 2.1 à 2.3 donnent directement le coefficient K_T en fonction des coefficients d'accélération $\pm k_v$ et k_h , pour différentes valeurs de φ et δ .

On constate que pour une valeur fixée de l'accélération horizontale en dessous de $0,25g$, les accélérations verticales descendantes augmentent la poussée, tandis que les accélérations verticales ascendantes la diminuent.

Pour les valeurs des accélérations horizontales supérieures à $0,25g$, les courbes se resserrent et l'influence des accélérations verticales diminue.

La méthode de Mononobé-Okabé ne tient pas en compte des forces d'inertie pendant le séisme qui s'exercent sur le mur [Dav99].

La poussée réelle supportée par le mur est composée de:

- la poussée statique P_{as} ;
- le complément de la poussée dynamique $\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as}$.

Et la valeur de l'incrément dynamique est exprimée par:

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma L^2 \left[(1 \pm k_v) K_{ad} - K_{as} \right] \quad (2.13)$$

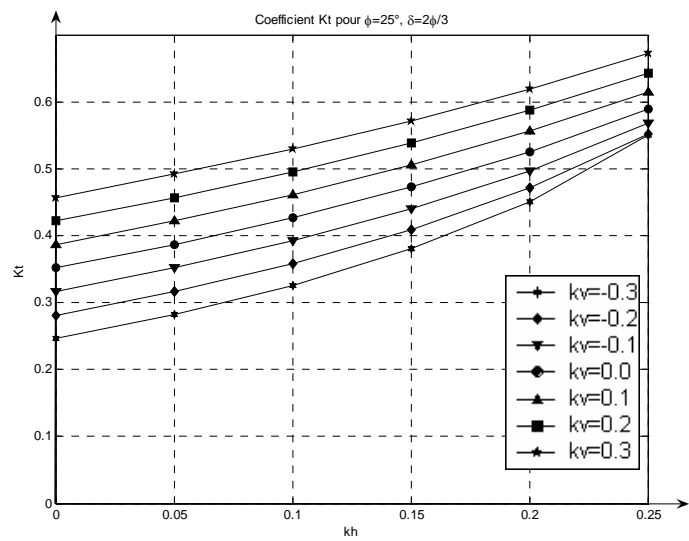
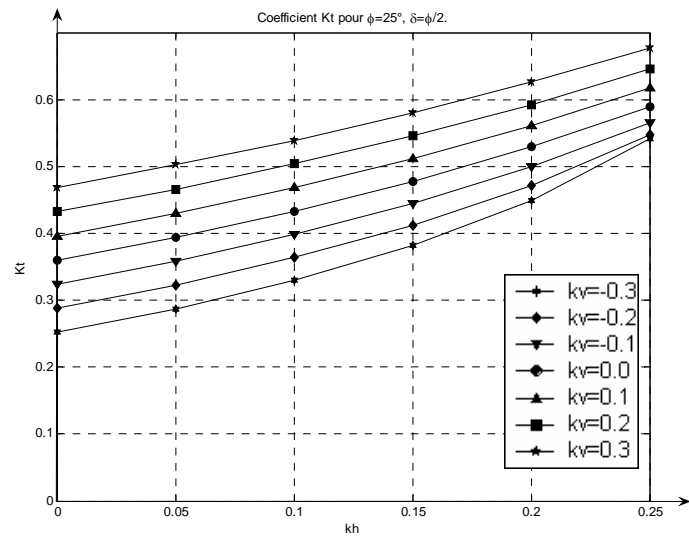
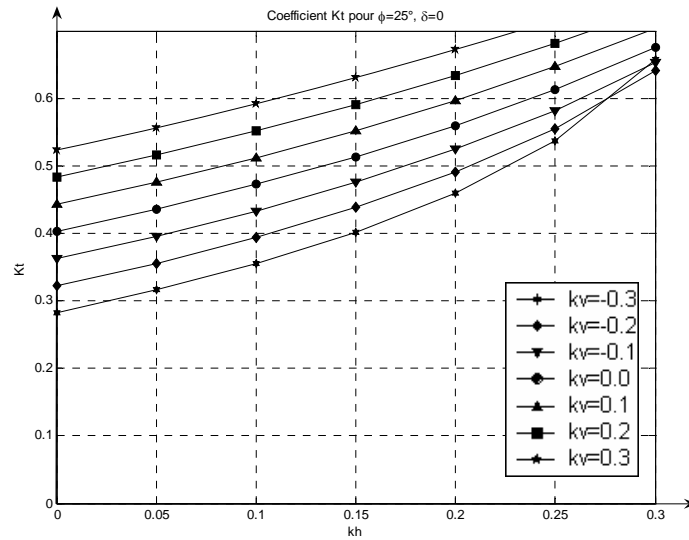
La poussée réelle est alors:

$$P_{ad} = P_{as} + \Delta P_{ad} \quad (2.14)$$

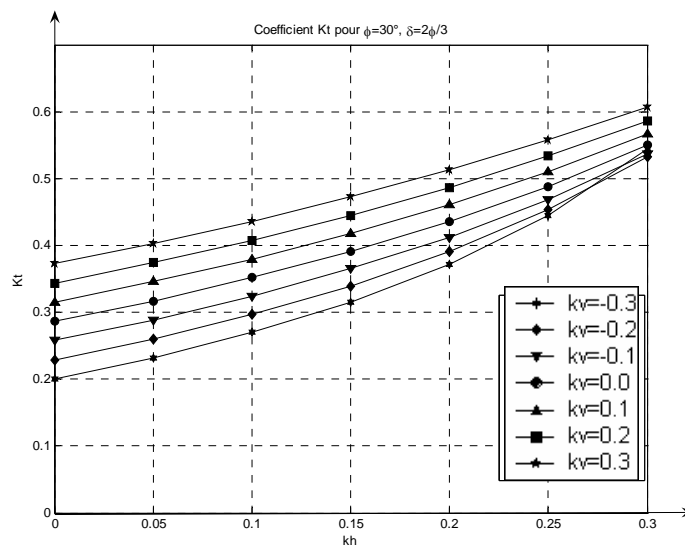
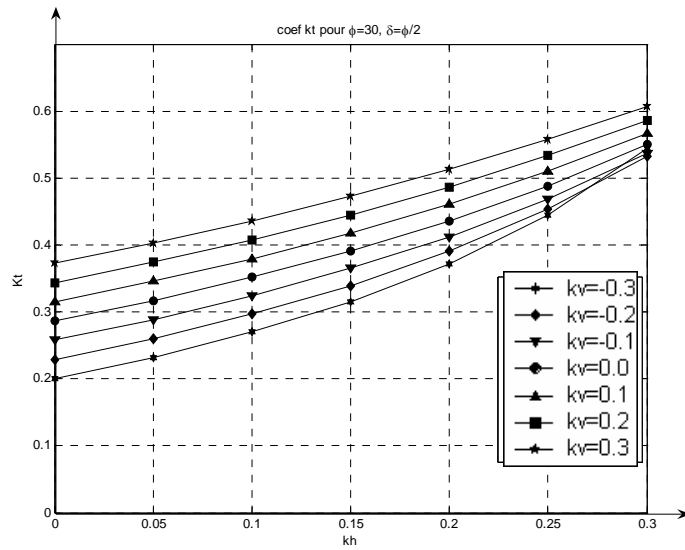
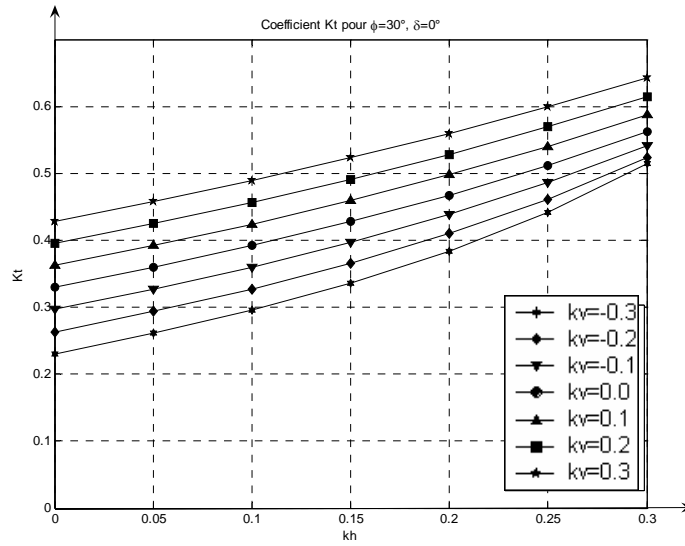
La poussée statique est appliquée au tiers inférieur, et Mononobé-Okabé suppose que la pression totale dynamique a une distribution hydrostatique (fig. 2.6) et donc que le point d'application de la résultante se situe au tiers inférieur.

Les essais effectués sur table vibrante montrent que sous l'action des excitations harmoniques la résultante des efforts s'exerce beaucoup plus haut, et que l'incrément dynamique est appliqué à une hauteur comprise entre $0,6H$ et $2/3H$ à partir de la base.

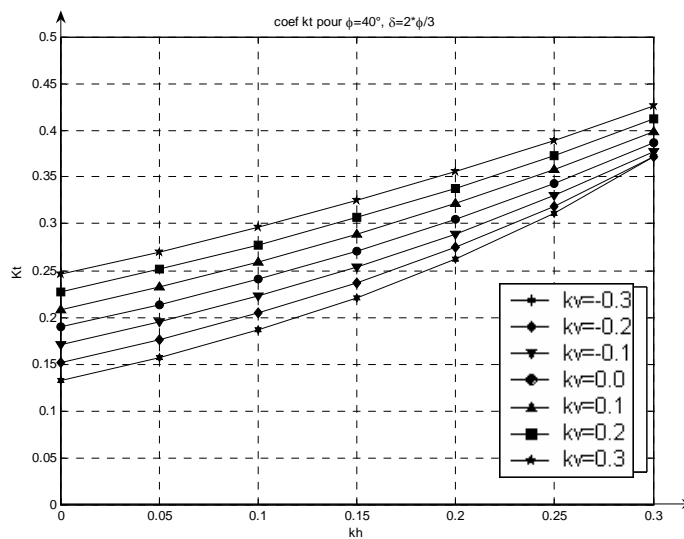
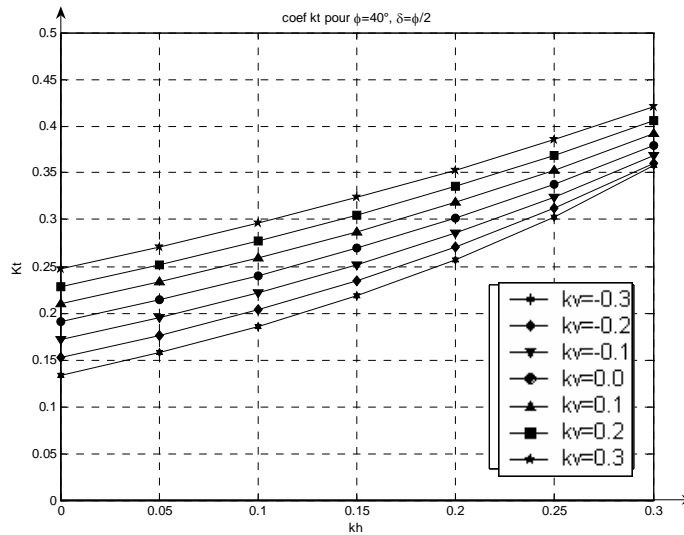
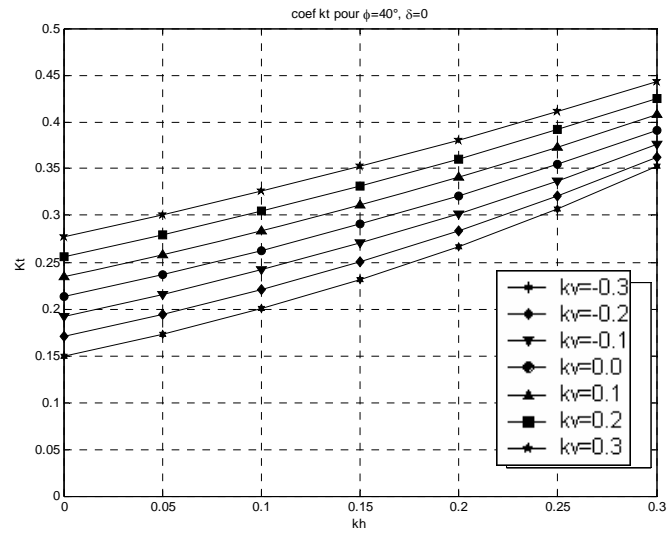
Donc, pour les murs de soutènement courants, la poussée globale P_{ad} est appliquée à une hauteur de $0,5H$.



Abaque. 2.1 Coefficients K_T pour $\phi = 25^\circ$ et $\delta = 0, \phi/2, 2\phi/3$.



Abaque. 2.2 Coefficients K_T pour $\varphi = 30^\circ$ et $\delta = 0, \varphi/2, 2\varphi/3$.



Abaque. 2.3 Coefficients K_T pour $\phi = 40^\circ$ et $\delta = 0, \phi/2, 2\phi/3$.

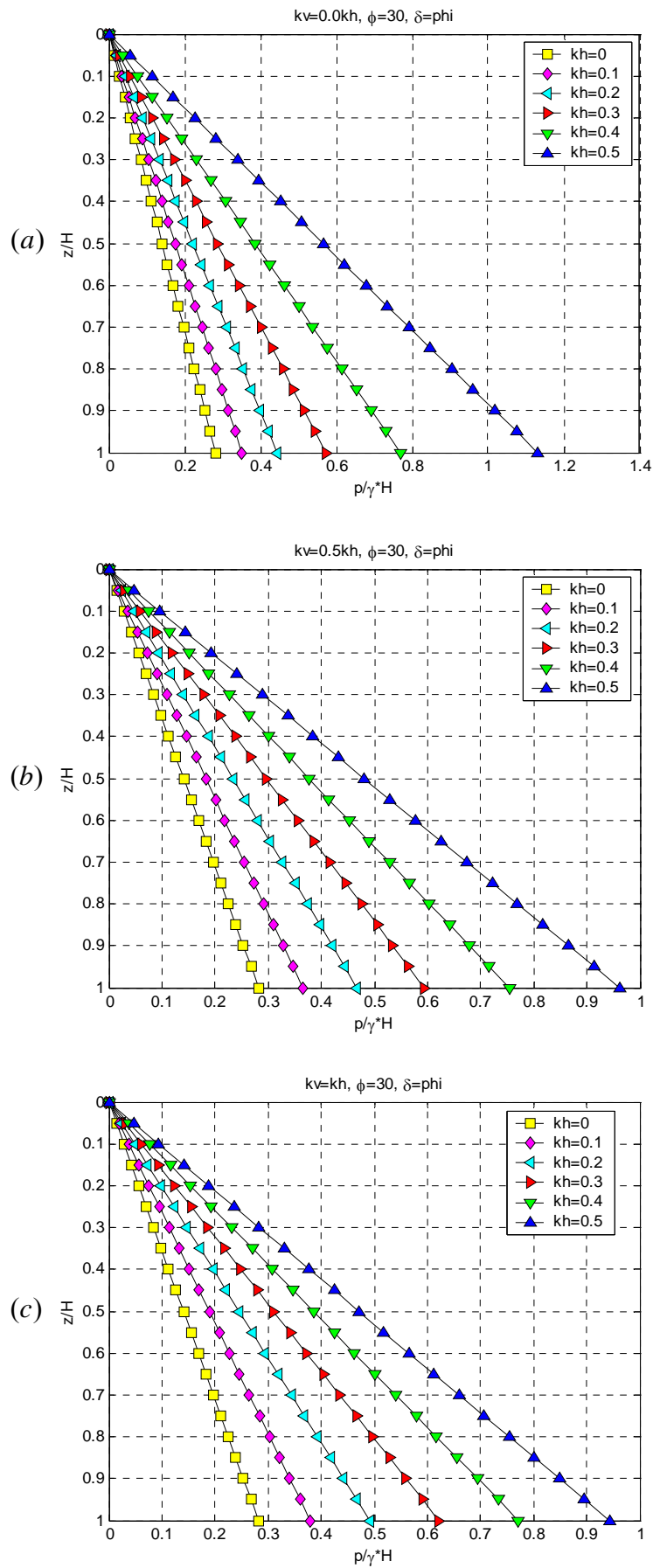


Figure. 2.6 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres selon la méthode de M-O.

2.2.3 Conclusion

La méthode de Mononobé-Okabé suppose que :

- la surface de rupture dans le remblai est plane ;
- tous les points du remblai sont soumis au même instant à la même accélération, ce qui correspond à un coin de poussée rigide ;
- le mur est capable de se déplacer suffisamment pour atteindre l'état limite de poussée active.

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 Mononobé-Okabé prête le flanc à deux critiques importantes [Dav85]:

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

2.3 DIVERSES APPROCHES PSEUDO-STATIQUES

Cette méthode s'est très vite largement répandue dans le monde. Elle a fait l'objet d'un nombre important d'études, recherches, extensions... etc., par différents chercheurs. Nous présenterons ici les principales études.

2.3.1 METHODE DE KAPILA (1962)

Kapila (1962) a proposé une méthode graphique pour l'évaluation du coefficient de poussée dynamique K_{ad} . Cette méthode a l'avantage de s'appliquer à un profil de sol quelconque de la surface du massif avec ou sans surcharges. Cette méthode est une modification de la méthode graphique de Culman couramment utilisée en statique, déduite de la méthode de Coulomb.

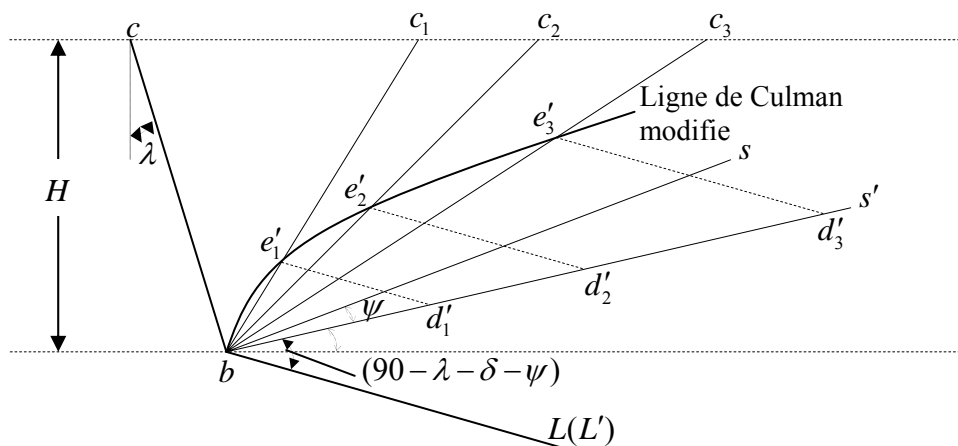


Figure. 2.7 Construction de Culman pour chargement sismique.

2.3.2 Méthode de PRAKASH S et BASAVANNA M (1969)

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

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.

2.3.3 MÉTHODE SIMPLIFIÉE DE SEED

On rappellera pour mémoire la méthode simplifiée proposée par Seed en 1969 permettant d'obtenir un prédimensionnement 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 (fig. 2.8), 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 :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{3}{4} k_h \quad (2.15)$$

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

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(K_{as} + \frac{3}{4} k_h \right) \quad (2.16)$$

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 Mononobé Okabé pour des terrains pulvérulents dont l'angle φ est voisin de 35° .

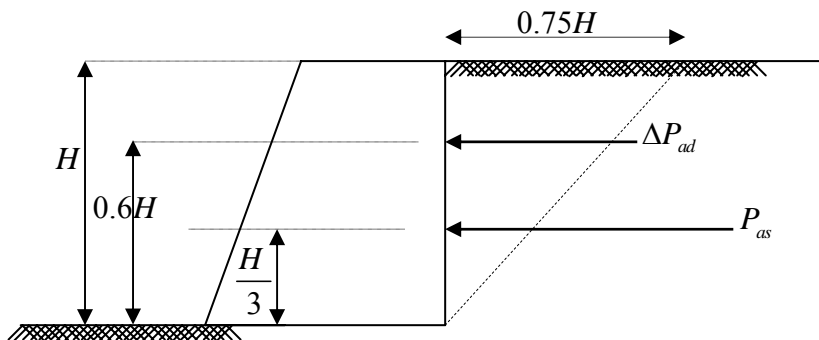


Figure. 2.8 Méthode simplifiée de Seed.

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

- la rugosité du mur à une influence faible sur le coefficient K_{ad} et sur la composante horizontale de la pression dynamique totale $P_{ad} \cos \delta$, 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_{ad} donne une valeur majorée des efforts dynamiques P_{ad} ;
- l'inclinaison du remblai est un facteur important. Pour des valeurs croissantes de ce facteur, le coefficient de poussée K_{ad} 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 :

$$K_{ad} = K_{as} + \Delta K_{ad} \quad (2.17)$$

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_{ad} par :

$$\Delta K_{ad} = \frac{3}{4} k_h \quad (2.18)$$

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.

2.3.4 Méthode de RICHARDS ET ELMS (1979)

Reprenant les hypothèses de M-O, et évaluant la pression dynamique des terres selon la méthode de M-O, ces auteurs écrivent l'équilibre des forces agissant sur le mur en y incluant les forces d'inerties dues au champ d'accélération (Fig. 2.9).

Ils déterminent ainsi les composantes horizontales F et verticales N de la réaction à la base du mur.

$$\left. \begin{aligned} N &= (1 - k_v)W_m + P_{ad} \sin(\delta + \lambda) \\ F &= P_{ad} \cos(\delta + \lambda) + k_h W_m \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

Le mur commencera à glisser le long de sa base lorsque la composante horizontale de la réaction du sol F sera :

$$F = N \tan \varphi_b$$

On déterminera ainsi le poids limite du mur W_m^l qui, soumis au champ d'accélération $(k_h g, k_v g)$, peut résister sans se déplacer,

$$W_m^l = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ad} \left(\frac{\cos(\delta + \lambda) - \sin(\delta + \lambda) \tan \varphi_b}{\tan \varphi_b - \tan \theta} \right) \quad (2.20)$$

Dans l'expression ci-dessus, K_{ad} est donné par la méthode de M-O. La valeur de W_m^l doit rester finie pour garder un sens physique, ce qui conduit à une condition restrictive sur les accélérations :

$$k_h < k_h^l \quad \text{avec} \quad k_h^l = (1 - k_v) \tan \varphi_b \quad (2.21)$$

Cette condition est indépendante de la géométrie du mur et du remblai, connaissant le frottement sol-fondation du mur φ_b , elle nous indique si un mur poids peut être construit pour résister à un champ d'accélération $(k_h g, k_v g)$ donné sans se déplacer. La valeur limite k_h^l diminue lorsque φ_b diminue ou lorsque k_v augmente.

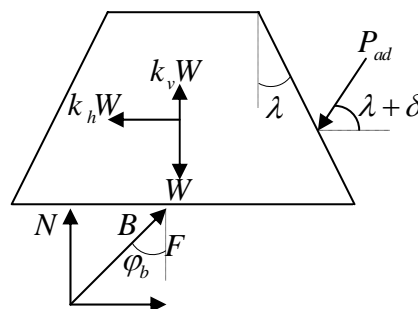


Figure. 2.9 Le schéma de la méthode de Richards et Elms.

L'influence de l'accélération verticale est plus sensible lorsque le frottement φ_b augmente.

L'expression (2.20) peut s'écrire de la façon suivante :

$$W_m^l = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ad} C_{id} \quad (2.22)$$

$$\text{avec } C_{id} = \frac{\cos(\delta + \lambda) - \sin(\delta + \lambda) \tan \varphi_b}{(1 - k_v) \tan \varphi_b - k_h} \quad (2.23)$$

Si on désigne par W le poids du mur nécessaire à assurer la stabilité statique du mur vis-à-vis du glissement, on obtient une expression similaire à (2.22) avec les coefficients K_{as} et C_{is} correspondant respectivement à K_{ad} et C_{id} , obtenus en remplaçant dans ces derniers les coefficients relatifs aux accélérations k_h et k_v par zéro.

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} C_{is} \quad (2.24)$$

A partir de ces différentes expressions, on peut définir trois facteurs de sécurité F_w, F_T, F_I

$$F_w = \frac{W^l}{W} = \frac{(1 - k_v) K_{ad} C_{id}}{K_{as} C_{is}} = F_T F_I \quad (2.25)$$

$$\text{avec } F_T = \frac{(1 - k_v) K_{ad}}{K_{as}} \quad \text{et} \quad F_I = \frac{C_{id}}{C_{is}}$$

Pour une sollicitation donnée $(k_h g, k_v g)$ qui respecte les conditions (2.22), le facteur F_w représente le rapport entre le poids du mur nécessaire à assurer la stabilité dynamique et la stabilité statique vis-à-vis du glissement, F_w est le produit de deux facteurs :

F_T relatif à la pression des terres

F_I qui traduit les effets de l'inertie du mur,

Richards et Elms ont montré que ces deux facteurs F_T et F_I sont du même ordre de grandeur. Les effets l'inertie du mur ne doivent donc pas, d'après les auteurs, être négligés.

L'étude de la variation de ces facteurs en fonction de l'accélération $(k_h g)$ a montré que le terme F_w croit plus rapidement que le terme F_T ou F_I pour des valeurs croissantes de k_h .

De plus ; on remarque que pour résister à une sollicitation $k_h = 0.3$ et $k_v = 0$, un mur doit être trois fois plus lourd que pour être statiquement stable. Et ce rapport doit être de douze pour un coefficient d'accélération $k_h = 0.5$. Ce qui n'est pas économique.

Inversement le facteur de sécurité F_w étant donné, connaissant la courbe de variation de F_w en fonction de k_h , on peut déterminer à quel séisme un mur poids peut résister. Cette courbe devient asymptotiquement infinie pour un coefficient limite de l'accélération k_h^l . Par conséquent, il devient difficile et même impossible (irréaliste) de construire un mur de soutènement gravitaire susceptible de résister à une accélération donnée proche de $k_h^l g$ sans se déplacer. Il n'est donc pas économiquement envisageable de dimensionner le mur pour s'opposer à tout déplacement. On doit donc considérer un déplacement maximal admissible pour le mur, sans qu'il y ait endommagement immédiat.

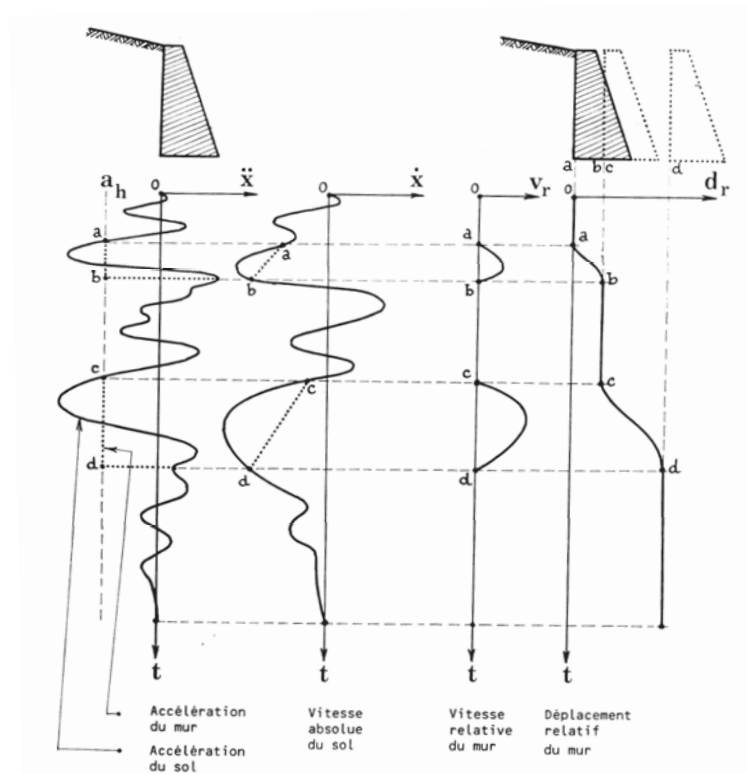


Figure. 2.10 Méthode de Richard et Elms (déplacement incrémental d'un mur).

Comme l'excitation dynamique est transitoire, Richards et Elms proposent de dimensionner le mur selon la même démarche que celle proposée par Newmark (1965) pour apprécier la stabilité des talus, pour un certain déplacement admissible, La méthode se base sur l'image de rupture progressive. On considère que lorsque l'accélération horizontale dépasse une valeur limite $k_{lim}g$, il y a déplacement relatif du mur par rapport au sol. Le mur pendant son déplacement relatif par rapport au sol, a une accélération supposée contrainte constante $k_{lim}g$. La fin de ce déplacement survient lorsque les vitesses du sol et du mur redeviennent égales. Ceci est schématisé sur la figure 2.10.

On voit ainsi que le déplacement total d'un mur poids du à une sollicitation dynamique ne se produit pas en une seule fois mais par coups c'est-à-dire en une série de petits déplacements chaque fois que l'accélération limite est dépassée, pendant l'excitation lorsque la base est accélérée.

Si l'accélération est dirigée vers l'extérieur du massif (aval du mur), les forces d'inerties agissent alors dans le sens inverse et créent une situation passive pour l'ensemble mur-sol.

En tenant compte du fait que les forces nécessaires pour obtenir la rupture du sol à l'état passif sont très importantes, il est logique de considérer dans ce cas qu'il n'y a pas de déplacement relatif entre le mur et le sol.

Si l'accélération est dirigée vers le massif de sol (amont du mur), alors les forces agissent dans le sens inverse et créent ainsi une situation active pour l'ensemble mur-sol.

Pratiquement, dans une première partie le sol et le mur se déplacent ensemble, lorsque l'accélération critique du mur est atteinte, le mur commence à se déplacer relativement par rapport au sol avec une accélération constante égale à l'accélération critique. La vitesse relative du mur croît régulièrement, Lorsque la vitesse relative du mur par rapport au sol s'annule, le système se remet à se déplacer ensemble jusqu'à ce que l'accélération retrouve sa valeur critique...etc. Ce procédé répété plusieurs fois crée l'image progressive des déplacements relatifs du mur, par 'pas discrets'.

On peut ainsi calculer le déplacements total d'un mur de poids W , soumis à un séisme donné $(k_h g, k_v g)$ et déterminer le seuil d'accélération à partir de l'équation obtenue en

écrivait que la réaction horizontale est égale à sa valeur limite donnée par (2.19), on obtient ainsi le seuil k_{lim} donné par :

$$P_{ad}(k_{lim}) \cos(\delta + \lambda) + k_{lim} W = \left[(1 - k_v) W + P_{ad}(k_{lim}) \sin(\delta + \lambda) \right] \tan \varphi_b \quad (2.26)$$

Le déplacement final calculé par cette méthode peut être comparé au déplacement maximal admissible. Avec quelques itérations sur les calculs sus décrits, on peut déterminer un poids optimum pour que le mur soumis à un séisme donné, se déplace au maximum de la valeur prescrite.

La méthode d'analyse nous conduit aux deux remarques suivantes :

- un mur lourd résiste mieux qu'un mur plus léger à une sollicitation donnée, le seuil k_{lim} est plus élevé lorsque le poids du mur augmente ;
- un séisme avec quelques pics d'accélération peut entraîner un déplacement total du mur moins important qu'un séisme moins violent mais pour lequel le seuil d'accélération serait plus souvent dépassé.

Ces deux remarques ne s'appliquent qu'aux murs susceptibles de se déplacer horizontalement sous l'effet d'une excitation dynamique, ce qui représente une limitation importante de cette méthode.

RICHARDS ET ELMS (1991) étudient l'effet de :

- la variation de l'angle de frottement sur la surface de rupture avec la profondeur ;
- la forme de la courbe contrainte déformation sur la distribution des pressions des terres ainsi que sur la position du point d'application de la résultante et ce pour différents modes de déplacements du mur à savoir une translation, une rotation par rapport à sa base et une rotation du mur par rapport à son sommet.

Pour étudier les effets de la variation de l'angle de frottement sur la surface de rupture avec la profondeur, ils reprennent les travaux effectués par Dubrova (1963) et Harr (1966) pour des murs de soutènement susceptible de subir une rotation et les appliquent en dynamique en reprenant le modèle de M-O.

Les auteurs considèrent une variation linéaire entre deux points extrêmes de l'angle de frottement interne sur la surface de rupture.

$$\psi(z) = 2\varphi z / H - \varphi \quad (2.27)$$

où : ψ : angle de frottement sol-sol sur le plan de rupture.

Ils ont constaté que la variation de la position du centre de pression au-dessus du centre hydrostatique $H / 3$ sur le mur dépend plus fortement de l'angle de frottement interne dans le cas d'une rotation par rapport au sommet que dans le cas d'une translation. Dans le cas d'une rotation par rapport à sa base, l'allure de la pression des terres est hydrostatique.

Pour étudier les effets de la forme de la courbe contrainte déformation, les auteurs supposent une courbe typique classique contrainte déformation pour un sol dilatant (un comportement dense) non cohésif (Fig. 2.11), à laquelle correspond une résistance de pic caractérisée par φ_p et une résistance résiduelle caractérisée par φ_r . Ils considèrent sur la base d'observation faite sur un modèle réduit que la surface de rupture prend initialement naissance au voisinage du mur à sa base et se propage progressivement jusqu'à la surface. Donc, au début du mouvement ils reprennent les équations de M-O avec l'angle de frottement sol-sol variable sur la surface de rupture avec $\varphi = \varphi_p$. Ils constatent que :

- excepté pour les grandes valeurs d'une accélération horizontale k_h , l'allure de la courbe donnant la variation de la position du centre de pression au-dessus du centre de pression hydrostatique $H/3$ en fonction de k_h pour une valeur donnée du rapport φ_p / φ_r est plate et ainsi cette variation avec k_h est faible ;
- une augmentation de 10% du rapport φ_p / φ_r engendre un déplacement de 5% de H du centre de pression.

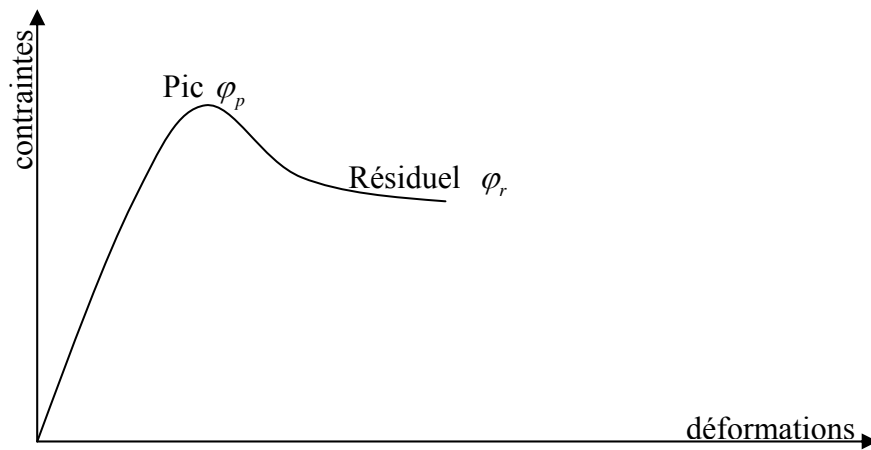


Figure. 2.11 Courbe contrainte-déformation (sable dilatant).

2.4 CONCLUSION

Comme nous pouvons le constater, 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 M-O, font rarement l'objet de référence que ce soit dans la littérature classique, dans les codes parasismiques ou dans la pratique courant.

En général, les méthodes pseudo statiques pour la plupart sont basées sur la méthode de M-O qui est une extension de la méthode de Coulomb. Déjà, la méthode de Coulomb présente un certain nombre de limitations que l'on retrouve dans la méthode de M-O. D'une manière générale l'on retrouve dans les méthodes pseudo-statiques :

- les accélérations dans le massif de sol sont considérées uniformes ;
- la valeur de l'angle d'obliquité influe grandement sur la distribution des pressions dynamiques sur le mur ;
- les pressions dynamiques totales qui sont plus grandes que les pressions statiques, augmentent avec la sollicitation ;
- l'inclinaison par rapport à l'horizontale de la surface de glissement observée en dynamique est considérablement plus petite que celle observée en statique et dépend de l'accélération imposée ;
- l'orientation de la surface de glissement est considérée constante durant la sollicitation ;
- la méthode de Mononobé-Okabé ne tient pas compte de l'inertie du mur, Ce facteur important est pris en considération par la méthode de Richards et Elms qui ne s'applique qu'au cas de translation horizontale du mur, Cette méthode permet de calculer le déplacement total du mur pour une sollicitation sismique et donne des résultats qualitativement intéressants.

Le comportement des ouvrages de soutènement soumis à une sollicitation dynamique est un phénomène complexe d'interaction sol-structure où de nombreux facteurs interviennent, les méthodes PSS semblent à première vue peu réaliste car en plus des remarques faites en conclusion de ce chapitre, elles traitent un problème dynamique comme un problème statique en négligeant les phénomènes d'interaction sol-structure.

La cinématique relative du sol et de la structure est ignorée, bien qu'elle influe beaucoup sur l'état de contrainte dans le sol qui est beaucoup plus complexe que celui supposé par Mononobé-Okabé.

Ces méthodes pseudo-statiques simplifiées ont de nombreuses limitations qui les rendent à priori inadéquates à reproduire la complexité du phénomène d'interaction sol-structure bien que pouvant donner globalement des résultats satisfaisants compte tenu des remarques qui ont été faites ci-dessus. Traitant un problème dynamique de façon pseudo-statique, elles ne permettent pas de mettre en évidence les phénomènes complexes qui se produisent dans le sol ou aux interfaces.

Malgré ces limitations, ces méthodes se sont largement répandues à travers le monde.

CHAPITRE III

ÉTUDE DE LA POUSSÉE

SISMIQUE DES TERRES PAR

L'APPROCHE

PSEUDO DYNAMIQUE

3.1 Introduction.....	50
3.2 Notions de base caractérisant le mouvement sismique.....	51
3.2.1 Introduction.....	51
3.2.2 Réponse sismique d'un profil de sol.....	52
3.2.3 Notion de propagation des ondes sismiques.....	55
3.2.4 Notions d'amortissement.....	60
3.2.5 Conclusion.....	63
3.3 Approche Pseudo Dynamique de Choudhury.....	64
3.4 Expérimentation numérique sur la méthode PSD.....	72
3.4.1 Introduction.....	72
3.4.2 Résultats du calcul.....	75
3.4.3 Effet des accélérations horizontales et verticales	77
3.4.4 Effet de l'angle d'obliquité.....	80
3.4.5 Effet de l'angle de frottement interne.....	82
3.4.6 Les coefficients de poussée pseudo dynamique.....	84
3.4.7 Conclusion.....	86
3.5 Conclusions.....	87

3.1 INTRODUCTION

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

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

Dans ce cadre, la première partie de ce chapitre a pour objectif de distinguer les différents types d'ondes sismiques et leur propagation dans un milieu élastique, isotrope et semi-infini, après on aborde le problème de l'identification des mouvements sismiques au niveau du sol. Avant de discuter ces éléments essentiels individuellement, il est utile de rappeler certaines notions élémentaires de l'amortissement du sol.

La deuxième partie de ce chapitre est dédiée à la méthode de Choudhury pour le calcul de la poussée sismique active des terres. Les principales hypothèses et les résultats de cette méthode sont basés sur l'approche pseudo dynamique (PSD).

La fin du chapitre traite l'expérimentation numérique sur la méthode de Choudhury.

3.2 Notions de base caractérisant le mouvement sismique

3.2.1 Introduction

Les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont provoqués par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente. Une partie de l'énergie libérée se propage sous forme d'ondes élastiques qui se diffusent dans toutes les directions et se manifestent sous forme de déplacements du sol.

Dans la théorie mathématique de l'élasticité on suppose que les forces de déformation restent petites, et de ce fait en première et suffisante approximation les relations entre contraintes et déformations sont linéaires. Par ailleurs, en supprimant la contrainte, on revient à l'état initial. Ceci implique la réversibilité. Ainsi, la théorie de l'élasticité qui se base sur ces principes, est-elle une théorie limite. Elle s'applique bien aux ondes sismiques.

Un corps peut être isotrope quand ses propriétés physiques sont identiques dans toutes les directions en tous ses points, sinon il est anisotrope. Pour simplifier, dans ce qui suit, on raisonne sur des corps homogènes, isotropes et élastiques.

Pour pouvoir modéliser un profil de sol en milieu continu, il faut poser les hypothèses suivantes :

1. le profil du sol est supposé infini horizontalement ;
2. l'hypothèse admise en génie parasismique est que le mouvement horizontal résulte de la propagation verticale de l'onde S , et le mouvement de propagation verticale de l'onde P ;
3. On suppose que le profil de sol est défini par une couche horizontale d'épaisseur h , le module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement ξ , surmontent un socle rocheux.

3.2.2 Réponse sismique d'un profil de sol

L'évaluation de la réponse d'une couche de sol à une sollicitation sismique constitue l'un des problèmes fondamentaux du génie parasismique. Il s'agit de déterminer les caractéristiques du mouvement.

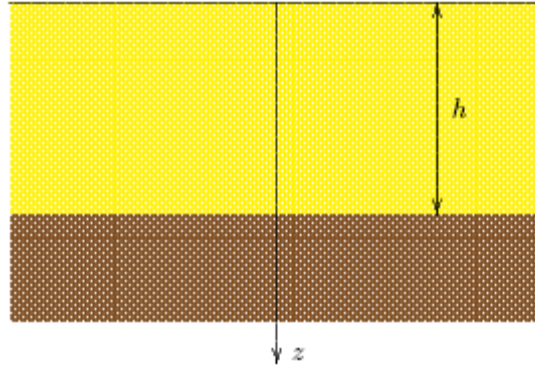


Figure. 3.1 Couche de sol surmontant un socle rocheux.

Considérons (fig. 3.1) une couche de sol homogène à surface libre (non chargé), surmontant une base rigide.

Soit un massif de sol semi infini à surface libre horizontale soumis à une force, on suppose que le tremblement de terre produise des ondes de déplacement dans la base de la roche, qui peut être décrite par l'équation suivante pour les déplacements horizontaux au dessus de la roche.

$$u = u_0 \sin[\omega(t - x/V_s)] = u_0 \sin(2\pi \frac{t}{T} - 2\pi \frac{x}{\lambda}) \quad (3.1)$$

où u est le déplacement latéral sur la surface de la roche, u_0 son amplitude, ω est la pulsation, et V_s est la vitesse de propagation. La longueur d'onde λ est liée à la pulsation ω par la relation :

$$\omega = \frac{2\pi}{T}, \quad \lambda = TV_s \quad (3.2)$$



Figure. 3.2 Comparaison de la longueur d'onde avec l'épaisseur de la couche.

L'équation de propagation d'ondes est donnée par: [Ver06]

$$u = u_0 \sin[\omega(t - x/V_s)] \quad (3.3)$$

On suppose que dans chaque colonne de sol, le problème est unidimensionnel avec un déplacement en fonction de la coordonnée verticale z et du temps t seulement.

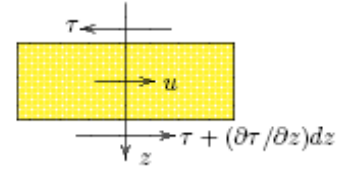


Figure. 3. 3 Colonne de sol.

La première équation de base du mouvement d'une colonne de sol, voir la figure 3.3.

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.4)$$

où ρ est la densité du sol. La deuxième équation est l'équation de l'élasticité.

$$\tau = \mu \gamma = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (3.5)$$

où μ est le module de cisaillement, et γ est la déformation de cisaillement. On suppose maintenant, dans la section précédente, que la longueur d'onde λ selon la direction x est très grande par rapport à l'épaisseur de couche h , donc la dérivée $\partial w / \partial x$ est très petite par rapport à $\partial u / \partial z$ ainsi l'équation (3.5) réduit à :

$$\tau = \mu \gamma = \mu \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.6)$$

Si l'on remplace l'équation (3.6) dans (3.4) on trouve :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.7)$$

$$V_s = \sqrt{\mu / \rho} \quad (3.8)$$

L'équation (3.7) est l'équation d'ondes.

Pour le cas simplifié, d'une couche de sol homogène à surface libre (non chargé), les conditions aux limites sont :

$$z = h; \quad u = 0 \quad (3.9)$$

$$\text{et } z = 0; \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (3.10)$$

La première condition montre que la limite inférieure (base) de couche de sol, est encastree dans le substratum, et la deuxième montre que le sommet de la couche (surface de sol) est libre de toute contrainte.

La solution de l'équation d'onde (3.7) d'une couche de sol non chargé (extrémité libre), vibrant en mode propre, surmontant un socle rocheux (extrémité fixe) peut être écrite sous la forme générale :

$$u(z, t) = U(z)(A_1 \sin \omega_n t + A_2 \cos \omega_n t) \quad (3.11)$$

Où A_1, A_2 sont des constantes, ω_n est la pulsation propre de vibration, et $U(z)$ est l'amplitude de déplacement le long de la hauteur de la couche.

Pour une vibration transversale :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}(z, t) - \frac{\rho}{\mu} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}(z, t) = 0 \quad (3.12)$$

Ou bien

$$\frac{\partial^2 U(z)}{\partial z^2} + \frac{\rho}{\mu} \omega_n^2 U(z) = 0 \quad (3.13)$$

La solution de cette équation peut être exprimée sous la forme

$$U(z) = B_1 \sin\left(\frac{\omega_n}{V_s} z\right) + B_2 \cos\left(\frac{\omega_n}{V_s} z\right) \quad (3.14)$$

B_1, B_2 sont des constantes qui peuvent être déterminées par les conditions aux limites.

Pour l'extrémité libre, les contraintes et les déformations sont nulles.

$$\text{Pour } z = h, U(h) = 0, \text{ et pour } z = 0, \frac{dU(z)}{dz} = 0$$

Dérivons l'équation (3.14) par rapport à z .

$$\frac{dU(z)}{dz} = \frac{B_1}{V_s} \omega_n \cos\left(\frac{\omega_n}{V_s} z\right) - \frac{B_2}{V_s} \omega_n \sin\left(\frac{\omega_n}{V_s} z\right) \quad (3.15)$$

$$z = 0, \quad B_1 = 0$$

$$z = h, \quad \omega_n \cos\left(\frac{\omega_n}{V_s} h\right) = 0; B_2 \neq 0$$

$$\cos\left(\frac{\omega_n}{V_p} h\right) = 0 \rightarrow \frac{\omega_n}{V_p} h = (2n+1) \frac{\pi}{2}$$

$$\frac{\omega_n}{V_s} h = \frac{\pi}{2} \quad (3.16)$$

La fréquence pour laquelle le phénomène de résonance est maximal est définie par pour le premier mode :

$$f = \frac{V_s}{4h} \quad (3.17)$$

3.2.3 Notion de propagation d'ondes sismiques

L'hypothèse couramment admise est celle d'ondes planes ; le mouvement horizontal du champ incident est créé par la propagation verticale d'ondes de cisaillement S ; le mouvement vertical est créé par la propagation verticale d'ondes de compression P . Ces hypothèses ne préjugent en rien du mouvement résultant obtenu après réflexion sur l'ouvrage. On constate d'ailleurs que les ondes générées après interaction avec la structure consistent essentiellement en ondes de Rayleigh [Dub01].

Dans un milieu homogène, infini, isotrope et élastique deux sortes d'ondes peuvent principalement se propager : les ondes P et les ondes S .

3.2.3.1 Propagation d'une onde plane longitudinale

Considérons un milieu homogène illimité isotrope et un plan illimité d'abscisse x perpendiculaire à ox qui se déplace suivant ox d'une quantité u , par suite de tension parallèles à ox (Figure. 3.4).

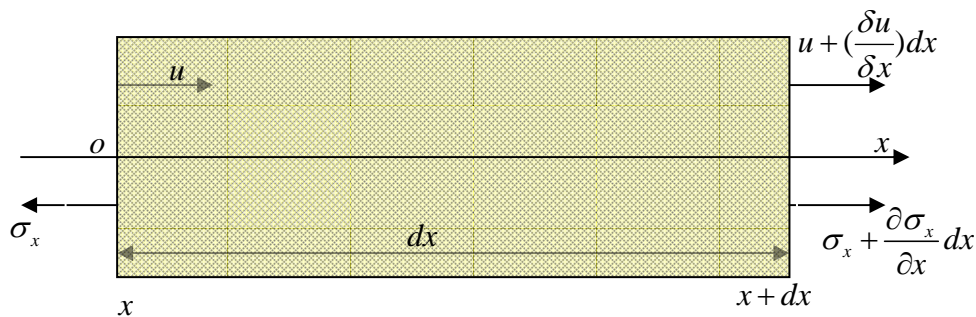


Figure. 3.4 Propagation d'onde plane longitudinale.

On suppose que ces tensions et élongations ne dépendent que de x et du temps t . Considérons la tranche du matériau entre x et $x + dx$. Si l'élongation du plan x à l'instant t est u , celle du plan $x + dx$ au même instant est $u + \left(\frac{\delta u}{\delta x}\right) dx$.

La tranche est donc soumise à une extension absolue $\left(\frac{\delta u}{\delta x}\right) dx$ et une extension

$$\text{relative } \delta x = \frac{\partial u}{\partial x}.$$

La loi de Hooke s'écrit:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)] \end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

On considère dans la figure précédente que la traction uniforme σ_x , $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$.

Si l'on porte ces conditions dans la loi de Hooke, on obtient :

$$\sigma_y = \sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_x \quad (3.19)$$

$$\text{et } \varepsilon_x = \frac{\sigma_x (1+\nu)(1-2\nu)}{E (1-\nu)} = \frac{\sigma_x}{\alpha} \quad (3.20)$$

$$\text{avec } \alpha = E \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

on appelle α le module d'allongement transversal.

C'est donc que la tranche est soumise à une tension $|\sigma_x| = \alpha \left| \frac{\partial u}{\partial x} \right|$.

La tension appliquée à la face x est $-\sigma_x$.

La tension à la face $x+dx$ est $\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx = \sigma_x + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx$.

La tranche d'épaisseur dx est donc soumise à une accélération $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ parallèle à ox .

La masse par unité de surface est ρdx .

L'équation fondamentale de la dynamique s'écrit :

$$\alpha \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} dx = (\rho dx) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.21)$$

$$\text{Soit } \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{V_p^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3.22)$$

$$\text{avec } V_p = \sqrt{\frac{\alpha}{\rho}}$$

On reconnaît ici que l'équation d'onde dont la vitesse de propagation est V_p .

C'est une onde longitudinale ou onde de compression.

3.2.3.2 Propagation d'une onde plane transversale

Un calcul identique au précédent conduit à l'équation :

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - \frac{1}{V_s^2} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \quad (3.23)$$

avec $V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$; où μ est le module de glissement, ou module de cisaillement, ou module de rigidité.

v étant l'élongation transversale et V_s la vitesse de propagation de l'onde transversale.

En appliquant la loi de Hooke, on peut calculer sa valeur en fonction des paramètres élastiques du milieu. Pour cela, on considère un milieu soumis à un effort tangentiel suivant Oy et perpendiculaire à Ox , couple de cisaillement T_y , $-T_y$ (contrainte tangentielle d'intensité $\tau = \sigma$). L'allongement ou le raccourcissement relatif est égal à $\varepsilon = \frac{\gamma}{2}$, et les contraintes normales sont une de compression et l'autre de traction, la loi

de Hooke donne :

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\gamma}{2} &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \frac{\gamma}{2} &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ 0 &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)] \end{aligned} \right\} \quad (3.24)$$

D'où l'on tire $(\sigma_x + \sigma_y)(1 - \nu - 2\nu^2) = 0$ et comme $\sigma_x = -\sigma_y = \sigma$ et $\sigma_z = 0$:

$$\sigma = \frac{E}{(1 + \nu)} \frac{\gamma}{2} \quad (3.25)$$

Et comme $\mu = \tau / \gamma$, on en tire :

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.26)$$

on appelle $\mu \equiv G$, le module de glissement ou module de Coulomb.

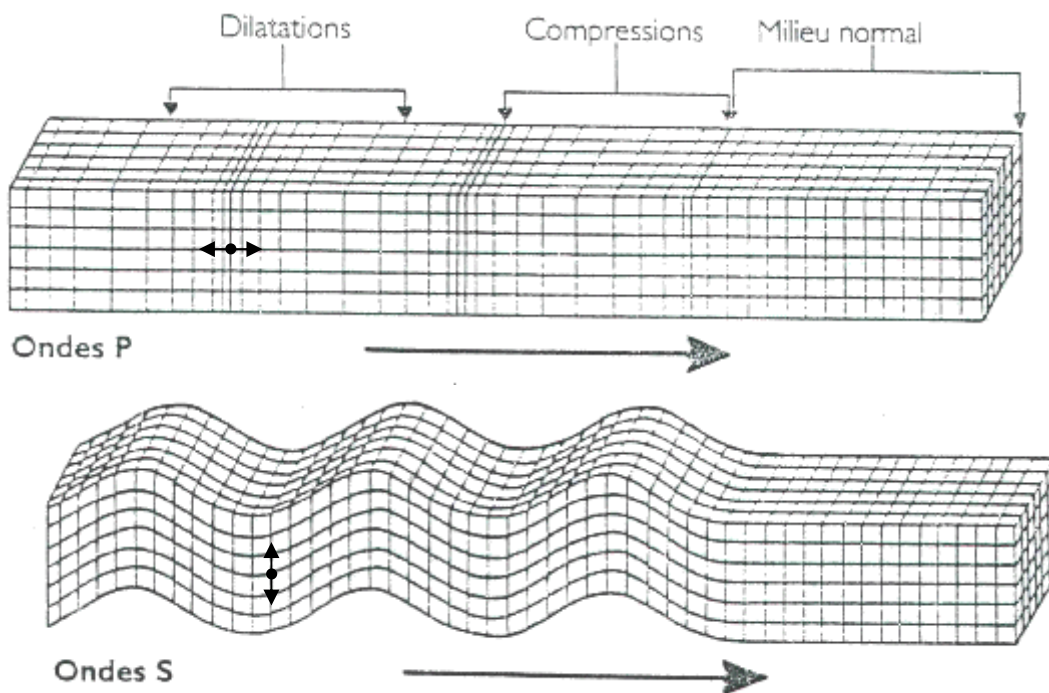
$$\text{Remarquons que } \frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{\alpha}{\mu}} = \sqrt{\frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu}} \quad (3.27)$$

Pour la plupart des matériaux géologiques où $\nu = 0.3$, $\frac{V_p}{V_s} = 1.87$.

L'onde transversale est dite aussi onde de cisaillement.

Ces deux types d'ondes correspondant respectivement aux propagations de mouvements longitudinaux et transversaux (compression et cisaillement) sont qualifiés d'ondes de volume, les premières sont les ondes P , à arriver et se propagent par compression dilatation, (qui apparaissent sur un enregistrement sismologique à une certaine distance de la source), les deuxièmes sont les ondes S , elles se propagent en cisillant le matériau perpendiculairement à la direction de propagation, et elle ne se propagent pas dans le milieu liquide, leurs vitesses sont plus lentes que celles des ondes P , elles arrivent en deuxième position).

Les deux schémas de la figure (3.5) dus à [Cha03] représentent les mouvements d'une particule associée au passage des ondes de volume P et S .



La flèche indique le sens de la propagation des ondes de volume (d'après [Cha03]).

Figure. 3.5 Déformation élastique et mouvement des éléments du milieu élastique lors de la propagation des ondes de compression (ondes P) et des ondes de cisaillement (ondes S).

3.2.3.3 Les ondes guidées

D'autres ondes apparaissent et se propagent le long de surfaces qui agissent comme guide d'ondes. Ces ondes sont appelées ondes de surface ou ondes guidées. Les ondes guidées sont principalement des ondes de Rayleigh et des ondes de Love.

Les **ondes de Rayleigh** ont un mouvement de particules elliptique dans le plan perpendiculaire à la surface de la direction de propagation :

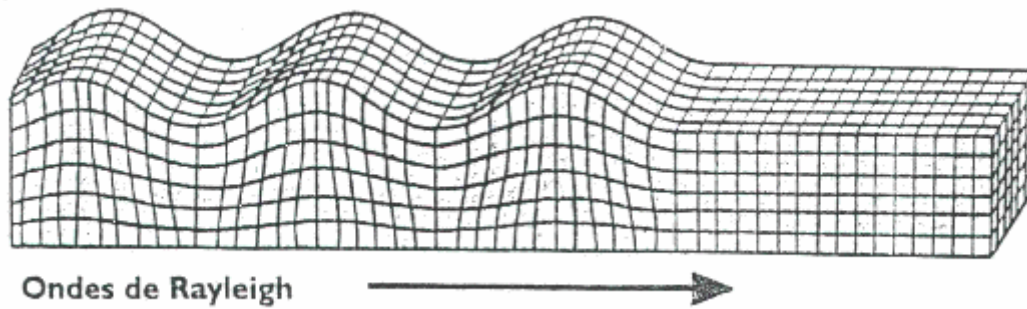


Figure. 3.6 Comportement du sol au passage de l'onde de Rayleigh.

Les **ondes de Love** sont des ondes S , polarisées horizontalement. La direction de polarisation étant perpendiculaire à la direction de propagation :

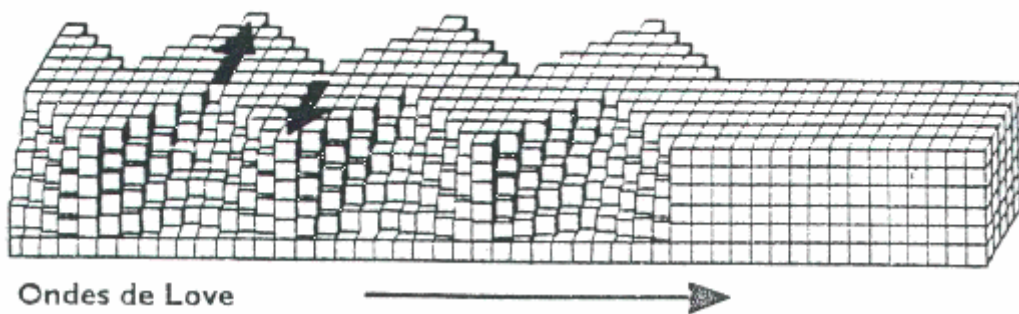


Figure. 3.7 Comportement du sol au passage de l'onde de Love.

3.2.4 Notion d'amortissement

L'amortissement est un paramètre très important dans l'étude des phénomènes vibratoires en particulier au voisinage de la résonance (Figure 3.8). De plus, ce phénomène est intuitif car il montre davantage la période où l'amplification est maximale.

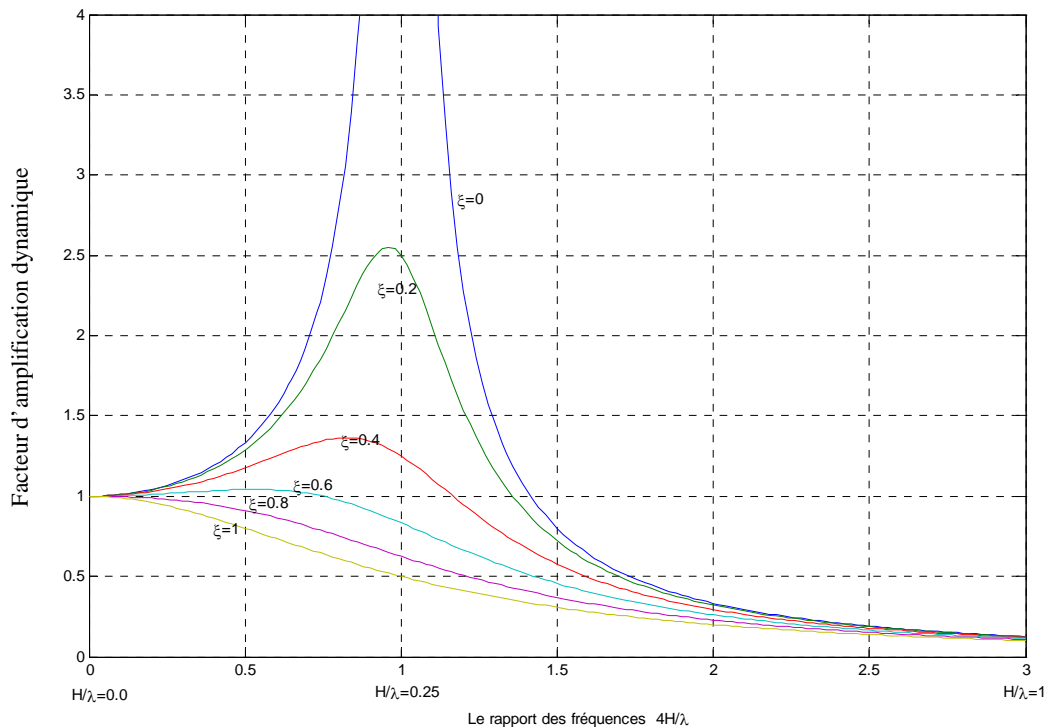


Figure. 3.8 Variation du facteur d'amplification dynamique.

L'influence de l'amortissement du sol sur le mouvement sismique est remarquable et revêt plusieurs aspects qui causent une atténuation dans le mouvement sismique et une dissipation d'énergie affectant les amplitudes de l'onde sismique.

L'amortissement dans le sol se compose de deux termes :

3.2.4.1 L'amortissement géométrique ou radiatif

Résultant de la radiation des ondes autour de la source ou sous l'effet de demi espace qui absorbe l'énergie transportée par l'onde réfléchi, il est fonction de la géométrie du milieu.

L'amortissement radiatif (ou géométrique). Ces causes physiques sont faciles à comprendre ; pour les mettre en évidence de façon plus simple, on peut considérer (voir fig. 3.9) une structure que l'on écarte de sa position d'équilibre en lui appliquant

une force statique horizontale F et qu'on laisse ensuite osciller librement après avoir supprimé brutalement cette force.

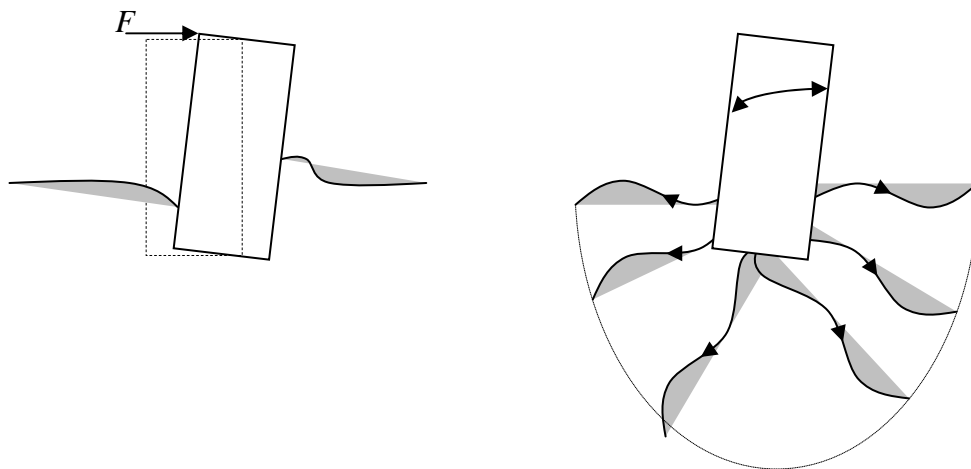


Figure. 3.9 Oscillations produisant dans le sol un train d'ondes radiales.

Les oscillations engendrent dans le sol des ondes qui se propagent en s'éloignant de leur point d'émission et transportent donc vers l'infini une partie de l'énergie de déformation qui était accumulée dans la position initiale. Cet effet de transfert d'énergie est équivalent à un effet d'amortissement et entraîne une diminution progressive de l'amplitude des oscillations, même si aucune autre cause d'amortissement interne (viscosité dans le sol, frottements à l'interface sol fondation) n'est présente. Un effet analogue peut être observé pour des objets flottants sur de grandes étendues d'eau, dont les oscillations produisent un système divergent de vagues à la surface.

Si les causes de l'amortissement radiatif n'ont rien de mystérieux, la quantification de ce phénomène fait appel à des calculs assez complexes même dans des configurations très simples.

3.2.4.2 L'amortissement hystérétique ou interne

Il est utilisé pour décrire le phénomène physique de conversion d'énergie cinétique et d'énergie potentielle en chaleur, il est lié au comportement des matériaux, l'amortissement matériel est beaucoup plus faible que l'amortissement géométrique.

Tous les matériaux présentent un amortissement, il existent ceux pour lesquels :

L'énergie dissipée est une fonction de la vitesse de déformation (cas d'un matériau viscoélastique).

L'énergie dissipée ne dépend pas de la vitesse, on dit alors que l'amortissement est

hystérétique, c'est le cas des matériaux caractérisés par des non linéarités importantes à fort niveau de déformation (le sol fait partie de cette dernière catégorie où l'amortissement est dû à des déformations plastiques au niveau des cristaux ou grains constituant la structure).

Cet amortissement provient à l'échelle microscopique, du frottement interne, des déformations plastiques localisées, de l'écoulement plastique sur une plage de contrainte qui, à l'échelle macroscopique, restent inférieures à la limite élastique. Nous n'incluons pas ici la dissipation d'énergie provenant de l'écoulement plastique quand les contraintes, à l'échelle macroscopique, dépassent la limite élastique. Ce type de dissipation d'énergie est pris en compte par une analyse non linéaire qui inclut la non linéarité de la courbe force déplacement. L'amortissement provenant des forces internes à l'échelle microscopique porte le nom d'amortissement hystérétique, amortissement solide, ou amortissement structural. La perte d'énergie durant un chargement cyclique est mesurée par l'aire délimitée par le graphe force déplacement (fig. 3.10) [Pau05]. Ce graphe décrit une boucle appelée boucle d'hystérésis, qui est à l'origine de la dénomination de ce type d'amortissement.

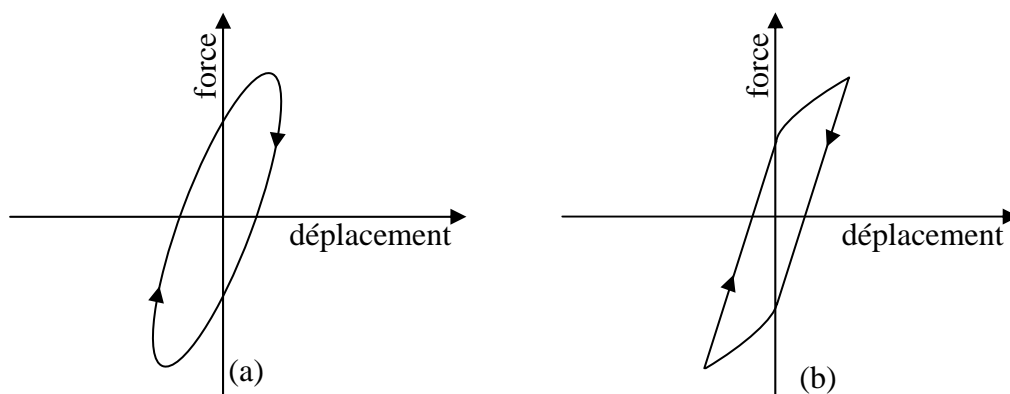


Figure. 3.10 Dissipation d'énergie par cycle de chargement pour un matériau :
(a) linéaire (b) non linéaire

L'amortissement radiatif, représenté par un coefficient d'amortissement réduit ξ_r , s'ajoute à l'amortissement interne ξ_i du sol résultant de son comportement viscoélastique, cet amortissement interne dépend du niveau de déformation atteint dans le sol.

On a donc, pour l'amortissement total ξ , à considérer dans les calculs d'interaction sol structure :

$$\xi = \xi_r + \xi_i \quad (3.28)$$

3.2.5 Conclusion

Cette première partie du chapitre porte en premier lieu sur la réponse sismique d'un profil de sol.

Par la suite, on a formulé et résolu l'équation générale de propagation des ondes sismiques. Dans ce contexte, défini les paramètres intervenant dans la réponse sismique d'un profil de sol, cette dernière traite pour la définition des différents types d'onde, et leurs effets sur le comportement du sol, lorsque elle le traversent.

On s'est enfin intéressé à définir les différents types d'amortissement du sol, qui est un paramètre très important au voisinage de la résonance.

3.3 APPROCHE PSEUDO-DYNAMIQUE DE CHOUDHURY

L'étude de la pression active sismique est essentielle pour la conception des murs de soutènement dans les zones sismiques. Beaucoup de chercheurs ont développé plusieurs méthodes pour déterminer la pression active sismique de la terre derrière un mur de soutènement rigide dû au tremblement de terre. Dans la méthode PSS, la nature dynamique du tremblement de terre est considérée d'une manière très approximative sans prendre en compte l'effet de temps. 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 la méthode Pseudo dynamique (PSD), proposée par (Steedman et Zeng 1990). Zeng et Steedman (1993) ont comparé les résultats théoriques PSD avec les résultats d'essai de centrifugeuse.

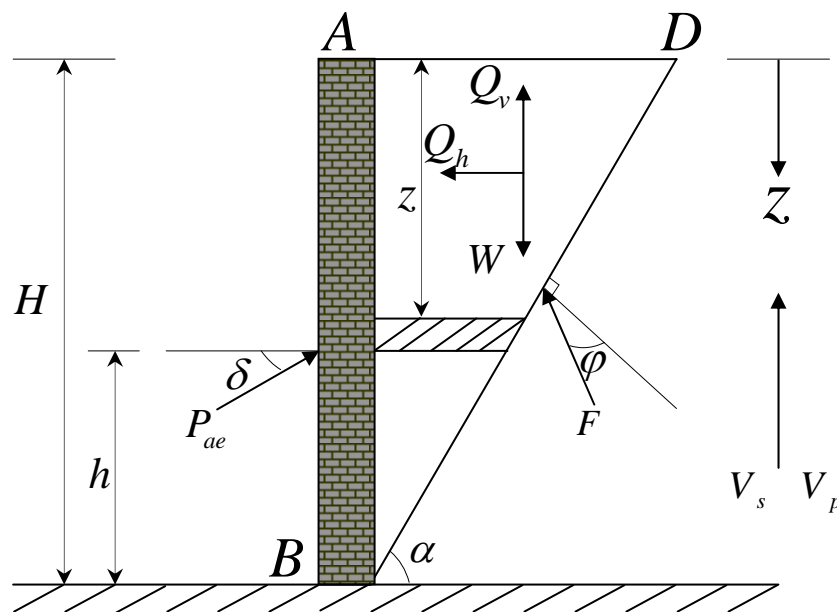


Figure 3.11 Modèle de mur de soutènement considéré pour le calcul de la poussée des terres par l'approche pseudo dynamique.

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 sismique horizontale, $k_h g$ seulement.

Choudhury et Nimbalkar (2006) ont fait un étude sur l'effet de divers paramètres tels que l'angle de frottement de mur-sol δ , l'angle de frottement du sol ϕ , la vitesse de cisaillement V_s , la vitesse des ondes longitudinales V_p , les accélérations sismiques

horizontales et verticales $a_h(z,t)$ et $a_v(z,t)$, sur la pression active sismique des terres derrière un mur de soutènement rigide par la méthode PSD.

En utilisant l'approche PSD proposé par Steedman et Zeng 1990, Choudhury et Nimbalkar 2006 ont supposé que le module de cisaillement G est constant avec la profondeur de remblai. Seulement la phase et pas l'amplitude d'accélération changent le long de la profondeur du mur.

Considérant le mur de soutènement rigide vertical AB de la figure 3.11, le mur soutenant un sol de remblai pulvérulent, avec une surface de rupture plane inclinée à l'angle α avec l'horizontal.

Si la base du mur est soumise à une accélération horizontale harmonique d'amplitude $k_h g$, et une accélération verticale harmonique d'amplitude $k_v g$, suivant l'équation (3.3) l'accélération à n'importe quelle profondeur z et temps t , est exprimé par :

$$a_h(z,t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right] \quad (3.29)$$

$$a_v(z,t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right] \quad (3.30)$$

La masse élémentaire de coin de rupture à la profondeur z est :

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{H-z}{\tan \alpha} dz \quad (3.31)$$

La force d'inertie horizontale agissant dans la zone de rupture est exprimée par :

$$\begin{aligned} Q_h(t) &= \int_0^H m(z) a_h(z,t) dz \\ &= \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos w\zeta + \lambda (\sin w\zeta - \sin wt) \right] \end{aligned} \quad (3.32)$$

Où $\lambda = TV_s$ est la longueur d'onde de cisaillement de propagation verticale et $\zeta = t - H/V_s$. L'équation (3.32) est identique à celle obtenue par Steedman et Zeng 1990.

La force d'inertie verticale agissant dans la zone de rupture est exprimée par :

$$\begin{aligned} Q_v(t) &= \int_0^H m(z) a_v(z,t) dz \\ &= \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos \omega\psi + \eta (\sin \omega\psi - \sin \omega t) \right] \end{aligned} \quad (3.33)$$

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

Dans le cas limite

$$\lim_{v_p \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (3.34)$$

$$\lim_{v_p \rightarrow \infty} (Q_v)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_v}{2g \tan \alpha} = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (3.35)$$

Ce qui est équivalent à la force PSS de la méthode de M-O. La poussée active totale (statique + pseudo dynamique) est obtenue en résolvant le système des forces agissant sur le coin par : (voir *annexe A*)

$$P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) - Q_v(t) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.36)$$

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

$$K_{ae} = \frac{2P_{ae}}{\gamma H^2} \quad (3.37)$$

Si l'on substitue Q_h et Q_v dans à l'équation (3.36), l'expression de K_{ae} est

$$\left. \begin{aligned} K_{ae} &= \frac{1}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_s}{H} \right) \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_1 \\ &\quad - \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_p}{H} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_2 \\ \text{où,} \\ m_1 &= \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \left(\frac{TV_s}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right] \\ m_2 &= \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \left(\frac{TV_p}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.38)$$

Dans cette équation (3.38), 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 :

$$P_{ae} = P_{as} + P_{ahd} - P_{avd} \quad (3.39)$$

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

$$\begin{aligned}
 p_{ae}(t) = \frac{\partial P_{ae}(t)}{\partial z} = & \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \\
 & + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \\
 & - \frac{k_v \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right]
 \end{aligned} \tag{3.40}$$

L'équation (3.40) 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 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_h et k_v . 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.

Tableau. 3.1 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0$, [Cho06a].

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 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$, [Cho06a].

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	0.4132
	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 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = k_h$, [Cho06a].

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

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

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 $k_v = 0.5k_h$, [Cho06a].

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	31.7273
	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	54.4846	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 3.12 montre la distribution de la pression active des terres pour différentes valeurs de k_h , avec $k_v = 0.5k_h$, $\delta = \varphi/2$, $H/\lambda = 0.3$, $H/\eta = 0.16$. On note que lorsque k_h augmente, la pression active des terres augmente également.

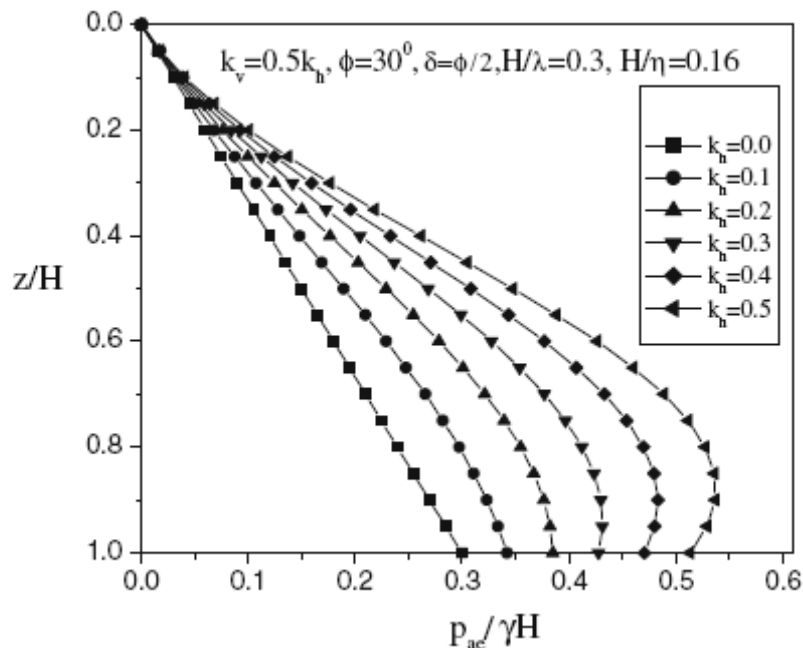


Figure. 3.12 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres [Cho06a].

La figure 3.13 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.

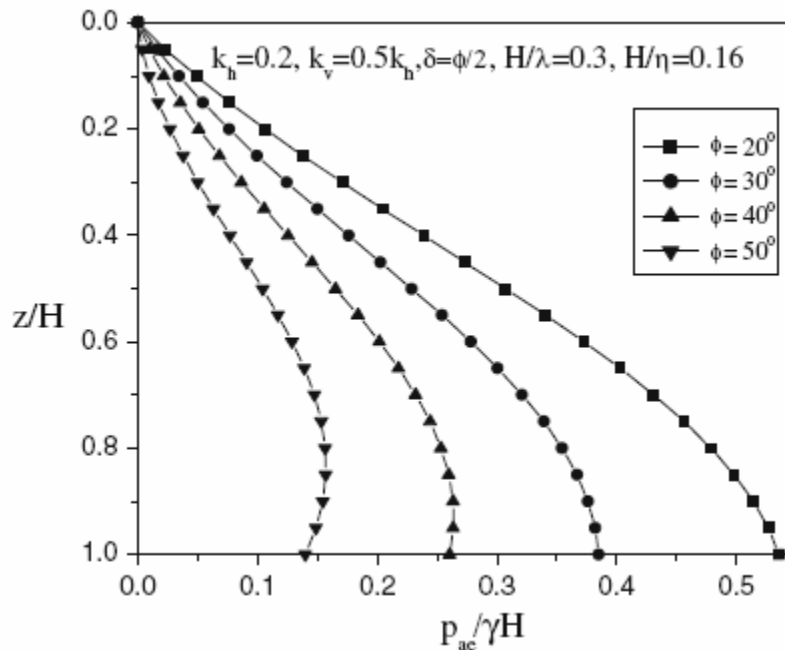


Figure. 3. 13 Distribution de la pression active sismique normalisée des terres avec la variation de l'angle de frottement du sol [Cho06a].

La figure 3.14, 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.

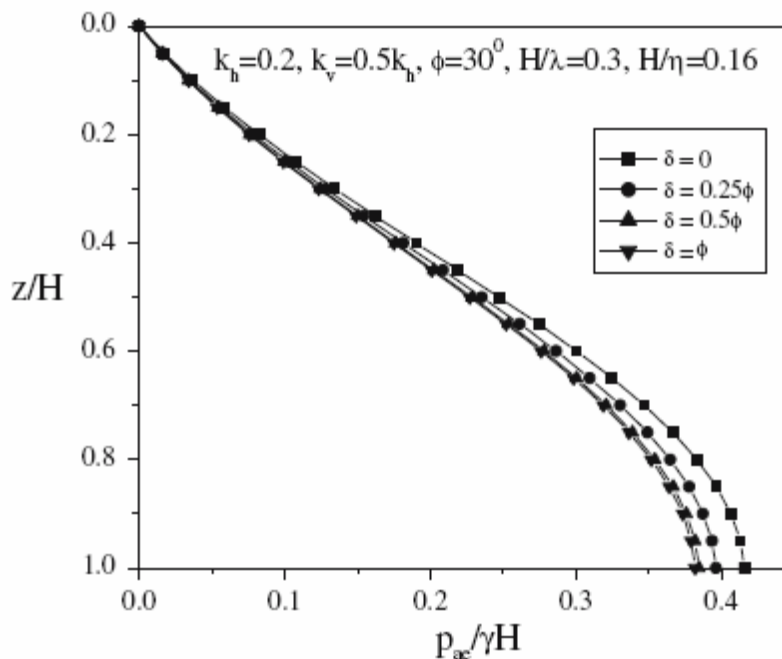


Figure. 3.14 Distribution de la pression sismique active selon δ [Cho06a].

Il est à noter que la distribution de la pression des terres derrière un mur de soutènement (fig. 3.15), trouvée par Mononobé Okabé est linéaire pour n'importe quelle valeur k_h . Par contre celle trouvée par Choudhury est non linéaire pour $k_h \neq 0$

Pour $k_h = 0$, les deux méthodes montrent une relation linéaire.

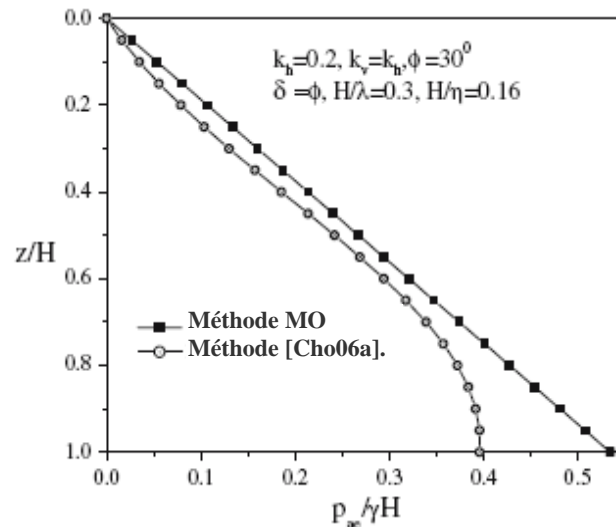


Figure. 3.15 Comparaison l'approche PSS avec PSD [Cho06a].

Choudhury et Nimbalkar (2006) ont confirmé la non linéarité des allures de distribution des pressions PSD en exploitant les résultats trouvés par Fukuoka et Imamura (1984) [Fuk84] sur un prototype d'un mur de soutènement soumis à un séisme, et les observations expérimentales de centrifugeuse mesurées par Steedman et Zeng (1990) [Ste90] qui avaient montré clairement la non linéarité de la pression active sismique des terres le long de la profondeur du mur.

3.4 EXPÉRIMENTATION NUMÉRIQUE SUR LA MÉTHODE PSD

3.4.1 Introduction

La méthode PSD de Choudhury présentée plus haut prête le flanc à deux critiques importantes :

1. la formulation des équations est faite avec considération du phénomène de résonance mais le calcul est fait dans le domaine de haute fréquence ;
2. si l'on substitue dans l'équation (3.38) des valeurs de l'angle de rupture α et de rapport t/T quelconques, on constate qu'il existe des valeurs de α et t/T , qui donnent des valeurs de K_{ae} supérieures à celles trouvées dans [Cho06a]. Nous pouvons donc conclure que [Cho06a] ont utilisé une méthode d'optimisation locale et non globale.

3.4.2 Résultats de calcul

Dans cette section, nous tenons compte de deux points essentiels :

1. le calcul dans le domaine de résonance donne une amplification de mouvement dynamique maximale (Fig. 3.8), ce qui conduit à la formulation des équations correspondant à ce domaine ;
2. l'utilisation d'une méthode d'optimisation efficace donne des maximums globaux (*Annexe B*).

Les résultats de la méthode d'optimisation de Newton d'une fonction à deux variables sont présentés dans les tableaux suivant pour des différentes variables de l'équation (3.38).

Les tableaux 3.5 à 3.8 présentent des valeurs du coefficient de poussée K_{ae} sont proportionnelles aux valeurs de k_h , et inversement proportionnelles aux valeurs de l'angle de frottement interne φ . En fixant l'angle de frottement interne φ , l'influence de l'angle de frottement sol-mur est trouvée assez faible.

Les tableaux 3.9 à 3.12 présentent des valeurs de l'angle de coin de rupture α .

Cet angle diminue en augmentant le coefficient d'accélération horizontale, et l'angle de frottement sol-mur. Par contre, il augmente proportionnellement à l'angle de frottement interne du remblai et au coefficient d'accélération verticale.

Tableau. 3.5 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0.5k_h$.

Valeurs de K_{ae} , pour $k_v = 0.5k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	0.5779	0.7271	0.8973	1.1002
	0	0.4903	0.6398	0.8191	1.0469
	10	0.4464	0.5999	0.7913	1.0453
	20	0.4269	0.5885	0.7982	1.0894
30	-15	0.4161	0.5381	0.6717	0.8172
	0	0.3333	0.4470	0.5766	0.7233
	15	0.3041	0.4161	0.5517	0.7107
	30	0.2972	0.4223	0.5763	0.7642
40	-20	0.2837	0.3815	0.4878	0.6015
	0	0.2174	0.3035	0.4006	0.5082
	20	0.1994	0.2869	0.3895	0.5070
	40	0.2102	0.3123	0.4399	0.5923
50	-25	0.1785	0.2543	0.3369	0.4253
	0	0.1325	0.1960	0.2683	0.3483
	25	0.1258	0.1924	0.2713	0.3617
	50	0.1481	0.2370	0.3496	0.4881

Tableau. 3.6 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = k_h$.

Valeurs de K_{ae} , pour $k_v = k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	0.5779	0.7858	1.0087	1.2466
	0	0.4903	0.6891	0.9091	1.1506
	10	0.4464	0.6444	0.8691	1.1218
	20	0.4269	0.6305	0.8680	1.1414
30	-15	0.4161	0.5805	0.7536	0.9333
	0	0.3333	0.4806	0.6398	0.8084
	15	0.3041	0.4462	0.6065	0.7795
	30	0.2972	0.4517	0.6273	0.8211
40	-20	0.2837	0.4104	0.5435	0.6810
	0	0.2174	0.3254	0.4417	0.5641
	20	0.1994	0.3068	0.4254	0.5526
	40	0.2102	0.3337	0.4749	0.6303
50	-25	0.1785	0.2723	0.3714	0.4741
	0	0.1325	0.2092	0.2927	0.3807
	25	0.1258	0.2048	0.2930	0.3880
	50	0.1481	0.2511	0.3718	0.5068

Tableau. 3.7 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = 0.0k_h$.

Valeurs de K_{ae} , pour $k_v = 0.0k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	0.5779	0.6714	0.8000	⁻¹
	0	0.4903	0.5940	0.7477	1.0840
	10	0.4464	0.5594	0.7365	⁻¹
	20	0.4269	0.5509	0.7429	⁻¹
30	-15	0.4161	0.4983	0.5978	0.7253
	0	0.3333	0.4160	0.5228	0.6705
	15	0.3041	0.3889	0.5083	0.6851
	30	0.2972	0.3964	0.5403	0.7702
40	-20	0.2837	0.3548	0.4381	0.5368
	0	0.2174	0.2836	0.3662	0.4707
	20	0.1994	0.2693	0.3616	0.4866
	40	0.2102	0.2954	0.4168	0.5974
50	-25	0.1785	0.2380	0.3073	0.3877
	0	0.1325	0.1844	0.2489	0.3287
	25	0.1258	0.1818	0.2558	0.3540
	50	0.1481	0.2254	0.3389	0.5116

Tableau. 3.8 Valeurs de K_{ae} pour $k_v = -k_h$.

Valeurs de K_{ae} , pour $k_v = -k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	0.5779	0.8032	1.0425	1.2947
	0	0.4903	0.7039	0.9374	1.1900
	10	0.4464	0.6580	0.8948	1.1570
	20	0.4269	0.6436	0.8926	1.1748
30	-15	0.4161	0.5931	0.7783	0.9694
	0	0.3333	0.4908	0.6595	0.8368
	15	0.3041	0.4555	0.6244	0.8050
	30	0.2972	0.4609	0.6450	0.8460
40	-20	0.2837	0.4191	0.5606	0.7061
	0	0.2174	0.3321	0.4548	0.5832
	20	0.1994	0.3130	0.4376	0.5701
	40	0.2102	0.3404	0.4878	0.6487
50	-25	0.1785	0.2779	0.3825	0.4902
	0	0.1325	0.2135	0.3010	0.4184
	25	0.1258	0.2089	0.3010	0.3995
	50	0.1481	0.2561	0.3815	0.5206

¹ Dans ces cas des valeurs inadéquates de K_{ae} apparaissent.

Tableau. 3.9 Valeurs de α pour $k_v = 0.5k_h$.

Valeurs de α , pour $k_v = 0.5k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	61.5561	55.1701	47.0226	35.5749
	0	55.0000	47.5096	38.6575	27.5306
	10	51.0569	42.9890	33.9306	23.2792
	20	48.1495	39.6945	30.5673	20.3400
30	-15	65.1039	60.7507	56.2129	51.4115
	0	60.0000	54.6487	49.2400	43.7625
	15	56.8598	50.8557	44.9142	39.0757
	30	54.3429	47.7732	41.3905	35.2598
40	-20	68.768	65.2484	61.8966	58.6880
	0	65.0000	60.5902	56.4363	52.5230
	20	62.6013	57.5364	52.7809	48.3519
	40	60.4258	54.6716	49.2744	44.2724
50	-25	72.9948	69.4539	66.6522	64.1082
	0	70.0000	66.1021	62.5842	59.3928
	25	67.9528	63.7644	59.6392	55.8920
	50	65.9474	61.0830	56.1098	51.5203

Tableau. 3.10 Valeurs de α pour $k_v = k_h$.

Valeurs de α , pour $k_v = k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	61.5561	55.8347	50.0880	44.1750
	0	55.0000	48.2659	41.8947	39.1903
	10	51.0569	43.7911	37.1850	31.0715
	20	48.1495	40.5195	33.7931	27.7540
30	-15	65.1039	61.1689	57.8000	54.8607
	0	60.0000	55.1529	51.1078	47.6700
	15	56.8598	51.4172	46.9482	43.2239
	30	54.3429	48.3862	43.5563	39.5913
40	-20	68.768	65.5750	63.0368	60.9627
	0	65.0000	60.9970	57.8344	55.2846
	20	62.6013	58.0005	54.3794	51.4687
	40	60.4258	55.1987	51.0849	47.7846
50	-25	72.9948	69.7346	67.5861	65.8901
	0	70.0000	66.4573	63.7530	61.6273
	25	67.9528	64.1712	61.0143	58.5161
	50	65.9474	61.5757	57.7771	54.7346

Tableau. 3.11 Valeurs de α pour $k_v = 0.0k_h$.

Valeurs de α , pour $k_v = 0.0k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	61.5561	54.0929	40.6915	.. ²
	0	55.0000	46,2949	32.3664	12.7769
	10	51.0569	41,7227	27.8400	.. ²
	20	48.1495	38.3939	25.4966	.. ²
30	-15	65.1039	60.0918	53.3481	43.5104
	0	60.0000	53.8523	45.9569	35.3916
	15	56.8598	49.9733	41.4019	30.5844
	30	54.3429	46,8163	37.7006	26.7342
40	-20	68.7680	64.7442	59.9486	54.0929
	0	65.0000	59.9600	54.0586	47.0914
	20	62.6013	56.8144	50.0937	42.3530
	40	60.4258	53.8523	46.2434	37.6490
50	-25	72.9948	69.0242	65.0937	60.7048
	0	70.0000	65.5635	60.6361	55.1815
	25	67.9528	63.1342	57.3588	50.9760
	50	65.9474	60.3324	53.3366	45.4642

Tableau. 3.12 Valeurs de α pour $k_v = -k_h$.

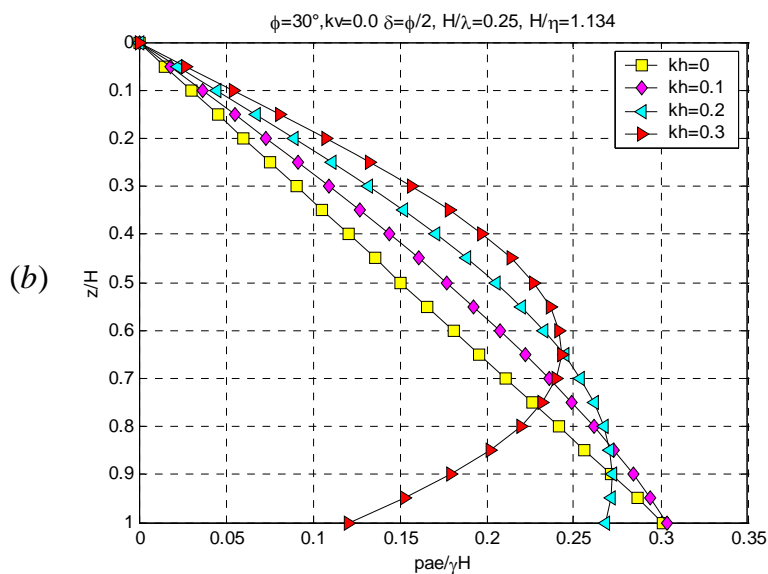
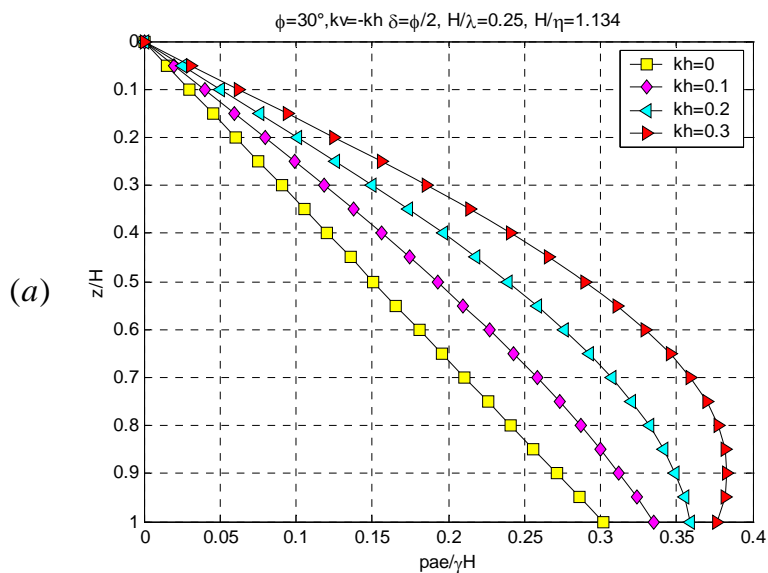
Valeurs de α , pour $k_v = -k_h$					
φ°	δ°	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.3$
20	-10	61.5561	55.9837	50.6495	45.3839
	0	55.0000	48.3977	42.3874	36.7323
	10	51.0569	43.9057	37.6089	31.8449
	20	48.1495	40.6169	34.1483	28.3499
30	-15	65.1039	61.2491	58.0865	55.4164
	0	60.0000	55.2331	51.3943	48.2143
	15	56.8598	51.4859	47.2175	43.7166
	30	54.3429	48.4435	43.7969	40.0153
40	-20	68.768	65.6265	63.2202	61.3122
	0	65.0000	61.0429	58.0292	55.6456
	20	62.6013	58.0463	54.5685	51.8183
	40	60.4258	55.2331	51.2511	48.0826
50	-25	72.9948	69.7690	67.7122	66.1365
	0	70.0000	66.4860	63.8848	.. ²
	25	67.9528	64.1941	61.1403	58.7568
	50	65.9474	61.5872	57.8802	54.9237

² Dans ces cas des valeurs inadéquates de α apparaissent.

3.4.3 Effet des accélérations horizontales et verticales

Les influences des accélérations horizontales sont représentées dans la figure 3.16 :

De la figure 3.16.a, où $k_v = 0.0$, nous pouvons clairement voir que le coefficient de pression active sismique des terres est très sensible à la variation de l'accélération horizontale. Avec $k_v = 0.5k_h$, nous pouvons noter dans la figure 3.16.b que la concavité des courbes représentant les valeurs de K_{ae} est orienté vers l'haut. En plus, ces courbes se coupent en un point ayant approximativement les coordonnées (0.17, 0.56), mais dans la figure 3.16.c ces courbes se rencontrent en un point ayant les coordonnées (0.13, 0.45). Par contre, les courbes de la figure 3.16.d présentent une concavité dirigée vers le bas.



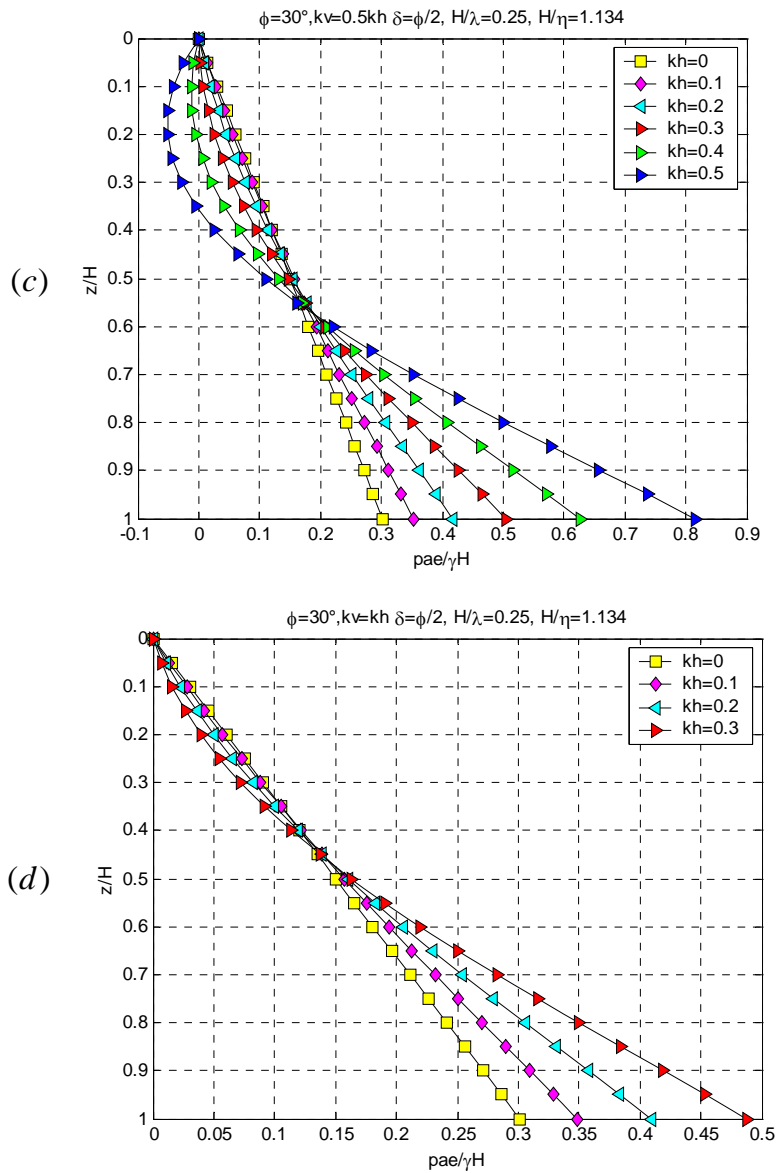


Figure. 3.16 Effet des accélérations horizontales.

La figure. 3.17, montre la variation du coefficient de pression active sismique des terres en fonction des accélérations verticales. Les courbes se resserrent, ceci implique que l'influence des k_v est faible. Cette remarque est en accord avec les résultats de Prakash [Pra81] dans le cas où k_v s'approche de k_h , mais dans les cas où k_v est nul ou négatif, ces accélérations modifient la distribution des contraintes derrière le mur de façon considérable.

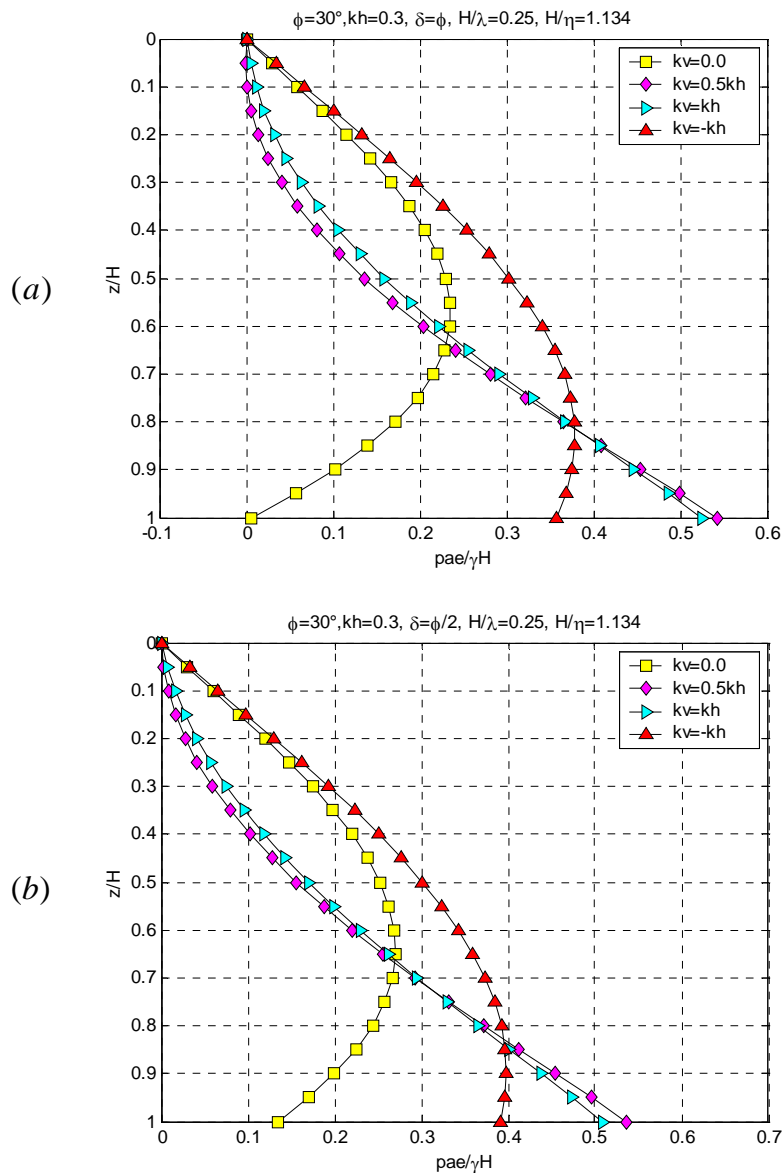


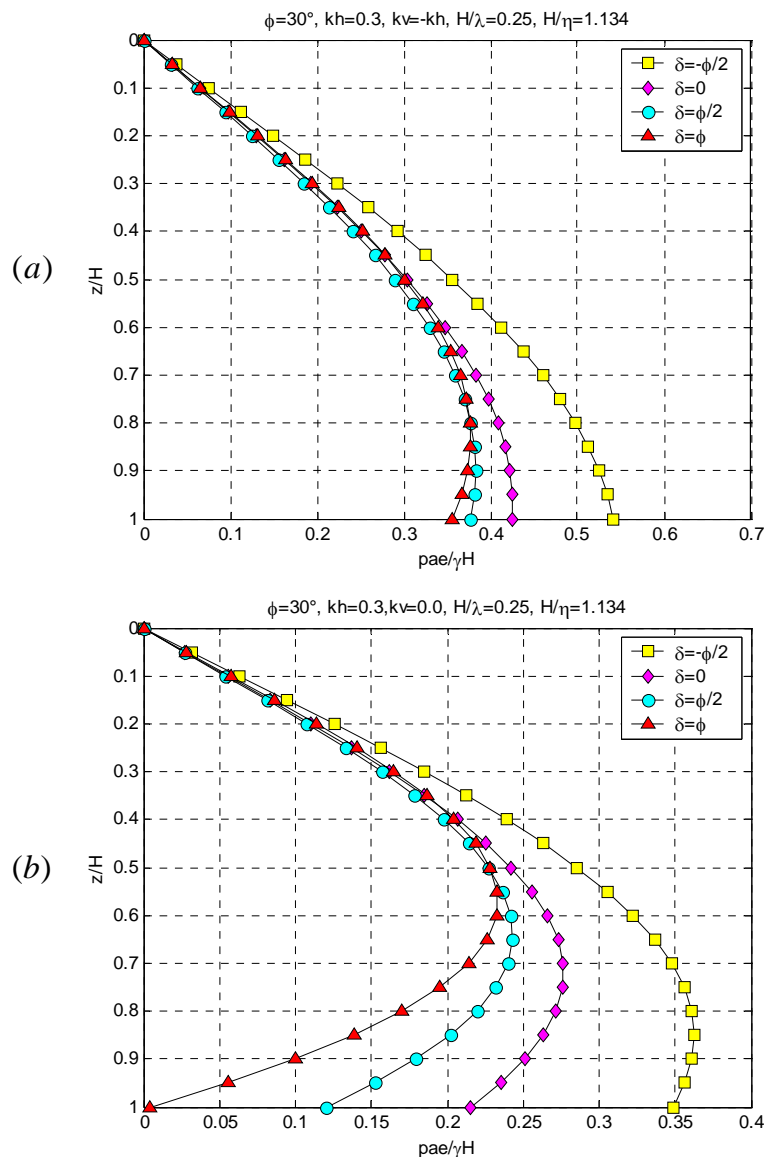
Figure. 3.17 Effet des accélérations verticales.

3.4.4 Effet de l'angle de frottement sol-mur (l'obliquité)

De la figure 3.18, on remarque que le coefficient de pression active sismique des terres n'est pas sensiblement influencé par la variation de la valeur de l'angle d'obliquité sauf pour le cas où lorsque δ est négatif (ceci est du au tassement du mur qui est plus grand qu'au tassement du remblai).

On remarque bien que $p_{ae} / \gamma H$ devient négatif pour $\delta = -\varphi/2$ et $k_v = 0.5k_h$.

Choudhury et Nimbalkar [Cho06a] n'ont pas examiné le cas où δ est négatif.



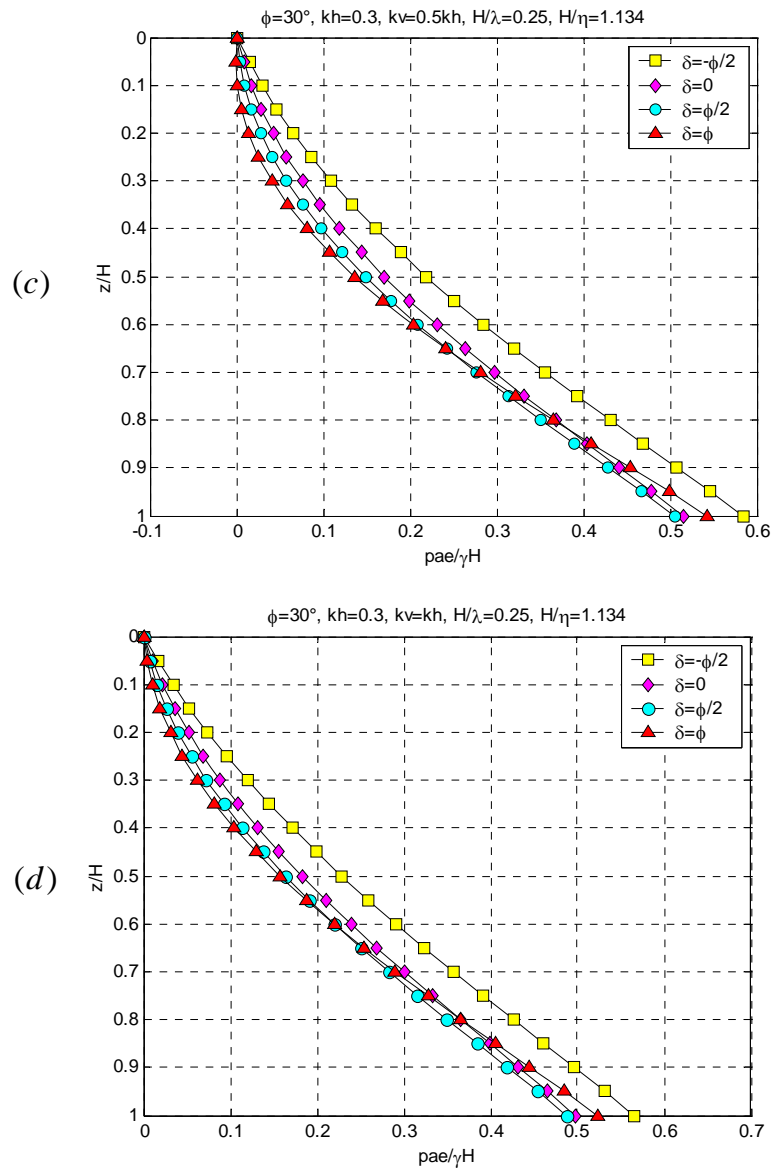
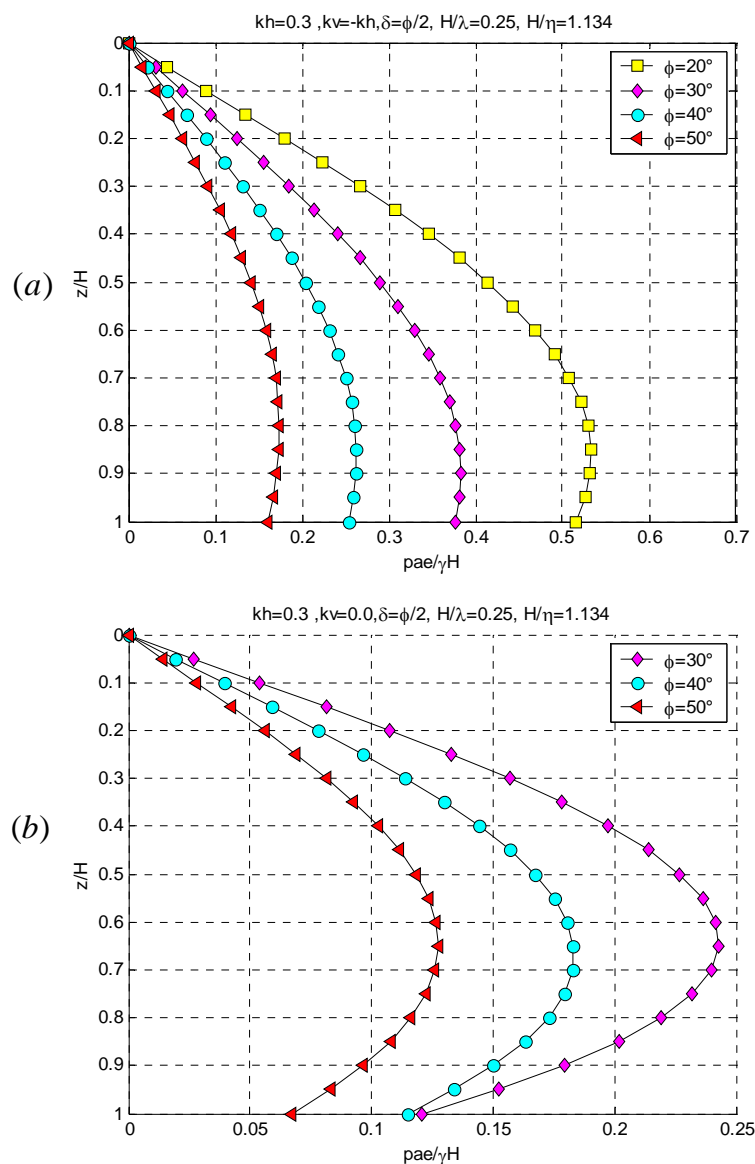


Figure. 3.18 Effet de l'angle d'obliquité.

3.4.5 Effet de l'angle de frottement interne de remblai

Nous pouvons bien remarquer (fig. 3.19) que le coefficient de pression active sismique des terres est considérablement influencé par la variation de l'angle de frottement interne du remblai. Il est aussi à noter que la relation entre ce coefficient et l'angle de frottement interne est inversement proportionnelle.

Pour $k_v = -k_h$, 0.0, la concavité des courbes est dirigée vers le bas, par contre pour $k_v = 0.5k_h$, k_h , cette concavité est dirigée le vers l'haut.



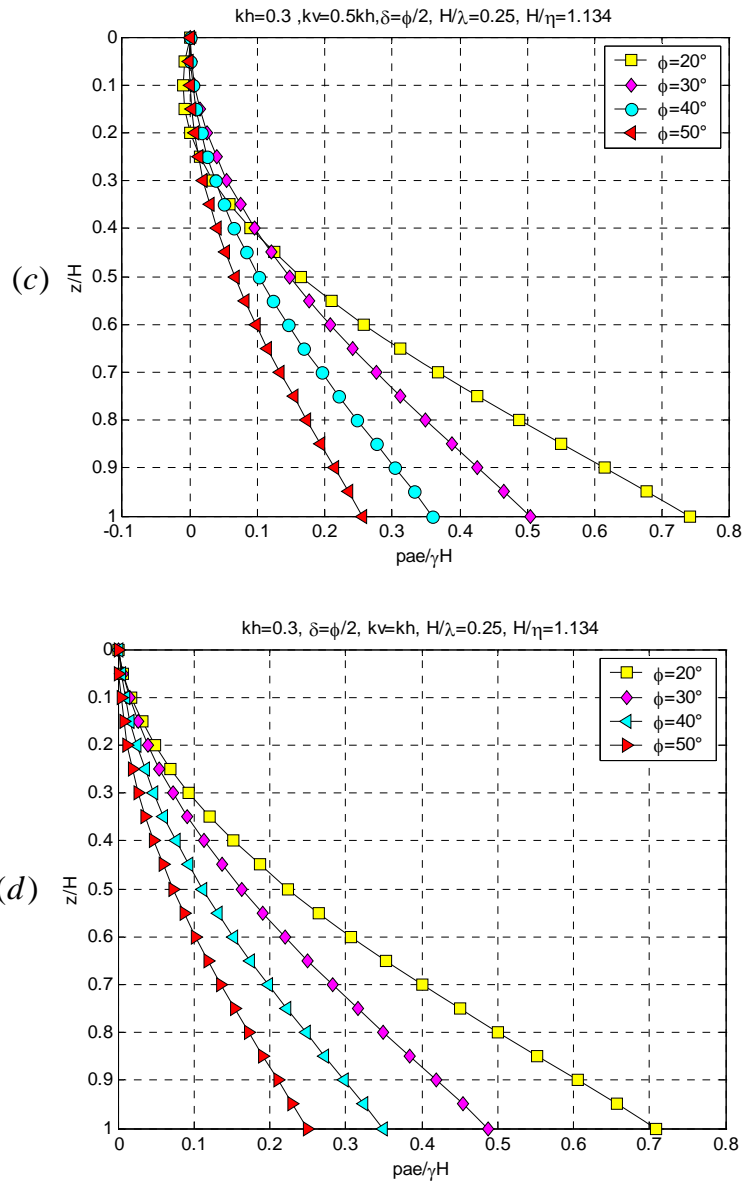
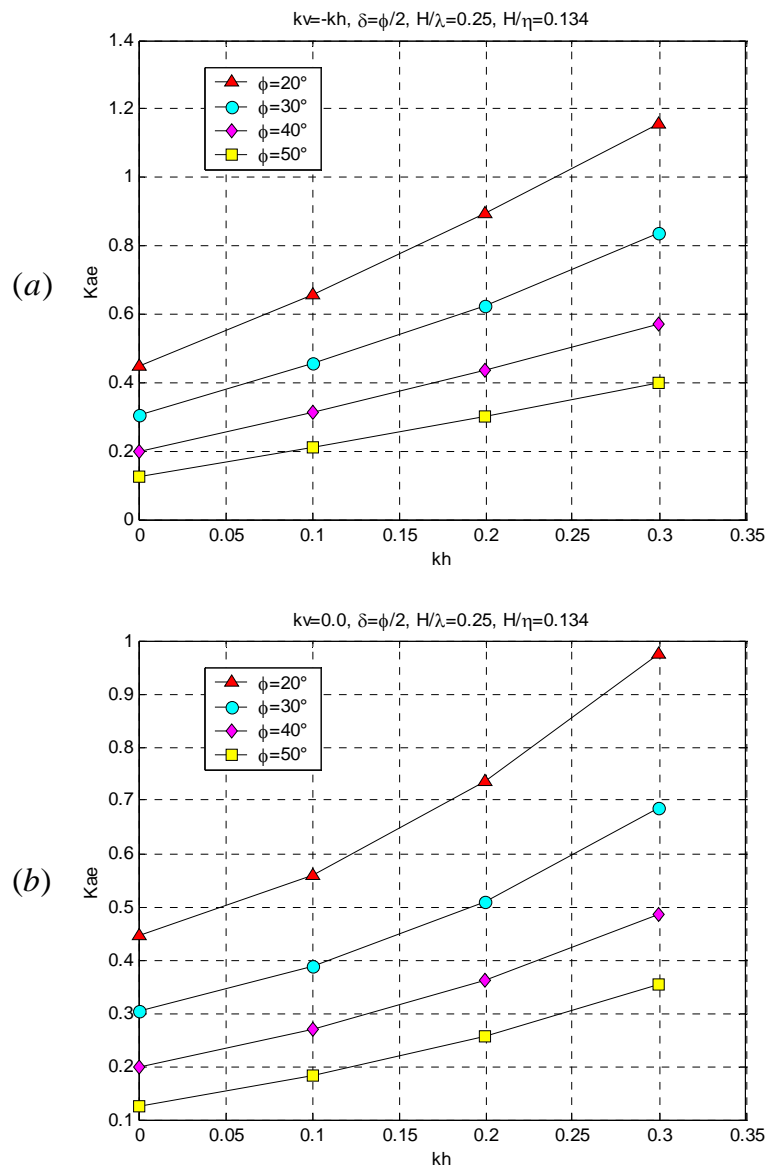


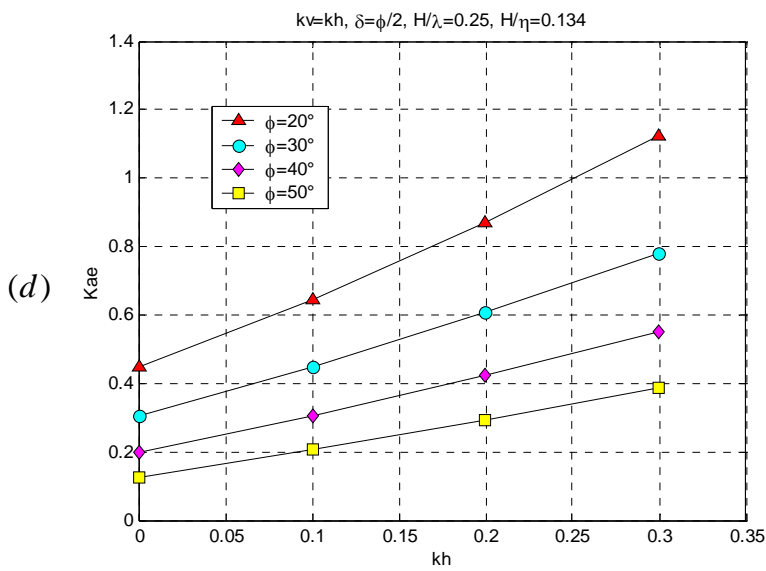
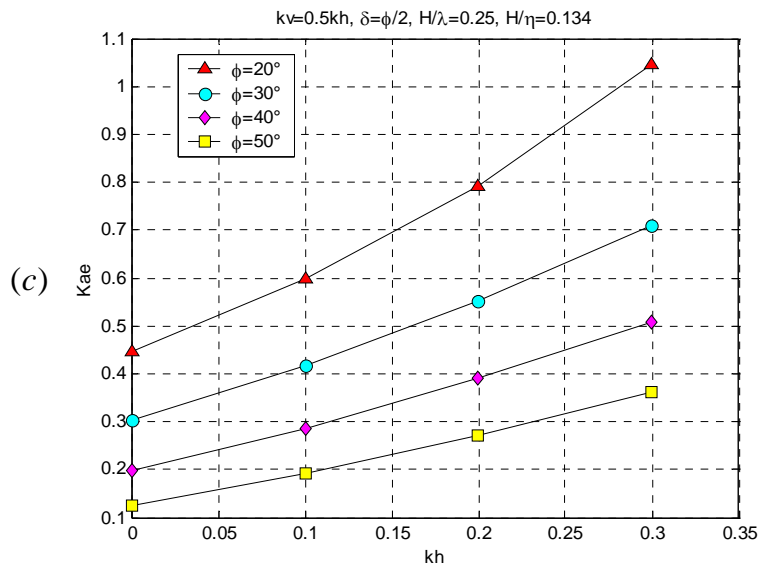
Figure. 3.19 Effet de l'angle de frottement interne de remblai.

3.4.6 Poussée pseudo dynamique

Les résultats de notre travail sont résumés dans l'abaque 3.1 qui seront très utiles pour le calcul des ouvrages de soutènement soumis au chargement dynamique.

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, l'ingénieur géotechnicien peut facilement s'en servir des abaques 3.17.a, 3.17.b, 3.17.c et 3.17.d, pour trouver le coefficient de poussée K_{ae} en fonction de l'angle de frottement interne du sol et du coefficient d'accélération horizontale.





Abaque. 3.1 Coefficient K_{ae} de la poussée pseudo dynamique.

3.4.7 Conclusion

Les facteurs principaux qui influent sur la poussée dynamique des terres derrière un ouvrage de soutènement sont cités ci-dessous, par ordre décroissant :

1. l'angle de frottement interne du remblai ;
2. l'accélération sismique horizontale ;
3. l'accélération sismique verticale ;
4. l'angle de frottement sol-mur, à l'exception où cet angle est négatif.

On trouve dans cette méthode basée sur l'approche pseudo dynamique :

1. que la valeur de l'angle du coin de rupture varie avec le temps, et est déterminée par l'optimisation de la fonction de poussée ;
2. les diagrammes des pressions normalisées ont une concavité dirigée vers le bas avec les valeurs de k_v négatives ou nulles. Par contre pour les valeurs positives de k_v , elles ont une concavité dirigée vers le haut.

3.5 CONCLUSIONS

Dans l'approche pseudo dynamique, en tenant compte du temps et de la propagation d'ondes de cisaillement et de compression dans le remblai derrière un ouvrage de soutènement rigide, la distribution des pressions dynamiques actives des terres est non linéaire. Les résultats de cette dernière approche sont en accord avec ceux des essais de modèles réduits par centrifugeuse, qui sont en contradiction avec l'approche PSS qui donne une distribution linéaire des pressions.

L'accélération sismique horizontale influe sur la poussée active des terres d'une manière significative. Cette poussée est extrêmement sensible à l'angle de frottement interne du sol φ , et moins sensible à l'accélération verticale et à l'angle de frottement sol-mur, δ .

CHAPITRE IV

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE LA POUSSÉE DES TERRES SOUS SOLlicitATIONS DYNAMIQUES

4.1	Introduction.....	88
4.2	Étude du comportement dynamique des sols.....	89
4.3	Principes généraux de la modélisation.....	92
4.4	Présentation du logiciel GeoSlope.....	93
4.5	Analyse dynamique (module QUAKE/W).....	93
4.6	Établissement d'un modèle de calcul de référence.....	94
4.6.1	Géométrie et paramètres rhéologiques du modèle	94
4.6.2	Définition des conditions initiales	96
4.6.3	Définition des conditions aux limites.....	96
4.6.4	Modèle rhéologique.....	98
4.6.5	Analyse statique initiale.....	99
4.6.6	Signal sismique (spectre de réponse).....	99
4.6.7	Amortissement mécanique.....	100
4.7	Analyse paramétrique préliminaire (influence de type d'excitation).....	101
4.8	Conclusion.....	109

4.1 INTRODUCTION

Toutes les méthodes utilisées dans les chapitres précédents, avec des approches (PSS ou PSD) négligent de nombreux facteurs importants comme le caractère transitoire du phénomène dynamique, l'influence de la sollicitation sur le comportement du sol, la durée de la sollicitation...etc. Les méthodes numériques (MEF,...) et autres prennent en compte partiellement ou totalement ces facteurs.

Ce chapitre a pour but d'atteindre trois objectifs principaux.

Premièrement, un bref aperçu de comportement dynamique des sols sera présenté.

Deuxièmement, nous présenterons brièvement le codes de calculs par éléments finis : GeoSlope (développé par *GEO-SLOPE International, Ltd*), Après la mise des hypothèses et la définition de la géométrie du modèle et des caractéristiques des matériaux, on passe au calcul par GeoSlope. Après avoir dessiné le modèle, fait le maillage et mis les conditions initiales, on utilise le module *QUAKE/W* de ce logiciel pour la modélisation dynamique, en tenant compte de l'effet sismique par une approche dynamique.

Finalement, l'effet du type de chargement (sinusoïdale et sismique) et l'effet de l'amplitude des accélérations seront étudiés.

Notre travail dans ce chapitre est d'étudier la poussée dynamique des terres derrière un mur de soutènement encastré dans un bed-rock.

4.2 ÉTUDE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

L'un des aspects les plus importants du calcul en général et du calcul dynamique en particulier est la loi de comportement du sol. Cette loi de comportement, pour différents problèmes, ne peut être élaborée que grâce à une bonne connaissance du comportement et des propriétés dynamiques du sol pour chaque problème. Par exemple, pour le problème de l'ordre de grandeur des amplitudes, certaines machines vibrantes engendrent des amplitudes faibles alors que les séismes conduisent à des amplitudes plus élevées [Dow80].

Les constatations expérimentales montrent que le sol ne peut être représenté par un modèle élastique, tout au moins dès que les déformations deviennent significatives.

Les seuils d'apparition des non-linéarités correspondent généralement à des déformations faibles à très faibles. Il faut cependant distinguer entre les non-linéarités réversibles ou quasi réversibles, et les non-linéarités irréversibles dont les seuils d'apparition sont plus élevés.

Les seuils d'apparition de ces non-linéarités, que l'on notera respectivement γ_s et γ_v , dépendent de la nature du matériau que l'on peut grossièrement caractériser par son indice de plasticité IP .

Le tableau 4.1 et la figure 4.1 montrent les domaines de comportement ainsi que les méthodes d'analyse permettant de traduire ce comportement dans les études numériques.

Tableau. 4.1 Domaine de comportement pour oscillations sismiques.

Valeur de la déformation de cisaillement cyclique γ		Linéarité du comportement	Elasticité et plasticité	Méthode d'analyse
Très faible	$0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	linéaire
Faible	$\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$	Non linéaire	Faiblement élasto-plastique	Linéaire équivalente
Moyenne à large	$\gamma_v \leq \gamma$	Non linéaire	Elasto-plastique	Non linéaire

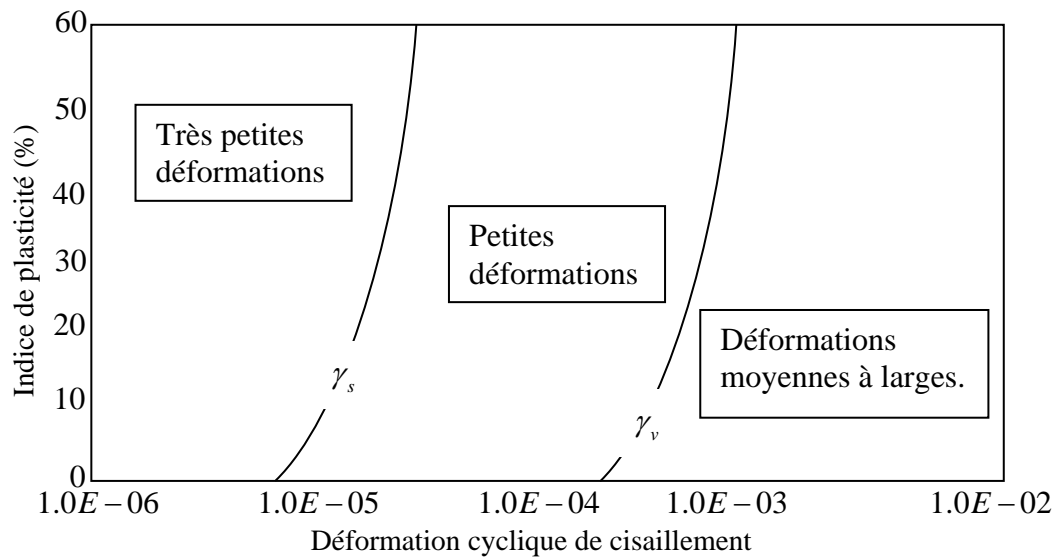


Figure. 4.1 Déformation cyclique de cisaillement.

4.2.1 Modèle élastique

Comme indiqué dans le tableau précédent, et pour petites déformations inférieures à 10^{-6} – 10^{-5} , on peut considérer que la relation contrainte déformation du sol reste élastique linéaire. Le comportement du sol sera donc caractérisé par une loi de comportement élastique.

Dans le cas d'un matériau isotrope, le module de cisaillement G et le module de compressibilité volumétrique K permettent de caractériser complètement le comportement. Alternativement, il est possible d'utiliser les vitesses de propagation d'ondes élastiques de cisaillement, V_s , et de compression, V_p , qui sont reliées aux grandeurs précédentes suivant les équations (3.8) et (3.27).

La mesure de ces grandeurs peut être effectuée soit in situ (V_s, V_p), par l'essai de suspension *logging*, par l'analyse spectrale des ondes de surface *SASW*, ou par la technique de mesure en forage (essai *crosshole*, *uphole* et *downhole*), soit au laboratoire sur des échantillons intacts (G, K) par l'essai de colonne résonante, les essais d'auscultation dynamique et les essais de contrainte-déformation de cisaillement comme les essais de torsion sur échantillon cylindrique creux ou sur un échantillon en forme d'anneau.

On peut aussi évaluer le module d'Young par l'appareil triaxial dynamique et ensuite calculer le module de cisaillement par la formule (3.26).

L'étude du comportement du sol dans ce domaine d'élasticité est importante, mais elle reste limitée à des sollicitations de faibles amplitudes.

4.2.2 Modèle viscoélastique linéaire $\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$

Dans ce domaine de déformations, des non-linéarités plus au moins prononcées apparaissent dans la courbe contrainte déformation.

Sous chargement harmonique, ce modèle faisant apparaître une boucle d'hystérésis.

Dans la pratique, le modèle viscoélastique linéaire équivalent permet de prendre en compte, par un schéma itératif, des non-linéarités de comportement du sol. Ces non-linéarités peuvent être prises en compte en retenant comme module de cisaillement, et taux d'amortissement les valeurs compatibles avec la déformation moyenne induite en champ libre par la sollicitation sismique ; cette approche revient à négliger les non-linéarités additionnelles liées à l'interaction sol structure. Comparativement aux résultats de calculs complètement non linéaires, cette approche fournit des résultats acceptables [Maz04].

4.2.3 Modèle non linéaire $\gamma_v \leq \gamma$

Dans ce domaine de fortes sollicitations, qui interviennent dans le changement de la microstructure, ou le réarrangement des grains, engendrent des déformations irréversibles, de cisaillement et volumiques. Ces déformations irréversibles ne peuvent être abordées que par des modèles non linéaires.

4.3 PRINCIPES GÉNÉRAUX DE LA MODÉLISATION

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 projecteurs 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 [Bet03].

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 : [Maz04]

$$h_{\max} \leq \frac{1}{5} \hat{a} \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (4.1)$$

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.

4.4 PRÉSENTATION DU CODE DE CALCUL *GeoSlope*

Le code de calcul par éléments finis *GeoSlope* est un logiciel de calcul géotechnique et géoenvironnemental :

Ce logiciel comprend les Modules suivants:

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

4.5 ANALYSE DYNAMIQUE (module QUAKE/W)

Le module QUAKE/W du logiciel *GeoSlope* est conçu pour l'analyse dynamique des problèmes bidimensionnels des ouvrages géotechniques soumis aux chargements dynamiques.

4.6 ÉTABLISSEMENT D'UN MODÈLE DE CALCUL DE RÉFÉRENCE

4.6.1 Définition de la géométrie et des paramètres rhéologique du modèle

Taille du modèle

Pour le modèle, nous avons repris exactement le mur de soutènement étudié par Psarropoulos et al [Psa05], nous avons considéré les propriétés de sol du tableau 4.2.

Le substratum est situé à une profondeur égale à la hauteur libre du mur, soit $8m$. Psarropoulos et al recommandent de positionner les limites latérales du système à $20H$ (H : hauteur libre du mur) de part et d'autre du pied du mur, ce qui conduit à une extension horizontale totale du modèle égale à $40H$ (figure 4.2).

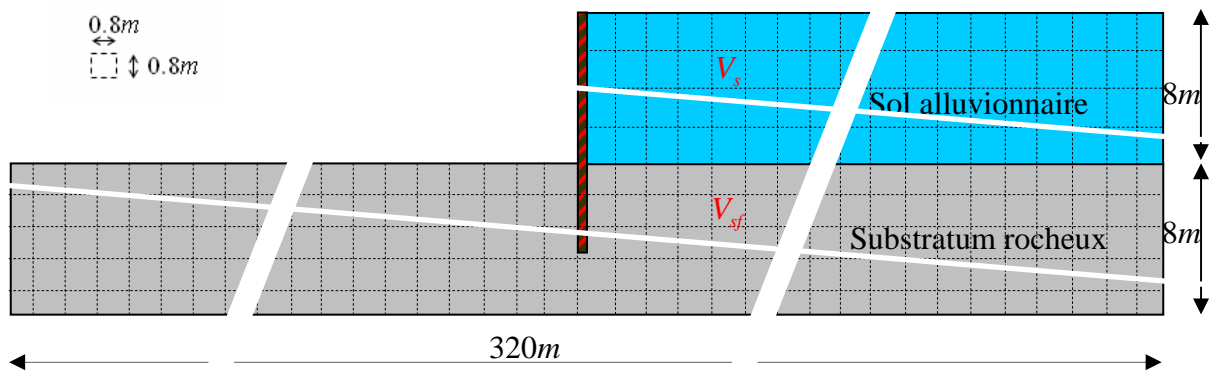


Figure. 4.2 Maillage et taille d'une grille proposés par Psarropoulos et al (2005) pour le calcul dynamique.

Pour n'importe quelle fréquence égale à la fréquence propre du modèle, la réponse du système devient infinie (voir la figure. 3.8).

La valeur de la pulsation de l'excitation est $\omega = \omega_n$ (résonance), où ω_n est la pulsation naturelle de la couche de sol surmontant un socle rocheux).

La pulsation naturelle ω_n de deux couches de sol de même hauteur H , calculée par l'algorithme de Rayleigh [Psa05] est donnée par :

$$\omega_n^2 = \frac{4V_s^2 V_{sf}^2 (9V_s^2 + V_{sf}^2)}{H^2 \left[(6V_s^2 + V_{sf}^2)^2 + 9V_s^4 \right]} \quad (4.2)$$

Caractéristiques des matériaux

Configurations géologiques du modèle étudié

Les paramètres relatifs aux deux couches géologiques de la figure 4.2 sont représentés dans le tableau 4.2.

Tableau. 4.2 Paramètres physiques et mécaniques des deux couches géologiques.

Couche	Poids volumique $\gamma(kN / m^3)$	V_s (m/s)	V_p (m/s)	Coefficient de Poisson ν	Module de Young $E(kPa)$	Amortissement (%)
Sol alluvionnaire	16	111	201.46	0.3	513700	2
Substratum Rocheux	22	1500	2449.48	0.2	1190000	2

Avec ces caractéristiques, la fréquence naturelle de cette stratification est égale à $4.38Hz$.

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 adimensionnalisées s'expriment alors à l'aide d'une fonction qui fait intervenir le terme de couplage et la forme du chargement [The04].

La rigidité de flexion d_w de la structure de soutènement par rapport à la couche de sol soutenue par cette structure est donnée selon [Psa05] par :

$$d_w = \frac{12(1-\nu_w^2)GH^3}{E_w b_w^3} \quad (4.3)$$

Pour ce travail de modélisation les propriétés présentées dans le tableau 4.3 donnent un coefficient de rigidité à la flexion $d_w \gg 0$, ce qui présente une structure infiniment rigide par rapport à la couche de sol qui soutenu.

Tableau. 4.3 Propriétés mécaniques de la structure de soutènement.

Paramètres	Nom	Structure	Unité
Module élastique	E_w	210	GPa
Moment d'inertie	I	$3.029e+04$	m^4 / m
Section	b_w	0.5	m^2 / m

Génération du maillage

Le modèle de référence réalisé par le maillage proposé est illustré sur la figure 4.2, le sol est discrétisé par des éléments finis quadrilatéraux isoparamétriques à quatre nœuds. Nous avons alors 10 éléments selon la hauteur de chaque couche. Selon la longueur, nous avons 200 éléments dans le sol alluvionnaire et 400 éléments dans le substratum. Ce qui nous donne un total de 6000 éléments, soit 6421 nœuds.

Le mur est modélisé comme une poutre rigide.

4.6.2 Définition des conditions initiales

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

4.6.3 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 [Eln05] montre que les conditions aux limite de type "*viscous dash-pots*" calculé par :

$$c_p = \rho V_p \quad (4.4)$$

$$c_s = \rho V_s \quad (4.5)$$

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

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 calcule un état d'équilibre en fonction des données d'entrée, étape préliminaire indispensable à tout calcul dynamique.

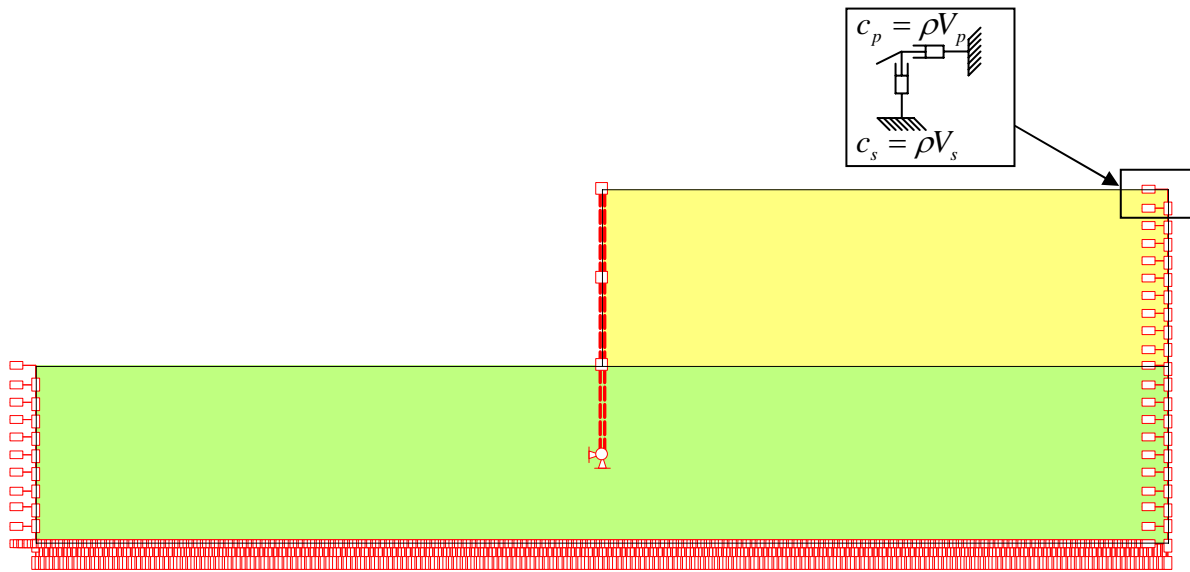


Figure. 4.3 Conditions aux limites proposés par Psarropoulos et al (2005) pour un calcul dynamique.

4.6.4 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 élastique ;
- un modèle linéaire équivalent.

Le modèle élastique utilisé dans ce travail, est caractérisé par des déformations réversibles, et 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.

4.6.5 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.

On utilise dans ce travail de modélisation des contraintes initiales imposées dans un fichier Quake_ini.

4.6.6 Définition du signal sismique

Le signal sismique appliqué à la base des différents modèles à la profondeur $z = H$. Afin d'évaluer l'impact du type de signal sismique et de son contenu fréquentiel sur le comportement dynamique des soutènements, deux signaux ont été utilisés pour les modélisations. Il s'agit d'un signal sismique sinusoïdal qui, par définition, est mono fréquentiel, et d'un signal sismique qui contient une large bande de fréquences (fig. 4.4). Les signaux sismiques décrits ci-dessus 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 4.4. 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 0.0 à 1g ;
- la fréquence centrale du signal sismique incident et de signal sismique sinusoïdal est de 4.38Hz (pour examiner le cas de résonance).

Le maillage de (0.8×0.8) est plus acceptable par l'application du critère de l'équation (4.1).

Divers formes de secousses dynamiques sont employées pratiquement.

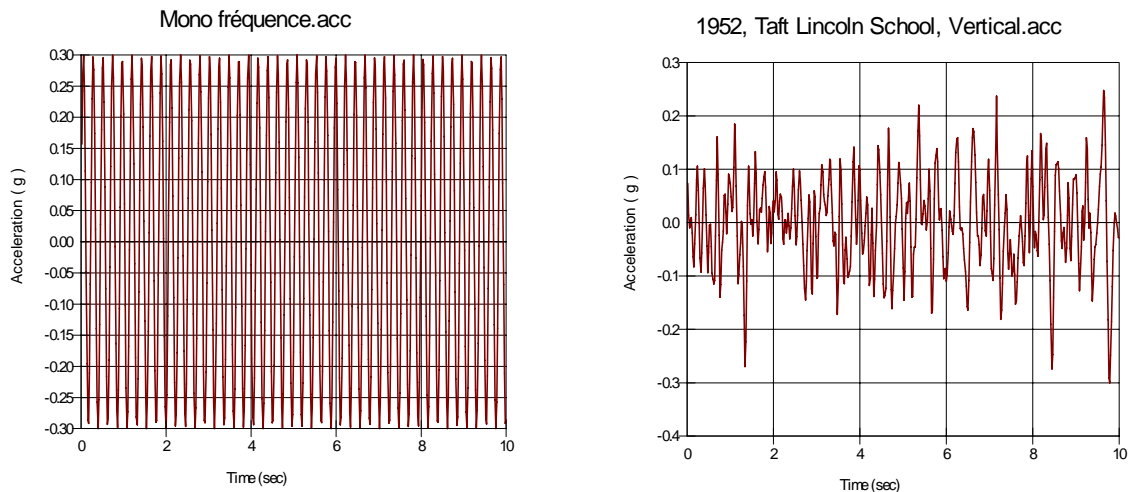


Figure. 4.4 Spectres d'accélération utilisés dans les simulations numériques.
 (a) chargement de type sinusoïdal. (b) chargement sismique à large bande [Sgs03].

4.6.7 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 2% de l'amortissement critique.

La matrice d'amortissement est la combinaison linéaire de la matrice masse et la matrice de rigidité:

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (4.7)$$

α et β coefficients d'amortissement de Rayleigh. Ils sont reliés à un rapport d'amortissement η par:

$$\eta = \frac{\alpha + \beta\omega^2}{2\omega} \quad (4.8)$$

où ω est la pulsation de vibration du système.

4.7 ANALYSE PARAMÉTRIQUE PRÉLIMINAIRE

Dans cette partie de l'analyse paramétrique préliminaire, nous allons étudier l'influence, des deux paramètres du chargement, tel que : le type (sismique ou sinusoïdale), le sens (horizontal ou vertical), et l'amplitude de l'accélération sismique sur la répartition de la pression dynamique des terres derrière le mur.

On utilise le même modèle de référence établi précédemment, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer, ces paramètres ont été modifiés un par un.

La pression dynamique induite par une sollicitation dynamique, harmonique ou sismique, sur un mur de soutènement, droite, vertical, fixe retenant un massif de sol semi infini élastique linéaire, et les résultats de répartition des contraintes horizontales et verticales dus aux pressions des terres derrière le mur de soutènement sont portés dans les Figures 4.5 et 4.6.

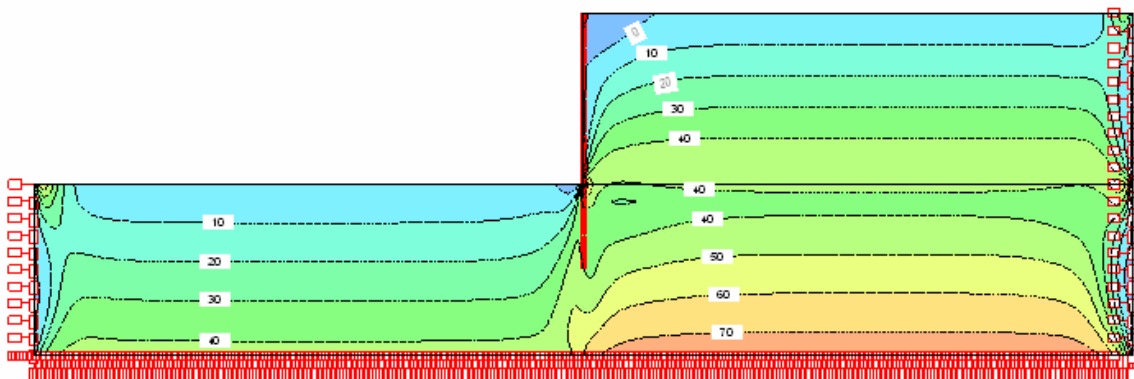


Figure. 4.5 Répartition des contraintes horizontales X.

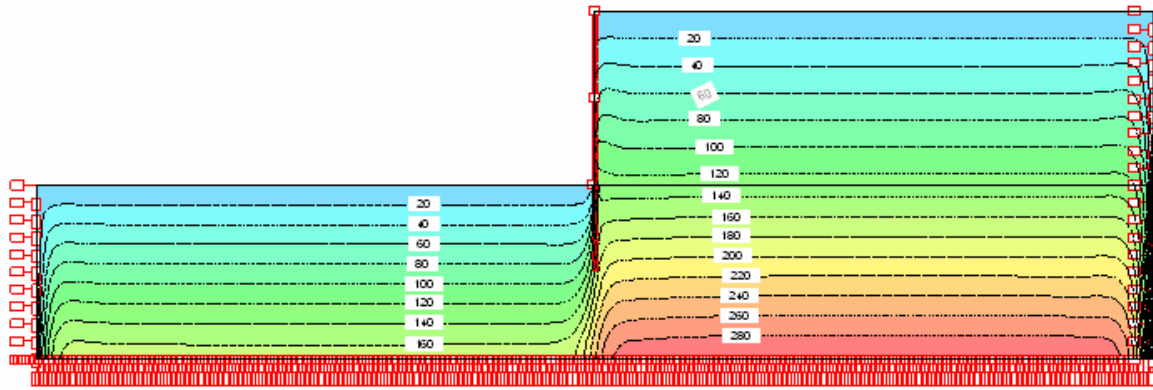


Figure. 4.6 Répartition des contraintes verticales Y.

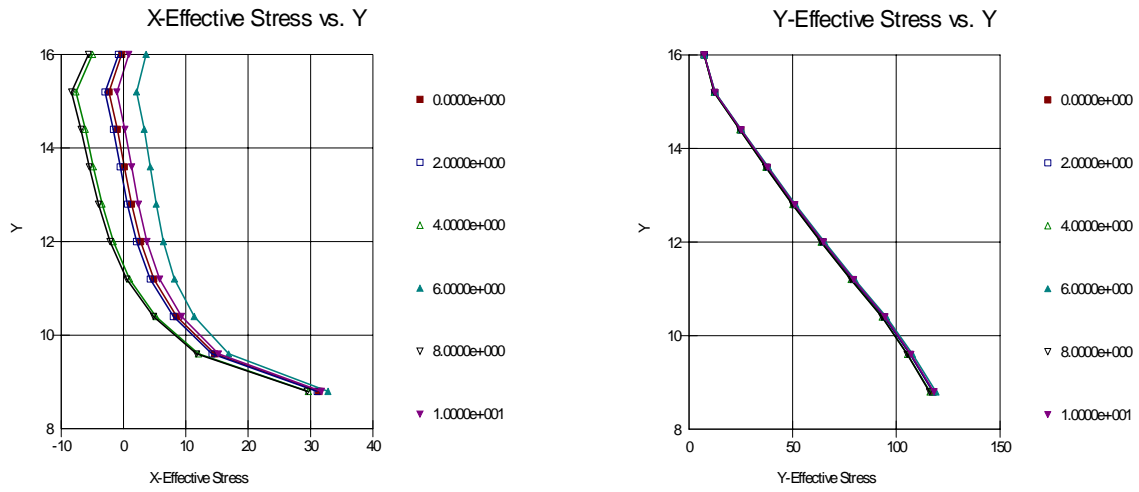
Les variations des valeurs de pression dynamique (sismique et sinusoïdal) des terres pour $k_h = 0.1, 0.3, 1.0$ et $k_v = (0.0, 1.0)k_h$ sont représentées dans les figures 4.7 à 4.12 pour les incréments de temps $t = 0, 2, 4, 6, 8$ et $10s$.

Ces figures représentent les variations des pressions respectivement horizontales et verticales par rapport aux temps. On note que les contraintes horizontales varient en fonction du temps et de la profondeur pour les deux types d'ondes (sinusoïdale et sismique). Par contre pour les contraintes verticales, l'influence du temps est négligeable, surtout dans le cas d'onde sismique.

Si on fixe le coefficient d'accélération verticale k_v ($k_v = 0$), et on varie le coefficient d'accélération horizontale k_h ($k_h = 0.0, 0.1, 0.3$ et 1.0), on peut voir clairement que les contraintes horizontales et verticales augmentent proportionnellement aux valeurs du coefficient k_h .

Mais l'influence du coefficient d'accélération verticale k_v pour les contraintes horizontales et verticales est faible.

$k_h = 0.1, k_v = 0$
Sismique



$k_h = 0.1, k_v = 0$
Sinusoïdal

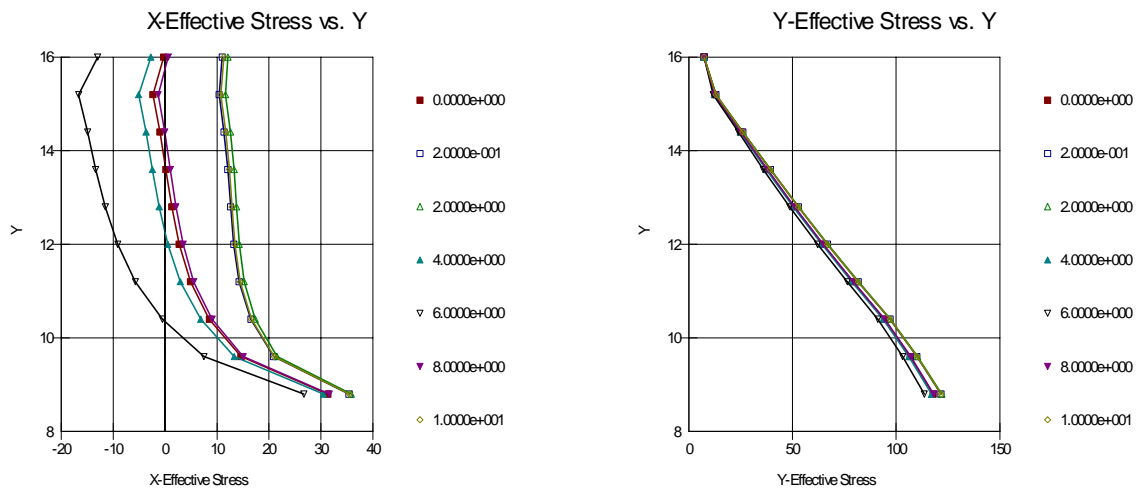
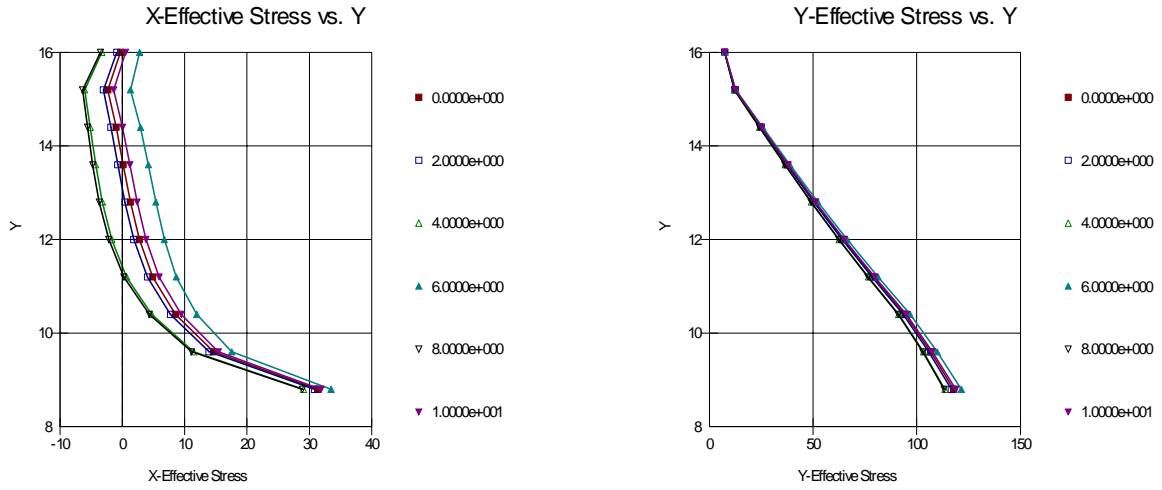


Figure. 4.7 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$.

$$k_h = 0.1, \quad k_v = 0.1$$

Sismique



$$k_h = 0.1, \quad k_v = 0.1$$

Sinusoidal

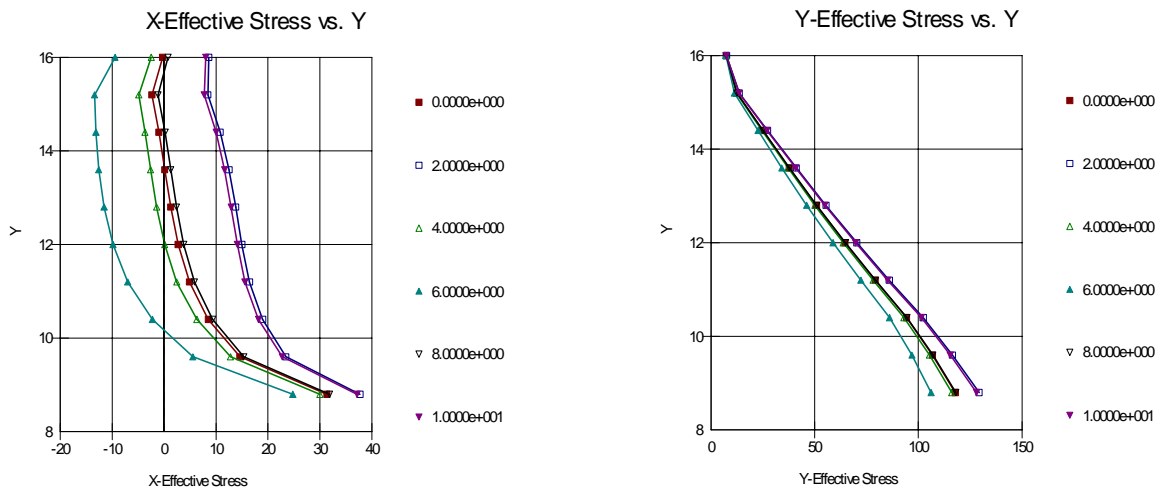
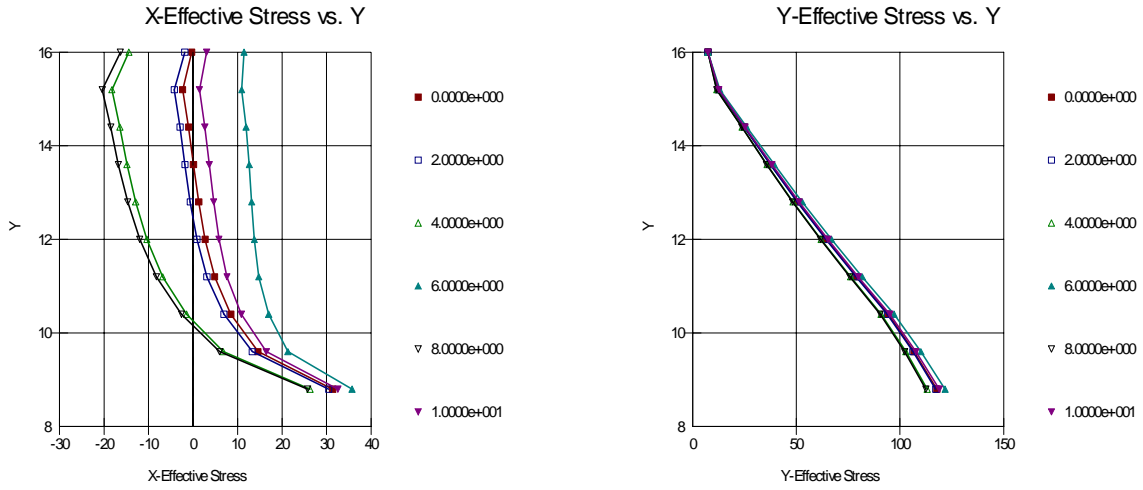


Figure. 4.8 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdal t=2, 4, 6, 8 et 10s.

$k_h = 0.3, k_v = 0.0$
Sismique



$k_h = 0.3, k_v = 0.0$
Sinusoïdale

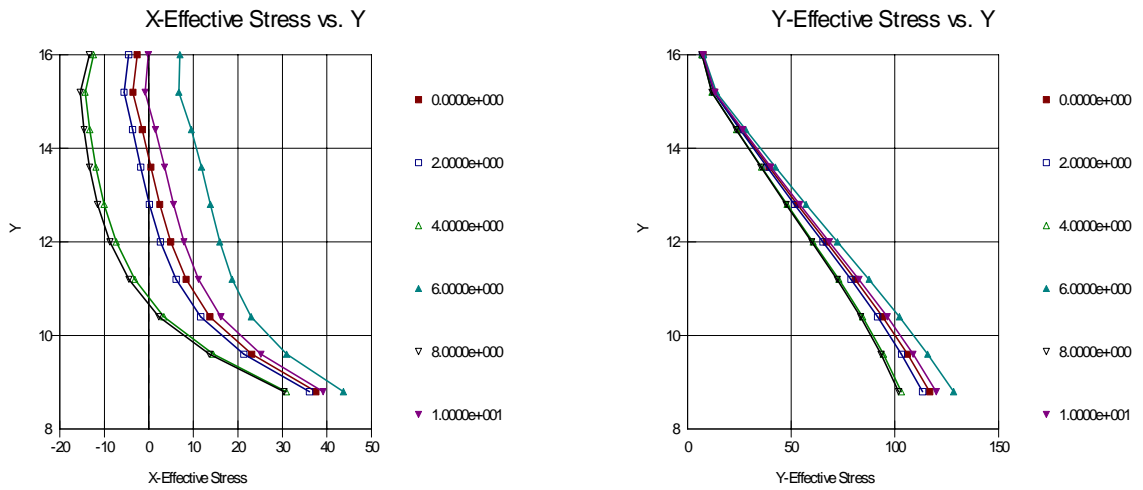
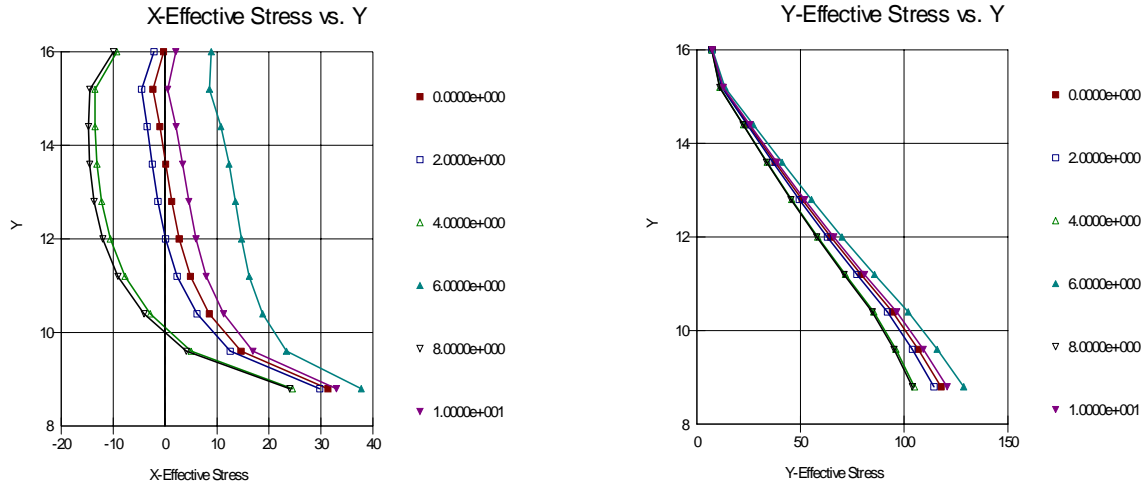


Figure. 4.9 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdale t=2, 4, 6, 8 et 10s.

$k_h = 0.3, k_v = 0.3$
Sismique



$k_h = 0.3, k_v = 0.3$
Sinusoïdale

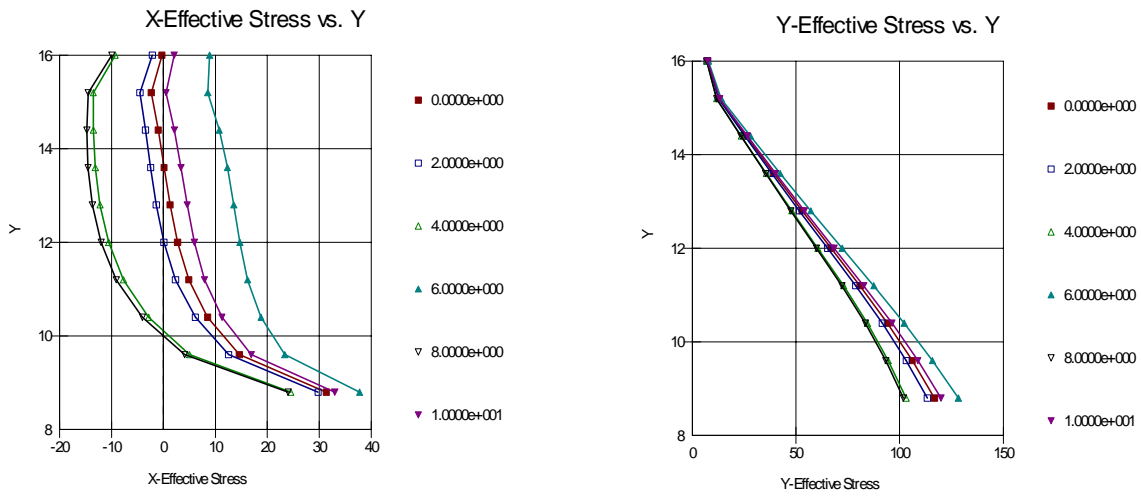
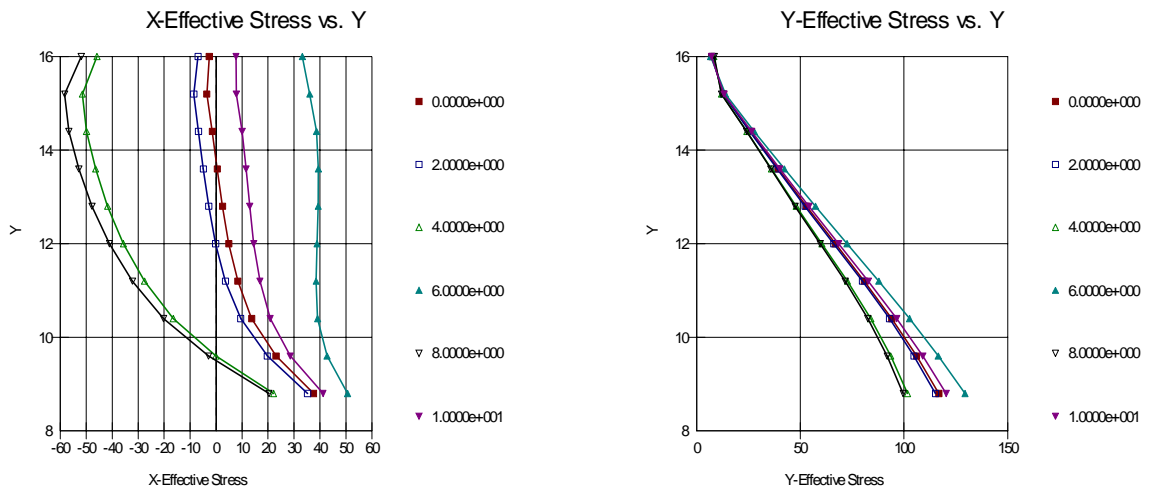


Figure. 4.10 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdal $t=2, 4, 6, 8$ et $10s$.

$k_h = 1, k_v = 0.0$
Sismique



$k_h = 1.0, k_v = 0.0$
Sinusoïdale

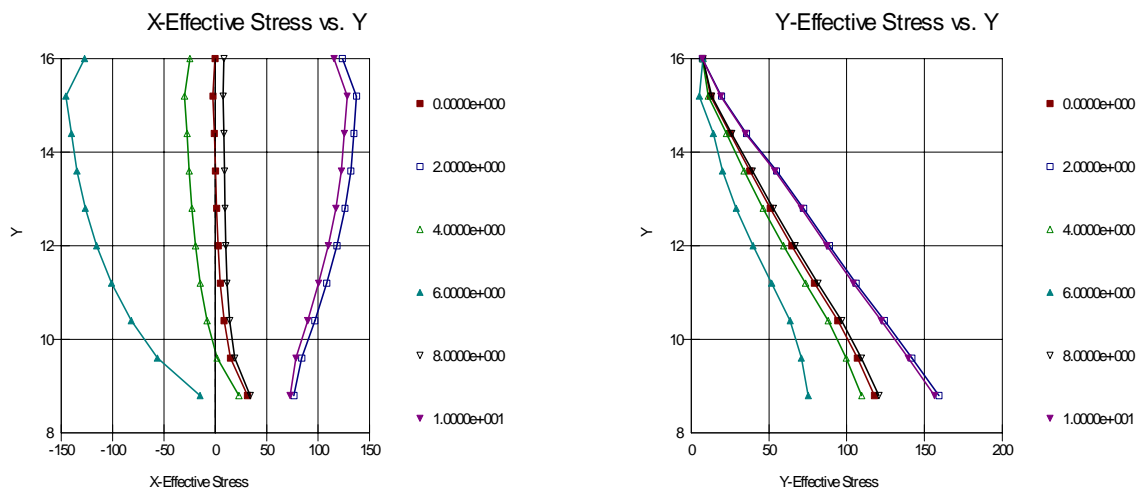
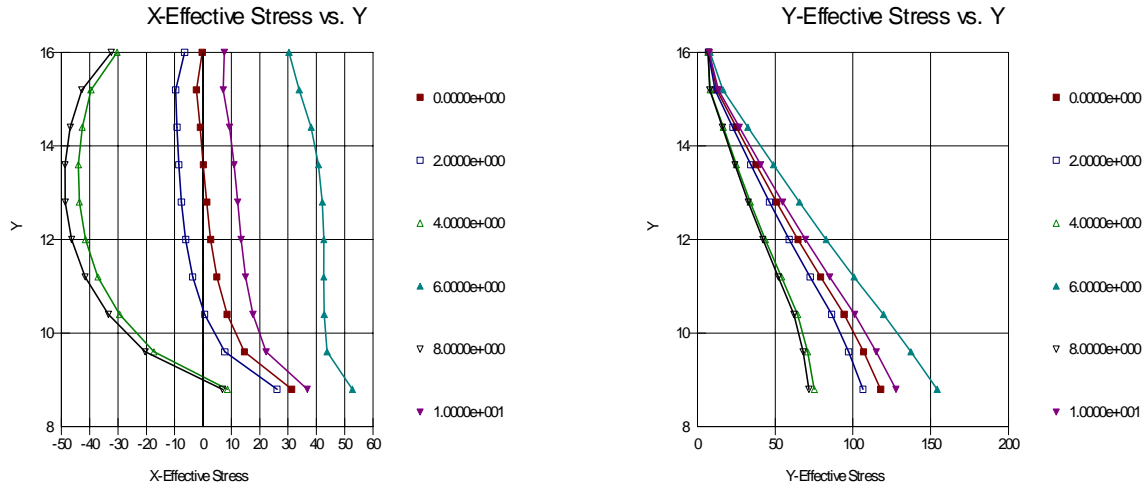


Figure. 4.11 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdal t=2, 4, 6, 8 et 10s.

$$k_h = 1.0, \quad k_v = 1.0$$

Sismique



$$k_h = 1.0, \quad k_v = 1.0$$

Sinusoidale

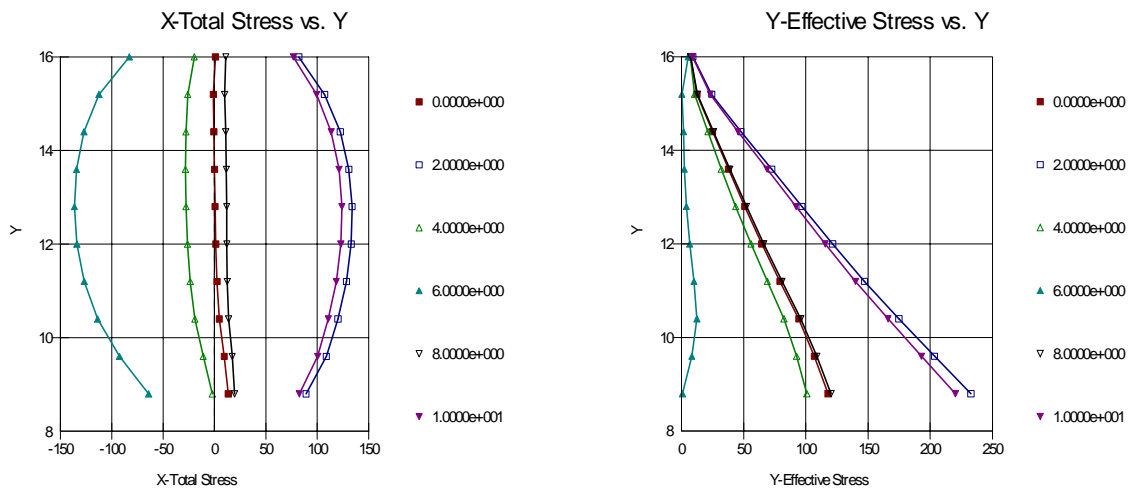


Figure. 4.12 Pression des terres dynamique, pour deux cas de chargement : sismique et sinusoïdal t=2, 4, 6, 8 et 10s.

4.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre, le travail de simulation numérique par MEF est réalisé pour étudier les pressions dynamiques des terres derrière les ouvrages de soutènement. Les résultats obtenus montrent clairement que :

- La pression dynamique des terres varie avec le temps et la profondeur ;
- L'influence du coefficient d'accélération horizontale sur la pression des terres derrière les ouvrages est considérable ;
- Le coefficient d'accélération verticale a une faible influence sur la pression des terres derrière les ouvrages de soutènement ;
- Le chargement sinusoïdal donne des poussées des terres plus importantes que celles du chargement sismique utilisé dans notre étude.
- Quelque soit le temps, la relation contrainte-profondeur est non linéaire.

CHAPITRE V

CONCLUSIONS, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

1. Conclusion générale 110
2. Perspectives et suggestions pour des travaux futurs 112

5.1 CONCLUSION GÉNÉRALE

L'analyse des contraintes agissant dans les ouvrages géotechniques pour les différentes situations et en particulier dans le cas des sollicitations dynamiques qui intéressent leur fonctionnement mécanique constitue un enjeu fort dans la mécanique des sols

L'étude a été entreprise pour étudier la poussée sismique des terres derrière les ouvrages de soutènement.

Le premier chapitre de ce mémoire constitue la synthèse d'une recherche consacrée à l'étude de la poussée des terres dans le cas statique.

Le deuxième chapitre est aussi consacré à une étude bibliographique, pour le cas particulier de l'approche pseudo statique, et les diverses méthodes qui inspirés à cette approche.

Cette étude bibliographique fournit une image originale de l'état actuel des connaissances dans ce domaine particulier étroit et a grandement contribué à la conception d'une nouvelle approche ou un méthode plus adapté au cas des surcharges dynamiques.

Récemment une approche pseudo dynamique qui apparaît, mettre en évidence les phénomènes liés à l'interaction sol structure, la validation de cette approche font l'objet du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre du mémoire est consacré à la modélisation numérique, le modèle le plus simple qui est utilisé est le modèle linéaire élastique où les déplacements sont suffisamment petits, diverses forme de secousses dynamiques sont employées dans ce travail de modélisation, dans lequel une étude paramétrique sont effectuées.

Discussion :

La non linéarité de la forme de distribution des pressions actives des terres obtenue par l'approche PSD est en accord avec les simulations numériques. Le calcul par cette approche est beaucoup plus simple que celui d'éléments finis.

La pression des terres augmente proportionnellement au pic maximal de l'accélération d'un signal d'onde donné.

Deux critiques importantes que l'on peut faire à la méthode proposée par Choudhury et Nimbalkar (2006) :

- Premièrement, la formulation des équations a été faite dans le domaine de résonance où l'amplification dynamique est maximale, mais le calcul a été fait dans un domaine où l'amplification est moins importante.
- Deuxièmement, leur calcul est basé sur une méthode d'optimisation qui donne des résultats des maximums locaux.

Au contraire, notre étude a été réalisée dans le domaine de résonance en utilisant une méthode d'optimisation qui a donné des résultats de maximums globaux.

L'angle de coin de rupture α est inversement proportionnel à l'amplitude d'accélération. Sa valeur est plus importante dans le cas dynamique que dans le cas statique.

Les abaques (3.1) qui sont un outil fiable et efficace, peuvent être utilisées pour dimensionner les ouvrages de soutènements soumis aux chargements dynamiques.

Les pressions dynamiques sont plus importantes que les pressions statiques, ces dernières ont une forme triangulaire, tandis que les pressions dynamiques ont une allure non linéaire. Ces résultats sont en accord avec ceux de Ishii et al [Ish60].

5.2 PERSPECTIVES ET SUGGESTIONS POUR DES TRAVAUX FUTURS

Ce travail a montré que le domaine étudié est vaste et qu'il peut être abordé de plusieurs manières.

Dans le prolongement de tous ces résultats encourageants, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour ce travail.

Afin de concentrer les efforts sur quelques aspects, il était nécessaire de limiter l'étendue de l'étude. Au cours des études menées, des problèmes non résolus ou partiellement résolus ont été rencontrés et sont suggérés pour des travaux futurs.

Le bilan effectué dans ce mémoire conduit à envisager pour poursuivre les travaux sur :

1. Le cas de la poussée passive ;
2. La variation de la rigidité des ouvrages de soutènement ;
3. La variation du module de cisaillement le long de la profondeur du mur (variation de la vitesse de propagation des ondes) ;
4. La variation de la fréquence de l'excitation sismique (hautes et basses fréquences) par rapport à la fréquence naturelle du modèle;
5. Ces développements de l'approche PSD rendent possible une extension de ce type de calcul à l'étude de la stabilité dynamique des pentes ou des barrages ;
6. L'approche expérimentale est la seule apte à valider une méthode basée sur une telle approche de calcul, donc l'approche expérimentale est indispensable ;
7. Lorsque le mouvement sismique est aléatoire l'utilisation d'une approche non déterministe (probabiliste) est nécessaire ;
8. La modélisation de l'interface sol structure.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

Si la référence est un article, on écrira son titre entre guillemets. Si c'est un livre, son titre sera écrit en italique. On trouvera aussi en souligné des adresses URL disponibles à travers le World-Wide Web (WWW). Voici la liste complète des bibliographies:

- [Bea05] Michel Beaud., *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.
- [Bel97] S. Belkacemi., *Cours de mécanique des sols*, Ecole National Polytechnique d'Alger, Alger, 1997.
- [Bet03] BETBEDER-MATIBET J., *Prévention Parasismique*, Hermès Science Publications, Paris, Mai 2003.
- [Bou83] BOUMAHARAT M, A. GOURDIN., *Méthodes numériques appliquées*. Office des Publications Universitaires, 1983.
- [Bou05] BOURDEAU CELINE., **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.
- [Cal00] S. Caltabiano, E. Cascone, M. Maugeri., « **Seismic stability of retaining walls with surcharge** ». Soil Dyn and Earth Eng, Vol. 20, p. 469-476, 2000.
- [Cha03] Dominique Chapellier., Jean-Luc Mari., **Cours online de géophysique, 'Principe de base'**, Université de Lausanne. Institut Français du Pétrole, 2003.
- [Cho04] CHOUDHURY DEEPANKAR., SITHARAM T. G AND SUBBA RAO K. S., « **Seismic design of earth-retaining structures and foundations** ». Current Science, Vol. 87, n°10, 25 November 2004.
- [Cho06a] CHOUDHURY D., SANJAY NIMBALKAR S., « **Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall** ». Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, p. 1103-1113, 2006.
- [Cho06b] CHOUDHURY D., SANTIRAM CHATTERJEE., « **Dynamic active earth pressure on retaining structures** ». Sādhanā, Vol. 31, Part 6, pp. 721-730, December 2006.
- [Cho07] CHOUDHURY D., NIMBALKARS., « **Seismic rotational displacement of gravity wall by pseudo-dynamic method: Passive case** ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, p. 242-249, 2007.
- [Cil05] ULAS CILINGIR., **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.

- [Clo80] R.W.CLOUGH, J.PENZIEN., *Dynamique des structures : Principes fondamentaux. Tome1*. Editions Pluralis, 1980.
- [Dav85] DAVIDOVICI V., *Génie parasismique*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, p 759-788, 1985.
- [Dav99] DAVIDOVICI Victor., *La construction en zone sismique*. LE MONITEUR RÉFÉRENCE TECHNIQUE, Mai 1999.
- [Dow80] Parviz DOWLATYARI., *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.
- [Dub01] DUBOIS Jacques, DIAMENT Michel., *Géophysique : Cours et exercices corrigés*. DUNOD, Juillet 2001.
- [Dun05] François Dunand., *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil*, Thèse de LGIT ,janvier 2005.
- [Eln05] M.H. El Naggari., A.G. Chebah., « **Vibration barriers for shock-producing equipment** ». Can. Geotech. J. 42 : 297-306, 2005.
- [Gau02] C GAUDIN., *Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable: Application a l'étude de l'interaction écran-fondation*, Thèse de Doctorat de l'université et l'école centrale de Nantes, 2002.
- [Gaz04] G. Gazetas., P.N. Psarropoulos., I. Anastasopoulos., N. Gerolymos., « **Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation** ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, p. 537-550, 2004.
- [Gen89] Albertj. Genetti, Jr., *Retaining and flood walls*, Engineering and design. US Army corps of engineers. Washington, D.C 20314-1000. EM 1110-2-2502, 29 sept 1989.
- [Geo01] Geo-slope, 2001. QUAKE/W, User's guide. Geo-slope International Ltd. Calgary, Alberta, Canada.
- [Gre03] Russell A. Green, C. Guney Olgun, Robert M. Ebeling, and Wanda I. Cameron., «**Seismically Induced Lateral Earth Pressures on a Cantilever Retaining Wall**». Proceedings of The Sixth US Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE2003), ASCE, August 10-13, 2003, Long Beach, CA, 2003.
- [Ish60] 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.
- [Kez74] KÉZDI Arpad, *hand book of soil mechanics. Soil physics*. Elsevier AMSTERDAM. OXFORD. NEW YORK, 1974.

- [Lan07] L. Lanzoni, E. Radi, A. Tralli., «**On the seismic response of a flexible wall retaining a viscous poroelastic soil**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, p. 818-842, 2007.
- [Lee78] J.P. LEE., «**Determination of earthquake loads on structures: research and development required**». Nuclear Engineering and Design, Vol. 50, p. 57-61, 1978.
- [Lég07] Pierre Léger, Farrokh Javanmardi., «**Seismic stability of concrete gravity dams strengthened by rockfill buttressing**». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 27, p 274-290, 2007.
- [Maz04] Mazars Jacky, Millard Alain., *Comportement dynamique des bétons et génie parasismique*. Lavoisier –hermès science, Juillet 2004.
- [Mer02] MERRIEN-SOUKATCHOFF Véronique., **Eléments de réflexion sur la qualité des modélisations en hydro géotechnique**, Mémoire d’Habilitation à Diriger des recherches, Institut National Polytechnique de Lorraine, Décembre 2002.
- [Nav89] C. Navarro, A. Samartin., «**Dynamic earth pressures against a retaining wall caused by Rayleigh waves**». Engineering Struct, Vol. 11, p. 31-36, 1989.
- [New65] M. NEWMARK., «**Effect of earthquake on dams and embankments**». Géotechnique, London, Vol. 15, p. 139-160, 1965.
- [Nim06] SANJAY NIMBALKAR S., CHOUDHURY D, J. N. Mandal., «**Seismic stability of reinforced soil wall by pseudo-dynamic method**». Geosynthetics International, Vol. 13, No. 3, p. 111-119, 2006.
- [Nim07] SANJAY 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.
- [Ost05] OSTADAN Farhang., «**Seismic soil pressures for building walls: An updated approach**». Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 25, p. 785-793, 2005.
- [Pau05] Patrick Paultre ., *Dynamique des structures : Application aux ouvrages de génie civil*, Lavoisier –hermès science, Avril 2005.
- [Pec84] PECKER. A ., *Dynamique des sols*, Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984.
- [Phi87] Philipponnat. G., *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles, 1987.
- [Pra81] PRAKASH S., *Soil Dynamics*, Mc Graw Hill Book Company 1981, p. 128-169.
- [Psa05] 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.

- [Rei69] REIMBERT André et Marcel., *Murs de soutènement : Massifs d'ancrage et rideaux de palplanches*, Traité théorique et pratique, Eyrolles, 1969.
- [Rei01a] REIMBERT M. and André Marcel L., *Retaining structures and silos: Experimental and theoretical comparisons*. Results for calculations, volume 1, Lavoisier Publishing, December 2001.
- [Rei01b] REIMBERT M. and André Marcel L., *Retaining structures and silos. Confrontations expérimentales et théoriques. Conséquences*, volume 2, Lavoisier Publishing, December 2001.
- [Ric79] RICHARDS Rowland Jr, ELMS DG: «**Seismic behaviour of gravity retaining walls**».ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 105. 1979.
- [Ric99] RICHARDS Rowland Jr, Chaojie Huang et al: «**Seismic earth pressure on retaining structures**». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125. 1999.
- [Rou04] ROUX Patrick., **Nombres Aléatoires & Optimisation Non-linéaire**, Travail pratique de diplôme de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne ,2004.
- [Sch97a] SCHLOSSER François., **Murs de soutènement**, © **Techniques de l'Ingénieur**, traité Construction, Fiche C 244, 1997.
- [Sch97b] SCHLOSSER François., **Ouvrages de soutènement**, © **Techniques de l'Ingénieur**, traité Construction, Fiche C 242, 1997.
- [Sgs03] SGS Version 2.7, **The Seismic data Generation System**. Copyright © 2000-2003 MIDAS IT Co, Ltd.
- [The03] D.D. Theodorakopoulos., « **Dynamic pressures on a pair of rigid walls retaining poroelastic soil**». Soil Dyn and Earthqu Engin, Vol. 23, p. 41-51, 2003.
- [The04] Olivier THEPOT., **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.
- [Ter04] R. E. Terzariol ., Gonzalo M. Aiassa ., Pedro A. Arrúa., « **DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN SUELOS GRANULARES** ». Rev. Int. de Desastres, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 4(2), 153, 2004.
- [Ver06] VERRUIJT Arnold., *Soil Dynamic*. Delft University of Technology, 2006.
- [Xia07] Xiao-Li Yang, « **Upper bound limit analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion**». Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 47, p. 46-56, 2007.
- [Zag98] ZAGHLACHE B : **Comportement dynamique des ouvrages de soutènement**, Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique, 1998.

Annexe A

CALCUL ANALYTIQUE

1. La valeur extrême de la force active (Coulomb):

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

dans ce cas :

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

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

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

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. Le coefficient des pressions des terres (Rankine) :

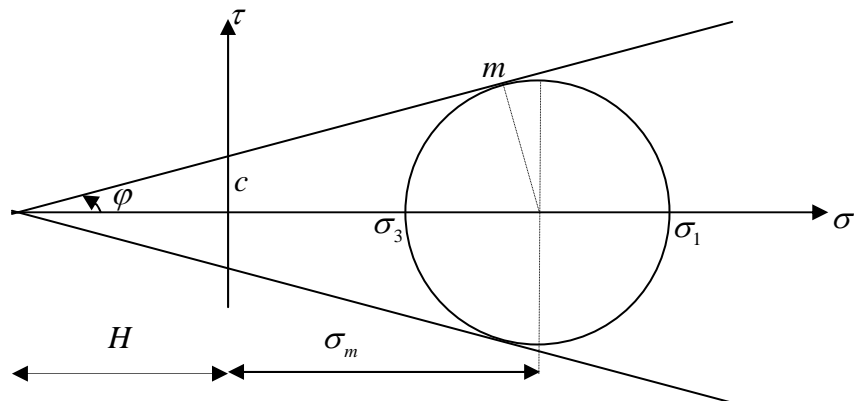


Figure. A.1 Représentation par cercle de Mohr.

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

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

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

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

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

Le cas active :

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{K_a} \quad (1.13)$$

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

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

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

Le cas passive :

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p} \quad (1.14)$$

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

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

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

3. L'expression de (Rankine) pour une surface libre incliné 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 $m_1(\sigma_1, \tau_1)$, $m_2(\sigma_2, \tau_2)$

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

Cas particulier : Equilibre inférieure

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4. 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'

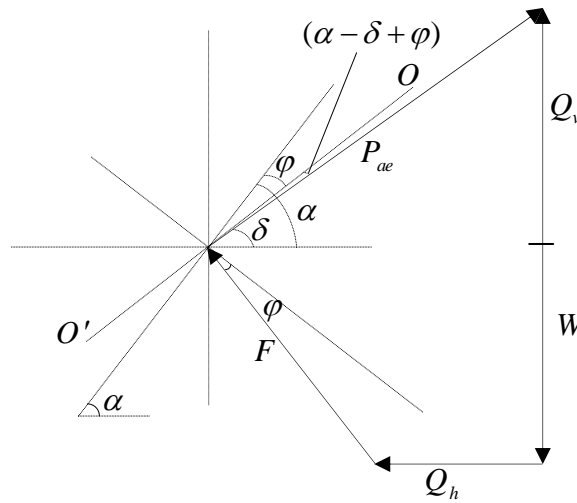


Figure. A.2 Diagramme des forces.

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$- \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_p}{H} m_2$$

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

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

Calcul de l'intégrale (3.32)

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) \cdot a_h(z, t) dz = \int_0^H \frac{\gamma}{g} \frac{H-z}{\tan \alpha} \cdot a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right] dz$$

$$= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \int_0^H (H-z) \sin \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] dz \quad / \zeta = t - \frac{H}{V_s}$$

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

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

$$Q_h(t) = \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(-\left(H - z \right) \frac{V_s}{\omega} \cos \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] \right) \Big|_0^H - \frac{V_s}{\omega} \int_0^H \cos \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] dz$$

$$= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(\frac{HV_s}{\omega} \cos \omega \zeta - \frac{V_s}{\omega} \left[\frac{V_s}{\omega} \sin \left[\omega \left(\zeta + \frac{z}{V_s} \right) \right] \right] \Big|_0^H \right) dz$$

$$= \frac{\gamma}{g} \frac{a_h}{\tan \alpha} \left(\frac{HTV_s}{2\pi} \cos \omega \zeta - \frac{T^2 V_s^2}{4\pi^2} (\sin \omega t - \sin \omega \zeta) \right)$$

$$= \frac{a_h}{g} \frac{\gamma \lambda}{\tan \alpha} \left(\frac{H}{2\pi} \cos \omega \zeta - \frac{\lambda}{4\pi^2} (\sin \omega t - \sin \omega \zeta) \right); \quad / \lambda = TV_s$$

$$= \frac{a_h}{4\pi^2 g} \frac{\gamma \lambda}{\tan \alpha} (2\pi H \cos \omega \zeta - \lambda (\sin \omega t - \sin \omega \zeta)) \quad / T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$= \frac{\gamma \lambda a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)]$$

ANNEXE B

CALCUL NUMÉRIQUE

**RECHERCHE DU MAXIMUM D'UNE FONCTION DE N
VARIABLES**

B.1 Définition.....	125
B.2 Conditions pour un minimum.....	127
B. 3 Unimodalité.....	127
B. 4 Classification des méthodes de recherche du minimum (maximum) d'une fonction $f(X)$ de n variables.....	128
B. 5 Direction de descente et direction de plus grande pente.....	128
B. 6 Méthode du Newton	129
B. 7 Programme <i>MATLAB</i>	130
B. 8 Fonctions test.....	131

B. RECHERCHE DU MAXIMUM D'UNE FONCTION DE N VARIABLES

B.1. Définitions

On considère le problème de la recherche du minimum X d'une fonction $f(X)$ où

$$X \in \mathbb{R}^n .$$

Illustrons géométriquement ce problème pour $n = 2$.

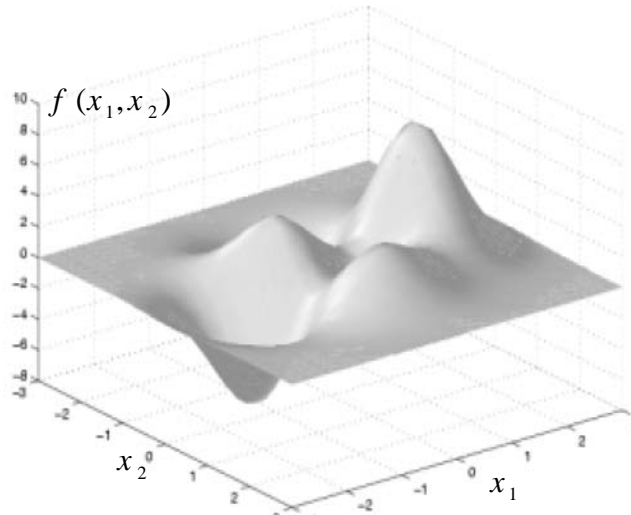


Figure. B.1 Courbe $g = f(x)$ pour $n = 2$

Si l'on appelle 'ligne de niveau' les lieux où $f(x) = cte$, on peut en tracer quelques-unes dans le cas bidimensionnel :

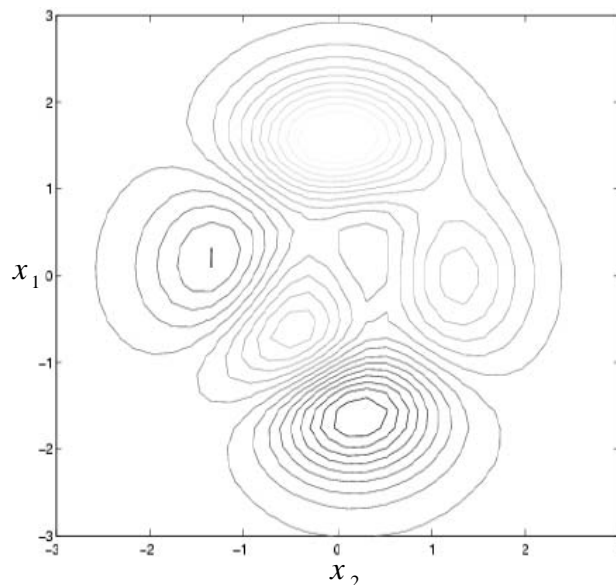


Figure. B.2 Ligne de niveau pour $n = 2$.

Considérons un point $x = A = [a_1, a_2, a_3, \dots, a_n]^t$ situé sur l'une de ces lignes de niveau.

Si $f(x)$ est continue et continûment dérivable, on peut développer en série de Taylor dans le voisinage de A :

$$f(X) = f(A) + (X - A)^t \nabla f(X)|_{X=A} + (X - A)^t \nabla^2 f(X)|_{X=A} (X - A) + \dots \quad (B.1)$$

Si l'on ne retient que les termes en $(X - A)$, on obtient :

$$f(X) = f(A) + (X - A)^t \nabla f(X)|_{X=A} \quad (B.2)$$

qui est l'équation du plan tangent en A à la courbe $y = f(X)$.

L'équation d'une 'ligne du niveau' étant

$$f(X) = f(A) \quad (B.3)$$

La ligne tangente à une ligne de niveau est donc :

$$(X - A)^t \nabla f(A) = 0 \quad (B.4)$$

La perpendiculaire en A à cette direction est donc le gradient ∇f . Selon cette direction, la fonction f augmente le plus. On dit que c'est la direction de plus grande pente.

Illustrons ceci pour $n = 2$:

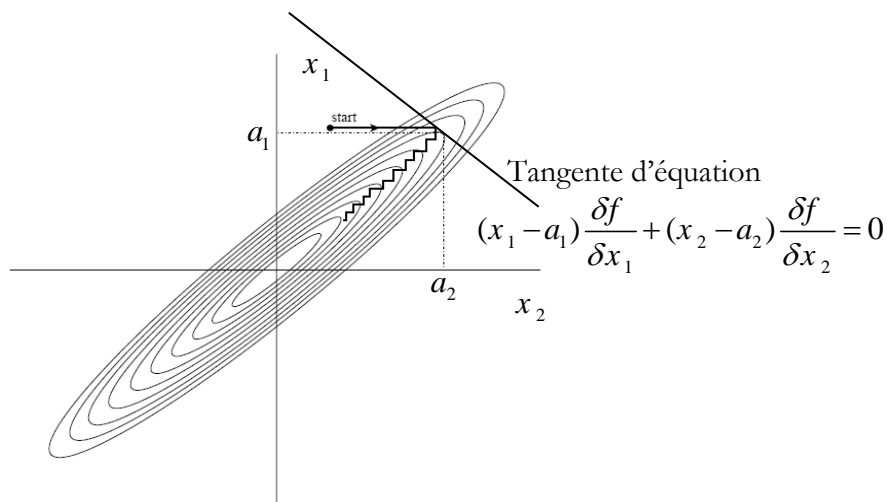


Figure. B.3 Ligne tangente et gradient.

B.2 Conditions pour un minimum

Pour qu'un point A soit un minimum, il faut et il suffit que :

$$f(A) < f(X) \quad \forall X \neq A$$

D'après l'équation (C.1), on voit que ce ne sera vrai que si :

$$\nabla f(A) = 0$$

et si la forme quadratique :

$$(X - A)' \nabla^2 f(A) (X - A) \geq 0$$

est (définie) positive.

Donc un point A n'est un minimum que si la condition nécessaire du premier ordre :

$$\nabla f(A) = 0$$

et la condition du second ordre

$$\nabla^2 f(A) \text{ définie positive.}$$

Sont vérifiées.

B. 3. Unimodalité

On retrouve le concept d'unimodalité du cas $n = 1$. Ainsi, pour $n = 4$;

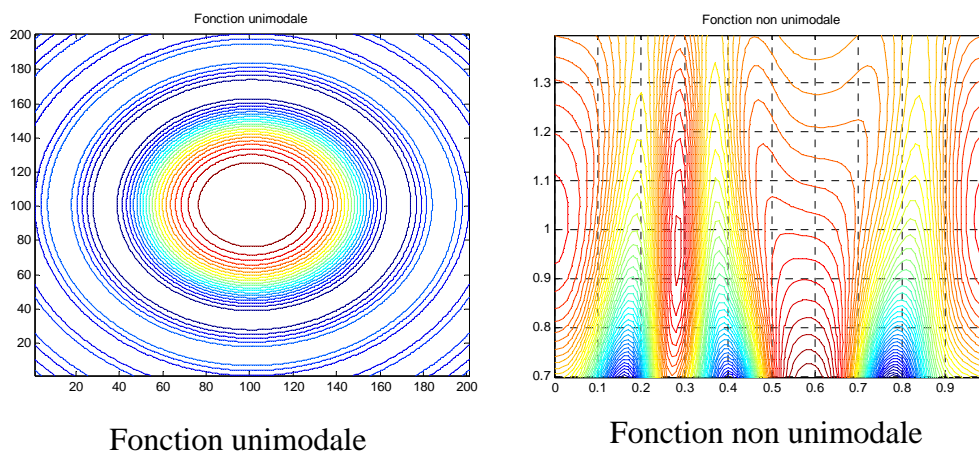


Figure. B.4 Fonction unimodale et non unimodale.

B. 4. Classification des méthodes de recherche du minimum (maximum) d'une fonction $f(X)$ de n variables

Il existe quatre types de méthodes courantes :

- la méthode analytique
 - les méthodes directes
 - les méthodes du premier ordre
 - les méthodes du second ordre
- } méthodes numériques itératives
- la méthode analytique suppose que l'on puisse calculer le gradient $\nabla f(X) = 0$. ceci est rarement vrai en pratique.
 - les méthodes directes telles que celles de Powel, Rosenbrok, Nolder-Mead et Hookes-Jeeve ne nécessitent que le calcul de $\nabla f(X)$ à chaque pas. Elles sont généralement lentes et ne sont intéressantes que si $\nabla f(X)$ est indéfinie par place, ou difficile à évaluer.
 - les méthodes du premier ordre telles que celles du gradient, gradient conjugué, de Parton ... nécessitent à chaque pas l'évaluation de $f(X)$ et de $\nabla f(X)$. Nous discuterons des deux premières.
 - les méthodes du second ordre comme celles de Newton, Marquardt... demandent l'évaluation de $f(X)$, $\nabla f(X)$ et de la Hessienne $\nabla^2 f(X)$ à chaque pas.

B. 5. Direction de descente et direction de plus grande pente

Soit une fonction $f(X)$ dont on recherche le minimum.

Si $f(X)$ est continue et continûment différentiable, alors dans le voisinage proche de X on peut développer en série de Taylor limitée au premier terme :

$$f(X + \Delta X) = f(X) + \Delta X \nabla f(X)$$

Si $\Delta X \nabla f(X) < 0$, alors :

$$f(X + \Delta X) < f(X)$$

et ΔX est dit être une direction de descente.

Supposons que $\|\Delta X\| = \varepsilon = cte$.

Le choix de la direction ΔX minimisant $f(X + \Delta X)$ est celui qui rend $\Delta X \nabla f(X)$ algébriquement minimum, et ce sera bien sûr la direction colinéaire à $\nabla f(X)$ et de sens contraire $-\nabla f(X)$.

Donc au point X , la direction de plus grande diminution de $f(X)$ est (celle du gradient au signe près) : $-\nabla f(X)$.

On dit aussi que la direction $-\nabla f(X)$ est la direction de plus grande pente de $f(X)$ au point X .

B. 6. Méthode du Newton

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

$$\nabla f(X^*) = 0 \quad \forall X^* \in R^n \quad (B.5)$$

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 :

$$\nabla f(X^*) = \nabla f(X + \Delta X) = \nabla f(X) + E \cdot \Delta X \quad (B.6)$$

où $E = \nabla^2 f(X)$

D'où, avec les équations (B.5) et (B.6), connaissant un estimé $X^{(k)}$ proche de X^* :

$$E^{(k)} \cdot \Delta X^{(k)} = -\nabla^2 f(X^{(k)}) \quad (B.7)$$

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

$$X^{(k+1)} = X^{(k)} + \Delta X^{(k)} \quad (B.8)$$

REMARQUE

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

$$\Delta X^{(k)T} \nabla f(X^{(k)}) < 0 \quad (B.9)$$

D'où, des équations (B.7) et (B.9) :

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

C'est-à-dire que pour que $X^{(k)}$ calculée par l'équation (B.7) 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*.

B. 7. Programme Matlab

```

*****
%Kae=1/tan(alpha)*sin(alpha-phi)/cos(delta+phi-alpha)+kh/(2*pi^2*tan(alpha))*(T*Vs/H)*cos(alpha-
phi)/cos(delta+phi-alpha)*[2*pi*cos(2*pi*(t/T-H/(T*Vs)))+(T*Vs/H)*sin(2*pi*(t/T-H/(T*Vs))-
sin(2*pi*(t/T)))]-kv/(2*pi^2*tan(alpha))*(T*Vp/H)*sin(alpha-phi)/cos(delta+phi-
alpha)*[2*pi*cos(2*pi*(t/T-H/(T*Vp)))+(T*Vp/H)*sin(2*pi*(t/T-H/(T*Vp)))-sin(2*pi*(t/T)))]
*****
%the maximum value of Kae is obtained by optimizing Kae with respect to t/T and \alpha.
*****
% Les variable de la fonction sont alpha et t/T ..... a≡ alpha & b≡ t/T
syms b a ;
phi=pi*20/180; delta=phi; kh=0.2; kv=0*kh;
%La fonction Kae=f
f=cot(a).*sin(a-phi)./cos(delta+phi-a)+kh./(2.*pi.^2).*cot(a).^4.*cos(a-phi)./cos(delta+phi-a).*...
(2*pi*cos(2.*pi.*(b-1/4)+4.*(sin(2.*pi.*(b-1/4)))-sin(2*pi*(b))))-kv./(2.*pi.^2).*cot(a).^4.*1.87).*...
sin(a-phi)./cos(delta+phi-a).*...
(2*pi*cos(2.*pi.*(b-1/(4.*1.87))+4.*1.87.*(sin(2.*pi.*(b-1/(4.*1.87)))-sin(2*pi*(b))))))

g1=diff(f,'a',1)
g2=diff(f,'b',1)
g11=diff(f,'a',2)
g22=diff(f,'b',2)
g12=diff(diff(f,'a',1),'b',1)
g21=diff(diff(f,'b',1),'a',1)
h1=diff(f,'a',1)
h2=diff(f,'b',1)

r11 = input('donne g11=','s');
r12 = input('donne g12=','s');
r21 = input('donne g21=','s');
r22 = input('donne g22=','s');
r1 = input('donne h1=','s');
r2 = input('donne h2=','s');

d11=inline(r11,'a','b')
d12=inline(r12,'a','b')
d21=inline(r21,'a','b')
d22=inline(r22,'a','b')
q1=inline(r1,'a','b')
q2=inline(r2,'a','b')

a=[0.6,0.3]'; %a=60° & t/T=0.5 a=[12.5,17.5]';

for i=1:12
jx=[q1(a(1),a(2)) q2(a(1),a(2))]'
jxx=[d11(a(1),a(2)) d12(a(1),a(2))
d21(a(1),a(2)) d22(a(1),a(2))];
jxx1=inv(jxx);
a=a-jxx1*jx
end

f1 = input('donne f=','s');
f=inline(f1,'a','b')
f(a(1),a(2))

```

B. 7. Fonctions test

Voici la description des fonctions testées dans ce travail par le programme précédente.

$$f(x) = -(x_1^2 + x_2^2) + \cos(18x_1) + \cos(18x_2)$$

- domaine : $[-1,1]^2$
- maximum : 2, en (0,0)
- dimension : 2
- origine : [Rou04]

$$f(x) = -100(x_2 - x_1^2)^2 - (1 - x_1)^2$$

- domaine : $[-5,5]^2$
- maximum : 0, en (1,1)
- dimension : 2
- origine : [Rou04]

$$\sin(x + y) - x^2 - y^2$$

- domaine : $[-5,5]^2$
- maximum : 0.400489 , en (0.369543, 0.369543)
- dimension : 2
- origine : Mathematica 5.0

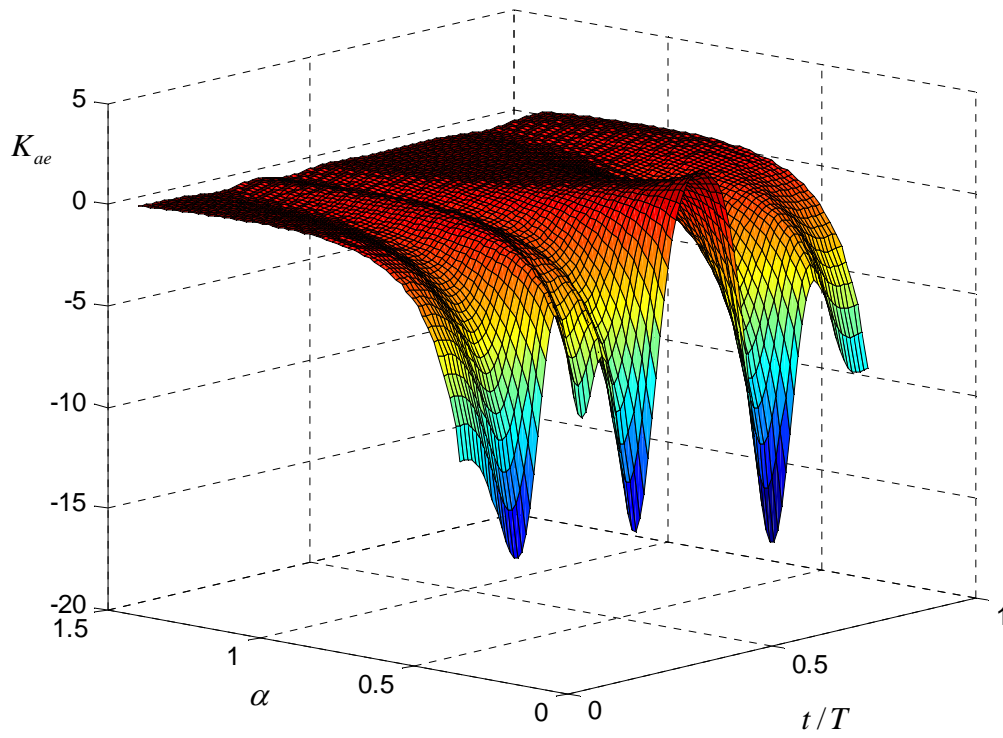


Figure. B.5 Fonction (3.28) en perspective.

ملخص

نظرا لما مثله المنشآت الاستنادية من أهمية بالغة في مجال الهندسة المدنية فان دراسة استقرار هذه المنشآت يبرز كضرورة حتمية تحت تأثير مختلف الاحمال المعرضة لها. وإذا كانت دراسة الاستقرار تحت تأثير الاحمال الساكنة قد عرفت مع أعمال كولومب (1776) و رانكين (1857). فان الاستقرار تحت الاحمال الديناميكية (الزلازل) حديث نسبيا ظهر باليابان في عشرينيات القرن الماضي مع الاعمال الرائدة لمونونوبى و او كابي. حيث تمثل قوة الدافعة الزلزالية بقوة سكونية مكافئة شبه سكونية. إلا أن التجربة بينت أن هذه المكافأة تعطي نتائج مغايرة من حيث توزيع ضغوط الأتربة. ومن هذا المنطلق ظهر مؤخرا مع أعمال سيدلمان و زنج (1990) ثم شوهيري و مبالكار (2006) طريقة جديدة تعتمد على المكافأة شبه الديناميكية.

خلال هذه الدراسة اسعرنا مختلف طرق حساب قوى دفع الأتربة خلف منشأة استناد تحليليا : سكونيا. شبه سكونيا و شبه ديناميكية ثم ديناميكية بالاعتماد على برنامج الحساب بطريقة العناصر المنهية (GeoSlope).

من خلال هذه الدراسة أجرينا مقارنة بين نتائج الطريقة شبه الديناميكية. النمذجة (المحاكاة) الرقمية. و النتائج التجريبية المنوفاة

RÉUMÉ

Vu la grande importance que représentent les ouvrages de soutènement dans le domaine du Génie Civil, l'étude de la stabilité de ces ouvrages s'impose comme une nécessité sous l'influence de différents types de charges auxquelles sont exposés. Si l'étude de la stabilité sous l'influence des charges statiques a été connue d'après les travaux de Coulomb (1776) et Rankine (1857), l'étude de la stabilité sous les charges dynamiques (séismes) est relativement récente, et elle a été apparue au Japon au début du siècle passé avec les recherches de Monobé et Okabé où la force sismique de poussée des terres est représentée par une force statique équivalente ou pseudostatique, mais les essais ont montré que cette approche donne des résultats différents pour la distribution des pressions des terres.

Pour trouver des résultats qui se rapprochent de la réalité, Steedman et Zeng (1990) puis Choudhury et Nimbalkar (2006) ont présenté une nouvelle approche appelée approche pseudo dynamique.

Dans cette étude, nous exposons les différentes méthodes pour calculer analytiquement les forces de poussée des terres derrière un ouvrage de soutènement par les approches : statique, pseudo statique et pseudo dynamique, puis dynamique en utilisant le code de calcul (GeoSlope) basé sur la méthode des éléments finis.

Enfin, une comparaison est faite entre les résultats de l'approche pseudo dynamique, les résultats de la modélisation numérique et ceux des travaux expérimentaux trouvés dans la littérature.

ABSTRACT

Considering the great importance which represented by the retaining structures in the field of Civil Engineering, the study of the stability of these structures is essential as necessity under the influence of various types of loads to which they are exposed. If the study of the stability under the influence of the static loads was known according to the work of Coulomb (1776) and Rankine (1857), the study of the stability under the dynamic loads (earthquakes) is relatively recent, and it was appeared in Japan at the beginning of the last century with the pioneering research of Monobé Okabé where the seismic thrust earth pressure is represented by an equivalent static force or pseudostatic, but the tests have shown that this approach gives different results for the distribution of the earth pressures.

To find results which reconcile reality, Steedman and Zeng (1990) then Choudhury and Nimbalkar (2006) presented a new approach called pseudo dynamic approach.

During this study we consider deference analytical methods of the calculation about the seismic active thrust behind retaining structure: static, pseudo static and pseudo dynamic then dynamic with use the code of calculation by finite elements method (GeoSlope).

Finely, a comparison between the results of the pseudo dynamic approach, and the results of numerical modeling and, those of the experimental work found in the literature.

الكلمات المفتاحية: الدافعة الزلزالية للأتربة, شبه السكونية, شبه الديناميكية, نمذجة رقمية, منشأة استناد.

Mots clés : la poussée sismique des terres, Pseudo statique, Pseudo dynamique, modélisation numérique, ouvrage de soutènement.

Key Words: Seismic thrust earth pressure, Pseudo Static, Pseudo Dynamic, Numerical Modelling, Retaining structure.