

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté Des Sciences de l'Ingénieur

Mémoire de Magister

Présenté par :

ROUABEH Aicha

En vue de l'obtention du diplôme de **MAGISTER** en :

Filière : Génie Civil

Option : Sol – Structure – Matériaux

THEME

COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUS
CHARGEMENT SISMIQUE

Devant le jury composé de :

M ^r . FARSI Mohamed	Dr	C.G.S	Président
M ^r . BOUAFIA Ali	Pr	U.S.D.B	Examineur
M ^{elle} . LAZZALI Farah	MC/B	U.M.B.B	Examinatrice
M ^r . SERIDI Ahcène	Pr	U.M.B.B	Promoteur

Année Universitaire 2012/2013

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

Résumé

Abstract

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre 1

Types des murs de soutènement et modes de rupture

1.1 INTRODUCTION..... 5

1.2 TYPE D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT 5

1.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement 6

1.2.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement 6

1.2.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages..... 7

1.3 MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT 8

Chapitre 2

Calcul statique des pressions des terres

2.1 INTRODUCTION..... 12

2.2 MOBILISATIONS DES EQUILIBRES DE POUSSEE ET DE BUTEE 13

2.2.1 Etat initial..... 13

2.2.2 Equilibre de poussée 15

2.2.3 Equilibre de butée 16

2.3 CALCUL STATIQUE DES PRESSIONS DES TERRES 19

2.3.1 Théorie de Coulomb 19

2.3.2 Théorie de Rankine 21

2.4 METHODE SPIRALE LOGARITHMIQUE..... 24

2.5 CONCLUSION 26

Chapitre 3

Revue bibliographique sur le calcul dynamique des pressions des terres

3.1	INTRODUCTION.....	27
3.2	ANALYSE D'ETATS LIMITES.....	29
3.2.1	ANALYSE BASEE SUR LES PRESSIONS DES TERRES.....	29
3.2.1.1	L'approche pseudo-statique.....	29
	• Mononobe-Okabe (1926.1929).....	30
	• Choudhury (2002).....	35
	• Aldo Evangelista (2010).....	36
3.2.1.2	L'approche pseudo-dynamique.....	40
	• Steedman-Zeng (1990).....	40
	• Choudhury-Nimbalkar (2005).....	43
	• Nimbalkar et Choudhury (2008).....	45
3.2.2	ANALYSE BASEE SUR LE DEPLACEMENT.....	48
	• Méthode de Richards-Elms.....	48
	• Méthode de Whitman-Liao.....	50
3.3	SOLUTIONS EN UTILISANT LE COMPORTEMENT ELASTIQUE OU VISCOELASTIQUE.....	52
	• Wood (1973).....	52
	• Veletsos et Younan (1994).....	54
3.4	ANALYSES NUMERIQUES.....	57
	• Al-Homoud et Whitman (1999).....	57
	• Green et Ebeling (2003).....	59
	• Psarropoulos, Klonaris, et Gazetas (2005).....	60

Chapitre 4

Cas d'étude

4.1	INTRODUCTION.....	62
4.3.	MODELISATION NUMERIQUE.....	62
4.3.1.	Brève description des codes numériques utilisés.....	62
	• Code de PLAXIS V.8.....	62
	• Code de SHAKE2000.....	62

4.3.2.	Le signal d'entrée.....	63
4.3.3.	Modèle élément fini	63
4.3.4	Calibrage du modèle numérique	66
4.4	ANALYSE DYNAMIQUE.....	72
4.4.1	Calcul du déplacement induit.....	77
	• Influence du comportement du sol de remblai.....	78
	• Influence du signal d'entrée.....	78
4.4.2	Application de l'accélération d'entrée à la base du mur	81
4.5	INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS	84
	CONCLUSION GENERALE	86

REMERCIEMENTS

Avant tout je remercie mon Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, le dessein et la santé pour terminer ce travail.

J'adresse mes remerciements et ma reconnaissance à mon directeur de thèse M' SERIDI AHCÈNE de m'avoir dirigé et m'a témoigné de sa confiance et son encadrement et formation scientifique.

Je remercie l'ensemble des membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de faire partie du jury pour l'examiner.

Je voudrais exprimer ma sympathie et ma magnanimité aux membres du CGS, particulièrement M' SLIMANI Nacer, M^{me} BEN KACI Nassima et M^{elle} KOUICI Waffa, qui ont mis à ma disposition tous les moyens utiles en leur possession.

Je remercie également les membres de CTC d'Alger en particulier M^{me} ISMAIL, de l'ENPI de Boumerdes notamment M' KASDI et de laboratoire de LNHC de m'avoir donné l'accord à diverse données géotechniques nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je voudrais aussi exprimer ma bienveillance et longanimité aux gens du laboratoire de GEOMAG avec qui j'ai eu le plaisir de faire les différents essais géotechniques.

J'exprime particulièrement toute ma gratitude à ma famille, mes collègues du post graduation et mes amies qui m'ont beaucoup soutenues et encouragées. Une mention particulière va à mes chers parents.

ملخص

في هذه الدراسة وصفنا أساليب مختلفة لحساب الضغوط الأرضية على جدار الاحتفاظ لظروف التحميل المختلفة الثابتة والديناميكية. درسنا أيضا الاستجابة الديناميكية لجدار الاحتفاظ تحت ظروف تحميل زلزالية. يتم إجراء محاكاة باستخدام رمز العناصر المنتهية PLAXIS. تم التعبير عن الاستجابة بالتسارع و الإزاحة. في إطار استخدام النماذج الرقمية لدراسة مثل هذه المشاكل، يمكننا تحديد كيانين مختلفين. الأول يتوافق مع المواد وإدراج سلوكهم. الثاني يتوافق مع نوع التحميل المفروض، وهذا يعني، حركة الأرض. **كلمات مفتاحية:** تحميل ثابت، تحميل زلزالي، سلوك وإزاحة دائمة.

Résumé

Dans cette étude on a exposé les différentes méthodes pour calculer les pressions des terres sur un mur de soutènement pour différentes conditions de chargement à savoir statique et dynamique. On a étudié aussi la réponse dynamique d'un mur de soutènement sous chargement sismique. La simulation est faite au moyen du code d'éléments finis PLAXIS. La réponse est exprimée en termes d'accélération et de déplacement. Dans le cadre de l'utilisation des modèles numériques pour étudier ce type de problèmes, on peut identifier deux entités différentes. La première correspond aux matériaux et à la prise en compte de leur comportement. La deuxième partie correspond au type de chargement imposé, c'est-à-dire, au signal d'entrée.

Mots clés : chargement statique, chargement sismique, comportement, déplacement permanent.

Abstract

In this study we exposed the various methods to calculate the pressures of the grounds on a retaining wall for various conditions of loading to know static and dynamic. We also studied the dynamic response of a retaining wall under seismic loading. Simulation is made by means of the code of finite elements PLAXIS. The response is expressed in terms of acceleration and displacement. Within the framework of the use of the numerical models to study this type of problems, we can identify two different entities. The first corresponds to materials and the taking into account of their behavior. The second part corresponds to the type of imposed loading, i.e., the input signal.

Key words: static loading, seismic loading, behavior, permanent displacement.

LISTE DES FIGURES

Figure1.1 : Murs partiellement ou totalement ancrés.....	7
Figure1.2 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	9
Figure1.3 : Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a)glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.....	10
Figure1.4 : (a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.....	11
Figure1.5: Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage.....	11
Figure2.1: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.....	13
Figure2.2: Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).....	14
Figure2.3: Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).....	15
Figure2.4: Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).....	16
Figure2.5: Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de la déformation.....	17
Figure2.6: Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran ; (a)rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour du sommet (d) déplacement de flexion entre deux appuis fixes, le pied et le sommet.....	18
Figure2.7 : (a)Coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb.....	20
Figure2.8 : (a)Coin passif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin passif de Coulomb.....	21
Figure2.9 : Distribution des pressions actives pour différents remblais : (a)remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c)remblai avec frottement et cohésion.....	22
Figure2.10 : Distribution des pressions passives pour différents remblais : (a)remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c)remblai avec frottement et cohésion.....	23

Figure2.11 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression active minimale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.....	25
Figure2.12 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression passive maximale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.....	25
Figure3.1 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas actif.....	32
Figure3.2: La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas passif.....	32
Figure3.3 : Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.....	38
Figure3.4 : Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$	38
Figure3.5: Système considéré par Steedman-Zeng.....	41
Figure3.6 : Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $K_h=0.2$ (d'après Steedman-Zeng 1990).....	43
Figure3.7 : Système considéré par Choudhury et Nimbalkar.....	44
Figure3.8 : Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres (adaptée et modifiée après Choudhury et Nimbalkar, 2005).....	46
Figure3.9 : Mur poids soumis à des accélérations pseudo-statique et de pesanteur.....	48
Figure3.10 : Notation et géométrie du mur pour l'analyse de Wood.....	53
Figure3.11 : (a) facteur adimensionnel de poussée pour différentes géométries et différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol (b) facteur adimensionnel de moment pour différentes géométries et différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol. D'après Wood(1973).....	54
Figure3.12 : Base excitée du système sol-mur étudié.....	55
Figure3.13: Les expressions active et passive de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (Continu) (D'après Green & Ebeling 2003).....	59
Figure4.1 : (a) L'histoire d'accélération et (b) le spectre de Fourier du signal de KEDDARA 1 E-W.....	63
Figure4.2 : Dimensions du mur étudié et propriétés du sol retenu.....	63

Figure4.3 : Modèle d'éléments finis utilisé dans l'analyse dynamique.....	64
Figure4.4 : Discrétisation du modèle étudié par des éléments triangulaires de 15 nœuds.....	65
Figure4.5 : La déformée du modèle après l'analyse dynamique.....	72
Figure4.6 : Distribution de la pression dynamique des terres et localisation de la résultante.....	72
Figure4.7 : Situation des différents points choisis pour l'analyse dynamique.....	73
Figure4.8 : L'accélération en fonction du temps au point A (sommet du mur).....	74
Figure4.9 : L'accélération en fonction du temps au point B (base du mur).....	74
Figure4.10 : L'accélération en fonction du temps au point C (base du remblai).....	75
Figure4.11 : L'accélération en fonction du temps au point D (en aval du mur).....	75
Figure4.12 : L'accélération en fonction du temps au point E (en amont du mur).....	76
Figure4.13 : Distribution de la pression dynamique des terres et localisation de la résultante pour le sol R2.....	77
Figure4.14 : Déplacements obtenus pour les sols de remblais normalement consolidé et sur consolidé pour la même valeur de a_{max}	78
Figure4.15 : Déplacements en fonction du temps, au point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max}	79
Figure4.16 : Les signaux utilisés : (a) Dar El-Beida et (b) Hussein Dey.....	80
Figure4.17 : Application du signal d'entrée à la base du mur.....	81
Figure4.18 : Comparaison des déplacements obtenus au sommet du mur (point A) par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche	81
Figure4.19 : Comparaison de l'accélération obtenue au sommet du mur (point A) par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.....	82
Figure4.20 : Comparaison de l'accélération obtenue au point C par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.....	83
Figure4.21 : Comparaison de l'accélération obtenue au point D par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.....	83
Figure4.22 : Comparaison de l'accélération obtenue au point E par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.....	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau1.1 : Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.....	8
Tableau3.1 : Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de φ et k_h pour $\varepsilon = 0$	39
Tableau3.2 : Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\varphi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h	39
Tableau3.3 : Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenue par la présente étude avec des méthodes disponibles pour $H=10$ m, $\phi=34^\circ$, $\delta=17^\circ$, $\gamma = 17.3$ kN/m ³ , $k_h = k_v = 0.3$ et $f=1$	47
Tableau3.4: Les valeurs de la moyenne et de l'écart type pour l'analyse de déplacement d'un mur poids.....	52
Tableau4.1 : Caractéristiques géotechniques de la couche du sol.....	64
Tableau4.2 : Propriétés des éléments constituant le mur de soutènement.....	64
Tableau4.3 : Valeurs de α_R et β_R pour la couche du sol.....	68
Tableau4.4 : Valeurs de α_R et β_R pour le mur.....	69
Tableau4.5 : La nouvelle valeur de β_R pour la couche du sol.....	71
Tableau4.6 : La nouvelle valeur de β_R pour le mur.....	71
Tableau4.7 : Valeur de la résultante de poussée et sa localisation.....	73
Tableau4.8 : Comparaison des valeurs de a_{max} au point C pour les remblais R_1 (normalement consolidé) et R_2 (surconsolidé).....	76
Tableau4.9 : Comparaison des valeurs de la résultante de poussée et sa localisation pour les remblais R_1 et R_2	77
Tableau4.10 : Valeurs des déplacements horizontaux au, point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max}	79
Tableau4.11 : Valeurs des déplacements verticaux au, point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max}	79
Tableau4.12 : Valeurs de la résultante de poussée et sa localisation obtenues pour trois niveaux de a_{max}	80
Tableau4.13 : Valeurs des déplacements obtenus pour divers signaux.....	80

INTRODUCTION GENERALE

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques. Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique. Ces effets destructifs des séismes font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.



Figure 1 : Rupture par renversement d'un mur de soutènement, pendant le séisme de Chi-Chi Taiwan (1999).

En dépit de la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, la réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles physiques pour la clarifier. Le problème est complexe, et le développement d'une compréhension de lui est ainsi complexe qu'il exigera le raffinement des modèles d'analyses par élément finis ou par différences finis.

Comme un résultat pratique, il existe un manque d'informations concluantes et déterminantes qui peuvent être employées dans la conception.

Les méthodes les plus généralement utilisées pour la conception des structures de soutènement dans des conditions sismiques sont basées sur l'équilibre des forces ; l'analyse pseudo-statique (Mononobe-Okabe 1926[1], 1929[2]), l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng 1990[3]), et le déplacement basé sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979[4]).

Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de la paroi pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur et les pressions dépendent de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée. Puisque peu d'histoires bien documentées de cas des mesures sur le terrain de la réponse des murs sont disponibles, la plupart des connaissances actuelles sur la réponse dynamique des murs de soutènement est venue d'essais sur des modèles et des analyses numériques.

D'après les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits, ce type de structures présente des mouvements significatifs lors des chargements sismiques. Il a été aussi observé que les mécanismes principaux de rupture sont dus aux déplacements produits lors du tassement du sol de fondation, de la rotation du mur et de la rupture possible de l'ensemble remblai-mur-fondation (Wong 1982[5], Chouvet 1983[6], Rafnsson 1991[7], Kramer 1996[8], Steedmen 1998[9], Stamatopoulos et al 2000[10], IAI 2001[11]).



Figure 2 : Déplacement des couches supérieures du remblai le long des joints de construction en raison de la résistance de frottement insatisfaisante à la partie supérieure du mur (séisme de Chi-Chi Taiwan (1999)).



Figure 3 : Mur élevé par décrochement de faille, déplacement vertical et horizontal de 2.0m et 1.3m respectivement (séisme de Chi-Chi Taiwan (1999)).

Ces expériences ont aussi montré que le comportement de ces structures est dominé par les déplacements induits plutôt que par des efforts induits. Ceci confirme l'utilisation des méthodes basées sur le déplacement de la structure pour estimer la résistance ultime des murs de soutènement. Dans la pratique, au moment de la conception de ces structures vis-à-vis des chargements sismiques, différentes méthodes sont utilisées. Ces méthodes peuvent être divisées en trois grands groupes, celles qui utilisent des méthodes simplifiées basées sur des analyses pseudo-statiques, celles qui sont basées sur de modèles physiques à échelle réduite et celles qui utilisent des modèles numériques avec des analyses dynamiques.

Le but de cette étude est d'étudier la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme. On étudie aussi l'importance de la prise en compte du comportement du sol de remblai dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Tout cela est précédé par une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul de la pression des terres sous différentes conditions statique et dynamique, ainsi que les méthodes dites empiriques pour estimer le déplacement permanent des structures de soutènement.

Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et élastoplastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et les murs se comportent d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant PLAXIS, un programme d'élément finis. Les analyses numériques incluent les étapes de construction du mur et le placement du remblai ou l'excavation du sol, suivie par l'analyse de réponse sismique.

Chapitre 1

Types des murs de soutènement et modes de rupture

1.1 INTRODUCTION

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. La retenue des terres par cet ouvrage répond à des besoins multiples: préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou autre), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau.

Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

1.2 TYPE D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Ces dernières années, le développement des matériaux métalliques, polymères, et les renforts géotextiles a conduit à l'élaboration de nombreux types d'innovation des systèmes de rétention de la terre [1]. Les murs de soutènement sont souvent classés en fonction de leur masse, de leur flexibilité et de la manière de reprise de la poussée des terres.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués [2]:

1.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids **en béton** ou **en maçonnerie**. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille.

Les **murs en Terre Armée**, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

Les **ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

1.2.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

Le **mur cantilever en béton armé** qui, est composé d'une base élargie (semelle) et encadrée à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.

Les murs en **parois moulées**, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.

Les **rideaux de palplanches**, encastres dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

1.2.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux, des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une **paroi berlinoise** est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place.

Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux (Figure 1.1a [2]).

Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des **murs épinglés** construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints. (Figure 1.1b [2]).

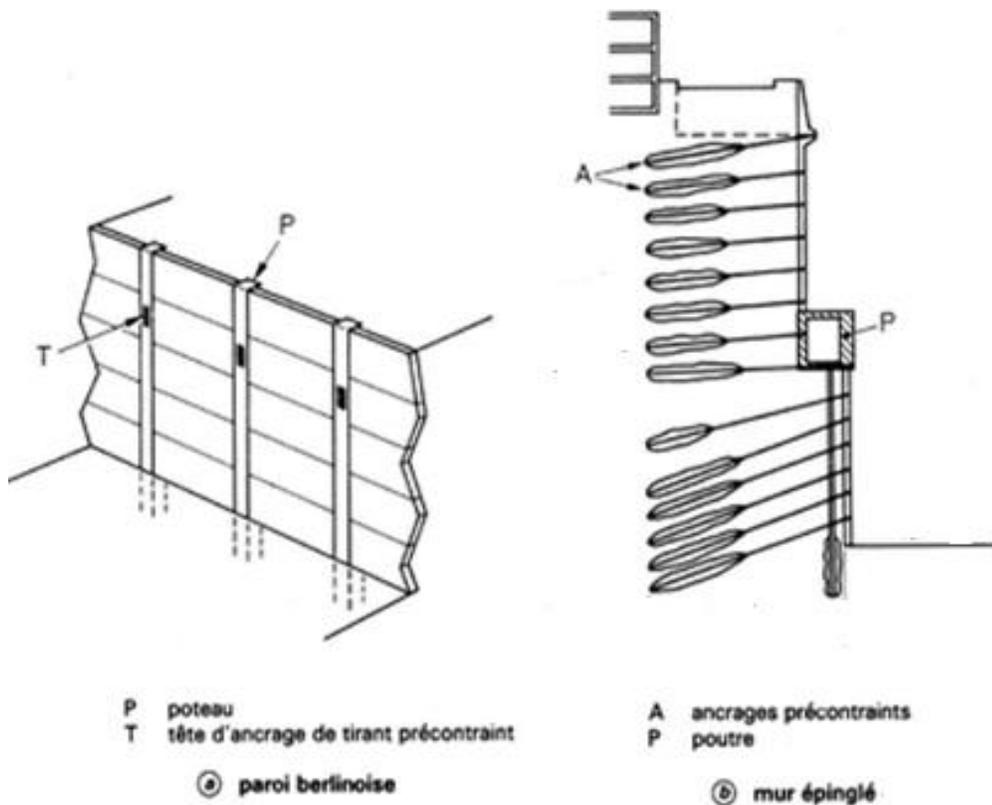


Figure 1.1 : Murs partiellement ou totalement ancrés.

Le tableau (1.1) [2] montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente.

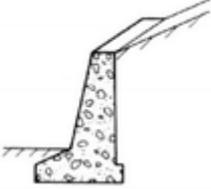
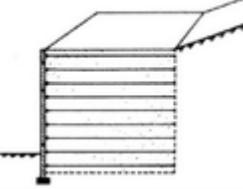
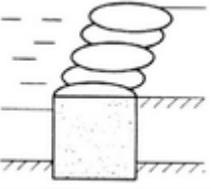
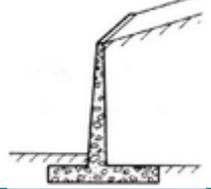
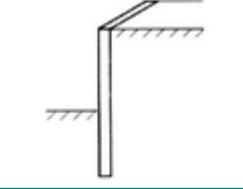
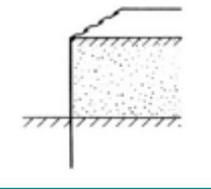
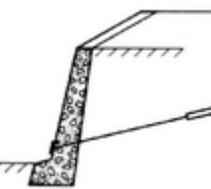
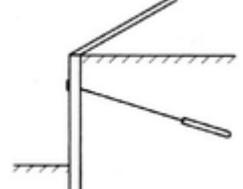
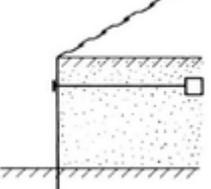
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou maçonnerie	Mur en Terre Armée	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur cantilever en béton armé	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Tableau 1.1 : Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.

1.3 MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons. Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un

tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi [1].

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure 1.2a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure 1.2b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure 1.2c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 1.2d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 1.2e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne [2].

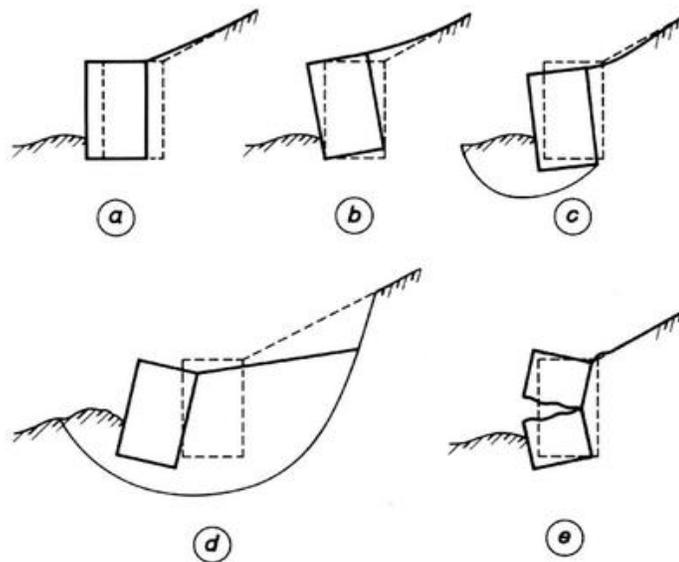


Figure1.2 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement (Figure 1.3 [1]).

Les murs poids peuvent aussi être endommagés par l'instabilité des sols derrière eux. Telles ruptures peuvent être traitées comme des ruptures de stabilité des pentes qui entourent la paroi. Les systèmes de mur composite, tels que les murs-caissons, les parois cellulaires, et les murs en terres armées peuvent s'effondrer de la même manière ou par un certain nombre de mécanismes internes qui peuvent impliquer le cisaillement, le retrait ou la rupture par traction de divers éléments du mur.

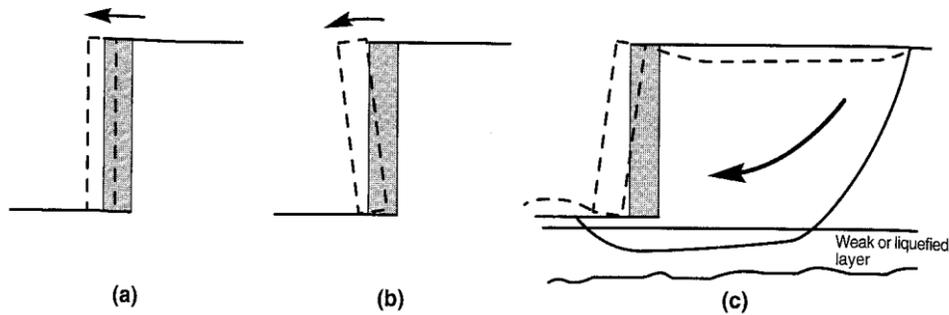


Figure 1.3 : Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

Les murs cantilevers sont soumis aux mêmes mécanismes de défaillance que les murs poids, et aussi aux mécanismes de défaillance de flexion. Les pressions du sol et les moments de flexion dans les murs cantilevers dépendent de la géométrie, la rigidité et la résistance du système mur-sol (Figure 1.4a, b [1]; diagrammes de pression et moment pour un mur typique). Si les moments de flexion nécessaire pour excéder la résistance à la flexion de la paroi, la rupture peut se produire à la flexion (Figure 1.4c [1]). La ductilité structurale du mur lui-même peut influencer le niveau de déformation produite par rupture par flexion.

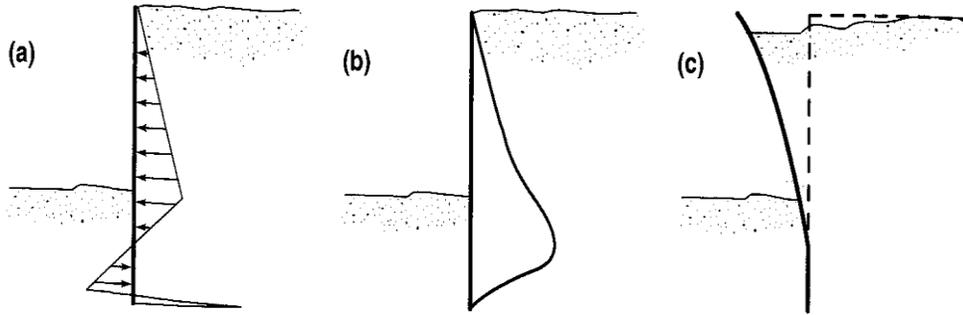


Figure 1.4: (a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.

Les murs contreventés peuvent défaillir généralement par l'instabilité d'ensemble, basculement, rupture par flexion, et/ou rupture des éléments d'ancrage. Le basculement des murs contreventés implique typiquement une rotation autour du point dont le buton agit sur la paroi, souvent au sommet de la paroi comme dans le cas des murs de sous-sol et les murs de culée de pont (Figure 1.5a [1]). Les murs ancrés avec une pénétration insuffisante peuvent basculer autour de leurs bases (Figure 1.5b [1]). Comme dans le cas des murs cantilevers, les murs ancrés s'effondrent par flexion, bien que le point de rupture (moment de flexion maximal) est susceptible d'être différent. La rupture des éléments de contreventement peut inclure le retrait d'ancrage, rupture de butons ou flambement du pont. Les établissements de remblai peuvent aussi imposer d'autres charges axiales et transversales aux éléments de contreventement tels que les butons et les tirants.

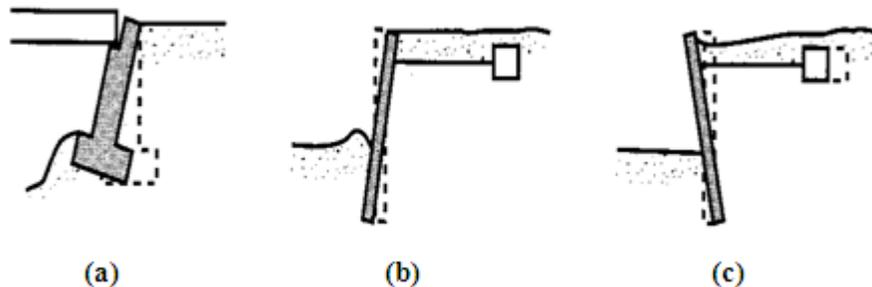


Figure 1.5 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage.

Chapitre 2

Calcul statique des pressions des terres

2.1 INTRODUCTION

Le comportement sismique des murs de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme se produise, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme. De plus la réponse d'un mur est influencée par les deux [1].

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

- *Les pressions des terres actives (poussée)* se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Figure 2.1*b*).
- *Les pressions des terres passives (butée)* se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Figure 2.1*a*).

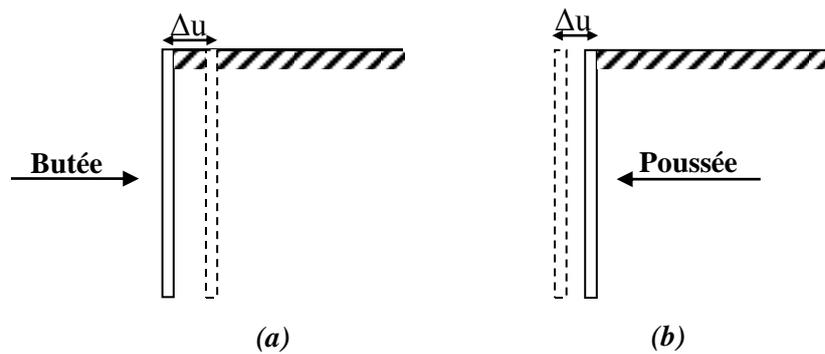


Figure 2.1: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

2.2 MOBILISATIONS DES EQUILIBRES DE POUSSEE ET DE BUTEE

2.2.1 Etat initial

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : *poussée des terres au repos* (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte *effective* horizontale à la contrainte *effective* verticale par le coefficient des terres au repos K_o [3].

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo} \quad (2.1)$$

Où σ'_{ho} est la contrainte *effective* horizontale, σ'_{vo} est la contrainte *effective* verticale et K_o le coefficient des terres au repos.

La valeur de K_o , est *délicate à mesurer*, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au pressiomètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages.

On peut estimer K_o par des formules théoriques. Si le sol avait un comportement élastique linéaire, K_o serait égal à : $[\nu/(1 - \nu)]$ (avec ν est le coefficient de Poisson) cette valeur théorique s'éloigne trop de la réalité pour être utilisée pratiquement.

Pour les sols pulvérulents et les sols fins *normalement consolidés* on peut utiliser la formule simplifiée de Jacky (1944) [4] (si la surface libre est horizontale) :

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (2.2)$$

Où ϕ' est l'angle de frottement effectif du sol.

S'il existe un talus de pente β , la valeur de K_o , avec la même définition sera :

$$K_{o\beta} = K_o (1 + \sin \beta) \quad (2.3)$$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de K_o augmente pour les sols *surconsolidés*, d'autant plus que le coefficient de surconsolidation R_{oc} est important.

On pourra utiliser la relation suivante (pour un sol moyennement *surconsolidé*) :

$$K_o = (1 - \sin \phi') R_{oc}^{1/2} \quad (2.4)$$

Où R_{oc} est le rapport de surconsolidation égale à : σ'_p / σ'_{vo} avec σ'_p est la contrainte de préconsolidation.

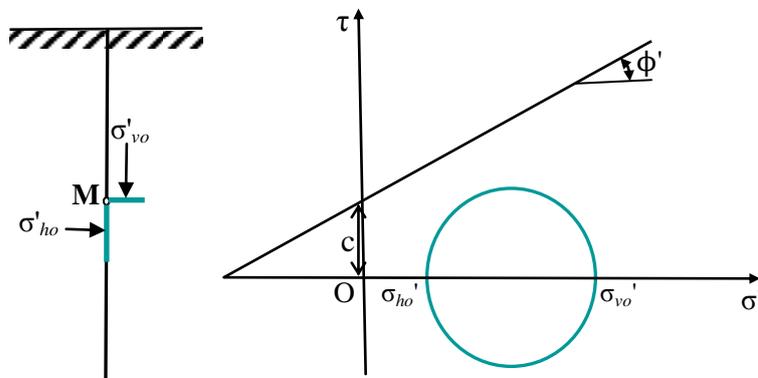


Figure 2.2: Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).

2.2.2 Equilibre de poussée

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{ho} diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ'_{ho} .

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{vo} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{ho} diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_{vo} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a :

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} \quad (2.5)$$

Où σ'_a est la contrainte de poussée, σ'_{vo} est la contrainte *effective* verticale et K_a est le coefficient de poussée.

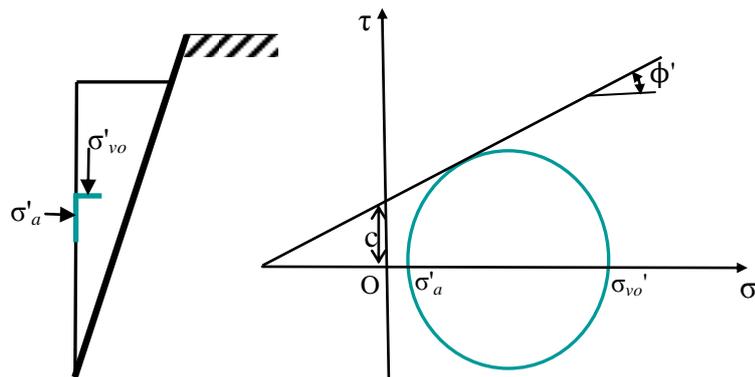


Figure 2.3: Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).

2.2.3 Equilibre de butée

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{ho} augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ'_{ho} .

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{vo} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{ho} augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_{vo} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p :

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{vo} \quad (2.6)$$

Où σ'_p est la contrainte de butée, σ'_{vo} est la contrainte *effective* verticale et K_p est le coefficient de butée.

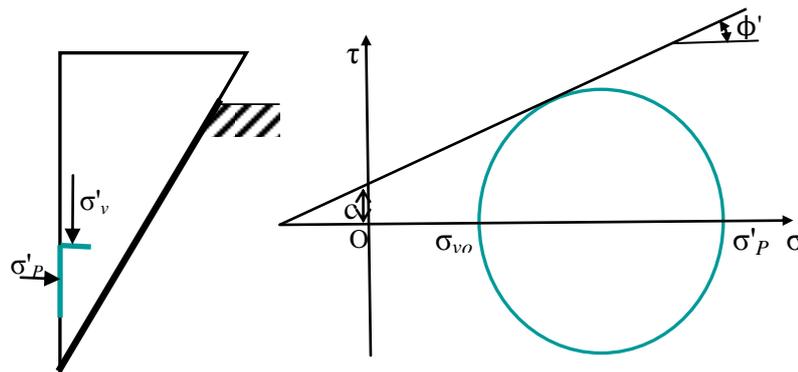


Figure 2.4: Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).

La variation de coefficient de pression latérale en fonction des déformations (déplacements) latérales est montrée ci-après (Figure 2.5 [5]):

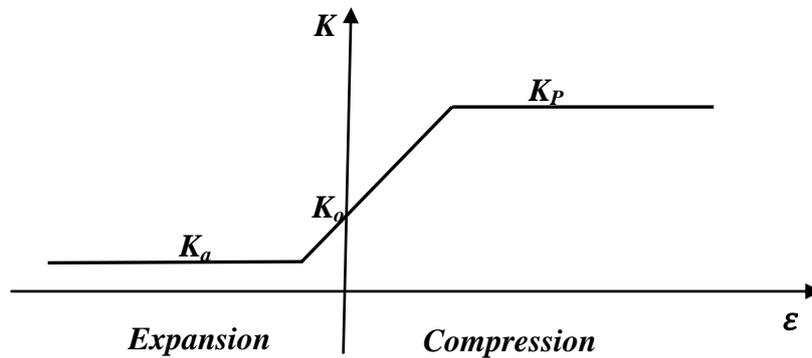


Figure 2.5: Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de déformation.

On peut remarquer que le déplacement latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grand (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que le déplacement nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,1 et 0,25 %) [5].

Plus précisément, si H est la hauteur de l'écran, les ordres de grandeur de ces déplacements sont:

$$\Delta u_A \approx \frac{H}{1000} \quad \text{et} \quad \Delta u_P \approx \frac{H}{100} \quad (2.7)$$

De plus, la forme du diagramme des pressions exercées par le massif de sol sur l'écran dépend de la nature du déplacement imposé à l'écran [6].

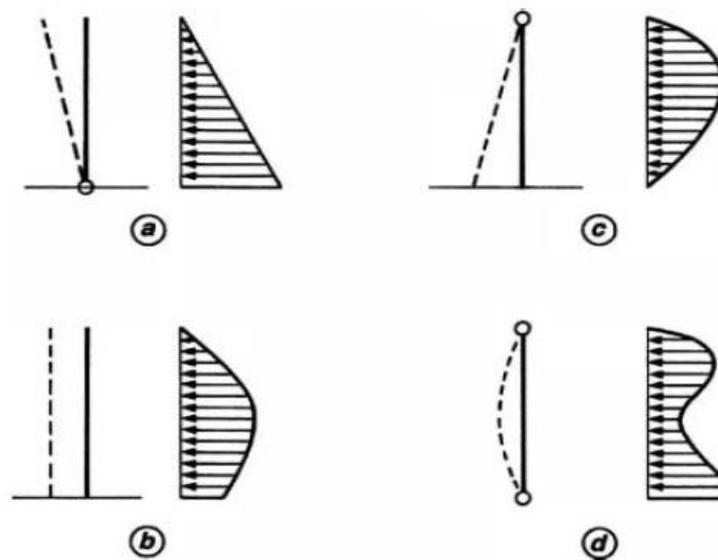


Figure 2.6 : Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran ; (a) rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour du sommet (d) déplacement de flexion entre deux appuis fixes, le pied et le sommet.

Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de la paroi pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations [1]. Un certain nombre d'approches simplifiées sont disponibles pour évaluer les charges statiques sur les murs de soutènement. Les hypothèses communes de ces approches sont :

- Géométrie bidimensionnelle.
- Sol en état de rupture.

Elles diffèrent par le fait qu'elles considèrent soit une rupture le long d'une surface de rupture (théorie de Coulomb) soit une rupture généralisée du sol (théorie de Rankine).

2.3 CALCUL STATIQUE DES PRESSIONS DES TERRES

2.3.1 Théorie de Coulomb

Coulomb (1776) [7] a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. En ne supposant que la force agissante sur un mur de soutènement résultant du poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane. Coulomb a utilisé l'équilibre des forces pour déterminer la grandeur de poussée du sol agissant sur un mur pour des conditions active et passive. Puisque le problème est indéterminé, un certain nombre de surface de rupture potentielle doit être analysé afin d'identifier la surface de rupture critique (la surface qui produit la plus grande poussée ou la plus petite butée). Pour cela il a fait les hypothèses suivantes:

- Le sol est homogène et isotrope.
- Le mur est rigide.
- La surface de rupture est plane.
- L'angle de frottement δ entre le sol et le mur est connu.
- La cohésion n'est pas prise en compte.

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec la géométrie présentée dans la figure 2.7a est obtenue à partir de l'équilibre des forces (Figure 2.7b). Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma \times H^2 \quad (2.8)$$

Où

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.9)$$

δ est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol (Tableau A-1 dans l'annexe A), β et θ sont présentés dans la figure (2.7a). La surface de rupture critique est inclinée à un angle :

$$\alpha_A = \phi + \text{Arctg} \left[\frac{\text{tg}(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.10)$$

Où

$$C_1 = \sqrt{\operatorname{tg}(\phi - \beta)[\operatorname{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)] \cdot [1 + \operatorname{tg}(\delta + \theta)\cot g(\phi - \theta)]} \quad (2.11)$$

$$C_2 = 1 + \{\operatorname{tg}(\delta + \theta)[\operatorname{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)]\} \quad (2.12)$$

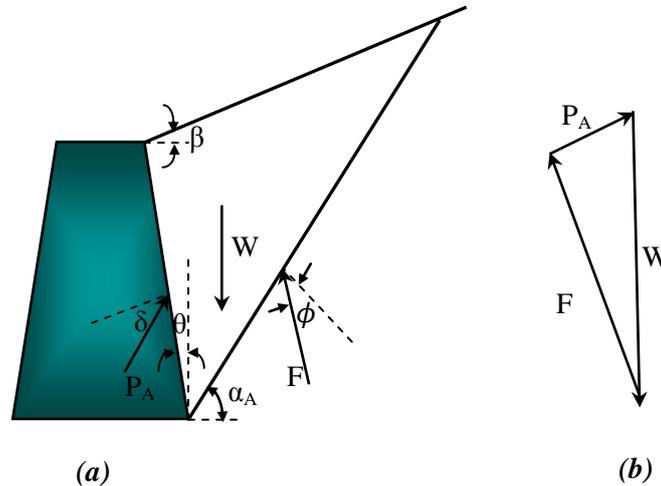


Figure 2.7 : (a) Coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb.

La théorie de Coulomb ne fait pas explicitement prévoir la distribution de la poussée, mais elle peut être démontrée qu'elle est triangulaire pour les surfaces de remblai horizontales, sans charges de surface. Dans tels cas, P_A agit en un point situé à $H/3$ à partir de la base d'un mur de hauteur H .

Pour des conditions passives dans des remblais pulvérulents (Figure 2.8), la théorie de Coulomb prédit une butée :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma \times H^2 \quad (2.13)$$

Où

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.14)$$

La surface de rupture critique pour des conditions passives est inclinée par rapport à l'horizontale d'un angle :

$$\alpha_p = -\phi + \text{Arctg} \left[\frac{\text{tg}(\phi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (2.15)$$

Où

$$C_3 = \sqrt{\text{tg}(\phi + \beta)[\text{tg}(\phi + \beta) + \cot g(\phi + \theta)] [1 + \text{tg}(\delta - \theta) \cot g(\phi + \theta)]} \quad (2.16)$$

$$C_4 = 1 + \{\text{tg}(\delta - \theta)[\text{tg}(\phi + \beta) + \cot g(\phi + \theta)]\} \quad (2.17)$$

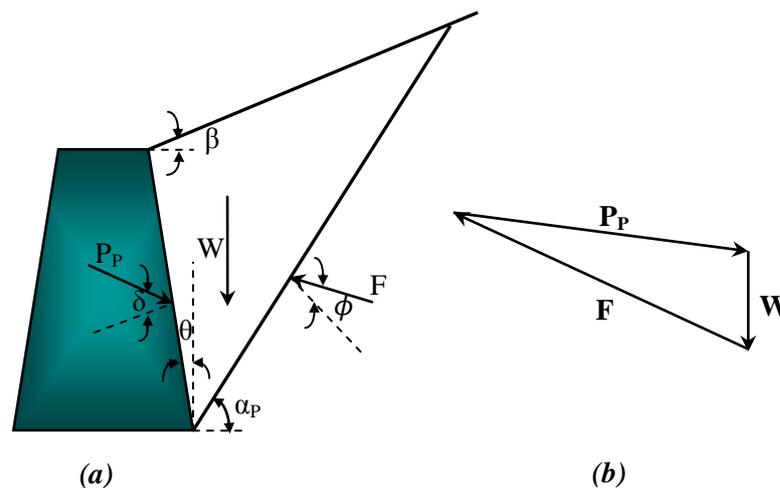


Figure 2.8 : (a) Coin passif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin passif de Coulomb.

2.3.2 Théorie de Rankine

Rankine (1857) [8] a développé le procédé le plus simple pour le calcul des pressions des terres active et passive. Il pouvait rendre le problème des pressions latérales des terres déterministe et calculer directement la pression statique agissant sur les murs de soutènement.

En faisant les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope.
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol.
- L'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

Pour des conditions actives, Rankine a exprimé la pression à un point situé à l'arrière du mur comme suit:

$$P_A = K_A \sigma_v' - 2c\sqrt{K_A} \quad (2.18)$$

Où K_A est le coefficient de poussée, σ_v' est la contrainte effective verticale, et c est la force de cohésion du sol.

Lorsque les plans de contraintes principales sont vertical et horizontal (comme dans le cas d'un mur de soutènement lisse et vertical maintenant un remblai horizontal), le coefficient de poussée est donné par:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.19a)$$

Pour le cas d'un remblai pulvérulent incliné d'un angle β par rapport à l'horizontal, une infinité de solutions peuvent être utilisées (Terzaghi, 1943 [9] ; Taylor, 1948 [10]) pour calculer K_A comme:

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.19b)$$

Pour $\beta \leq \phi$ [équation (2.19b) est équivalente à l'équation (2.19a) lorsque $\beta = 0$].

La distribution de la pression sur le long de la paroi, comme indiqué par l'équation (2.18), dépend des magnitudes relatives des composantes de frottement et de cohésion de la résistance du sol du remblai (Figure 2.9 [1]).

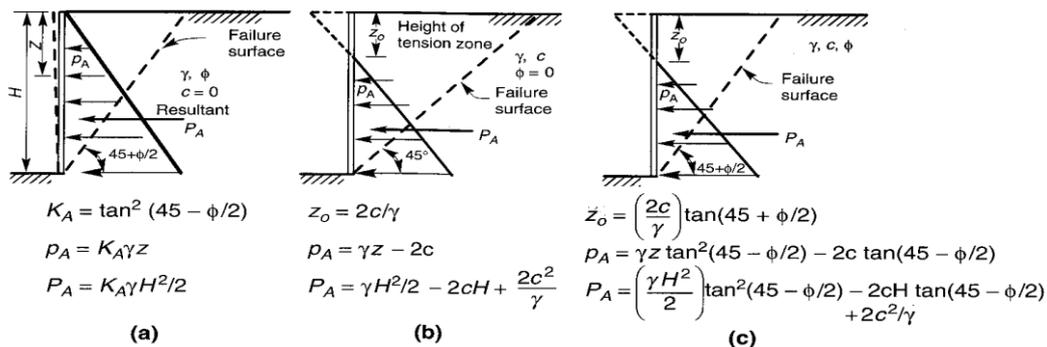


Figure 2.9 : Distribution des pressions actives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.

Bien que la présence de la cohésion indique que les contraintes de traction se développent entre la partie supérieure de la paroi et le remblai, les contraintes de traction ne sont pas effectivement sur le terrain. Pour un remblai pulvérulent homogène, la théorie de Rankine prévoit une répartition triangulaire de la poussée orientée parallèlement à la surface du remblai.

La résultante des pressions des terres actives, P_A , agit en un point situé à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure 2.9a) est donnée par :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma \times H^2 \quad (2.20)$$

Sous des conditions passives, la théorie de Rankine prédit les pressions du mur données par :

$$P_p = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.21)$$

Où K_p est le coefficient de butée donné par :

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.22a)$$

Pour les murs lisses et verticaux retenant un remblai horizontal K_p devient :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.22b)$$

Pour des remblais inclinés à un angle β par rapport à l'horizontal, les distributions de pression passive pour diverses caractéristiques de résistance du remblai sont présentées dans la figure suivante :

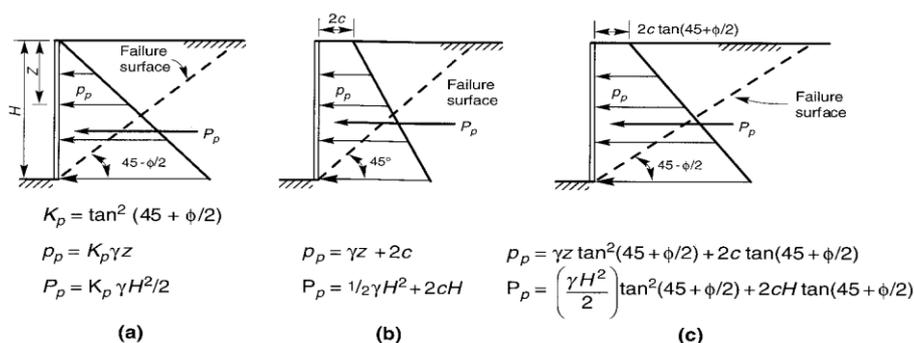


Figure 2.10 : Distribution des pressions passives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.

Pour un remblai homogène et sec, la théorie de Rankine prédit une répartition triangulaire des pressions passives orientées parallèlement à la surface du remblai.

La résultante de la pression passive, ou de la butée, P_p , agit à un point situé à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure 2.10a) est donnée par :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma \times H^2 \quad (2.23)$$

La théorie de Rankine est relativement simple mais ses applications sont limitées. En effet, les lignes de glissement observées sur site ne sont pas droites. De plus, dans le cas de massifs limités par des parois on constate que la rugosité de l'écran joue un rôle important. Finalement, l'obliquité des contraintes sur l'écran est une caractéristique du frottement du massif et de l'écran, alors que dans la théorie de Rankine, elle ne dépend que de l'obliquité de la surface libre et de l'angle de frottement interne.

2.4 METHODE SPIRALE LOGARITHMIQUE

Bien que l'axe de contrainte principale majeure puisse être presque perpendiculaire à la surface du remblai à une certaine distance derrière un mur rugueux ($\delta > 0$), la présence des contraintes de cisaillement sur le mur-sol peut modifier (décaler) sa position près de l'arrière du mur. Si l'inclinaison de la contrainte principale varie dans le remblai l'inclinaison de la surface de rupture doit être également variée c.-à-d. la surface de rupture doit être courbée. Une fonction de spirale logarithmique a été utilisée comme surface de rupture courbée pour des conditions de pression des terres active et passive.

Pour des conditions actives de pression des terres, la surface de rupture critique se compose d'une partie courbée près de la base du mur et d'une partie linéaire qui s'étend jusqu'à la surface du sol (Figure 2.11a [1]). La distribution des pressions des terres actives est triangulaire (Figure 2.11b [1]) pour des murs de soutènement plans, des remblais pulvérulents. Ainsi la poussée active du sol peut être exprimée dans la même forme que l'équation (2.8), où les coefficients de log spirale pour une pression des terres minimale pour divers inclinaisons du mur et remblai sont donnés dans le tableau (A.2) (voir Annexe A). Les coefficients actifs des terres proposés par l'approche de log spirale sont généralement considérés comme légèrement plus précis que ceux donnés par la théorie de Coulomb ou Rankine, mais la différence est si petite que l'approche la plus pratique de Coulomb est couramment utilisée.

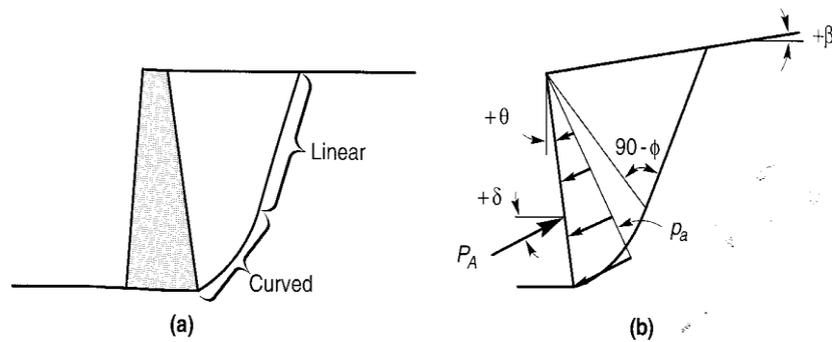


Figure 2.11 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression active minimale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.

L'effet du frottement du mur sur la forme de la surface de rupture critique est plus marqué (apparent) pour les conditions de pression passive des terres. La surface de rupture passive a également des parties courbée et linéaire (Figure 2.12a), mais la partie incurvée est beaucoup plus prononcée que pour les conditions actives. Pour un remblai plan pulvérulent, la distribution des pressions passives des terres est triangulaire (Figure 2.12b), donc la poussée passive peut être exprimée sous la forme de l'équation (2.23), où les coefficients de log spirale de la pression passive des terres maximum sont donnés dans le tableau (A-3) (voir Annexe A) [1].

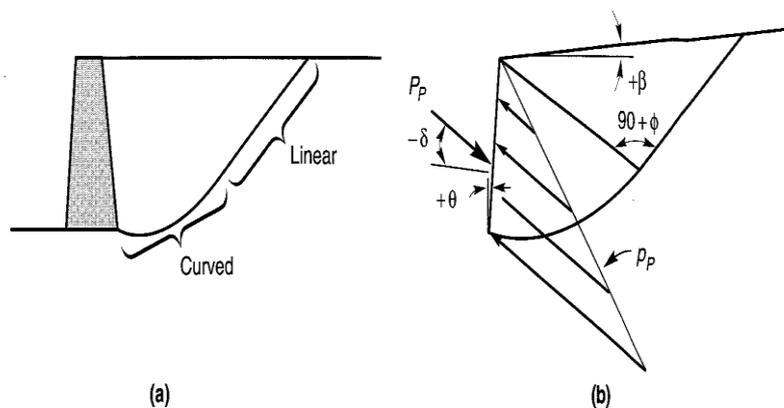


Figure 2.12 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression passive maximale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.

2.5 CONCLUSION

Au contraire à la théorie de Rankine, la théorie de Coulomb peut être utilisée pour prédire les poussées du sol sur les murs avec des remblais de pentes irrégulières, des charges concentrées sur la surface du remblai et des forces d'infiltration. En considérant le sol au-dessus d'un plan de rupture potentiel comme corps libre et en incluant les forces dues aux charges concentrées, aux pressions des eaux, et ainsi de suite, la grandeur de la résultante de poussée (P_A ou P_P) peut être facilement calculée.

Les procédures pour l'estimation des poussées sur les murs de soutènement décrites précédemment ont été limitées aux cas de remblai sec. La présence de l'eau dans le remblai influence les contraintes effectives et donc la pression latérale des terres qui agit sur la paroi. Pour la conception des murs les pressions hydrostatiques dues à l'eau doivent être ajoutées à la pression latérale des terres. Parce que la poussée latérale totale sur un mur soutenant un remblai saturé est considérablement supérieure à celle d'un mur soutenant un remblai sec, la fourniture de drainage à un remblai est une partie importante de la conception des murs de soutènement.

Les coefficients passifs de pression des terres donnés par la méthode log spirale sont beaucoup plus précis que ceux donnés par la théorie de Coulomb ou Rankine ; les coefficients de Rankine et Coulomb ont tendance à sous-estimer et surestimer la pression passive respectivement. La théorie de Rankine sous-estime considérablement les pressions passives réelles pour cela elle est rarement utilisée. La théorie de Coulomb surestime les pressions passives (une erreur trop optimiste) d'environ 11% pour $\delta = \varphi / 2$ et de 100% ou plus pour $\delta = \varphi$. Pour cette raison, la théorie de Coulomb est rarement utilisée pour évaluer les pressions passives des terres lorsque $\delta > \varphi / 2$.

Chapitre 3

Revue bibliographique sur le calcul dynamique des pressions des terres

3.1 INTRODUCTION

Les méthodes qui sont employées pour calculer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classées en trois groupes principaux:

- (I) *Les analyses d'états limites* dans lesquelles un mouvement relatif considérable se produit entre le mur et le sol pour mobiliser la résistance au cisaillement du sol.
- (II) *Les analyses élastiques* dans lesquelles le mouvement relatif entre le sol et le mur est limité, donc le sol se comporte dans son domaine élastique linéaire. Le sol peut être considéré comme un matériau élastique linéaire.
- (III) *Les analyses numériques* dans lesquelles le sol est modélisé par son comportement réel hystérésis non linéaire.

Les analyses d'états limites ont été développées par Mononobe et Okabe (Mononobe et Matuo 1929 [11]; Okabe 1924 [12]). L'approche de Mononobe-Okabe a plusieurs variantes (Kapila 1962 [13], Richards et Elms 1979[14]; Nadim et Whitman 1983[15], Richards et al 1994 [16], Choudhury 2002[17]). Un coin de sol bordé par le mur est supposé se déplacer comme un bloc rigide, avec une accélération horizontale et verticale imposée. Cette méthode a été fondamentalement développée pour calculer la pression active et passive des terres pour des sols secs et pulvérulents par Mononobe-Okabe. L'utilisation d'une construction graphique, tel que le procédé de construction de Coulomb ou de Melbye, a été décrit par Kapila (1962) [13]. Arango (1969) a développé une procédure simple pour obtenir la valeur des

coefficients des pressions latérales dynamiques des terres pour des conditions actives à partir des abaques standards des coefficients des pressions latérales statiques des terres pour l'état actif en utilisant la méthode de Coulomb.

Les contributions pour les analyses élastiques sont venues des travaux effectués par Matuo et Ohara (1960) [18], Wood (1973) [19], Scott (1973) [20], Veletsos et Younan (1994 [21], 1996 [22], 2000 [23]), Li (1999) et Ortigosa et Musante (1991). En particulier, Wood (1973) [19] a analysé la réponse dynamique d'un sol élastique linéaire homogène emprisonné entre deux murs rigides reliés à une base rigide, fournissant une solution analytique exacte. Un modèle approximatif proposé par Scott (1973) [20] représente l'action du sol par un ensemble de ressorts horizontaux linéaires et sans masse. La rigidité des ressorts est définie comme module de réaction. Veletsos et Younan (1994 [21], 1996 [22], et 2000 [23]) ont amélioré le modèle du Scott, en employant des barres horizontales semi-infinies, élastiquement fixées et avec une masse répartie, pour inclure l'amortissement radiatif du sol et à l'aide des ressorts horizontaux de rigidité constante, pour modéliser l'action de cisaillement de la couche. Li (1999) a inclus la flexibilité de fondation et l'amortissement dans l'analyse de Veletsos et Younan. Ortigosa et Musante (1991) ont proposé une méthode cinématique simplifiée, dans laquelle le mur est fixé dans plusieurs endroits. Le mouvement du mur possible est la déformation de flexion. Le module de cisaillement en champ libre est employé pour calculer le module de réaction.

Plus de détails des études analytiques et expérimentales sur les analyses d'états limites et les analyses élastiques ont été présentées par Nazarian et Hadjian (1979) [24], Prakash (1981) [25], Whitman (1991) [26], et Veletsos et Younan (1995) [27].

Dans les analyses élastiques dans lesquelles le mur est considéré être fixé contre la déflexion et la rotation à la base, généralement la pression du mur et les forces associées calculées sont de 2,5 à 3 fois plus grandes que celles déterminées par l'approche de Mononobe-Okabe, par conséquent les solutions élastiques sont censées généralement excessivement conservatives et inadéquates pour les utiliser dans la conception. Des conclusions de quelques études préliminaires récentes (Finn et al.1989 [28]; Siller et al 1991[29];Sun et Lin 1995 [30]) suggèrent que les solutions élastiques existantes soient limitées aux murs rigides (pas de déflexion) et ne prévoient pas l'effet important de la flexibilité du mur. Une étude récente réalisée par Veletsos et Younan (1994 [21]) qui ont conclu d'après elle que pour les murs qui sont rigides mais élastiquement fixés

contre la rotation à leurs bases, la magnitude et la distribution des pressions dynamiques et les forces du mur sont tout à fait sensibles à la flexibilité de la base fixée.

Pour des flexibilités réalistes de la base ces effets peuvent être sensiblement inférieurs à ceux calculés pour des murs rigides non flexibles. D'ailleurs, Li (1999) a montré cela, si la conformité de fondation est prise en considération, le calcul basé sur le cisaillement peut être du même ordre de celui estimé avec Mononobe-Okabe, même pour un mur poids rigide. Par conséquent, après ces études, des limitations initiales de l'approche élastique semblent être surmontées et cette méthode pourrait être considérée comme outil valable pour la conception sismique des murs rigides.

Le troisième groupe implique l'analyse numérique non-linéaire pour trouver les déformations des murs de soutènement induites par le séisme. Les analyses numériques devraient être capables de tenir compte du comportement non-linéaire et non élastique du sol et des interfaces entre le sol et le mur.

Parmi peu d'exemples relatifs aux analyses numériques qui sont les méthodes d'élément finis et/ou de différence finies sont ceux rapportés par Alampalli et Elgamel (1990) [31], Finn et al (1992) [32], Iai et Kameoke (1993) [33], Al-Homoud et Whitman (1999) [34], Green et Ebeling (2003) [35], Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005) [36] pour différents types et configurations des murs de soutènement.

3.2 ANALYSE D'ETATS LIMITES

3.2.1 ANALYSE BASEE SUR LES PRESSIONS DES TERRES

3.2.1.1 L'approche pseudo-statique

La stabilité sismique des structures de soutènement est généralement analysée par une approche pseudo-statique dont les effets de l'action sismique sont exprimés par des accélérations constantes horizontales et verticales attachées à la masse du sol.

La forme commune d'analyse pseudo-statique considère les effets du séisme par les accélérations pseudo-statiques qui produisent des forces d'inertie F_h et F_v qui agissent dans le centre de gravité de la masse du sol en rupture dans les directions horizontale et verticale respectivement. Les grandeurs de ces forces sont [37] :

$$F_h = \frac{a_h \times W}{g} = k_h \times W \quad (3.1)$$

$$F_v = \frac{a_v \times W}{g} = k_v \times W \quad (3.2)$$

Où a_h et a_v sont les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

k_h et k_v les coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

W le poids du coin du sol en rupture.

Une analyse pseudo-statique est relativement simple. La représentation des effets complexes, transitoires et dynamiques du séisme par une accélération pseudo-statique constante et unidirectionnelle est évidemment tout à fait simple. Les expériences ont montré que l'analyse pseudo-statique peut être incertaine pour les sols qui subissent une augmentation importante des pressions interstitielles ou montrent plus qu'environ de 15% de dégradation de la résistance due aux secousses sismiques [1].

- **Mononobe-Okabe (1926.1929)**

Okabe (1926) [38], Mononobe et Matsuo (1929) [11] étaient les premiers pionniers qui ont obtenu les coefficients actifs et passifs de pression des terres dans des conditions sismiques. C'était une prolongation directe de la théorie de Coulomb. Pour déterminer les pressions des terres en considérant l'équilibre des forces d'un coin triangulaire en rupture. La méthode est maintenant connue sous le nom de la méthode de Mononobe – Okabe.

Pour des cas actif et passif, des surfaces de rupture planes ont été supposées dans l'analyse. Les figures (3.1) et (3.2) montrent les surfaces de rupture et les forces considérées dans l'analyse.

L'approche de Mononobe-Okabe fournit une bonne évaluation de la grandeur de la force dynamique maximale agissant sur un mur de soutènement. Cependant, la méthode est basée sur les hypothèses fondamentales suivantes:

1. Le mur est suffisamment déformé à l'extérieur pour produire une pression des terres minimale (active).

2. Un coin de sol, avec une surface de glissement plane passant par la base du mur, est sur le point de rupture avec une résistance au cisaillement maximale mobilisée sur le long de la surface.
3. Le sol derrière le mur se comporte comme corps rigide de sorte que l'accélération puisse être supposée être uniforme dans tout le remblai à l'instant de rupture.
4. Le sol du remblai est homogène, sec et sans cohésion.
5. L'analyse pseudo-statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

La poussée totale active et passive peut être exprimée sous une forme semblable à celle développée pour des conditions statiques, qui est:

$$p_{AE,PE} = \frac{1}{2} \times K_{AE,PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.3)$$

Avec

$$K_{AE,PE} = \frac{\cos^2(\phi \mp \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta \pm \theta + \psi) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi \mp \beta - \psi)}{\cos(\delta \pm \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.4)$$

Où

γ est le poids spécifique du sol.

H est la hauteur du mur.

$K_{AE,PE}$ sont les coefficients dynamiques actif et passif de pression des terres.

ϕ est l'angle de frottement interne du sol.

δ est l'angle de frottement du mur.

β est l'inclinaison du mur par rapport à la verticale.

θ est l'inclinaison du sol par rapport à l'horizontale.

ψ est l'angle entre le poids et la force d'inertie égale à : $Arctg[k_h/(1 - k_v)]$ avec k_h est le coefficient sismique d'accélération dans la direction horizontale et k_v est le coefficient sismique d'accélération dans la direction verticale.

Avec $\phi - \beta \geq \psi$, et $\gamma = \gamma_d$

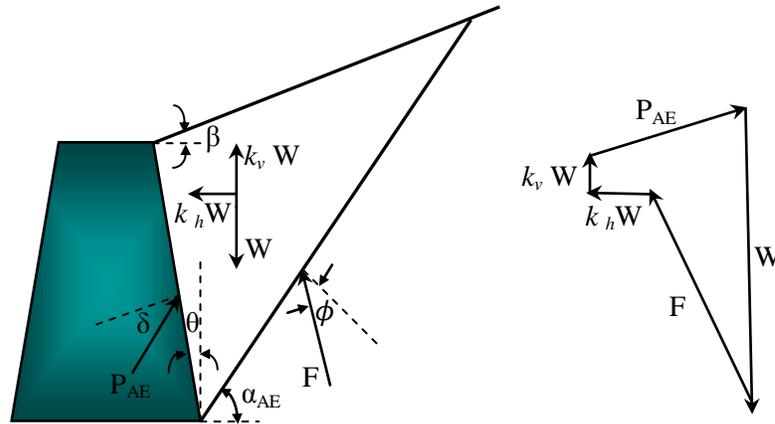


Figure3.1 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas actif.

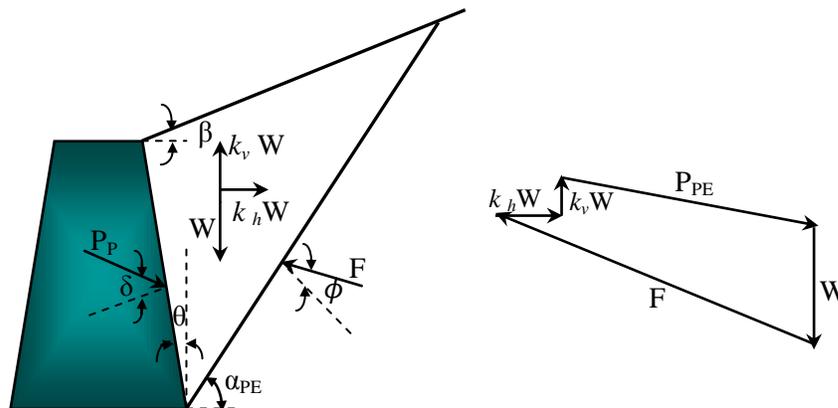


Figure3.2 : La surface de rupture et les forces considérées dans l'analyse de Mononobe-Okabe dans le cas passif.

La surface de rupture critique, qui est plus plate que la surface de rupture critique dans des conditions statiques, est inclinée (Zarrabi-Kashani, 1979[39]) à un angle:

$$\alpha_{AE,PE} = \pm\phi \mp \psi + \text{Arctg} \left[\frac{\mp \text{tg}(\phi \mp \psi \mp \beta) + C_{1E,3E}}{C_{2E,4E}} \right] \quad (3.5)$$

Où

$$C_{1E,3E} = \sqrt{\text{tg}(\phi - \psi \mp \beta) [\text{tg}(\phi - \psi \mp \beta) + \cot g(\phi - \psi \mp \theta)] \cdot [1 + \text{tg}(\delta + \psi \pm \theta) \cot g(\phi - \psi \mp \theta)]} \quad (3.6)$$

$$C_{2E,4E} = 1 + \{ \text{tg}(\delta + \psi \pm \theta) [\text{tg}(\phi - \psi \mp \beta) + \cot g(\phi - \psi \mp \theta)] \} \quad (3.7)$$

La résultante de la poussée active (et passive), $P_{AE,PE}$ [L'équation (3.3)] peut être divisée en une composante statique, $P_{A,P}$ et une composante dynamique, $\Delta P_{AE,PE}$:

$$P_{AE,PE} = P_{A,P} + \Delta P_{AE,PE} \quad (3.8)$$

Notant que la composante dynamique agit dans une direction opposée à la composante statique, de ce fait réduire la résistance passive disponible.

Seed et Whitman (1970) [40] ont donné des solutions commodes pour des buts pratiques pour un incrément de la force dynamique dans l'équation (3.3) pour le cas de pression active, et ont donné une solution approximative pour le cas d'une accélération verticale nulle, un mur vertical, un remblai horizontal, et un angle de frottement effectif approximativement 35°. Leur approximation peut être exprimée comme suit :

$$\frac{\Delta P_{AE}}{\gamma H^2} = \frac{3}{8} \times k_h \quad (3.9)$$

Où ΔP_{AE} est l'incrément de la force active du mur dû à la charge sismique horizontale, γ est le poids volumique du sol, H la hauteur du mur et k_h est le coefficient sismique horizontal.

L'approximation est en accord étroit avec la solution la plus exacte pour $k_h < 0,35$.

La composante statique est connue qu'elle agit à $H/3$ au-dessus de la base du mur. Dans l'analyse de Mononobe-Okabe le point d'application de la résultante de la force sismique des terres est considéré être à $H/3$ de la base du mur, mais les résultats expérimentaux (Jacobse 1939, Matsuo 1941) [41] montrent qu'il est légèrement au-dessus de $H/3$ de la base du mur pour le cas sismique actif. Prakash et Basavanna (1969) [42] ont fait une analyse pour déterminer la hauteur de la résultante des pressions des terres dans l'analyse de Mononobe-Okabe. Seed et Whitman (1970) [40] ont recommandé que la composante dynamique soit appliquée à $0,6 H$.

Sur cette base, la résultante de poussée active agira à une hauteur :

$$h = \frac{P_A \times \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \times 0.6H}{P_{AE}} \quad (3.10)$$

La valeur de h dépend des grandeurs relatives de P_A et ΔP_{AE} , le point d'application de la résultante de poussée finit souvent vers le haut près de la mi-hauteur du mur.

Les analyses de Mononobe-Okabe montrent lorsque k_v est pris d'un demi à deux tiers de la valeur de k_h affecte la pression active ou passive totale par moins que 10%. Seed et Whitman (1970) [40] ont conclu que les accélérations verticales peuvent être ignorées quand la méthode de Mononobe-Okabe est employée pour estimer la pression totale pour des conceptions typiques du mur.

La méthode de Mononobe-Okabe est très simple et utilisable par les concepteurs parce que les études expérimentales et théoriques ont prouvé qu'elle donne des résultats satisfaisants dans les cas où le remblai se déforme plastiquement et le mouvement du mur est grand et irréversible (Whitman 1990[43]). Cependant, il y a beaucoup de cas pratiques, tels que murs poids massif ou murs de sous-sol fixés en haut et en bas, où le mouvement de mur n'est pas suffisant pour induire un état limite dans le sol.

La méthode M-O fournit des moyens utiles d'estimer les charges sismiques induites sur les murs de soutènement. Un coefficient horizontal positif d'accélération fait excéder la poussée active statique et la résultante de poussée passive d'être moins que la poussée passive statique. Puisque la stabilité d'un mur particulier est généralement réduite par une augmentation de la poussée

active et/ou une diminution de la poussée passive, la méthode M-O produit des charges sismiques qui sont plus critiques que les charges statiques qui agissent avant un séisme.

D'autre part, comme cette méthode est une extension de la théorie de Coulomb, cependant, elle est subite à toutes ses limitations. La détermination du coefficient pseudo-statique approprié est difficile et l'analyse n'est pas adéquate pour les sols qui perdent significativement ses résistances lors d'un séisme (sols liquéfiables). Juste comme la théorie de Coulomb, l'analyse M-O surestime la poussée passive réelle en particulier pour $\delta > \phi/2$. Pour ces raisons, elle doit être employée et interprétée avec prudence.

- **Choudhury (2002)**

Terzaghi (1943) [9] a prouvé que les pressions des terres actives déterminées en supposant une surface de rupture plane sont presque égales aux valeurs exactes ou expérimentales des pressions des terres, alors que pour le cas passif, quand l'angle de frottement du mur δ excède un tiers de l'angle de frottement du sol ϕ l'acceptation de la surface de rupture plane surestime sérieusement les pressions passives des terres. Pour corriger l'erreur dans la méthode de Mononobe-Okabe pour le cas passif, Morisson et Ebeling (1995) [44], Soubra (2000) [45] et Kumar (2001) [46] ont considéré des surfaces de rupture incurvées dans leurs analyses pour le cas passif. Cependant, toutes ces analyses ont été effectuées seulement pour des sables.

Choudhury, Subba Rao et Ghosh ont donné une solution analytique pour la distribution des pressions sismiques passives derrière un mur de soutènement rigide soutenant un remblai pulvérulent, sec et homogène de surface horizontale en utilisant la méthode des tranches horizontales proposée par Wang (1999) [47] en considérant les forces sismiques d'une façon pseudo-statique. Seulement les surfaces de rupture planes ont été considérées et par conséquent l'angle de frottement du mur a été limité jusqu'à un tiers de l'angle de frottement du sol.

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

Avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol et l'angle de frottement du mur, les coefficients passifs sismiques de pression des terres augmentent également comme prévu. On voit clairement que les distributions sont non linéaires en particulier vers la base du mur pour des coefficients sismiques plus élevés.

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

Il est constaté que dans le cas sismique, la résultante passive agit à un certain point autre qu' $H/3$ de la base du mur selon l'inclinaison du mur et les accélérations sismiques pour un angle particulier de frottement du sol et du mur. Dans des conditions sismiques, la prolongation de la zone de rupture est plus grande que dans des conditions statiques [17].

- **Aldo Evangelista (2010)**

Evangelista. A, Scotto di Santolo. A et Lucio .A.S [48] ont proposé une nouvelle méthode pseudo-statique basée sur la solution de contrainte plastique (new stress pseudostatic plasticity solution NSPPS), qui permet de déterminer la valeur et l'inclinaison δ de la poussée sismique active sur les murs cantilevers.

La solution tient compte l'angle de frottement du sol, la rugosité du mur, l'inclinaison du remblai et les accélérations sismiques horizontale et verticale. Le problème étudié est un sol non cohérent et sec, avec un poids spécifique γ , retenue par un mur cantilever sous l'action combinée de la gravité (g) et des forces sismiques ($k_h g$) et ($k_v g$) dans les directions horizontale et verticale, respectivement. Dans cette analyse pour la simplicité le coefficient sismique vertical k_v est supposé égal à zéro. k_h positif désigne que l'action de l'inertie est vers le mur (Figure 3.3). Si le remblai est horizontal (la pente $\varepsilon = 0$) alors à une profondeur z un champ possible de contrainte statiquement admissible est :

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (3.11)$$

$$\tau_v = k_h \times \gamma \times z \quad (3.12)$$

Où σ_v est la contrainte normale (la compression est supposé positive) et τ_v est la contrainte de cisaillement (positive selon la convention de Mohr), agissant sur le plan horizontal. Selon le théorème des contraintes de cisaillement conjuguées, la même contrainte de cisaillement τ_v est appliquée sur le plan vertical. Donc dans le point de rupture, l'état de contraintes est représenté par le cercle de Mohr montré dans la figure (3.4). Les contraintes actives σ_a et τ_a sur le plan vertical AV peuvent être tirées des relations suivantes:

$$\sigma_a = 2\overline{OC} - \sigma_v \quad (3.13)$$

$$\tau_a = \tau_v \quad (3.14)$$

Où

$$\theta = \tan^{-1}(k_h) \quad (3.15)$$

$$\overline{OC} = \sigma_v \left(\frac{1}{\zeta} \right) \sqrt{1 + k_h^2} \quad (3.16)$$

$$\zeta = \cos \theta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \theta} \quad (3.17)$$

Les coefficients de pressions actives des terres k_{ah} et k_{av} sont égaux à $\sigma_a/\gamma z$ et $\tau_a/\gamma z$, respectivement. Le tableau (3.1) montre les valeurs de k_{ah} obtenues par la méthode proposée. Dans ce cas $k_{av} \neq 0$ et il est égal à k_h , selon l'équation (3.12).

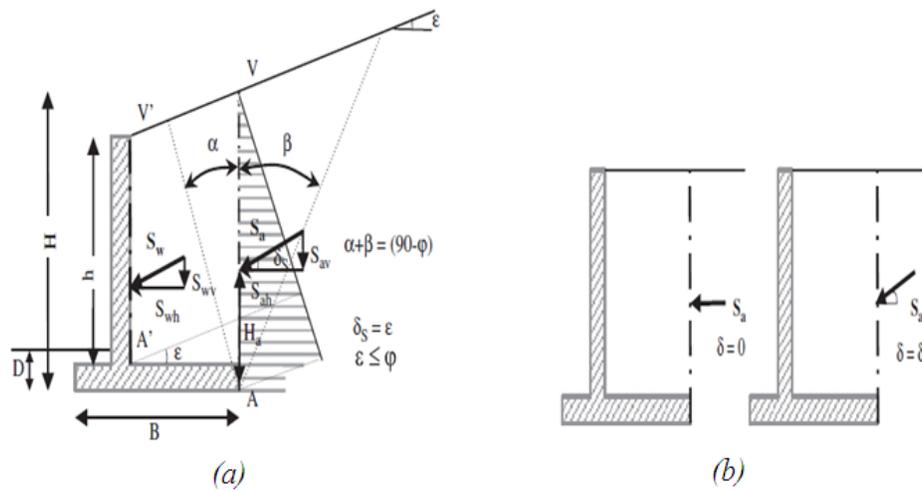


Figure 3.3 : Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.

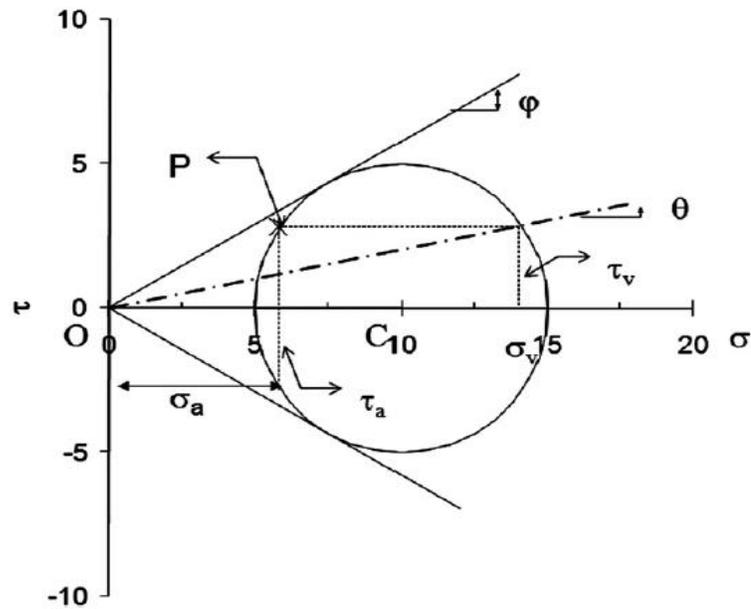


Figure 3.4 : Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$.

k_{ah}	k_h							
	φ (deg.)	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
20		0.4976	0.5202	0.5591	0.6177	0.702	0.8263	1.0524
25		0.4118	0.4298	0.4606	0.5053	0.5662	0.6471	0.7549
30		0.3383	0.3535	0.3791	0.4159	0.4648	0.5275	0.6063
35		0.2754	0.2885	0.3107	0.3422	0.3837	0.4359	0.4999
40		0.2213	0.2331	0.2527	0.2806	0.3169	0.3622	0.4171
45		0.1751	0.1858	0.2036	0.2287	0.2614	0.3019	0.3505

Tableau3.1 : Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de φ et k_h pour $\varepsilon = 0$.

Les pressions latérales sismiques des terres obtenues à partir de la méthode proposée sont comparées à celles obtenues à partir de l'analyse bien connue de Mononobe-Okabe. Par exemple, pour le cas $\varphi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et pour le coefficient sismique horizontal k_h variant entre 0,1 et 0,3, la méthode proposée fournit des valeurs de k_{ah} et k_{av} montrées dans le tableau (3.2). L'inclinaison δ de la poussée par rapport à l'horizontale peut être facilement évaluée. Si ces valeurs de δ sont supposées dans la formule de M-O, les mêmes valeurs du coefficient de poussée présentées dans le tableau (3.2) sont obtenues.

k_h	<i>NSPPS</i>			<i>Mononobe-Okabe</i>	
	k_{ah}	k_{av}	δ_E	k_{ah}	k_{av}
0.1	0.2425	0.1212	26.56	0.2425	0.1212
0.2	0.3013	0.2264	36.92	0.3013	0.2264
0.3	0.4004	0.3350	39.92	0.4003	0.3350

Tableau3.2 : Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\varphi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h .

Cette solution est validée au moyen de la comparaison avec les résultats de l'approche traditionnelle de l'équilibre limite (M-O) et l'analyse dynamique numérique au moyen du code FLAC.

Ils ont démontré que l'angle δ n'est pas une propriété du sol mais dépend également des coefficients sismiques d'accélération dans les méthodes pseudo-statiques et la valeur de l'accélération instantanée d'histoire de temps dans les approches dynamiques. En conditions sismiques, δ_E , est plus grand que celui en conditions statiques, δ_S , est généralement adopté pour les analyses statiques et sismiques.

Comme il est connu, la stabilité du mur est améliorée avec l'augmentation de δ ; par conséquent la présente méthode donne des solutions qui sont moins erronées que les traditionnelles. Concernant la réponse structurale, cette solution produit des contraintes normales élevées, qui pourraient avoir des effets avantageux sur la conception structurale.

3.2.1.2 L'approche pseudo-dynamique

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

- **Steedman-Zeng (1990)**

Steedman et Zeng (1990) [49] ont considéré une accélération horizontale harmonique d'amplitude a_h appliquée à une base fixe d'un mur cantilever comme il est montré dans la figure (3.5) et ils ont supposé que $\theta = \beta = k_v = 0$ pour la simplicité.

L'accélération à une profondeur z au-dessous du sommet du mur peut être exprimée comme suit :

$$a_h(z,t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{v_s} \right) \right] \quad (3.18)$$

Où ω est la fréquence angulaire, t est le temps écoulé et v_s est la vitesse d'onde de cisaillement.

Si les pressions sismiques du mur sont supposées résultant du sol en un coin triangulaire incliné d'un angle α de l'horizontale, la masse d'un élément infinitésimale du coin à une profondeur z est :

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} \times \frac{H-z}{\text{tg } \alpha} dz \quad (3.19)$$

Où γ est le poids volumique du remblai, H est la hauteur du mur, g est l'accélération de la pesanteur et α est l'inclinaison de la surface de rupture.

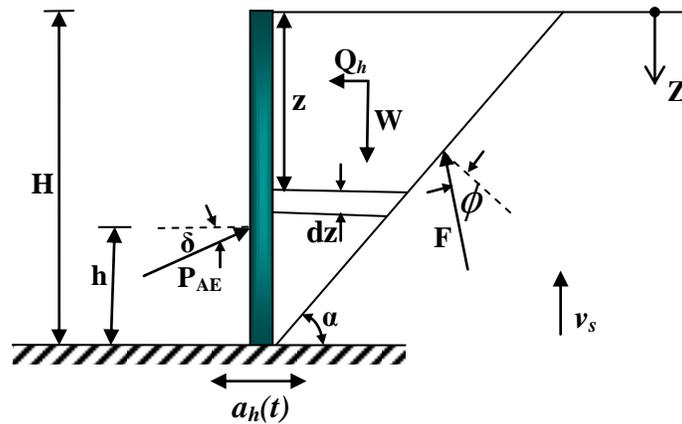


Figure 3.5 : Système considéré par Steedman-Zeng.

La résultante des forces d'inertie agissant sur le mur peut donc être exprimée par:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a_h(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \text{tg } \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (3.20)$$

Où $\lambda = 2\pi v_s / \omega$ est la longueur d'onde de cisaillement se propageant verticalement et

$$\zeta = t - \frac{H}{v_s}$$

Le cas particulier d'un coin rigide est donné à la limite par :

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma \times H^2 a_h}{2g \times \operatorname{tg} \alpha} = \frac{a_h}{g} \times W = k_h \times W \quad (3.21)$$

Ce qui est équivalent à la force pseudo-statique supposée par la méthode M-O. La poussée du sol totale (statique plus dynamique) peut être obtenue en résolvant les forces sur le coin, qui est :

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.22)$$

Et la distribution totale des pressions des terres en dérivant la résultante de la poussée du sol :

$$P_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\operatorname{tg} \alpha} \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\operatorname{tg} \alpha} \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (3.23)$$

Le premier terme de l'équation (3.23) qui augmente linéairement avec la profondeur et ne varie pas avec le temps représente la pression des terres statique agissant sur le mur. La résultante de poussée statique agit conformément avec les théories des pressions des terres statiques en un point $h_s = H/3$ au-dessus de la base du mur.

Le second terme représente la pression des terres dynamique, elle augmente comme une fonction non linéaire de la profondeur avec une forme qui dépend du rapport H/λ .

Puisque la pression dynamique augmente non linéairement avec la profondeur, la position de la poussée dynamique varie avec le temps selon:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (3.24)$$

Ce point d'application de la force sismique pour des mouvements de très basse fréquence (H/λ petit, donc le remblai se déplace essentiellement en phase) est à $h_d = H/3$.

Pour des mouvements de haute fréquence h_d se déplace plus haut sur le mur comme indiqué dans la figure (3.6).

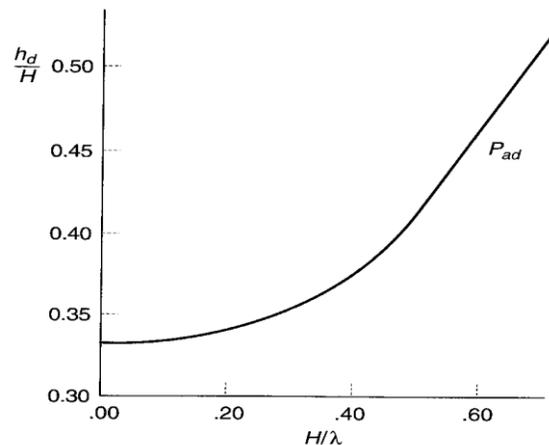


Figure 3.6 : Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $K_h=0.2$ (d'après Steedman-Zeng 1990).

Cette solution explique la non uniformité de l'accélération dans la masse du sol mais néglige l'amplification dynamique.

Les effets d'amplification du remblai peuvent aussi être considérés en exprimant a_h en fonction de la profondeur (plutôt que comme une constante dans l'équation (3.18) et en répétant l'intégration de l'équation (3.20). Notons que l'amplification du remblai va augmenter à la fois les charges agissant sur le mur et la hauteur de la résultante de poussée du sol. Supposant que $a_h(z, t)$ varie linéairement de l'accélération d'entrée à la base du mur à une valeur deux fois plus grande au sommet. Steedman et Zeng (1990) ont montré un bon accord avec les résultats des essais centrifugeurs.

- **Choudhury-Nimbalkar (2005)**

Steedman et Zeng (1990) n'ont pas considéré l'effet de l'accélération sismique verticale sur la pression active des terres, qui a été corrigée par Choudhury et Nimbalkar (2005) [50]. En outre, Choudhury et Nimbalkar (2005) [50] ont employé la méthode pseudo-dynamique pour déterminer la résistance sismique passive derrière un mur de soutènement rigide.

L'effet de la variation de différents paramètres tels que l'angle de frottement du mur δ , période de la secousse latérale T, l'angle de frottement du sol ϕ , les coefficients sismiques horizontal et vertical (k_h et k_v), la vitesse d'onde de cisaillement v_s et la vitesse d'onde primaire v_p sont considérées dans cette analyse. Une surface de rupture plane BC, incliné d'un angle α par rapport à l'horizontal, est supposée pour l'analyse pour éviter davantage la complication du problème.

La base est soumise aux accélérations harmoniques horizontale et verticale d'amplitudes a_h et a_v , l'accélération horizontale à une profondeur z au-dessous du sommet du mur est donnée dans l'équation (3.18), et l'accélération verticale peut être donnée comme suit:

$$a_v(z,t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{v_p} \right) \right] \quad (3.25)$$

La force horizontale totale d'inertie ($Q_h(t)$) agissant sur le mur est donnée dans l'équation (3.20).

La force verticale totale d'inertie agissant sur le mur est exprimée par:

$$Q_v(t) = \int_0^H m(z) a_v(z,t) dz = \frac{\eta \times \gamma \times a_v}{4\pi^2 \text{tg} \alpha} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (3.26)$$

Où $\eta = \frac{2\pi}{\omega} v_p$ et $\zeta = t - \frac{H}{v_p}$

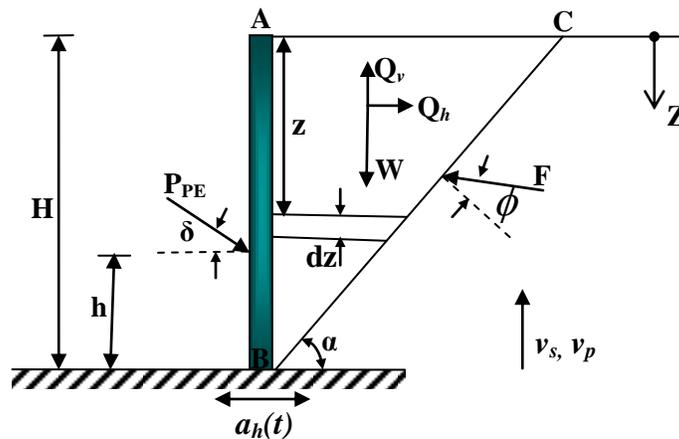


Figure 3.7 : Système considéré par Choudhury et Nimbalkar.

La poussée passive totale du sol (statique plus dynamique) peut être obtenue en résolvant les forces sur le coin, qui est :

$$P_{PE}(t) = \frac{W \sin(\alpha + \varphi) - Q_h(t) \cos(\alpha + \varphi) - Q_v(t) \sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\delta + \varphi + \alpha)} \quad (3.27)$$

Les résultats typiques montrent la nature fortement non linéaire de la distribution de la pression passive sismique des terres par cette méthode pseudo-dynamique en comparant à la distribution linéaire de pression sismique passive des terres en utilisant une approche pseudo-statique.

- **Nimbalkar et Choudhury (2008)**

Nimbalkar et Choudhury [51] ont fait une tentative pour calculer le point d'application de la poussée passive sismique en utilisant la méthode d'équilibre limite avec l'approche pseudo-dynamique. Ils ont considéré une base fixe d'un mur cantilever rigide et vertical de hauteur H, soutenant un remblai non cohérent avec un mouvement horizontal, comme représenté dans la figure (3.8). La vitesse d'ondes de cisaillement V_s , et la vitesse d'ondes primaires, V_p sont supposées agir à travers le sol dues au chargement sismique. Une surface plane de rupture inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale a été considérée dans cette analyse. Sur la figure (3.8), $W(t)$ est le poids du coin de rupture, $Q_h(t)$ et $Q_v(t)$ sont les composantes horizontale et verticale de la force d'inertie, F est la réaction de sol inclinée d'un angle φ (angle de frottement du sol) par rapport à la normale de la surface de rupture, $P_{pe}(t)$ est la poussée passive agissant à une hauteur h de la base du mur inclinée d'un angle δ (angle de frottement de mur) par rapport à la normale du mur.

La base du mur est soumise à une accélération harmonique horizontale avec une amplitude a_h ($= k_h g$, où g est l'accélération due à la pesanteur) et une accélération harmonique verticale avec une amplitude a_v ($= k_v g$), les accélérations sismiques horizontales et verticales à n'importe quelle profondeur z et à un temps t avec le facteur d'amplification du sol f et la fréquence d'excitation ω , au-dessous du sommet du mur peuvent être exprimées par les équations suivantes :

$$a_h(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right\} k_h g \sin \omega \left(t - \frac{(H-z)}{V_s} \right) \quad (3.28)$$

$$a_v(z,t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right\} k_v g \sin \omega \left(t - \frac{(H-z)}{V_p} \right) \quad (3.29)$$

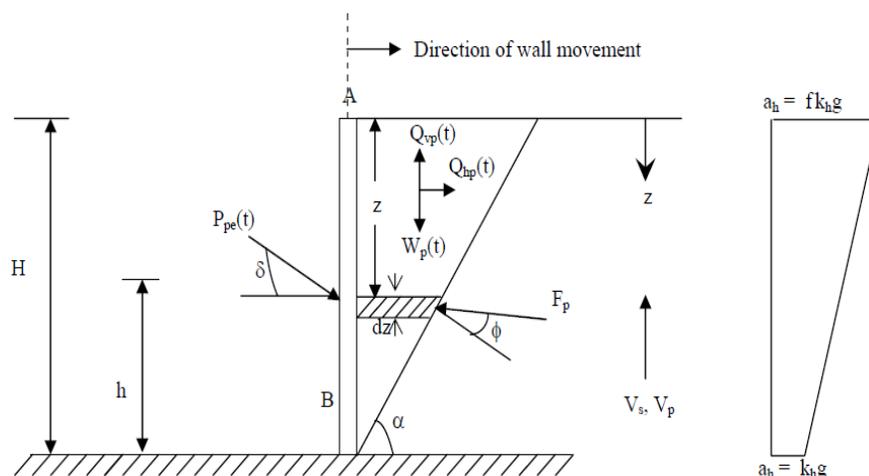


Figure 3.8: Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres (adaptée et modifiée après Choudhury et Nimbalkar, 2005).

Le point d'application de la composante dynamique de la poussée passive est h_d , à partir de la base du mur, peut être trouvé comme suit :

$$h_d = H - \frac{\left(2\pi^2 H^2 [m \cos \omega \zeta + n \cos \omega \psi] + 2\pi H [\lambda m \sin \omega \zeta + \eta n \sin \omega \psi] \right)}{\left(2\pi^2 H [m \cos \omega \zeta + n \cos \omega \psi] + \pi [\lambda m \sin \omega \zeta + \eta n \sin \omega \psi] - \pi [\lambda m + \eta n] \sin \omega t \right)} \quad (3.30)$$

Où

$$m = \lambda k_h \cos(\alpha + \phi) \text{ et } n = \eta k_v \sin(\alpha + \phi)$$

Le point d'application de la poussée passive totale (statique + dynamique) est donné par :

$$h = \frac{P_{ps} \cdot \left(\frac{H}{3}\right) + P_{pd}(t) \cdot (h_d)}{P_{pe}(t)} \quad (3.31)$$

Le tableau (3.3) montre la comparaison des résultats du point d'application de la poussée passive sismique avec ceux obtenus par des chercheurs antérieurs comme Mononobe-Okabe (1926 [38], 1929 [11]) [voir Kramer, 1996], Choudhury et al (2004) [52]. Du tableau (3.3), il est clair que les résultats de point d'application de la poussée passive calculé par la méthode pseudo-dynamique sont en accord avec les données précédemment publiées et les recommandations de la conception courante.

<i>Méthodes</i>	<i>Point d'application de la résistance passive totale (h)</i>
Mononobe-Okabe (1926,1929)	0.333H
Choudhury et al. (2004)	0.332H
Présente étude	0.287H

Tableau3.3 : Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenue par la présente étude avec des méthodes disponibles pour $H=10\text{ m}$, $\alpha=34^\circ$, $\delta=17^\circ$, $\gamma=17.3\text{ kn/m}^3$, $k_h = k_v = 0.3$ et $f=1$.

Nimbalkar et Choudhury ont prouvé que le point d'application de la poussée passive sismique change d'une manière significative avec la sismicité en comparaison avec la valeur constante proposée par la méthode pseudo-statique. On le constate également que le point d'application de la poussée passive sismique est en-dessous d'un tiers de la base du mur. L'amplification des ondes à savoir les ondes primaires et de cisaillement pendant qu'elles propagent verticalement à travers le sol de remblai affecte d'une manière significative le point d'application de la poussée passive sismique.

En outre ce point décale vers la base du mur avec l'augmentation du frottement sol-mur. La non-linéarité de la distribution de la pression passive sismique des terres augmente avec la sismicité. Mais l'approche pseudo-statique conventionnelle donne seulement une distribution linéaire de la pression des terres indépendamment de l'état statique et sismique menant à un inconvénient important dans les critères de conception. Ils ont trouvé que la méthode pseudo-dynamique décrit

bien le changement du point d'application de la poussée passive sous le chargement sismique qui est exigé pour la conception certaine du mur sous l'état passif de pression des terres.

3.2.2 ANALYSE BASEE SUR LE DEPLACEMENT

Les structures de soutènement soumises au mouvement du séisme peuvent vibrer avec le sol du remblai et le mur peut facilement se déplacer de la position initiale. Les méthodes disponibles pour une analyse basée sur le déplacement des structures de soutènement durant des conditions sismiques sont basées sur les premiers travaux de Newmark (1965) [53] [voir Kramer, 1996]. Le procédé de base a été développé pour évaluer la déformation d'un barrage secoué par un séisme basé sur analogie avec un bloc glissant sur un plan.

- **Méthode de Richards-Elms**

Richards et Elms (1979) [14] ont proposé une méthode pour la conception parasismique des murs poids basée sur les déplacements permanents admissibles du mur. La méthode permet d'estimer les déplacements permanents d'une manière analogue à la procédure du bloc glissant de Newmark développée à l'origine pour l'évaluation de la stabilité sismique des pentes.

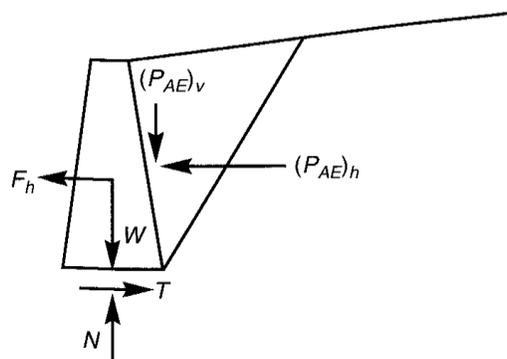


Figure 3.9 : Mur poids soumis à des accélérations pseudo-statique et de pesanteur.

L'application de la méthode de Richards-Elms exige l'évaluation de l'accélération de seuil du système mur-remblai, considérons le mur poids illustré à la figure (3.9). Lorsque le coin actif est soumis à une accélération agissant vers le remblai, la résultante d'inertie agira loin du remblai. Le niveau de l'accélération qui est juste suffisamment grand pour faire glisser le mur sur sa base est

l'accélération de seuil. Quand l'accélération est égale à l'accélération de seuil, l'équilibre horizontal et vertical exige que :

$$T = F_h + (P_{AE})_h \quad (3.32)$$

$$N = W + (P_{AE})_v \quad (3.33)$$

Remplaçons par : $T = N \times tg\phi_b$, $F_h = a_y W/g$, $(P_{AE})_v = P_{AE} \sin(\delta + \theta)$

et $(P_{AE})_h = P_{AE} \cos(\delta + \theta)$

Avec F_h est la force d'inertie du mur, T et N sont les composantes tangentielle et normale de la réaction du sol à la base du mur.

L'accélération de seuil peut être calculée comme suit :

$$a_y = \left[tg\phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W} \right] \times g \quad (3.34)$$

Où ϕ_b est l'angle de frottement du sol à la base du mur, δ est l'inclinaison de la poussée par rapport à l'horizontale, θ est l'inclinaison du mur par rapport à la verticale, g est l'accélération de la pesanteur, W est le poids du mur et P_{AE} est la poussée dynamique.

En utilisant les résultats des analyses du bloc glissant de la même manière que Newmark (1965) [53], Franklin et Chang (1977) [54]. Richards et Elms ont proposé l'expression suivante pour le déplacement permanent du bloc:

$$d_{perm} = 0.087 \times \frac{v_{max}^2 \times a_{max}^3}{a_y^4} \quad (3.35)$$

Où v_{max} est la vitesse maximale du sol, a_{max} est l'accélération maximale du sol et a_y est l'accélération de seuil pour le système mur- remblai.

Richards et Elms ont recommandé que la poussée dynamique des terres P_{AE} est calculée en utilisant la méthode M-O (puisque la méthode M-O exige que a_y est connue, la solution de l'équation (3.34) doit être obtenue itérativement).

La poussée dynamique des terres est donnée par :

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 \pm k_v) \cos^2(\phi - \beta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \psi)} \left[\frac{1}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\theta - \beta) \cos(\delta + \beta + \psi)}} \right)^2} \right] \quad (3.36)$$

- **Méthode de Whitman-Liao**

La méthode de Richards-Elms propose une approche déterministe raisonnable à l'évaluation des déplacements des murs poids. Sa simplicité vient, en partie, des hypothèses qui négligent certains aspects du problème de pression dynamique des terres. Whitman et Liao (1985) [40] ont identifiés plusieurs erreurs de modélisation qui résultent des hypothèses simplificatrices de la procédure de Richards-Elms. Les plus importantes d'entre elles sont la négligence de la réponse dynamique du remblai, la négligence des facteurs cinématiques, la négligence des mécanismes de basculement et la négligence de l'accélération verticale.

Les analyses par éléments finis des effets de la réponse dynamique du remblai sur les déplacements du mur (Nadim1982[55]), par exemple, montrent que l'amplification se produit lorsque le mouvement d'entrée coïncide avec la période naturelle du remblai et produit un déplacement permanent beaucoup plus grand que le modèle du bloc rigide utilisé par Richards et Elms.

Les analyses dans lesquelles le coin du remblai et le mur ont été traités comme des blocs distincts (Zarrabi-Kashani 1979 [39]) montrent que les conditions cinématiques des déplacements horizontal et vertical du coin du remblai causent systématiquement des déplacements plus petits que du modèle d'un seul bloc de Richards et Elms.

Des études ont combinées le renversement et le glissement (Nadim1980 [56], Siddharthan1992 [57]) indiquent que les mécanismes de basculement augmentent généralement le déplacement du mur que ceux produit par les modèles de glissement seul comme celui de Richards et Elms.

Une considération d'accélération verticales produit des déplacements légèrement plus grands que quand elles sont négligées, au moins pour des mouvements avec un grand pic d'accélération horizontale (a_{max} supérieure à 0,5 g) et $a_y / a_{max} \geq 0.4$ (Whitman et Liao1985 [40]). Whitman et Liao ont quantifié et combiné les effets de chacune de ces sources d'erreurs de modélisation pour décrire l'erreur totale de modélisation par une variable aléatoire log normalement distribuée avec la valeur moyenne \bar{M} et l'écart type σ_{lnM} .

En utilisant les résultats des analyses du bloc glissant de 14 mouvements du sol par Wong (1982) [58]. Whitman et Liao ont constaté que les déplacements permanents ont une distribution log normale des valeurs moyennes.

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37 \times v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{max}}\right) \quad (3.37)$$

L'incertitude en raison de la variabilité statistique des mouvements du sol a été caractérisée par une variable aléatoire log normalement distribuée Q avec une valeur moyenne de \bar{Q} et l'écart type σ_{lnM} . Les effets de l'incertitude dans les propriétés du sol, en particulier les angles de frottement, sur le déplacement permanent ont également été étudiés en utilisant un écart type de $\sigma_\phi=2$ à 3° pour les angles de frottement du sol et $\sigma_\delta=5^\circ$ pour des angles de frottement de l'interface du mur-sol.

L'accélération de seuil calculée (le seul terme au côté droit de l'équation (3.34) qui est en fonction de ϕ et δ) a été défini comme une variable aléatoire avec la valeur moyenne \bar{a}_y et l'écart type σ_{ay} , la valeur moyenne \bar{a}_y est l'accélération de seuil calculée en utilisant les valeurs moyennes de ϕ et δ . Combinant toutes ces sources d'incertitude, le déplacement permanent peut être caractérisé comme une variable aléatoire log normalement distribuée avec la valeur moyenne :

$$\bar{d} = \frac{37 \times v_{\max}^2}{a_{\max}} \exp\left(\frac{-9.4\bar{a}_y}{a_{\max}}\right) \bar{QM} \quad (3.38)$$

Et la variance:

$$\sigma_{\ln d}^2 = \left(\frac{9.4g}{a_{\max}}\right)^2 \sigma_{a_y}^2 + \sigma_{\ln M}^2 + \sigma_{\ln Q}^2 \quad (3.39)$$

Des valeurs suggérées des moyennes et des écarts types du mouvement du sol, de la résistance du sol, et des facteurs d'erreur de modélisation sont présentées dans le tableau suivant :

<i>Facteur</i>	<i>Moyenne</i>	<i>Ecart type</i>
Erreur du modèle	$\bar{M} = 0.35$	$\sigma_{\ln M} = 0.84$
Résistance du sol	$\bar{a}_y = a_y(\bar{\phi}, \bar{\delta})$	$\sigma_{a_y} = 0.04$ à 0.065
Mouvement du sol	$\bar{Q} = 1$	$\sigma_{\ln Q} = 0.58$ à 1.05

Source : D'après Whitman et Liao (1985).

Tableau 3.4 : Les valeurs de la moyenne et de l'écart type pour l'analyse de déplacement d'un mur poids.

3.3 SOLUTIONS EN UTILISANT LE COMPORTEMENT ELASTIQUE OU VISCOELASTIQUE

Quelques structures de soutènement, comme les murs poids massifs fondés sur une roche ou les murs de sous-sol fixés solidement en haut et en bas ne se déplacent pas suffisamment pour mobiliser la résistance au cisaillement du sol du remblai. En conséquence, les conditions limites des pressions minimales actives ou maximales passives ne peuvent pas être développées.

- **Wood (1973)**

Wood (1973) [19] a analysé la réponse d'un sol élastique linéaire et homogène emprisonné entre deux parois rigides reliées à une base rigide (Figure 3.10). Si les deux parois sont supposées être très écartées, les pressions sur un mur ne seront pas fortement influencées par la présence de l'autre.

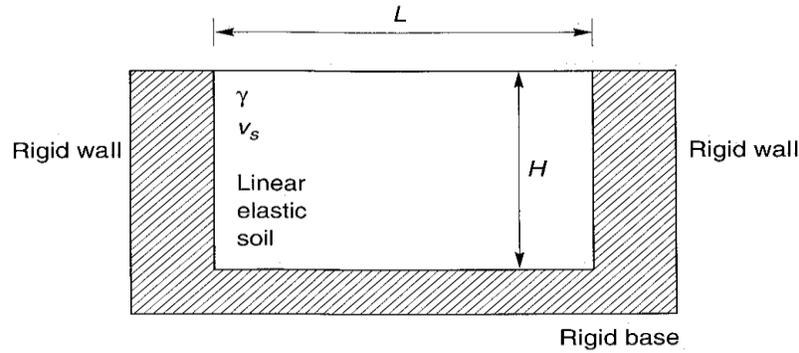


Figure 3.10 : Notation et géométrie du mur pour l'analyse de Wood.

Wood a prouvé que l'amplification dynamique était négligeable pour les mouvements d'entrée de basse fréquence [c-à-d les mouvements à moins que la moitié de la fréquence fondamentale du remblai non fixé ($f_0 = v_s/4H$)]. Pour cette gamme de fréquences, dans lesquelles se trouvent de nombreux problèmes pratiques, les pressions du mur peuvent être obtenues à partir de la solution élastique pour le cas d'une accélération uniforme, constante et horizontale appliquée à travers le sol. Pour des parois rigides et lisses Wood (1973) [19] a exprimé la poussée dynamique et le moment de renversement dynamique (par rapport à la base du mur) sous la forme:

$$\Delta P_{eq} = \gamma \times H^2 \times \frac{a_h}{g} \times F_p \quad (3.40)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma \times H^3 \times \frac{a_h}{g} \times F_m \quad (3.41)$$

Où a_h est l'amplitude de l'accélération harmonique de la base, F_p et F_m sont les facteurs sans dimensions de la poussée dynamique et du moment respectivement qui sont représentés sur les figures (3.11a) et (3.11b) pour différentes valeurs de la géométrie et du coefficient de poisson du sol.

Le point d'application de la poussée dynamique est à une hauteur :

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (3.42)$$

Au-dessus de la base du mur, typiquement $h_{eq} = 0.63H$

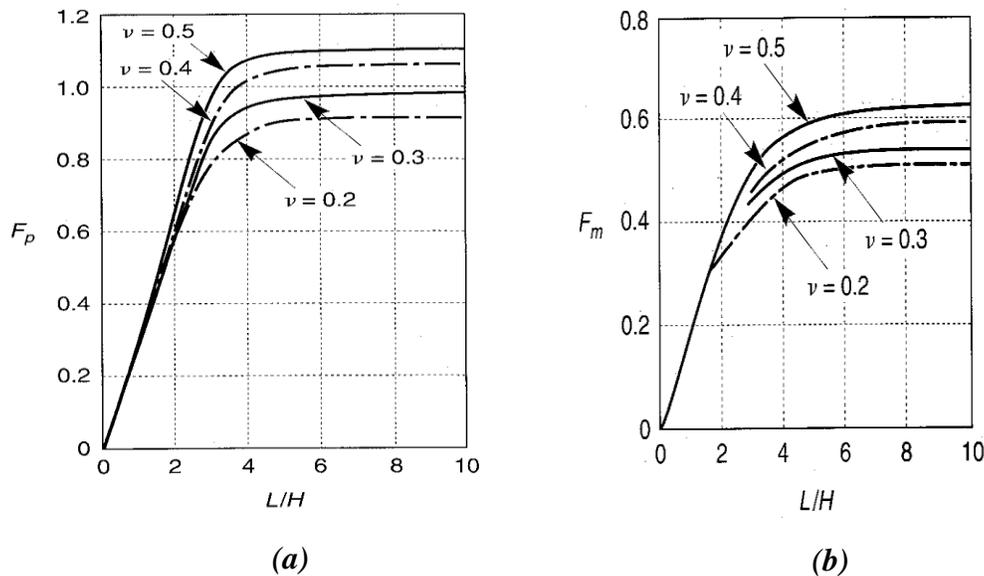


Figure 3.11 : (a) facteur adimensionnel de poussée pour différentes géométries et différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol (b) facteur adimensionnel de moment pour différentes géométries et différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol. D'après Wood(1973).

Les procédures simplifiées de Wood ne tiennent pas compte de: (1) l'accélération verticale, (2) l'augmentation du module avec la profondeur du remblai, (3) l'influence des structures ou d'autres charges au-dessus de la surface du remblai, (4) la réponse est introduite progressivement à n'importe quel temps donné pour les accélérations et les pressions dynamiques des terres avec la hauteur le long de l'arrière du mur, et (5) l'effet de la rigidité réduite du sol avec le niveau des secousses induit dans le sol du remblai et le sol de fondation.

Selon les propriétés dynamiques du remblai comme les caractéristiques de fréquence du mouvement d'entrée, une chaîne de solutions dynamiques serait obtenue dont la solution de Mononobe-Okabe et la solution de Wood représente une limite "inférieure" et une limite "supérieure" respectivement.

- **Veletsos et Younan (1994)**

Le système examiné par Veletsos et Younan [21] est montré dans la figure (3.12). Il se compose d'une couche semi-infinie uniforme de matériau viscoélastique linéaire de hauteur h qui est libre à sa surface, liée à une base rigide et maintenue le long d'un de ses frontières verticales par un mur

rigide. Le mur peut être fixé ou élastiquement restreint contre la rotation à sa base, par un ressort de rigidité R_θ . La base de la couche et le mur sont soumis à un mouvement horizontal, uniforme et harmonique $a(t)$ à tout moment t caractérisé par une fréquence ω et une amplitude A .

L'amortissement matériel du milieu est considéré du type hystérésis constant, indépendant de la fréquence, et de la même chose pour les déformations de cisaillement et les déformations axiales.

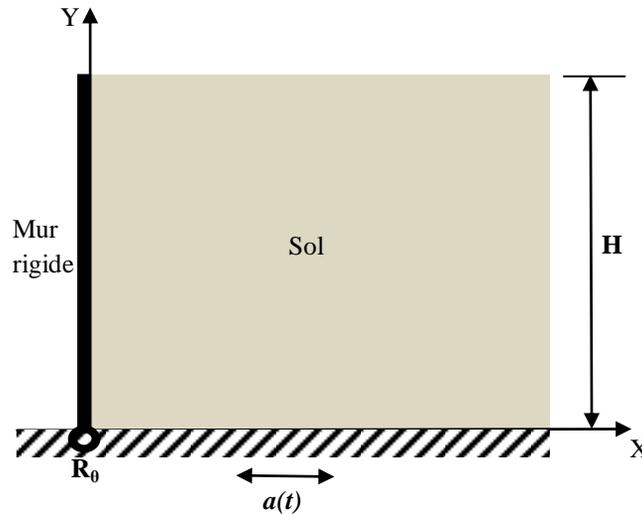


Figure 3.12 : Base excitée du système sol-mur étudié.

Les propriétés de la couche du sol sont définies par la densité ρ , le module de cisaillement G , le coefficient de Poisson ν et le facteur d'amortissement matériel δ .

Veletsos et Younan ont rendu compte que le modèle de Scott (1973) [20] ne prévoit pas la capacité du milieu entre le mur et le champ lointain pour transférer des forces verticalement par cisaillement horizontal. En plus des contraintes normales et des forces horizontales d'inertie, un élément horizontal du milieu est subi sur le long de ses faces supérieures et inférieures à des contraintes de cisaillement horizontales, la différence $\Delta\tau$ est donnée par:

$$\Delta\tau = \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y} = \frac{1}{h} \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial\eta} \quad (3.43)$$

Avec η étant la distance sans dimension donnée par $\eta = y / h$

Par la supposition que la variation horizontale du déplacement vertical est négligeable τ_{xy} peut être exprimée comme suit:

$$\tau_{xy} = \frac{G}{h} \frac{\partial u}{\partial \eta} \quad (3.44a)$$

Et

$$\Delta \tau = \frac{G}{h^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \quad (3.44b)$$

Où u est le déplacement relatif horizontal du milieu par rapport à la base.

Si u est exprimé par la méthode de séparation des variables comme combinaison linéaire de termes modaux, par la manipulation mathématique (Veletsos et Younan, 1994[21]), la $n^{\text{ième}}$ composante de $\Delta \tau$ désignée $(\Delta \tau)_n$ peut être exprimée par:

$$(\Delta \tau)_n = -\rho \omega_n^2 u_n \quad (3.45)$$

Où u_n est la $n^{\text{ième}}$ composante du déplacement u et ω_n est la fréquence angulaire du milieu donnée par:

$$\omega_n = \frac{(2n-1) \pi \times v_s}{2h} \quad (3.46)$$

Où n se rapporte au mode considéré et v_s est la vitesse d'onde de cisaillement de la couche du sol.

L'équation (3.45) représente une force par unité de longueur qui est identique à la force induite par un ressort linéaire sans masse de rigidité k_n donnée par:

$$k_n = \rho \omega_n^2 = \left[\frac{(2n-1)\pi}{2} \right]^2 \frac{G}{h^2} \quad (3.47)$$

Ceci correspond à modéliser l'action de cisaillement du milieu, pour chaque composante modale, par un ensemble de ressorts horizontaux linéaires de rigidité constante k_n relié à leurs extrémités inférieures à la base commune, soumise à l'accélération $a(t)$ l'autre fin du ressort est reliée au milieu qui peut être modélisé par une série semi-infinie longue, élastiquement supportée des barres horizontales avec une masse répartie.

En 1996 [22], Veletsos et Younan ont analysé la réponse des murs cantilevers flexibles qui sont élastique astreint contre la rotation à leur base pour des secousses horizontales. Le milieu est idéalisé comme une couche uniforme, linéaire, viscoélastique d'épaisseur constante et une extension semi-infinie dans la direction horizontale. Les paramètres changés comprenant la flexibilité du mur et sa base, les propriétés du milieu et les caractéristiques du mouvement du sol.

Ils ont découvert que les pressions dynamiques dépendent profondément de tous les deux la flexibilité du mur et la conformité de rotation de la base, et celle pour des valeurs réalistes de ces facteurs les pressions dynamiques sont sensiblement inférieures aux pressions pour un mur rigide de base fixe. En fait, ils ont découvert que les pressions dynamiques peuvent réduire au niveau de la solution de Mononobe-Okabe si la flexibilité du mur ou de la base est substantielle.

Plus récemment (2000) [23], Veletsos et Younan ont proposé une technique de solution pour une analyse dynamique des murs cantilevers flexibles.

Cependant, ces solutions analytiques sont fondées sur l'hypothèse d'homogénéité du sol, et il y a des raisons pour croire que l'inhomogénéité potentielle du sol peut conduire à des changements significatifs de la grandeur et de la distribution des pressions dynamiques des terres.

En outre, comme la présence des couches du sol de fondation sous le système retenu est seulement modélisée par un ressort de rotation, ces solutions ne tiennent pas compte de la translation potentielle horizontale à la base du mur, qui en général peut avoir une composante (glissement) élastique et non élastique.

3.4 ANALYSES NUMERIQUES

Les pressions sismiques sur les murs de soutènement peuvent être également évaluées par des analyses de la réponse dynamique. Un certain nombre de programmes sont disponibles pour telles analyses. L'analyse linéaire ou linéaire équivalente ou non linéaire peut être employée pour estimer les pressions sur les murs. Les analyses non linéaires sont capables de prévoir des déformations permanentes aussi bien que les pressions sur les murs.

- **Al-Homoud et Whitman (1999)**

Un modèle numérique d'éléments finis a été développé pour les murs poids, fondés sur un sable sec, par Al-Homoud et Whitman (1999) [34], en utilisant le code d'éléments finis

bidimensionnels (2D) FLEX. Les analyses dynamiques dans FLEX sont effectuées en employant la technique explicite d'intégration du temps.

Le modèle suggéré pour étudier la réponse dynamique du mur poids rigide peut être résumé comme suit:

1. Le sol est modélisé par des éléments finis 2D. Ceci inclut le matériau du remblai et le sol de fondation.
2. Le mur poids est modélisé comme structure rigide.
3. La résistance et la déformation du sol sont modélisées à l'aide d'un modèle constitutif visqueux. Ce modèle se compose d'une surface de rupture et d'un écrouissage en même temps qu'une loi d'écoulement associée. La surface limite est activée seulement pour le sol sous le mur pour représenter le tassement pendant le basculement de mur. En outre, le comportement viscoélastique est donné pour l'état des contraintes dans la région limitée par ces dernières surfaces, afin de prévoir l'amortissement hystérésis du sol pendant le chargement dynamique.
4. Des éléments d'interface sont employés entre le sol et le mur (au fond la face du mur et sous sa base), pour tenir compte du glissement et de décollement.
5. Le maillage d'éléments finis est tronqué en employant une frontière absorbante développée par Lysmer et Kuhlemeyer.

Ce modèle proposé a été vérifié en comparant sa prévision aux résultats de trois essais centrifugeurs dynamiques effectués par Andersen et al (1987) [59]. Certaines des conclusions qui étaient fait à partir de l'étude ci-dessus ont été récapitulées ci-dessous. Pour plus de détails voir Al-Homoud et Whitman [34].

1. Les résultats de l'analyse montrent que l'inclinaison extérieure des culées rigides est le mode dominant de la réponse pendant la secousse dynamique et cela que ces murs finissent avec une inclinaison extérieure permanente à la fin de la secousse.
2. Les résultats de l'étude courante ont prouvé que l'équation simplifiée de Seed et Whitman [60] est conservative tandis que le point d'application de la résultante de la poussée dynamique est plus haut que $0,6 H$ au-dessus de la base, qui est la valeur suggérée par Seed et Whitman [60].

- **Green et Ebeling (2003)**

Une recherche minutieuse a été tentée pour déterminer la pression latérale des terres dynamiquement induite sur la partie de pied d'un mur de soutènement cantilever en béton avec un milieu de sable sec et dense par Green et Ebeling (2003) [35]. Le modèle numérique a été employé en utilisant le code de différences finies FLAC. Les résultats obtenus à partir du modèle numérique ci-dessus étaient comparés aux résultats des techniques simplifiées pour estimer le déplacement permanent du mur et les pressions dynamiques des terres.

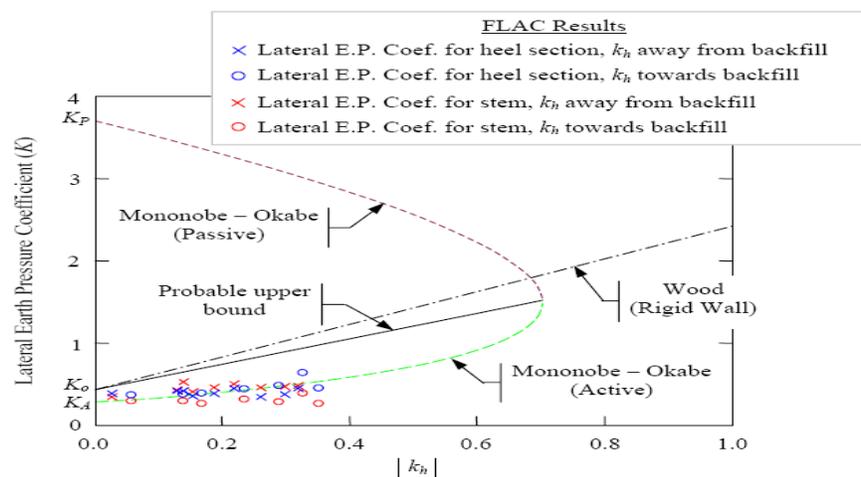


Figure 3.13: Les expressions active et passive de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (Continu) (D'après Green & Ebeling 2003).

Dans cette recherche, un modèle fortement non linéaire a été développé pour couvrir presque tous les aspects, tels que le comportement non linéaire du sol et de l'interface entre le mur et le sol. Le modèle a été numériquement construit pareillement à la manière qu'un mur réel serait interprété. Les coefficients de pressions latérales des terres ont été calculés et vérifiés avec les valeurs calculées en utilisant l'équation de Mononobe-Okabe.

Le déplacement relatif permanent du mur a été calculé en utilisant l'analyse de Newmark du bloc glissant.

- **Psarropoulos, Klonaris, et Gazetas (2005)**

Une étude a été effectuée par Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005) [36] pour valider les hypothèses de la solution analytique de Veletsos et Younan et pour définir la gamme de son applicabilité. Les modèles numériques ont été développés en utilisant le code d'éléments finis ABAQUS. La polyvalence de la méthode d'éléments finis permet le traitement des situations encore plus réalistes qui ne sont pas convenables à la solution analytique. Ainsi la modélisation est prolongée pour tenir compte de: (a) hétérogénéité du sol, et (b) la flexibilité de la fondation du mur.

Ils ont étudié le type de trois systèmes différents de soutènement du sol,

1. Coïncide avec le cas d'une seule couche où le sol retenu est homogène.
2. Modélise le même cas d'une seule couche, mais le sol retenu est non homogène, avec le module de cisaillement disparaissant sur la surface de sol.
3. Se rapporte à un mur rigide fondé sur une couche de sol.

Les résultats prouvent que l'hétérogénéité du sol retenu mène aux pressions réduites des terres près du sommet du mur, particulièrement dans le cas des murs très flexibles, tandis que la conformité de la fondation ne peut pas être facilement modélisée par un seul ressort, devant un phénomène de propagation d'ondes.

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

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

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

Chapitre 4

Cas d'étude

4.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on étudie la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme. On étudie aussi l'influence du contenu fréquentiel du mouvement sismique et l'accélération maximale (a_{max}) ainsi que l'importance de la prise en compte du comportement du sol de remblai sur le déplacement permanent du mur.

4.3. MODELISATION NUMERIQUE

4.3.1. Brève description des codes numériques utilisés

- **Code de PLAXIS V.8**

PLAXIS (Brinkgreve, 2002 [61]) est un code d'éléments finis qui représente certainement un outil robuste sur les plans scientifique et pratique en analyse dynamique. Il permet d'exécuter des analyses non linéaires en contrainte-déformation pour différents types de systèmes géotechniques. Le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Une analyse sismique peut être exécutée en imposant une accélération à la base du modèle d'éléments finis et en résolvant les équations du mouvement dans le domaine temporel en adoptant un schéma d'intégration de temps de Newmark de type implicite.

- **Code de SHAKE2000**

SHAKE 2000 (Schnabel et al 1972 [62]) est un programme de calcul de la réponse sismique d'un sol semi-infini, à stratification horizontale, soumis à une propagation verticale d'ondes de cisaillement. Ce code permet d'exécuter des analyses linéaire et linéaire équivalente dans le domaine fréquentiel. Une procédure itérative est implémentée dans ce code pour tenir compte du comportement non linéaire du sol.

4.3.2. Le signal d'entrée

Dans le calcul numérique, le chargement sismique est souvent imposé comme un accélérogramme à la base du modèle géométrique (la roche). Le signal sismique d'entrée choisi pour les analyses numériques est l'enregistrement d'accélérogramme de la station de KEDDARA 1 E-W (séisme de Boumerdès, Algérie, le 21 mai, 2003). La durée est 20 s et l'accélération maximale est 0,331 g. L'accélération et le spectre de Fourier du signal sont montrés dans la figure (4.1).

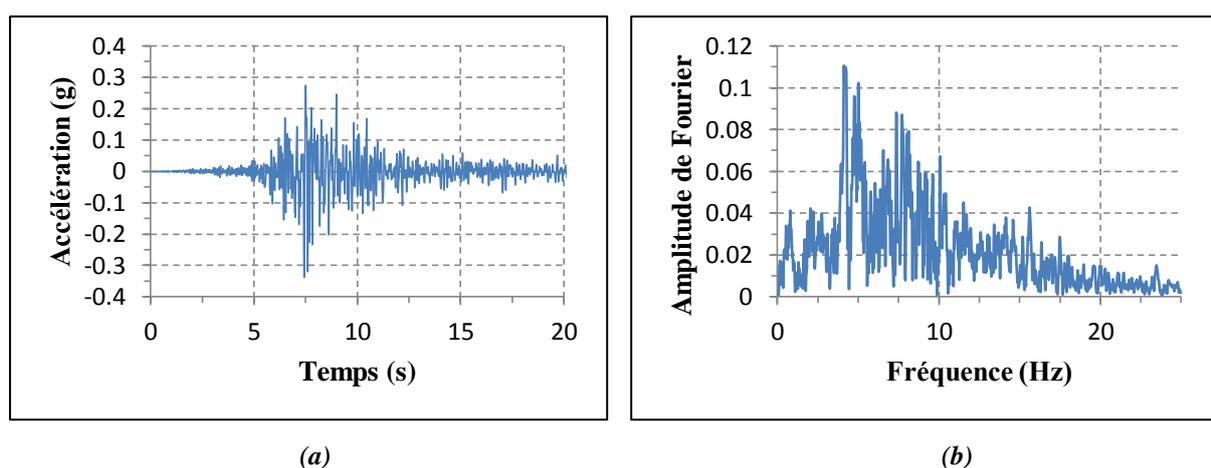


Figure 4.1 : (a) L'histoire d'accélération et (b) le spectre de Fourier du signal de KEDDARA 1 E-W.

4.3.3. Modèle élément fini

Le mur étudié est un mur cantilever de hauteur de 5.5m, retenu un remblai constitué de sable comme il est montré dans la figure suivante :

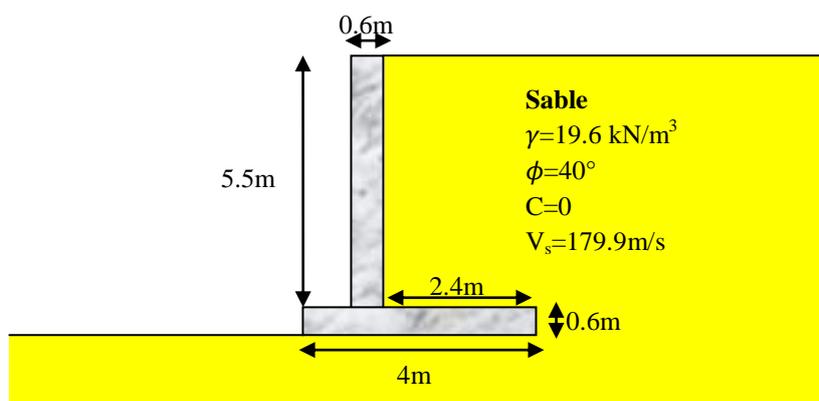


Figure 4.2 : Dimensions du mur étudié et propriétés du sol retenu.

Le modèle d'éléments finis est montré dans la figure (4.3). D'après une analyse unidimensionnelle dans le domaine fréquentiel réalisée par SHAKE2000 sur le profil du sol avant le placement du mur de soutènement, on a adopté une largeur du modèle égale à 4H (avec H est la hauteur du modèle) afin de placer assez loin les frontières latérales (Voir Annexe B). Ceci devrait aider à réduire l'influence des frontières sur les résultats obtenus. Par conséquent, le modèle est constitué de 40 m de largeur et 10 m de hauteur.

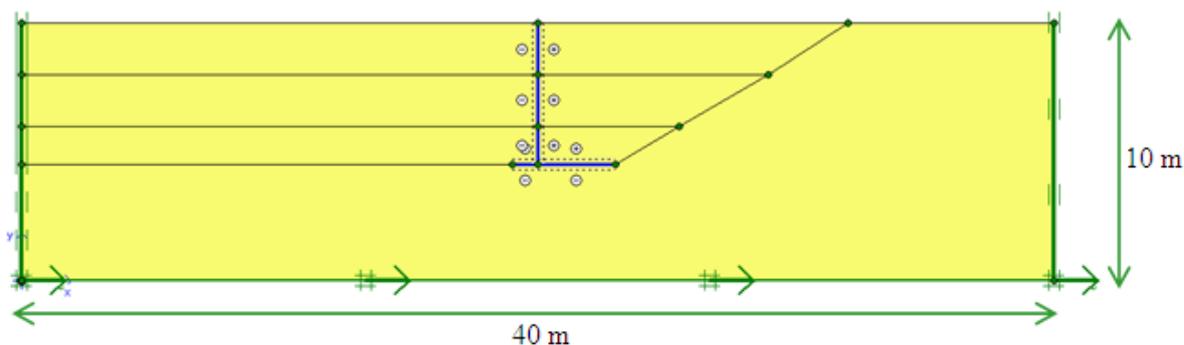


Figure 4.3 : Modèle d'éléments finis utilisé dans l'analyse dynamique.

Le sol est modélisé comme couche élastoplastique qui est mise en application dans le code de Plaxis. Ses paramètres sont indiqués dans le tableau (4.1).

Couche	Modèle utilisé	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	ϕ (°)	C (kN/m ²)
Sable	Mohr-Coulomb	19.6	9.086E+04	0.26	40	0

Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques de la couche du sol.

La génération des contraintes initiales a été obtenue par k_0 -procédure dans lequel la valeur du coefficient de pressions des terres au repos, k_0 a été choisie au moyen de la formule bien connue de Jacky (1944) [4]:

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.1)$$

Le mur est idéalisé à l'aide d'un élément "plate" élastique, ses propriétés sont résumées dans le tableau suivant :

Structures utilisées	Modèle utilisé	EA (kN)	EI (kN.m ²)	ν
Voile	élastique linéaire	1.13E+08	3.39E+06	0.2
Semelle	élastique linéaire	8.20E+07	2.46E+06	0.2

Tableau 4.2 : Propriétés des éléments constituant le mur de soutènement.

Le frottement sol-structure est simulé avec un élément d'interface caractérisé par le paramètre R_{inter} imposé égale à :

$$R_{inter} = \frac{tg \delta}{tg \phi} = 0.6 \quad (4.2)$$

Avec l'angle de frottement sol-mur $\delta = 26.67^\circ$.

La génération du maillage dans PLAXIS est entièrement automatique et elle est basée sur une procédure de triangulation, qui a comme conséquence une maille " non structurée ". Dans les mailles utilisées dans les analyses actuelles, le type de base d'éléments est l'élément triangulaire à 15-nœuds. Les dimensions de n'importe quel triangle peuvent être contrôlées par la hauteur locale de l'élément.

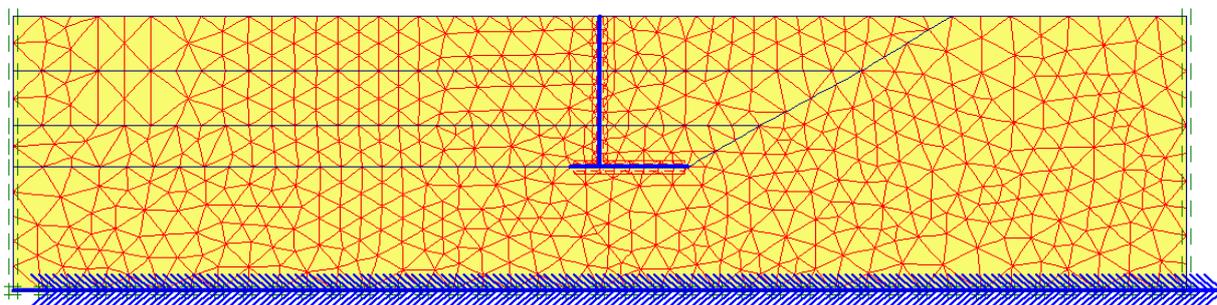


Figure 4.4 : Discretisation du modèle étudié par des éléments triangulaires de 15 nœuds.

Une dimension moyenne qui représente le degré de raffinement du maillage est " la taille moyenne des éléments " ("AES" : Average Element Size). Cette dernière est définie comme la longueur moyenne des arêtes des éléments utilisés, elle est donnée par [63]:

$$AES = \left[(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min}) / n_c \right]^{0.5} \quad (4.3)$$

Où n_c est le nombre d'éléments générés lors du maillage ($n_c=1275$), x_{max} , x_{min} , y_{max} et y_{min} sont les coordonnées du modèle géométrique.

Chaque fois qu'une analyse numérique est exécutée, l'influence du maillage doit être examinée. Kuhlmeier et Lysmer (1973) [64] ont suggéré une taille de l'élément inférieure à $\lambda/8$, où λ est la longueur d'onde correspondant à la fréquence maximale f . Dans ce cas-ci

$\lambda / 8 = v_s / 8f = 0.67$ m, avec $v_s = 134.3$ m/s et $f = 25$ hertz. Dans les analyses du travail actuel un AES = 0.56 m a été employé.

4.3.4 Calibrage du modèle numérique

Avant que n'importe quelle analyse dynamique soit effectuée, il est nécessaire de prendre en considération certains points critiques dans la modélisation. Le calibrage du modèle numérique est exigé pour réduire l'influence de quelques paramètres (amortissement, module de cisaillement) sur les résultats finals.

Les problèmes d'interaction dynamique comportent la détermination de la réponse d'une structure placée dans un environnement sismique qui est défini en termes de mouvement de champ libre avant le placement de la structure. Les variations spatiale et temporelle du mouvement de champ libre utilisé comme mouvement d'entrée doivent satisfaire les équations de mouvement pour le champ libre. Elles peuvent être obtenues à partir d'une analyse de la réponse du sol. Ainsi, une solution de champ libre doit être disponible avant qu'un véritable problème d'interaction puisse être résolu (Lysmer 1978 [65]).

Les analyses dynamiques d'éléments finis peuvent être considérées comme l'un des outils disponibles les plus complets dans les problèmes géotechnique pour leurs possibilités de fournir des indications sur la distribution des contraintes dans le sol, les déformations ou les déplacements et sur les forces agissant sur les éléments structuraux qui interagissent avec le sol (PIANC, 2001[66]). Cependant, elles exigent au moins un modèle constitutif de sol approprié, une caractérisation adéquate du sol au moyen des essais in situ et en laboratoire et une définition appropriée du mouvement sismique d'entrée. La réponse d'un modèle d'éléments finis est également conditionnée par l'ajustement de plusieurs paramètres influençant les sources de dissipation d'énergie dans les analyses de domaine temporel.

La quantité d'amortissement montrée par un système numérique discret est déterminée par le choix du modèle constitutif (amortissement matériel), le schéma d'intégration des équations (amortissement numérique), et les conditions aux frontières.

L'influence des sources d'amortissement sur la réponse sismique d'un profil de sol est un aspect important dans la modélisation numérique des structures géotechniques sous chargements sismiques. D'où la nécessité de calibrer les modèles d'EF au moyen d'une analyse dans le domaine fréquentiel [67] (Voir Annexe B).

Dans une analyse dynamique d'éléments finis des différentes sources de dissipation d'énergie existent: l'amortissement matériel qui inclut l'amortissement visqueux et par hystérésis du sol, l'amortissement numérique, résultant du schéma d'intégration adopté et la dissipation d'énergie aux frontières qui est présentée par la manière dont le modèle numérique transmet l'énergie d'ondes en dehors du domaine.

Dans la plupart des codes dynamiques d'EF, tel amortissement visqueux est simulé selon la formulation bien connue de Rayleigh. La matrice d'amortissement \mathbf{C} est supposée proportionnelle à la matrice masse \mathbf{M} et à la matrice de rigidité \mathbf{K} au moyen de deux coefficients, α_R et β_R comme suit [68] :

$$\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K} \quad (4.4)$$

Il existe différents critères pour évaluer les coefficients de Rayleigh (voir par exemple Hashash et Park, 2002[69]; Lanzo et al 2004[70]; Park et Hashash, 2004[71]). La réponse dynamique d'un système est significativement affectée par le choix de ces paramètres.

Dans le code PLAXIS, la formulation de l'amortissement de Rayleigh est implémentée et les valeurs de α_R et β_R peuvent être estimées par le système d'équations suivant:

$$\alpha_R + \beta_R \omega_m^2 = 2\omega_m \zeta \quad (4.5)$$

$$\alpha_R + \beta_R \omega_n^2 = 2\omega_n \zeta \quad (4.6)$$

Tel quel ζ est la valeur admise pour la constante d'amortissement, ω_m et ω_n sont deux pulsations propres du sol liées à l'intervalle de fréquence ($f_m \div f_n$) sur lequel l'amortissement visqueux est inférieur ou égal à ζ . Les deux coefficients de Rayleigh α_R et β_R ont été calculés selon la méthode de double fréquence comme suggéré par Lanzo et al. (2004) [70], en supposant que le coefficient d'amortissement du sol, ζ , est constant entre la première fréquence fondamentale du dépôt du ω_m sol et la fréquence $\omega_n = n \omega_m$, où n est le premier entier impair plus grand que le rapport entre la fréquence prédominante du signal sismique et la première fréquence fondamentale du dépôt du sol ($n = \omega_p / \omega_m$). La fréquence prédominante du signal sismique est définie comme la fréquence à laquelle la réponse spectrale d'accélération atteint sa valeur maximale (Rathje et al. (1998) [72]). Tandis que la première fréquence fondamentale du dépôt de sol est calculée, en première approximation,

avec l'expression valable pour une couche linéaire élastique d'épaisseur H et de vitesse d'ondes de cisaillement Vs:

$$\omega_m = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (4.7)$$

La procédure de déterminer les valeurs de α_R et β_R pour chaque couche de sol est comme suit :

- On détermine la fréquence prédominante du signal (f_p).
- On calcule la première fréquence fondamentale de sol : $f_m = V_s/4H$ pour chaque couche.
- On calcule le rapport $n = \omega_p / \omega_m$
- On prend le premier entier impair plus grand que n calculé.
- La deuxième fréquence fondamentale du sol adoptée ω_n prendra la valeur : $\omega_n = n \omega_m$
- La résolution du système d'équations écrit ci-dessus pour évaluer α_R et β_R .

Les valeurs de α_R et β_R sont résumées dans le tableau suivant :

Couche	ω_m (rad/s)	ω_n (rad/s)	ζ	α_R	β_R
Sable	21.096	63.287	0.066	2.08848	0.00156

Tableau4.3 : Valeurs de α_R et β_R pour la couche du sol.

La valeur de l'amortissement est prise d'après une analyse dans le domaine fréquentiel réalisée par SHAKE2000 (Voir Annexe B).

D'après Heidari.A [73] la première fréquence fondamentale du mur est donnée par :

$$\omega_{m,mur} = \sqrt{\frac{\pi^6 EI \times g \times tg \alpha}{8\gamma \times H^5 (\pi^2 + 4)}} \quad (4.8)$$

Où E est le module de Young, I est l'inertie du mur, g est l'accélération due à la pesanteur, H est la hauteur du mur, γ est le poids spécifique du sol et α est l'inclinaison de la surface de

rupture par rapport à l'horizontale donnée par : $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$

Les données: $EI=3.39 \times 10^6$ kN.m², $H=5.5$ m, $\gamma=19.6$ kN/m³, $g=9.81$ m/s², $\phi=40^\circ$ et $\alpha=65^\circ$

D'où: $\omega_{m,mur} = 78.778$ rad/s.

Les valeurs de α_R et β_R du mur sont montrées dans le tableau suivant :

MUR				
ω_m (rad/s)	ω_n (rad/s)	ζ	α_R	β_R
78.778	236.333	0.1	11.816672	0.000635

Tableau4.4 : Valeurs de α_R et β_R pour le mur.

Dans l'exécution numérique des problèmes dynamiques, la formulation de l'algorithme de l'intégration de temps est un facteur important pour la stabilité et l'exactitude du processus de calcul. Les intégrations explicite et implicite sont deux stratégies, couramment utilisées, d'intégration de temps. Dans le code Plaxis 2d v.8.2 (Brinkgreve 2002 [61]), la stratégie implicite d'intégration de temps de type de Newmark est implémentée. Dans cette méthode, le déplacement et la vitesse de n'importe quel point au temps $t+\Delta t$ sont exprimés respectivement comme suit:

$$\mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{u}^t + \dot{\mathbf{u}}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \ddot{\mathbf{u}}^t + \alpha_N \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} \right] \times \Delta t^2 \quad (4.9)$$

$$\dot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}^t + \left[(1 - \beta_N) \ddot{\mathbf{u}}^t + \beta_N \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} \right] \times \Delta t \quad (4.10)$$

Les coefficients α_N et β_N contrôlent l'exactitude de l'intégration numérique de temps. Ils définissent la variation de la réponse d'accélération dans chaque pas de temps et déterminent la stabilité de ces méthodes. Selon les valeurs assignées à α_N et β_N , il est possible d'obtenir différents algorithmes. Pour la détermination de ces paramètres, différentes suggestions sont proposées. Les valeurs typiques sont [74]:

1. $\alpha_N = 0$ et $\beta_N = 1/2$, qui mènent à une accélération constante.
2. $\alpha_N = 1/12$ et $\beta_N = 1/2$, la méthode de Fox-Goodwin, qui est quatre fois plus précise (Conditionnellement stable);
3. $\alpha_N = 1/4$ et $\beta_N = 1/2$, qui mènent à une accélération moyenne constante.
4. $\alpha_N = 1/8$ et $\beta_N = 1/2$, qui mènent à une accélération par pas.
5. $\alpha_N = 1/6$ et $\beta_N = 1/2$, qui mènent à une approximation linéaire d'accélération.

Afin de garder un schéma précis et introduire la dissipation numérique, une modification du schéma initial de Newmark est proposée par Hilber et al. (1977) [75], introduisant un nouveau

paramètre γ , qui est un paramètre numérique de dissipation. Le schéma original de Newmark devient schéma modifié de Newmark HHT ou méthode- γ .

La méthode- γ mène à un schéma d'intégration de temps inconditionnellement stable et les nouveaux paramètres de Newmark sont exprimés comme fonction du paramètre γ :

$$\alpha_N = \frac{(1+\gamma)^2}{4} \quad (4.11)$$

$$\beta_N = \frac{1}{2} + \gamma \quad (4.12)$$

Où la valeur de γ appartient à l'intervalle $[0, 1/3]$.

Pour obtenir une solution stable, la condition suivante doit être satisfaite pour le code PLAXIS :

$$\alpha_N \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta_N \right)^2 \quad (4.13)$$

Si $\gamma > 0$ la puissance de calcul est améliorée, mais une source numérique d'amortissement est introduite dans le modèle. En d'autres termes, l'adoption d'un schéma amorti d'intégration de Newmark est équivalente à l'utilisation d'un amortissement proportionnelle de rigidité. Pour tenir compte de cet amortissement numérique, la formulation de l'amortissement de Rayleigh est modifiée pour prendre la forme suivante :

$$\zeta_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha_R}{\omega_n} + (\beta_R + \gamma \times dt) \times \omega_n \right] \quad (4.14)$$

Comme on a adopté les valeurs standards dans PLAXIS des coefficients de Newmark $\alpha_N = 0.3025$ et $\beta_N = 0.6$ ce qui correspond à $\gamma = 0.1 > 0$. Par conséquent les valeurs de β_R doivent être réduites de la quantité γdt , avec dt le pas du temps [68].

Le pas du temps utilisé dans le calcul dynamique est constant et égale à $dt = \Delta t / (n \times m)$ où Δt est la durée du chargement dynamique (Time interval), n est le nombre des pas additionnels (Additional steps) et m est le nombre des sous-pas dynamiques (Dynamic sub steps) [61].

$$dt = 20 / (250 \times 123) = 0.00065 \text{ s}$$

$$\gamma \times dt = 0.000065$$

Les nouvelles valeurs de β_R sont présentées dans les tableaux suivants :

Couche	β_R	$(\beta_R - \gamma dt)$
Sable	0.00156	0.001495

Tableau4.5 : La nouvelle valeur de β_R pour la couche du sol.

MUR	
β_R	$(\beta_R - \gamma dt)$
0.000635	0.00057

Tableau4.6 : La nouvelle valeur de β_R pour le mur.

Le choix des conditions aux frontières influe sur la quantité de dissipation d'énergie due à la propagation d'ondes dans le sol. La position de la frontière et le type de fixations mécaniques devraient reproduire, au mieux, la transmission d'énergie à l'extérieur du domaine de calcul.

Les frontières absorbantes visqueuses basées sur la méthode décrite par Lysmer et Kuhlemeyer (1969) [76] sont les procédures les plus répandues. Dans ce cas-ci, les composantes normale et tangentielle des contraintes absorbées au niveau de la frontière sont:

$$\sigma_n = -c_1 \rho \times V_p \times \dot{u}_n \quad (4.15)$$

$$\tau = -c_2 \rho \times V_s \times \dot{u}_t \quad (4.16)$$

Où ρ est la densité du matériau, V_p et V_s sont les vitesses d'ondes de compression et de cisaillement, \dot{u}_n et \dot{u}_t sont les composantes normale et tangentielle de la vitesse, c_1 et c_2 sont les coefficients de relaxation. Certaines suggestions existent en littérature pour le choix de ces paramètres. Une étude récente montre qu'aucune différence significative n'était identifiée dans les résultats numériques en adoptant différentes valeurs de ces paramètres dans la gamme 0÷1 [77]. On a adopté les valeurs standards dans PLAXIS des coefficients de relaxation $c_1=1$ et $c_2=0.25$.

4.4 ANALYSE DYNAMIQUE

Après le calibrage de la réponse sismique dans le champ libre (Voir Annexe B). Ici les résultats des analyses dynamiques du mur sont présentés. L'analyse du problème a été exécutée en 8 phases de calcul (7 analyses plastique et 1 analyse dynamique). De la phase 1 à la phase 3 l'excavation était exécutée désactivant les couches du sol à côté du mur. Dans la phase 4 le mur est activé avec les éléments d'interface, dans les phases 5 à 7 la construction du remblai. La phase 8 est consacrée pour définir l'accélération imposée à la base du modèle, on s'intéresse seulement à la propagation des ondes de cisaillement SH, donc, le signal d'entrée est considéré parallèle à la base et on ne prend pas en compte la composante verticale du mouvement. On ne tient pas en compte aussi de la présence de la nappe phréatique. Les différentes parties de l'analyse sont discutées dans ce qui suit.

Après l'analyse dynamique la déformée du modèle est représentée dans la figure suivante :

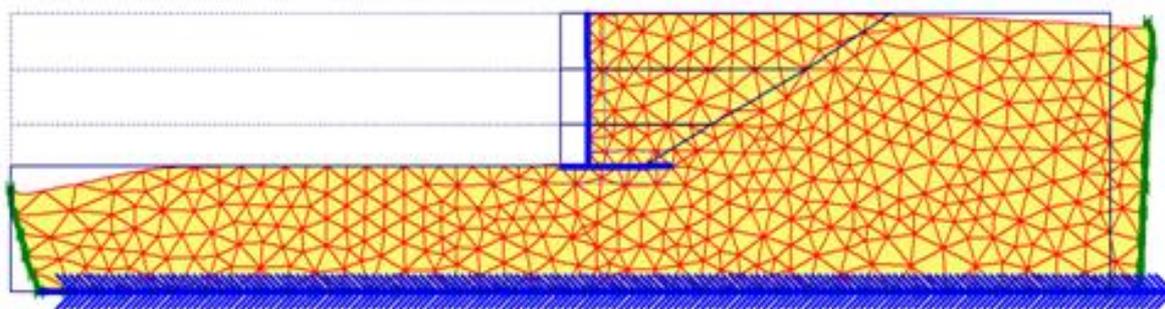


Figure 4.5 : La déformée du modèle après l'analyse dynamique.

- Localisation de la résultante des pressions dynamiques des terres

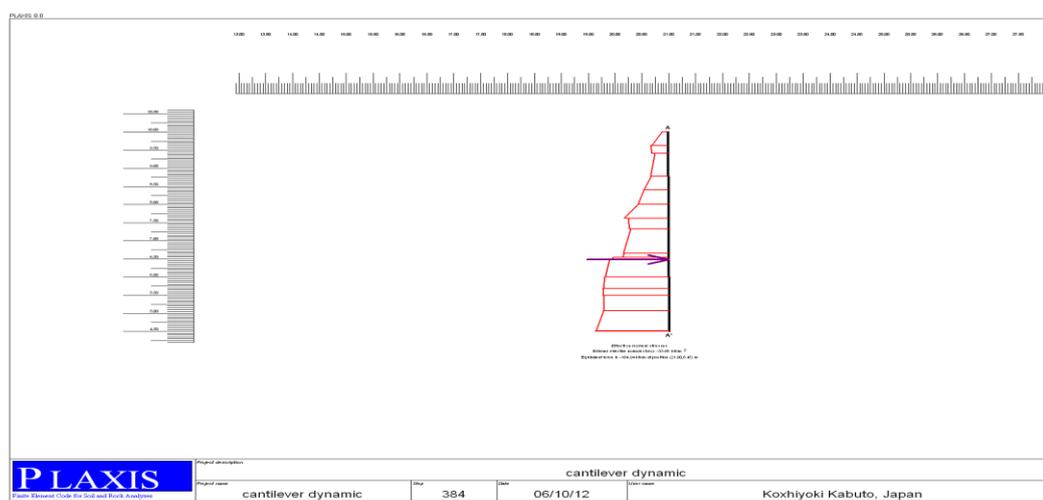


Figure 4.6 : Distribution de la pression dynamique des terres et localisation de sa résultante.

D'après la figure (4.6) la distribution des pressions dynamiques des terres est non linéaire. La valeur de la résultante des pressions dynamiques des terres et sa localisation sont données au tableau suivant :

<i>Résultante</i>	<i>Localisation à partir de la base du mur</i>
98.79 kN/m	0.36H

Tableau4.7 : Valeur de la résultante de poussée et sa localisation.

Afin d'étudier la réponse sismique du mur de soutènement, on s'intéresse à la réponse sur cinq points représentatifs dans le modèle. Le premier point est localisé au sommet du mur (point A). Le deuxième point est localisé à la base du mur (point B). Le troisième point est situé à la surface du terrain naturel (après excavation) et il est éloigné de 10 m en aval du mur de soutènement (point C). Le quatrième point est situé à la surface du remblai (point D) à une distance de 10 m du mur. Le dernier point se trouve à la base du remblai à une distance aussi de 10 m en amont du mur (point E). La figure (4.7) montre la situation des différents points choisis.

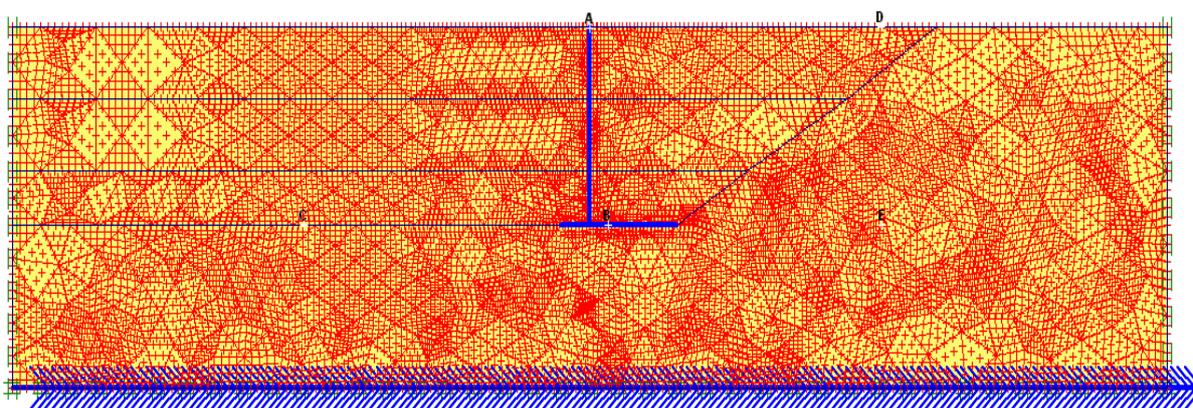


Figure4.7 : Situation des différents points choisis pour l'analyse dynamique.

Les figures (4.8) jusqu'à (4.12) montrent les accélérations obtenues dans les cinq points choisis. Le signal d'entrée correspond au séisme de Boumerdes (Keddara1 E-W) avec une accélération maximale $a_{max} = 0.33g$.

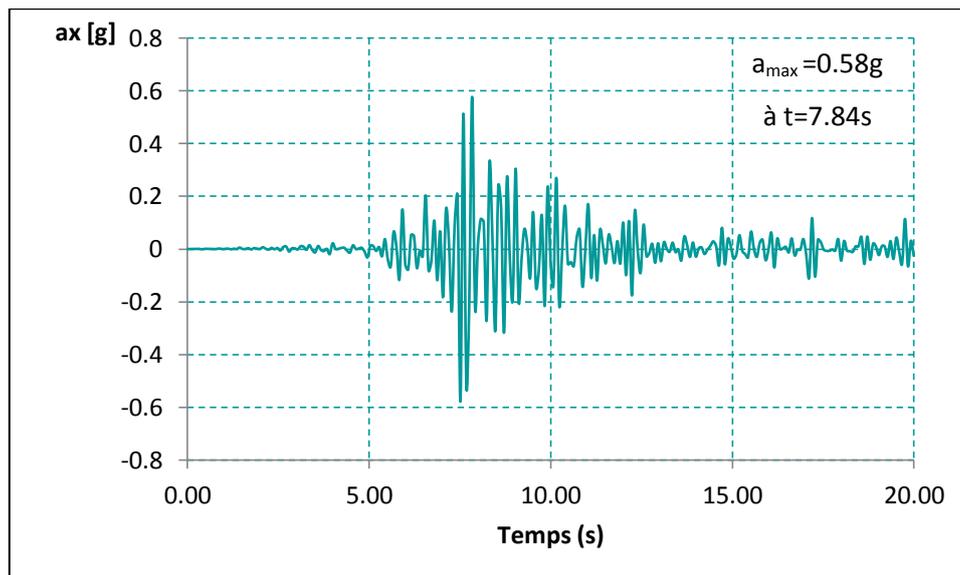


Figure4.8 : L'accélération en fonction du temps au point A (sommets du mur).

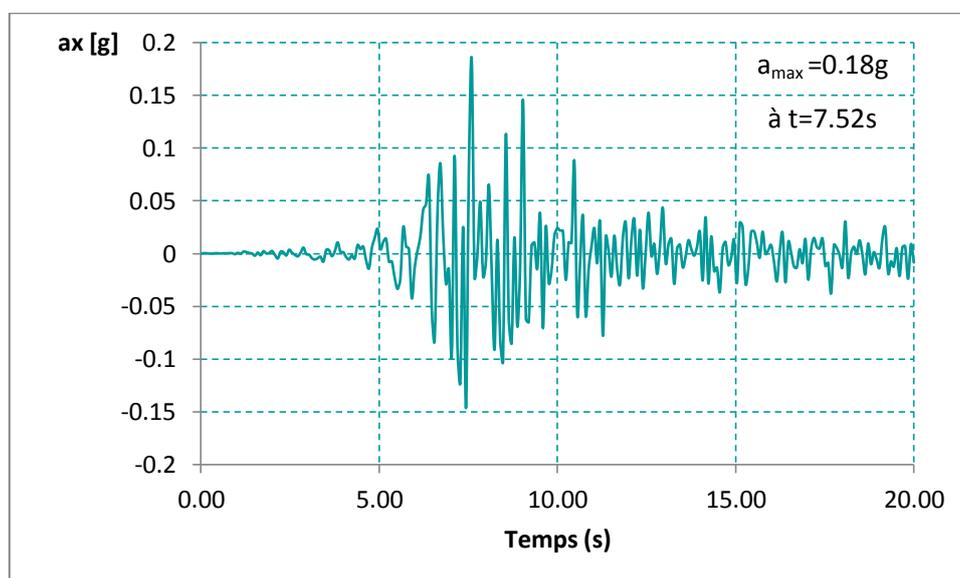


Figure4.9 : L'accélération en fonction du temps au point B (base du mur).

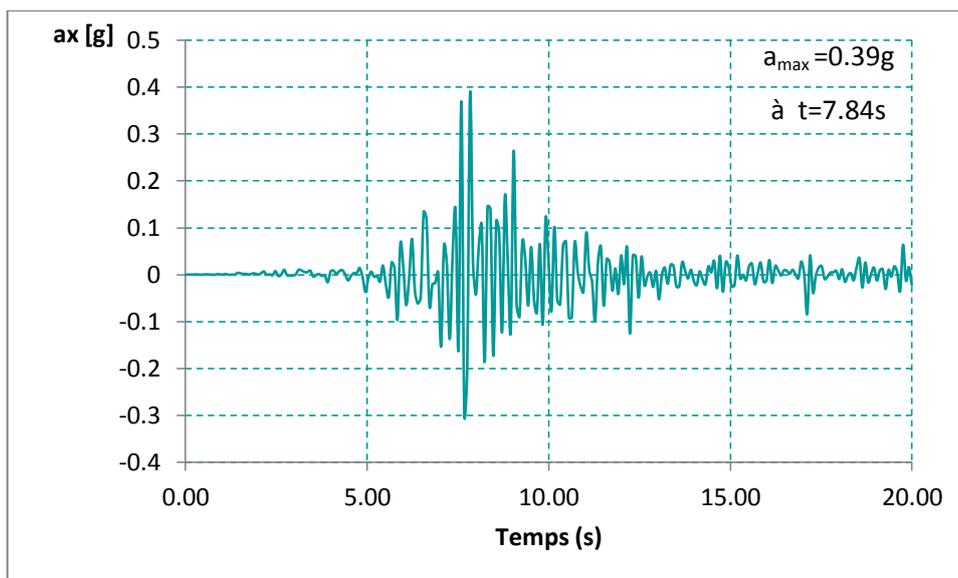


Figure 4.10 : L'accélération en fonction du temps au point C (en aval du mur).

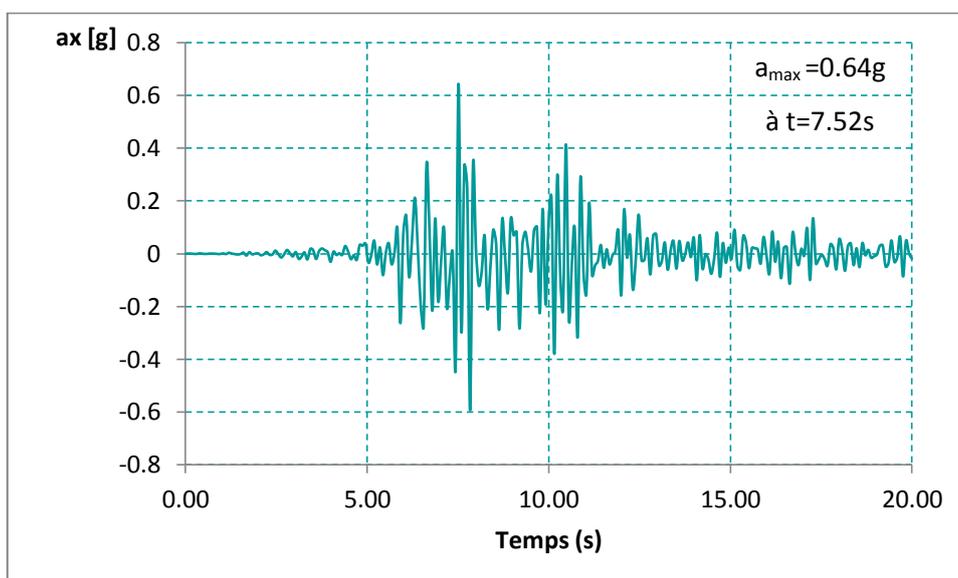


Figure 4.11 : L'accélération en fonction du temps au point D (en amont du mur).

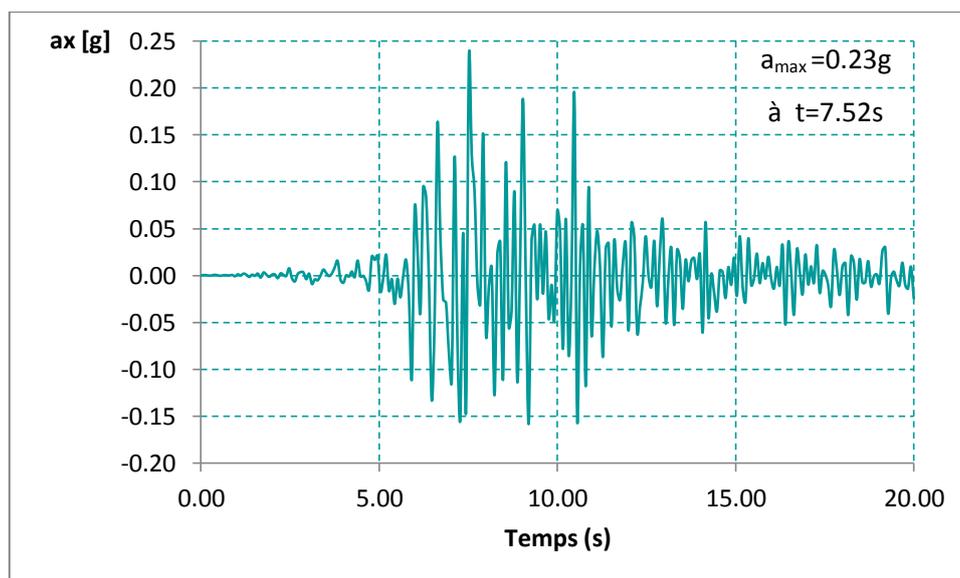


Figure 4.12 : L'accélération en fonction du temps au point E (base du remblai).

A présent, on étudie l'influence de l'état de consolidation du sol de remblai sur la valeur de l'accélération maximale au niveau de la base du remblai a_{maxE} . Pour cela, on compare les réponses obtenues pour le modèle proposé à trois niveaux de a_{maxbed} du séisme de Boumerdes (Tableau 4.8).

	Sol R ₁	Sol R ₂
a_{maxbed} (g)	a_{maxE} (g)	a_{maxE} (g)
0.33	0.23	0.28
0.40	0.32	0.36
0.50	0.55	0.58

Tableau 4.8 : Comparaison des valeurs de a_{max} au point E pour les remblais R₁ (normalement consolidé) et R₂ (surconsolidé).

D'après le tableau au-dessus, on peut constater que les valeurs d'accélération maximale obtenues en utilisant les deux modèles (R₁ : normalement consolidé et R₂ : surconsolidé) sont sensiblement les mêmes.

La résultante des pressions dynamiques des terres et sa localisation pour le sol R₂ sont illustrées dans la figure suivante :

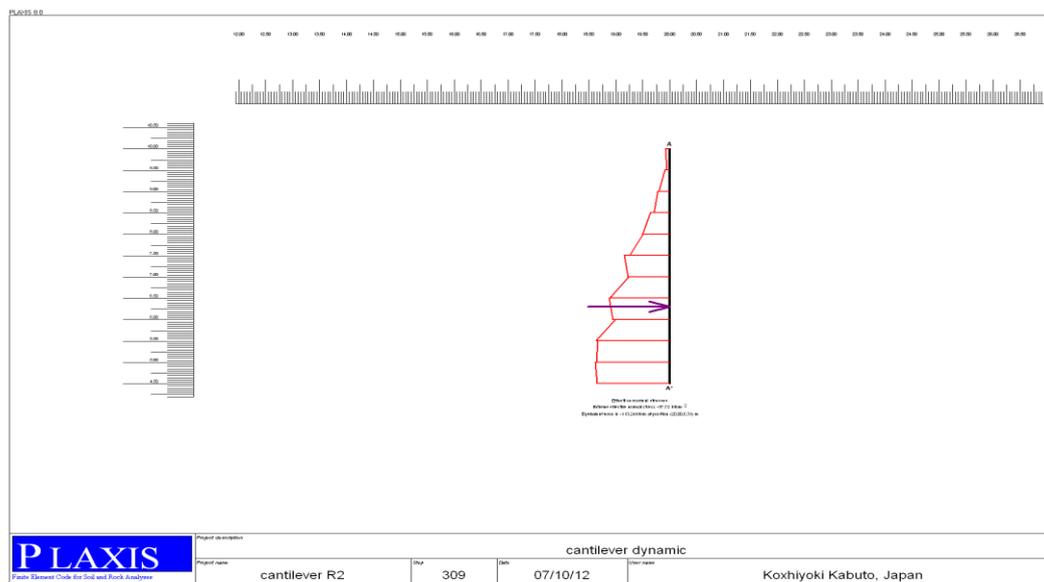


Figure 4.13 : Distribution de la pression dynamique des terres et localisation de la résultante pour le sol R_2 .

La résultante des pressions dynamiques des terres et sa localisation pour les sols R_1 et R_2 sont données au tableau suivant :

	Résultante	Localisation à partir de la base du mur
R_1	098.79 kN/m	0.36H
R_2	113.24 kN/m	0.33H

Tableau 4.9 : Comparaison des valeurs de la résultante de poussée et sa localisation pour les remblais R_1 et R_2 .

Selon le tableau au-dessus, la résultante de poussée est plus importante pour le sol surconsolidé (R_2) que pour le sol normalement consolidé (R_1). Et elle agit pour le sol (R_2) en un point plus bas que le sol (R_1).

4.4.1 Calcul du déplacement induit

On s'intéresse à l'influence du comportement du sol de remblai et du signal d'entrée sur la valeur du déplacement permanent du mur de soutènement lors du chargement dynamique. Les déplacements du mur U_A correspondent aux déplacements obtenus au sommet du mur (point A dans la figure 4.7).

- **Influence du comportement du sol de remblai**

Dans cette partie, on étudie l'influence de la prise en compte du comportement dilatant ou contractant du sol de remblai sur la valeur du déplacement du mur de soutènement. Pour cela, on change seulement leur état de consolidation. Ainsi, le remblai (R_1) est normalement consolidé ($OCR=1$) et le second (R_2) est surconsolidé ($OCR=2$).

On compare les réponses des remblais R_1 et R_2 pour les mêmes conditions. La figure (4.14) montre la réponse des deux remblais au séisme de Boumerdes (Keddara1E-W) avec une accélération maximale à la roche $a_{maxbed} = 0.33g$.

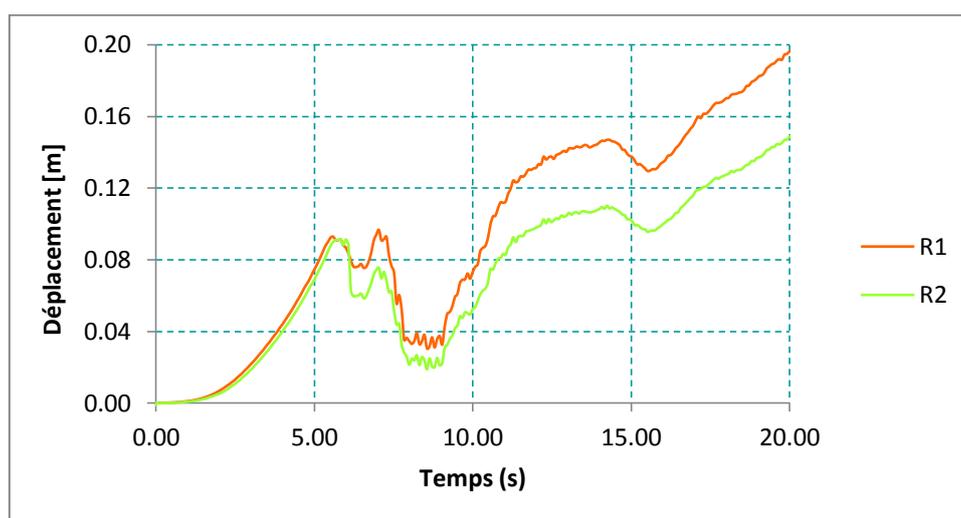


Figure 4.14: Déplacements obtenus pour les sols de remblais normalement consolidé et sur consolidé pour la même valeur de a_{max} .

D'après cette figure, les déplacements obtenus pour le remblai R_1 (comportement contractant) sont plus importants que ceux obtenus par le modèle avec le remblai R_2 (comportement dilatant).

- **Influence du signal d'entrée**

Pour étudier l'influence du signal d'entrée au niveau de la roche. On étudie d'abord l'effet de l'amplitude (i.e. la valeur de l'accélération maximale a_{max}) et ensuite l'effet du contenu fréquentiel du signal (i.e. période moyenne T_m).

La figure (4.15) montre la comparaison des déplacements horizontaux U_{AX} obtenus pour le modèle proposé soumis à trois niveaux de a_{max} du séisme Boumerdes (Keddara1 E-W). Comme prévu, on obtient un déplacement plus important lorsque le niveau d'accélération a_{max} du signal d'entrée augmente.

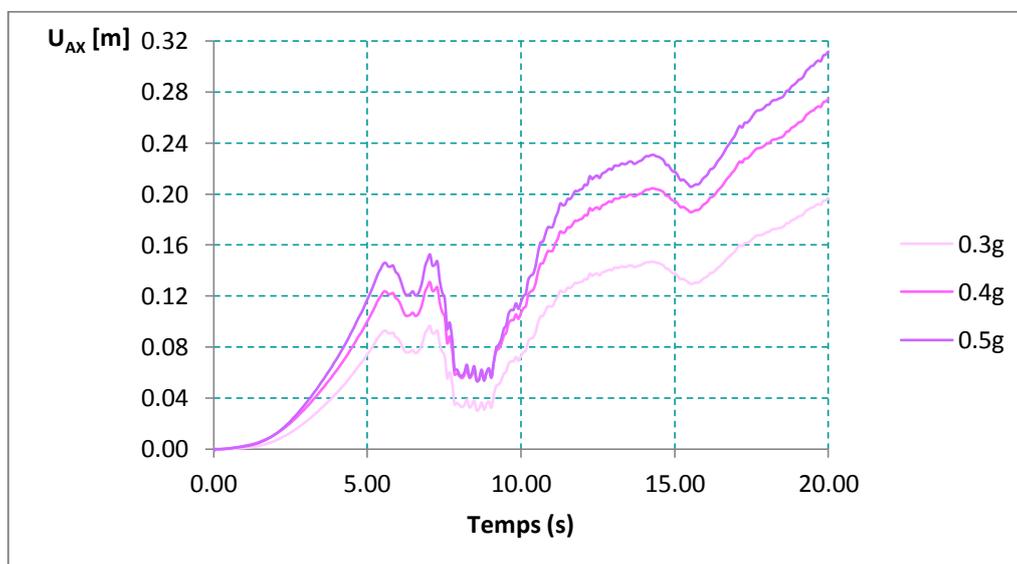


Figure 4.15 : Déplacements en fonction du temps, au point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max} .

Les valeurs des déplacements obtenus sont résumées dans le tableau suivant :

<i>Accélération à la base du modèle</i>	<i>Déplacement U_{AX} (cm)</i>
0.33g	19.70
0.40g	27.50
0.50g	31.20

Tableau 4.10 : Valeurs des déplacements horizontaux au, point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max} .

Maintenant, si on s'intéresse aux déplacements verticaux U_{AY} ou tassements du mur (Tableau 4.11), on constate d'après les résultats obtenus, que la valeur de U_{AY} augmente aussi avec l'augmentation du niveau d'accélération du signal d'entrée.

<i>Accélération à la base du modèle</i>	<i>Déplacement U_{AY} (mm)</i>
0.33g	3.338
0.40g	4.439
0.50g	6.397

Tableau 4.11 : Valeurs des déplacements verticaux au, point A, obtenus pour trois niveaux de a_{max} .

Le tableau (4.12) montre la comparaison de la résultante de poussée et sa localisation pour trois niveaux de a_{max} du séisme de Boumerdes (Keddara1 E-W).

<i>Accélération à la base du modèle</i>	<i>Résultante</i>	<i>Localisation</i>
0.33g	098.79 kN/m	0.36H
0.40g	100.56 kN/m	0.34H
0.50g	102.05 kN/m	0.32H

Tableau4.12 : Valeurs de la résultante de poussée et sa localisation obtenues pour trois niveaux de a_{max} .

On remarque d'après les résultats obtenus, comme prévu, que la valeur de la résultante de poussée augmente aussi avec l'augmentation du niveau d'accélération du signal d'entrée. On remarque aussi que la résultante agit en un point plus bas lorsque l'accélération augmente.

Afin d'étudier l'influence du contenu fréquentiel du signal d'entrée sur le déplacement du mur, on impose au modèle proposé divers signaux avec le même niveau d'accélération à la roche. Pour cela on a utilisé les signaux de Dar El-Beida et d'Hussein Dey calibrés à 0.33g. Ces signaux sont montrés dans la figure suivante :

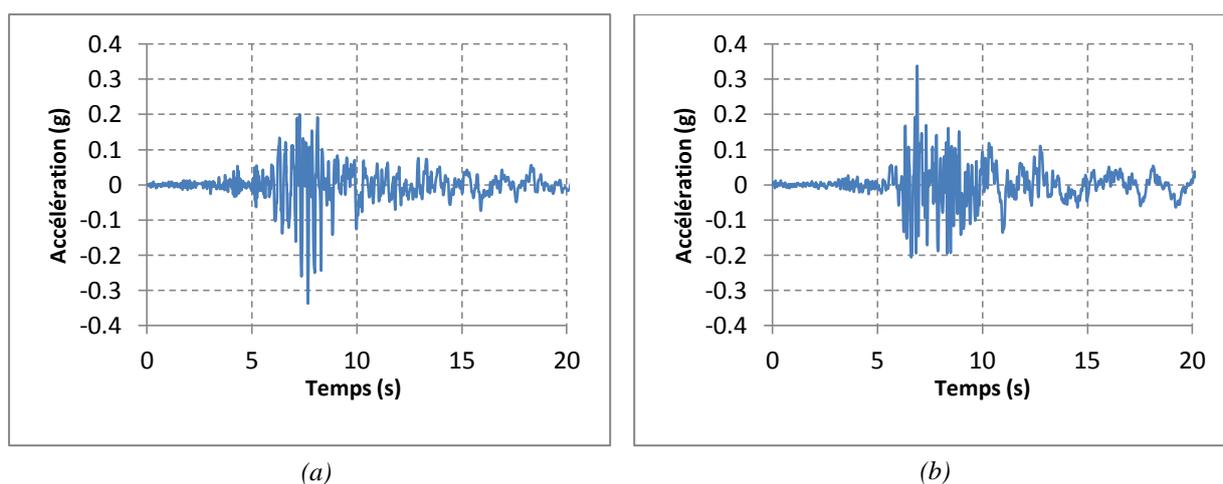


Figure4.16 : Les signaux utilisés : (a) Dar El-Beida et (b) Hussein Dey.

Les déplacements obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

	$a_{\max \text{ bed}} \text{ (g)}$	$T_m \text{ (s)}$	$a_{\max E} \text{ (g)}$	$T_m \text{ (s)}$	$U_{AX} \text{ (cm)}$
Keddarra1	0.33	0.199	0.230	0.142	19.70
Dar El-Beida	0.33	0.389	0.250	0.127	08.39
Hussein-Dey	0.33	0.590	0.210	0.244	13.54

Tableau4.13 : Valeurs des déplacements obtenus pour divers signaux.

Si on compare les valeurs des déplacements obtenus, on constate que les déplacements varient selon le signal utilisé. Cependant, cette variation n'est pas directement liée avec la variation de la valeur de T_m des séismes. On remarque aussi que, même si la valeur de l'accélération maximale au niveau du remblai $a_{\max E}$ n'est pas la même pour les trois signaux utilisés, elle n'est pas non plus la seule cause de la différence dans les valeurs de déplacement du mur.

4.4.2 Application de l'accélération d'entrée à la base du mur

On applique maintenant l'accélération à la base du mur (figure 4.17), les résultats sont exprimés en termes de déplacement et ils sont comparés à ceux obtenus par l'application de l'accélération à la roche (base du modèle élément fini) comme il montré à la figure (4.18).

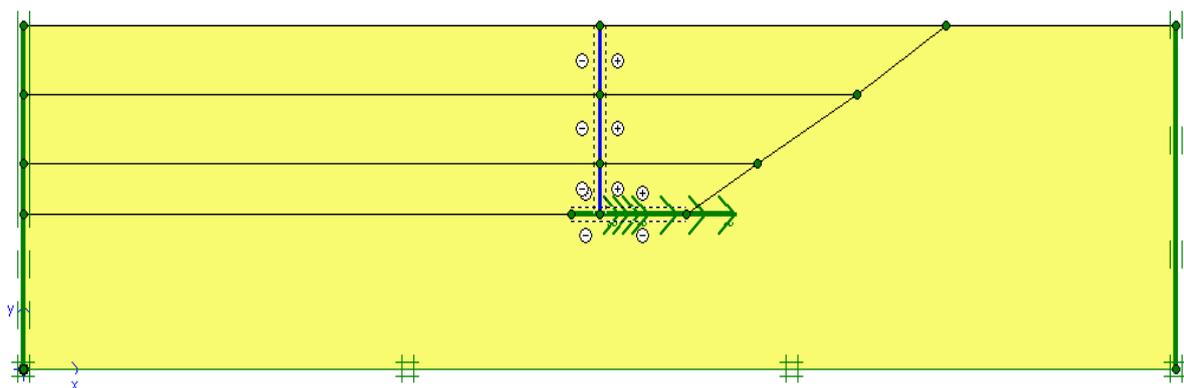


Figure4.17: Application du signal d'entrée à la base du mur.

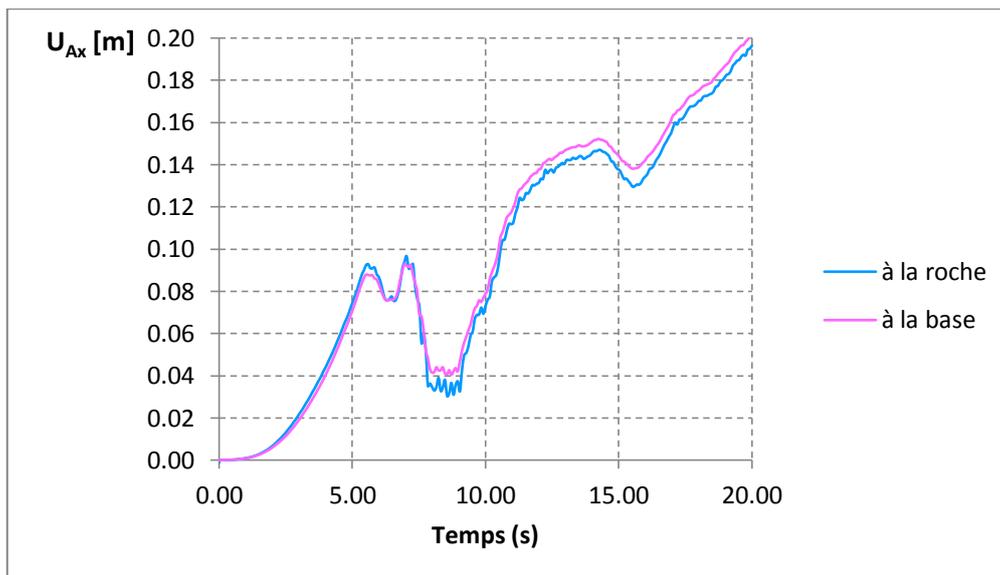


Figure 4.18: Comparaison des déplacements obtenus au sommet du mur (point A) par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.

D'après la figure précédente on remarque que les valeurs des déplacements obtenus en appliquant l'accélération d'entrée à la base du mur ou à la roche sont sensiblement les mêmes et il n'y a pas une différence significative dans la valeur de ces déplacements.

Si on compare les accélérations obtenues au sommet du mur (point A) en appliquant l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche on constate que l'accélération maximale est la même comme il est montré dans la figure suivante :

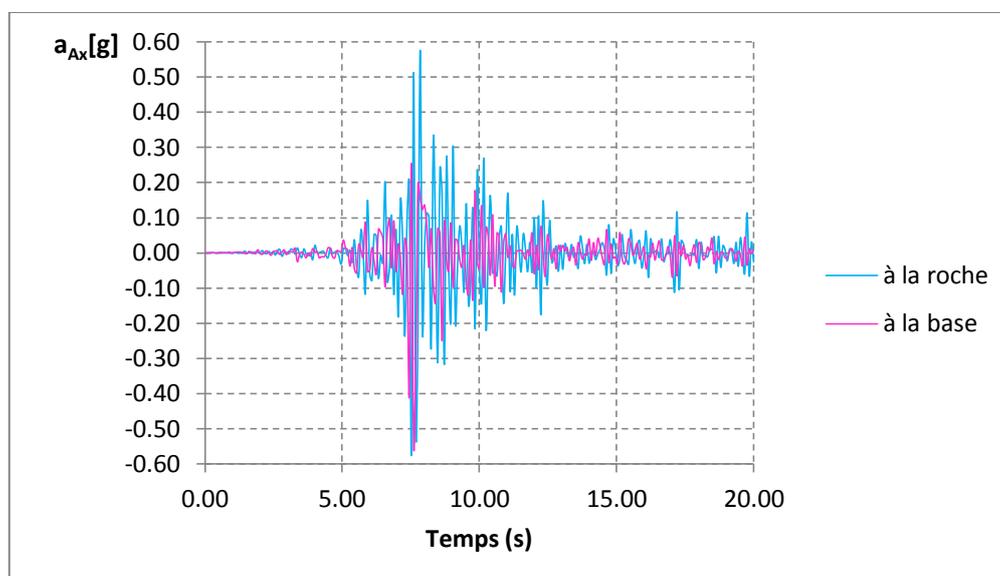


Figure 4.19 : Comparaison de l'accélération obtenue au sommet du mur (point A) par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.

Les figures qui suivent, représentent la comparaison des accélérations aux points choisis en imposant le signal d'entrée à la base du mur et à la roche.

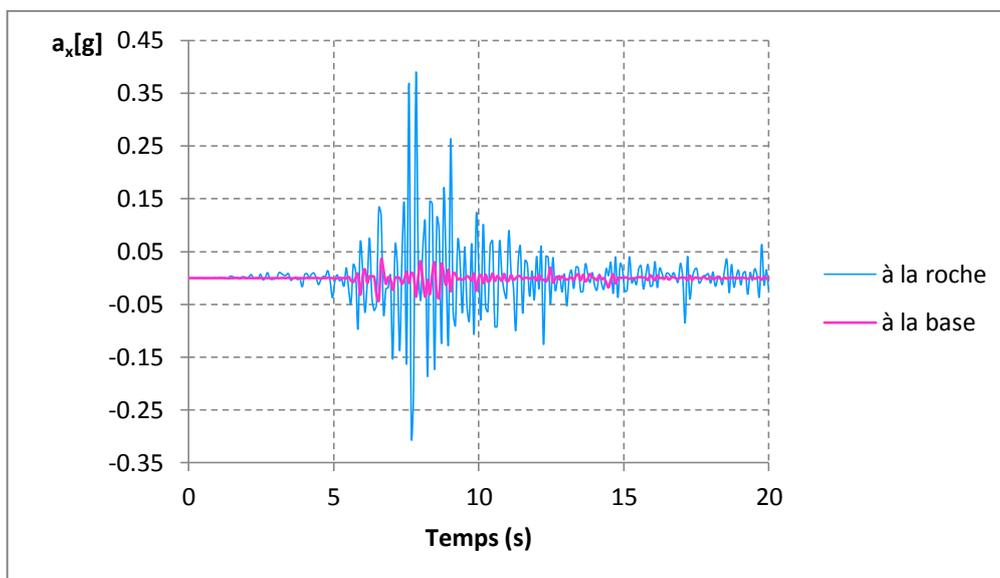


Figure 4.20 : Comparaison de l'accélération obtenue au point C par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.

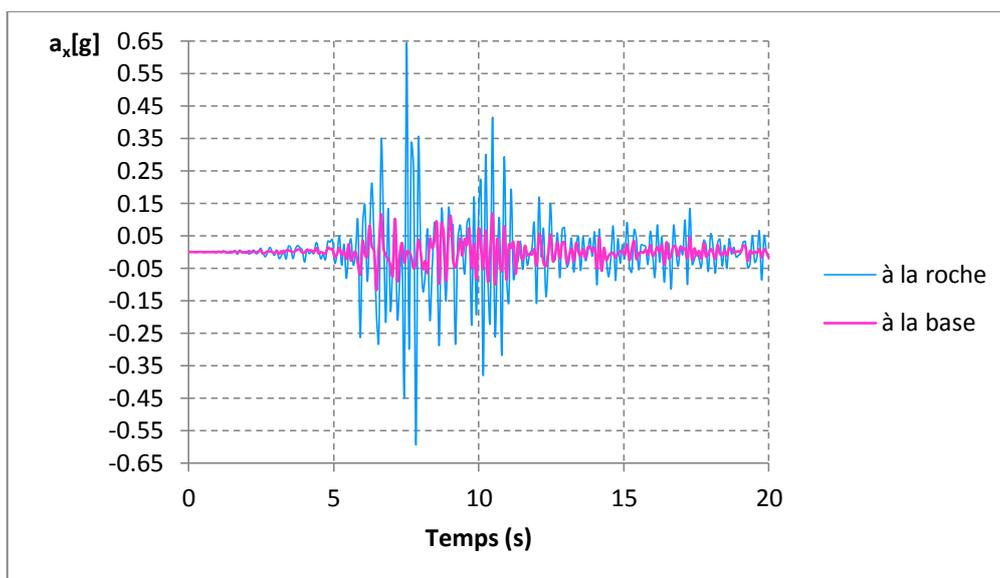


Figure 4.21 : Comparaison de l'accélération obtenue au point D par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.

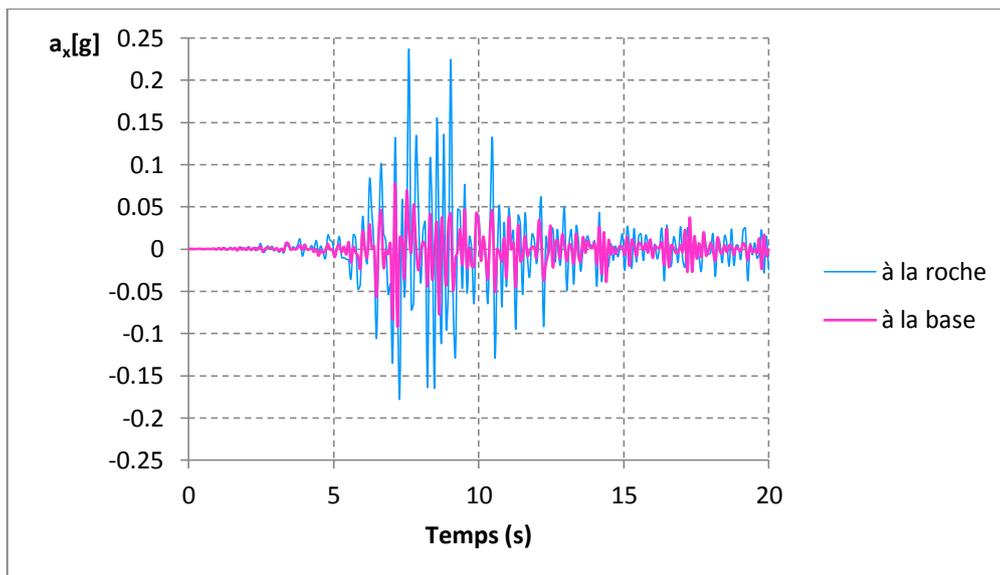


Figure 4.22 : Comparaison de l'accélération obtenue au point E par l'application de l'accélération d'entrée à la base du mur et à la roche.

Selon les figures ci-dessus on peut remarquer que les accélérations obtenues en appliquant l'accélération d'entrée à la base du mur sont beaucoup plus faibles par rapport à celles obtenues en appliquant l'accélération d'entrée à la roche.

4.5 INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS

D'après les différents résultats obtenus, on constate que le mécanisme de rupture pour le modèle proposé est celui de la rupture par glissement (Translation), c'est-à-dire, le mur se glisse par rapport à sa base (Figure 4.5). Avec ce type de rupture, le mur se déplace loin du remblai.

Le point d'application de la résultante de pression des terres est situé à $0.36H$. Ce qui est en accord avec la littérature qui dit que la résultante totale de pression des terres dans le cas dynamique agit en un point plus haut qu' $H/3$.

La valeur de la résultante de poussée augmente avec l'augmentation du niveau d'accélération du signal d'entrée. On remarque aussi que la résultante agit en un point plus bas lorsque l'accélération augmente.

La résultante de poussée est plus importante pour le sol surconsolidé (R_2) que pour le sol normalement consolidé (R_1). Et elle agit pour le sol (R_2) en un point plus bas que le sol (R_1).

D'après ces résultats, on peut conclure que les valeurs d'accélération maximale obtenues en utilisant les deux états de consolidation du remblai (R_1 : normalement consolidé et R_2 : surconsolidé) sont très similaires et donc l'effet du comportement dilatant du sol de remblai sur la valeur de a_{maxE} peut être négligé. Par conséquent, la valeur de l'accélération du signal au niveau de la base du remblai est peu influencée par le comportement du sol du remblai. Cependant, ce comportement influence les déplacements du sol de fondation.

D'après ces résultats, on remarque que les déplacements horizontaux du mur sont importants. Ceci est bien sûr dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai, produite pour la présence du sol de fondation. Ce résultat met en évidence l'importance de la prise en compte de « l'effet de site » du sol de fondation sur le niveau d'accélération qui arrive à la base du mur.

On peut conclure aussi qu'on peut appliquer l'excitation sismique à la base du mur de soutènement si on s'intéresse seulement à l'ouvrage. Par contre, si on s'intéresse à la réponse sismique du sol avoisinant le mur on doit appliquer le signal sismique à la base du modèle élément fini (à la roche) ceci permet une analyse plus réaliste et plus correcte.

CONCLUSION GENERALE

Malgré la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, la réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles physiques pour la clarifier.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement dans des conditions sismiques sont basées sur l'équilibre des forces ; l'analyse pseudo-statique (Mononobe-Okabe 1926, 1929), l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng 1990), et le déplacement basé sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979).

Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations.

La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur et les pressions dépendent de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

D'après les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits, ce type de structures présente des mouvements significatifs lors du chargement sismique. Ces expériences ont aussi montré que le comportement de ces structures est dominé par les déplacements induits plutôt que par des efforts induits. Ceci confirme l'utilisation des méthodes basées sur le déplacement de la structure pour estimer la résistance ultime des murs de soutènement.

Dans ce travail on a étudié la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme. On a étudié aussi l'importance de la prise en compte du comportement du sol de remblai dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et élastoplastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et le mur se comporte d'une

manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant PLAXIS, un programme d'élément finis.

La réponse est exprimée en termes d'accélération et de déplacement. Dans le cadre de l'utilisation des modèles numériques pour étudier ce type de problèmes, on peut identifier deux entités différentes. La première correspond aux matériaux et à la prise en compte de leur comportement. La deuxième partie correspond au type de chargement imposé, c'est-à-dire, au signal d'entrée.

D'après les différents résultats obtenus, on constate que le mécanisme de rupture pour le modèle proposé est celui de la rupture par glissement, c'est-à-dire, le mur se glisse par rapport à sa base. Avec ce type de rupture, le mur se déplace loin du remblai.

Le point d'application de la résultante de pression des terres est situé à $0.36H$. Ce qui est en accord avec la littérature. On peut conclure aussi que les valeurs d'accélération maximale obtenues en utilisant les deux états de consolidation du remblai (normalement consolidé et surconsolidé) sont très similaires et donc l'effet du comportement dilatant du sol de remblai sur la valeur de l'accélération qui arrive au remblai peut être négligé. Par conséquent, la valeur de l'accélération du signal au niveau de la base du remblai est peu influencée par le comportement du sol du remblai. Cependant, ce comportement influence les déplacements du sol de fondation. Ceci montre que même si deux matériaux ont des caractéristiques mécaniques similaires, il est important de prendre en compte leur état de consolidation pour l'estimation de déplacements lors un séisme.

On remarque que les déplacements horizontaux du mur sont importants. Ceci est bien sûr dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai, produite pour la présence du sol de fondation. Ce résultat met en évidence l'importance de la prise en compte de « *l'effet de site* » du sol de fondation sur le niveau d'accélération qui arrive à la base du mur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]**Kramer.S.L (1996)**, "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [2]**Schlosser.F (1991)**, "Murs de soutènement", *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244*, Paris.
- [3]"**Cours Géotechnique**", Chapitre14/Cnam – Paris C. Plumelle2002.
- [4]**Jacky. J. (1944)** "the coefficient of earth pressure at rest", J. Soc. Hungarian Architects Eng., 7, 355-358.
- [5]**Schlosser.F (1997)**, "Ouvrages de soutènement - Poussée et butée", *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 242*, Paris.
- [6]**Smith and Smith**, "Elements of soil mechanics", Blackwell science.
- [7]**Coulomb C.A. (1776)**. "Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture", Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants, Vol. 7
- [8]**Rankine W. (1857)**. "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147
- [9]**Terzaghi, K., (1943)**. "Theoretical soil mechanics" John Wiley & Sons, Inc, New York.
- [10]**Taylor .D.W. (1948)** "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley, New York, 700pp.
- [11]**Mononobe N., Matsuo H. (1929)**. "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proc. World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 176
- [12]**Okabe, S, (1924)**. "General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam" J.Japan Soc. Civ Engrs, Tokyo, Japan, 12(1).
- [13]**Kapila, I. P., (1962)**. "Earthquake resistance design of retaining walls" 2nd earthquake symposium, Univ. of Roorkee, India
- [14]**Richard, R., and Elms, D.G (1979)**. "Seismic behavior of gravity retaining walls" J.Geotec Engrg., ASCE, 105 (GT4).
- [15]**Nadim, F., and Whitman, R, V, (1983)**. "Seismically induced movement of retaining walls" J.Geotech Engrg, ASCE, 109(7), 915-913.
- [16]**Richards, R., and X. Shi, (1994)**, "Seismic Lateral Pressures in soils with Cohesion" J.Geotechnical engineering , ASCE vol.120, N° 7.
- [17]**Choudhury, D., Subba Rao, K. S., and Ghosh, S. (2002)**. "Passive earth pressure distribution under seismic condition" 15th Engineering Mechanics Conference of ASCE, Columbia University, New York, 2002.
- [18]**Matuo, H., and Ohara, S, (1960)**. "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes" Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engrg, International Association for earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
- [19]**Wood, J. H., (1973)**. "Earthquake-induced soil pressures on structures" Rep. EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technol., Pasadena, Calif.
- [20]**Scott. R. F. (1973)**" The calculation of horizontal accelerations from seismoscope records", presented at Seismological Society of America Conference, Hawaii.

- [21]Veletsos. A. S and Younan.A.H (1994), “Dynamic modeling and response of soil-wall systems”, J.Geotech. Engrg.,ASCE, 120 (12) 2155-2179.
- [22]Veletsos.A.S and Younan.A.H (1996) “Dynamic response of cantilever retaining walls” J.Geotech Engrg., ASCE, 123 (2) 1090-0241.
- [23]Younan, A.H., and Veletsos, A.S., (2000). “Dynamic response of flexible retaining walls” J.Earthquake engineering and structural dynamics vol.29, 1815-1844
- [24]Nazarian, H. N., and Hadjian, A. H, (1979). “Earthquake-induced lateral soil pressures on structures” J.Geotech Engrg. Div, ASCE, 105(9),1049-1066
- [25]Prakash, S., (1981). “ Analysis of rigid retaining walls during earthquakes” Proc., Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg., and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo., vol III, 1-28.
- [26]Whitman, R. V., (1991). “ Seismic design of earth retaining structures” Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engr and Soil Dyn. Univ. of Missouri, Rolla, Mo., vol II, 1767-1777.
- [27]Veletsos.A. S and Younan.A.H (1995), “Dynamic soil pressures on vertical walls”, Proc.3rd Int.Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg., and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo.,1589-1604.
- [28]Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Otsu, H., and Seedman, R. S., (1989). “ Seismic response of a cantilever retaining wall: Centrifuge model test and dynamic analysis” Proc., 4th Int. Conf. on Soil Dyn.and earthquake Engrg., Computational Mechanics Inc., Southampton, 331-431.
- [29]Siller. T. J., Christiano, P. P., and Bielak, J. (1991). “Seismic response of tied-block retaining walls”Earthquake Engrg. And Struct. Dyn. 20(7), 605-620
- [30]Sun, K., and Lin, G. (1995). “Dynamic response of soil pressure on retaining wall” Proc., 3rd Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg., and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo.,347-350.
- [31]Alampalli, S., and Elgamel, A. W. (1990). “Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill- A computational model” Proc., 4th U.S National Conf. on earthquake Engrg, Earthquake Eng ineering research Institute, Palm Springs, California, vol.3, pp 623-632.
- [32]Finn, W. D. L., Wu, G., and Yoshida, N., (1992). “Seismic response of sheet pile walls” Proc., 10th World Conf., on Earthquake Engrg, Madrid, vol. 3, pp 1689-1694.
- [33]Iai, S., and Kameoka, T. (1993). “Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls” Soils and Foundations, vol.33. No.1, pp 71-91.
- [34]Al-Homoud.A.S and Whitman.R.V (1999), “Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 18/247–277.
- [35]Green.R.A and Ebeling.R.M (2003), “Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using FLAC” Numerical modeling in geomechanics.
- [36]Psarropoulos.P.N, Klonaris.G and Gazetas. G (2005) “Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25/795–809.
- [37]Pathmanathan.R (2006), “Numerical modelling of seismic behaviour of Earth-retaining walls”, Thesis of magister, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, Italy.
- [38]Okabe S. (1926). “General theory of earth pressure”, Journal of Japanese Society of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1

- [39]**Zarrabi-Kashani. K (1979)**, “Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface”, S. M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- [40]**Whitman.R.V and Liao.S (1985)**, “Seismic Design of gravity Retaining Walls”, Miscellaneous Paper GL-85-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [41]**Nason J. McCullough, and Stephen E. Dickenson, (1998)**. “Estimation of seismically induced lateral deformations for anchored sheetpile bulkheads” conference proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, August 3-6, 1998, Seattle, WA, USA. pp 1095-1106.
- [42]**Prakash, S., and Basavanna, B. M., (1969)**. “Earth pressure distribution behind retaining wall during earthquake” Proc., 4th world Conf. on Earthquake Engrg, Satiago, Chile.
- [43]**Whitman, R, V., (1990)**. “Seismic design and behavior of gravity retaining walls’ Proc., Spec. Conf. On Des. And Constr. Of Earth Retaining Struct., ASCE, New York, N.Y., 817-842.
- [44]**Morrison, E. E. and Ebeling, R. M. (1995)**, "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure." *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 32, 481-487.
- [45]**Soubra, A. H. (2000)**, "Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures." *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 37, 463-478.
- [46]**Kumar, J. (2001)**, "Seismic passive earth pressure coefficients for sands." *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 38, 876-881.
- [47]**Wang, Y. Z. (2000)**, "Distribution of earth pressure on a retaining wall" *Geotechnique*, 50(1), 83-88.
- [48]**Evangelista.A, Scotto di Santolo.A and Lucio.A.S (2010)** “Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30/1119–1128.
- [49]**Steedman R.S., Zeng X. (1990)**. “The seismic response of waterfront retaining walls”, Proc. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Special Technical Publication 25, Cornell University, Ithaca, New York, pp.872-886.
- [50]**Choudhury.D and Nimbalkar.S (2005)**, “Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method”, *Geotechnique* 56, No. 7, 517–520.
- [51]**Nimbalkar.S and Choudhury.D (2008)**, “Computation of Point of Application of Seismic Passive Resistance by Pseudo-dynamic Method”, University of Wollongong Research Online.
- [52]**Choudhury.D, Sitharam.T.G and Subba Rao.K.S (2004)**, “Seismic design of earth-retaining structures and foundations”, *Geotechnics And Earthquake Hazards* Vol. 87, No. 10.
- [53]**Newmark.N (1965)**, “Effects of earthquakes on dams and embankments”, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp139-160.
- [54]**Franklin.A.G and Chang.F.K (1977)**,”Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis”, Report5 Miscellaneous Paper S71-17, U.S Army corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [55]**Nadim. F (1982)**, “A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls”, Sc. D. thesis, Research Report R82-33, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- [56]**Nadim. F (1980)**, “Tilting and sliding of gravity retaining walls”, S. M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- [57]**Siddharthan. R, Ara. S and Norris. G .M (1992)**, “Simple rigid plastic model for seismic tilting of rigid walls”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.118, No.2, pp469-487.

- [58]Wong.C.P (1982), “Seismic analysis and improved design procedure for gravity retaining walls”, S. M. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- [59]Anderson. G. R. Whitman. R. V and Germaine. J. T. (1987),” Tilting response of centrifuge-modeled gravity retaining wall to seismic shaking”, Report No. R87-14, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- [60]Seed. H. B and Whitman. R. V(1970), “Retaining structures for dynamic loads”, Proc. ASCE Specialty Conf. of Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, pp. 103–147.
- [61]Brinkgreve.R.B.J (2002), “PLAXIS Finite Element Code for soil and rock analyses” Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, Professional version Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- [62]Schnabel.P.B, Lysmer.J and Seed.H.B (2006), “SHAKE2000: a computer program for the 1D analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [63]Arindam Dey (2011),”Calibration of a PLAXIS Finite Element Dynamic Model: Effect of Domain Width and Meshing Schemes/AES”, Third Indian Young Geotechnical Engineers Conference (3IYGEC), Indian Geotechnical Society, New Delhi.
- [64]Kuhlemeyer.R.L and Lysmer.J (1973), “Finite element method accuracy for wave propagation problems”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM5, pp. 421-427.
- [65]Lysmer J. (1978), “Analytical procedures in soil dynamics”, Report no. UCB EERC-78/29, University of California, Berkeley.
- [66]PIANC (2001). “Seismic Design Guidelines for Port Structures”, Working Group n.34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Balkema, Lisse, 474 pp.
- [67]Visone.C and Emilio.B (2010) “Comparative Study on Frequency and Time Domain Analyses for Seismic Site Response”, EJGE, Vol. 15, Bund. A.
- [68]Visone.C (2008), “Performance-Based Approach In Seismic Design Of Embedded Retaining Walls”,
- [69]Hashash Y.M.A. and Park D. (2002), “Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis”, Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, pp. 611-624.
- [70]Lanzo G., Pagliaroli A. and D’Elia B. (2004) “L’influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale”, ANIDIS, XI Congresso Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Genova 25-29 Gennaio 2004 (in Italian).
- [71]Park.D and Hashash.Y.M. A (2004), “Soil Damping Formulation In Nonlinear Time Domain Site Response Analysis”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2, 249-274.
- [72]Rathje.E.M, Abrahamson.N.A and Bray.J.D (1998), “Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p. 150-159.
- [73]Heidari.A (2011), “Calculation of frequency of retaining wall by back propagation neural network”, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) vol. 12, no. 3, pages 267-278.

- [74] **Juana A.T, Rafael. B and Susana.L. Q (2012)**, “A methodology based on a transfer function criterion to evaluate time integration algorithms”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 37/1–23.
- [75] **Hilber H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. (1977)**, “Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics”, *Earthquake Engng Struct. Dynamics*, 5, pp. 283-292.
- [76] **Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R. L, (1969)**. “Finite dynamic model for infinite media” *J.Engineering mechanics division*, 95 (EM4).
- [77] **Amorosi.A, Boldini.D and Elia.G (2010)**, “Parametric study on seismic ground response by finite element modelling”, *Computers and Geotechnics* 37/515–528.
- [78] **Ronald Brinkgreve (2008)**, Comparison of computed vs. measured lateral load/deflection response of ACIP piles, *Plaxis Bulletin*.
- [79] **Kwok AOL, Stewart JP, Hashash YMA, Matasovic N, Pyke R, Wang Z, et al (2007)**. Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures. *Journal Geotechnique Geoenvironment Engineering* ;133(11):1385–98.
- [80] **Morteza Jiryaei Sharahi (2010)**, The effect of geometry dimensions on the earthquake response of the finite element method, *World Academy of Science, Engineering and Technology* 70.

A.1 Evaluation de l'angle de frottement sol-mur

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 (A-1) [2]. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3\phi$ est celle à retenir.

<i>État de surface du parement</i>	<i>Angle de frottement sol-mur</i>
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = (1/3)\phi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = (2/3)\phi$
Murs caissons	$\delta \geq (2/3)\phi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \phi$

Tableau A.1 : Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement.

A.2 Les coefficients de pression des terres par la méthode log spirale

δ	β	θ	ϕ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
0°	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
0°	15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28
ϕ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
ϕ	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
ϕ	15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

Tableau A.2 : Valeurs de K_A pour une surface de rupture log-spirale.

δ	β	θ	ϕ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	1.32	1.66	2.05	2.52	3.09	3.95
		0°	1.09	1.33	1.56	1.82	2.09	2.48
		10°	0.87	1.03	1.17	1.30	1.33	1.54
0°	0°	-10°	2.33	2.96	3.82	5.00	6.68	9.20
		0°	2.04	2.46	3.00	3.69	4.59	5.83
		10°	1.74	1.89	2.33	2.70	3.14	3.69
0°	15°	-10°	3.36	4.56	6.30	8.98	12.2	20.0
		0°	2.99	3.86	5.04	6.72	10.4	12.8
		10°	2.63	3.23	3.97	4.98	6.37	8.20
ϕ	-15°	-10°	1.95	2.9	4.39	6.97	11.8	22.7
		0°	1.62	2.31	3.35	5.04	7.99	14.3
		10°	1.29	1.79	2.50	3.58	5.09	8.86
ϕ	0°	-10°	3.45	5.17	8.17	13.8	25.5	52.9
		0°	3.01	4.29	6.42	10.2	17.5	33.5
		10°	2.57	3.50	4.98	7.47	12.0	21.2
ϕ	15°	-10°	4.95	7.95	13.50	24.8	50.4	115
		0°	4.42	6.72	10.80	18.6	39.6	73.6
		10°	3.88	5.62	8.51	13.8	24.3	46.9

Tableau A.3 : Valeurs de K_P pour une surface de rupture log-spirale.

CALIBRAGE DE L'AMORTISSEMENT ET DE DIMENSION EN EF

B.1 INTRODUCTION

Dans le but d'avoir des résultats plus exacts en EF on doit faire un calibrage de modèle EF en termes de dimension et d'amortissement à l'aide d'une analyse unidimensionnelle dans le domaine fréquentiel qui est considérée comme solution de référence pour l'analyse 2D.

Type de sol	Epaisseur de la Couche $h(m)$	γ (kN/m ³)	ν	E (kN/m ²)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)
Sable	10	19.6	0.26	1.631E+05	0.2	40	0

Tableau B.1 : Caractéristiques des couches de sol.

Afin d'exécuter une analyse comparative avec les résultats de SHAKE2000, un modèle constitutif viscoélastique linéaire a été considéré comme une première approximation dans les analyses des EF. L'amortissement visqueux est présenté ici au moyen de la formulation de Rayleigh, dont la matrice d'amortissement est définie comme suit:

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (B.1)$$

Où [M] et [K] sont la matrice de masse et de rigidité du système, respectivement. Les coefficients α_R et β_R sont obtenus considérant la relation suivante avec la constante d'amortissement D [78]:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (B.2)$$

Tel que : ω_m et ω_n sont les pulsations propres liées à l'intervalle de fréquence $f_m \div f_n$.

B.2 CALIBRAGE DES PARAMETRES VISQUEUX ET DE RIGIDITE DANS LES ANALYSES D'EF

La simulation du problème de propagation d'ondes par des analyses d'EF utilisant un modèle viscoélastique linéaire variable avec la profondeur exige la définition appropriée des paramètres élastiques et visqueux pour chaque sous-couche du dépôt. En fait, il est bien connu que la solution dépend fortement du profil de la rigidité et des coefficients d'amortissement avec la profondeur.

Un procédé récemment développé de calibrage des paramètres viscoélastiques est supposé dans des analyses dynamiques d'EF et il est adopté [79]. Dans chaque analyse d'EF, des profils de G et de D (noter ξ chez certain auteurs) ont été définis afin de trouver les résultats des analyses correspondantes de SHAKE2000. À ce but, les modèles numériques dans PLAXIS ont été subdivisés en même nombre de couches utilisées dans SHAKE2000 et

pour chaque couche une valeur de G et de D a été choisie concernant le niveau de déformation de cisaillement résultant de l'analyse de SHAKE2000 en fonction de la profondeur correspondante. Figure B.1 montre les profils de G et de D adoptés dans l'analyse des EF.

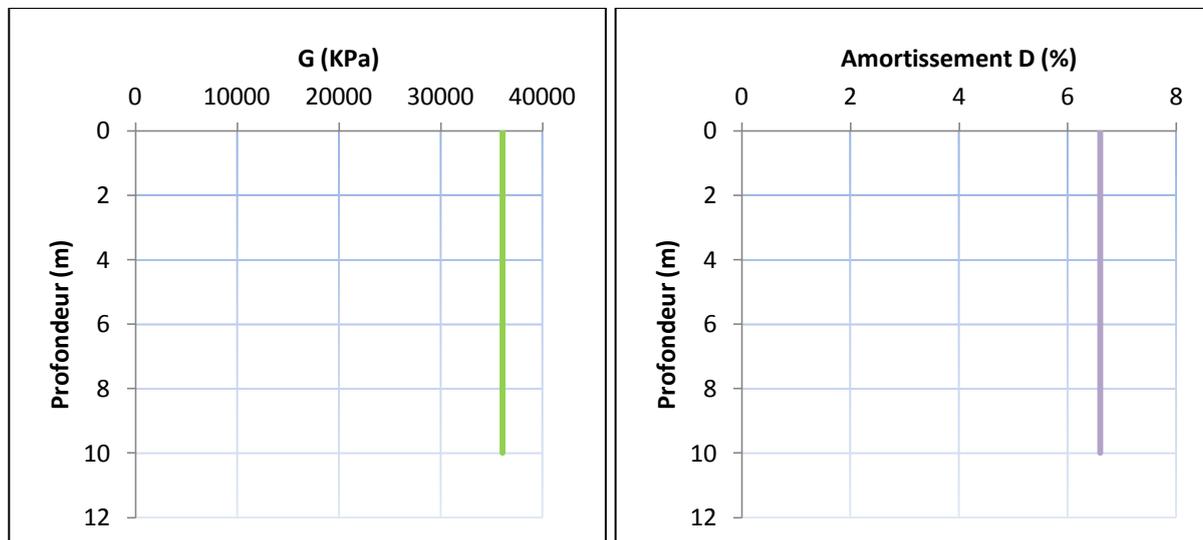


Figure B.1 : Les profils de G et de D assumés dans les analyses viscoélastiques des EF sur la base des résultats de SHAKE2000 (Profil de sol sans ouvrage avec l'excitation sismique de Keddara St1 E-W).

L'amortissement de Rayleigh présenté dans les simulations est défini en choisissant les coefficients α_R et β_R , qui dépendent de D et l'intervalle de fréquence $f_m \div f_n$ adopté selon l'équation (B.2). Il existe différentes procédures possibles dans la littérature pour identifier l'intervalle de $f_m \div f_n$. La méthode de double fréquence suggère de choisir f_m comme la première fréquence fondamentale du dépôt du sol f_1 , alors que f_n est égale à n fois f_m , où n est le nombre entier impair le plus grand que le rapport f_p/f_1 , (f_p) la fréquence prédominante du mouvement sismique et (f_1) la fréquence fondamentale du dépôt du sol).

Cette dernière supposition a été basée sur l'évidence que les modes les plus élevés sont des multiples impairs du mode fondamental. Récemment, Kwok et autres [79] ont proposé pour choisir, en tant qu'une première approximation, le premier mode de site et cinq fois cette fréquence. Plus généralement, afin d'obtenir un bon accord entre les solutions linéaire dans le domaine temporel et dans le domaine fréquentiel, ils ont suggéré d'identifier les deux fréquences par un procédé itératif.

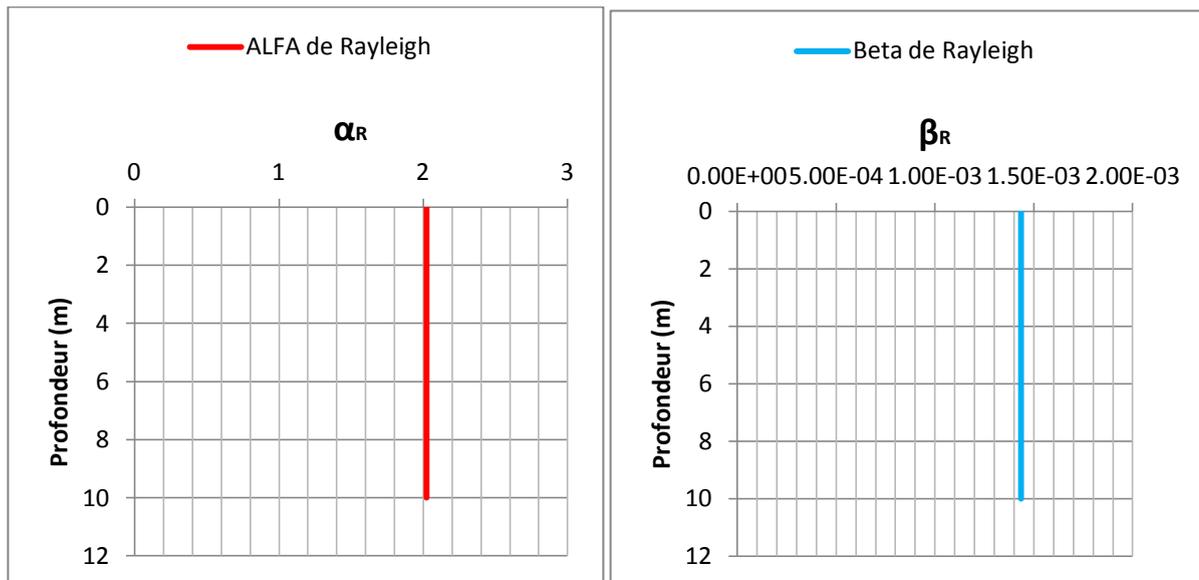


Figure B.2 Les coefficients de Rayleigh α_R et β_R des profils assumés dans les analyses viscoélastiques d'EF (Profil de sol sans ouvrage avec l'excitation sismique de Keddara St 1 E-W).

Le domaine de PLAXIS est discrétisé par des éléments triangulaires à 15-nœud en déformation plane. Les conditions de frontières adoptées pour les étapes des analyses statiques étaient les standards: des nœuds au fond de la maille ont été fixés dans les directions verticale et horizontale, alors que ceux le long des côtés latéraux étaient seulement fixés dans la direction horizontale, alors que dans les analyses dynamiques on suppose que le fond de la maille est rigide et les côtés latéraux sont caractérisés par des frontières visqueuses proposées par Lysmer et Kuhlemeyer [64], avec des paramètres $C1 = 1,0$ et $C2 = 0,25$.

Toutes les analyses de PLAXIS ont été exécutées sous des conditions non-drainées. Les résultats de PLAXIS étant conformés à ceux obtenus par SHAKE2000, comme discuté dans les sections suivantes.

La dimension caractéristique des éléments dans la partie centrale du domaine dans les analyses de PLAXIS satisfait toujours la condition que l'espacement des nœuds d'élément finis, Δl_{node} , doit être plus petit approximativement à un dixième jusqu'à un huitième de la longueur d'onde liée à f_{max} qui correspond à la fréquence maximale de l'onde du mouvement d'entrée (signal sismique) [80]:

$$\Delta l_{node} \leq \frac{\lambda_{min}}{8 - 10} = \frac{V_s}{(8 - 10)f_{max}} \quad (B.3)$$

Où V_s est la vitesse d'onde de cisaillement.

Dans les analyses du profil actuel, un maillage de type « *fin* » a été employé avec une dimension moyenne de maille égale à 0.975 m.

- **Modélisation du profil étudié par Plaxis:**

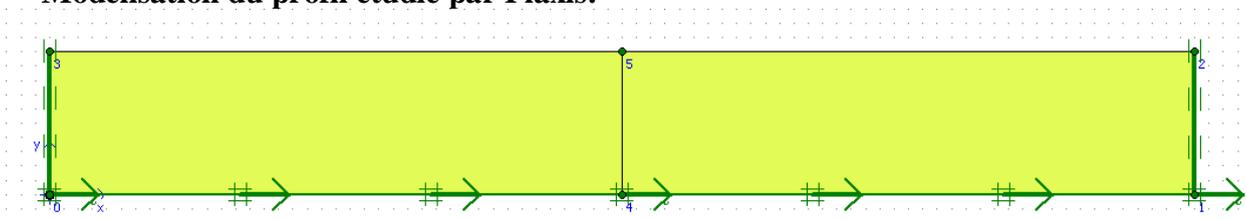


Figure B.3 : Modélisation du profil étudié par Plaxis.

- **Discrétisation du profil étudié :**

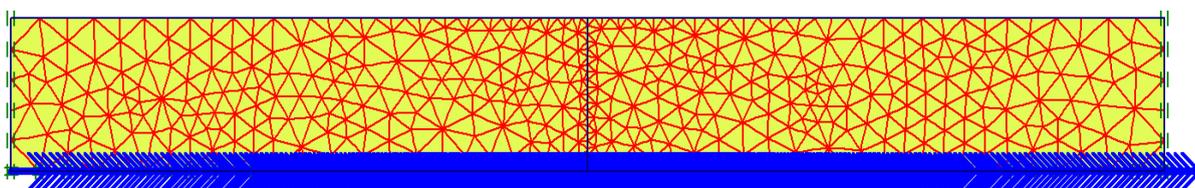


Figure B.4 : Discrétisation du profil étudié par des éléments triangulaires de 15 nœuds.

- **Points du profil de sol où la réponse a été calculée.**

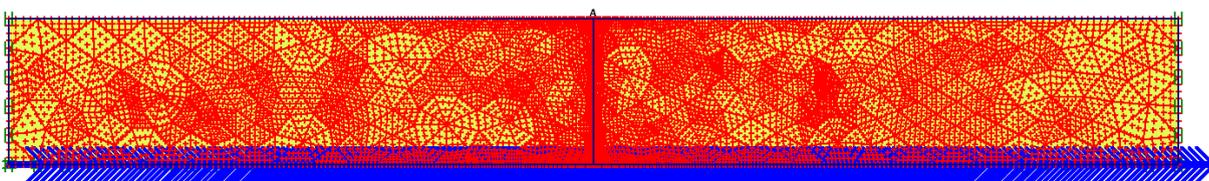


Figure B.5 : Points du profil de sol où la réponse a été calculée.

- Résultats de la réponse sismique du profil du sol en termes d'accélération et de réponse spectrale en utilisant PLAXIS.

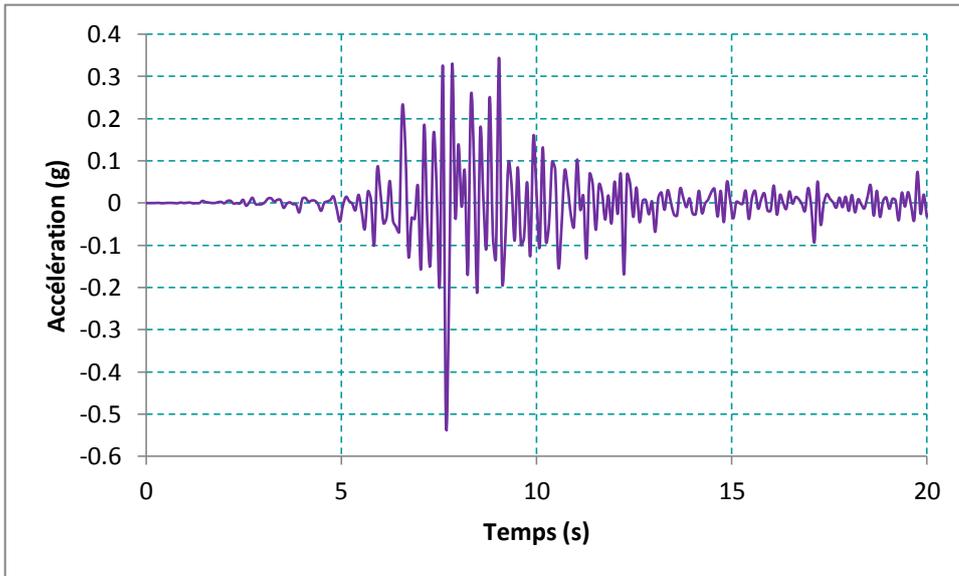


Figure B.6 : Résultats de la réponse sismique du profil de sol en termes d'accélération en utilisant le code PLAXIS 8.2, (Profil de sol sans ouvrage avec l'excitation sismique de Keddara St1 E-W).

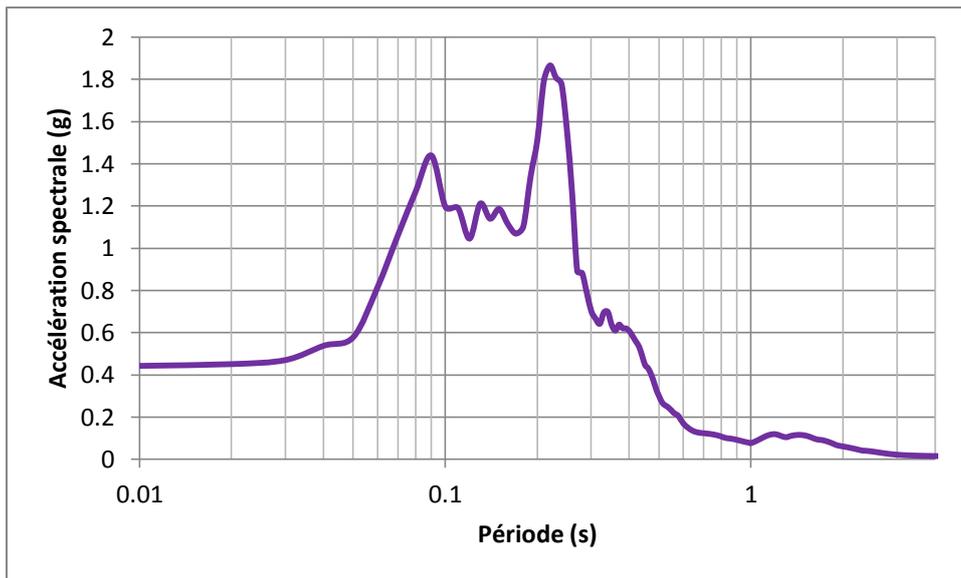


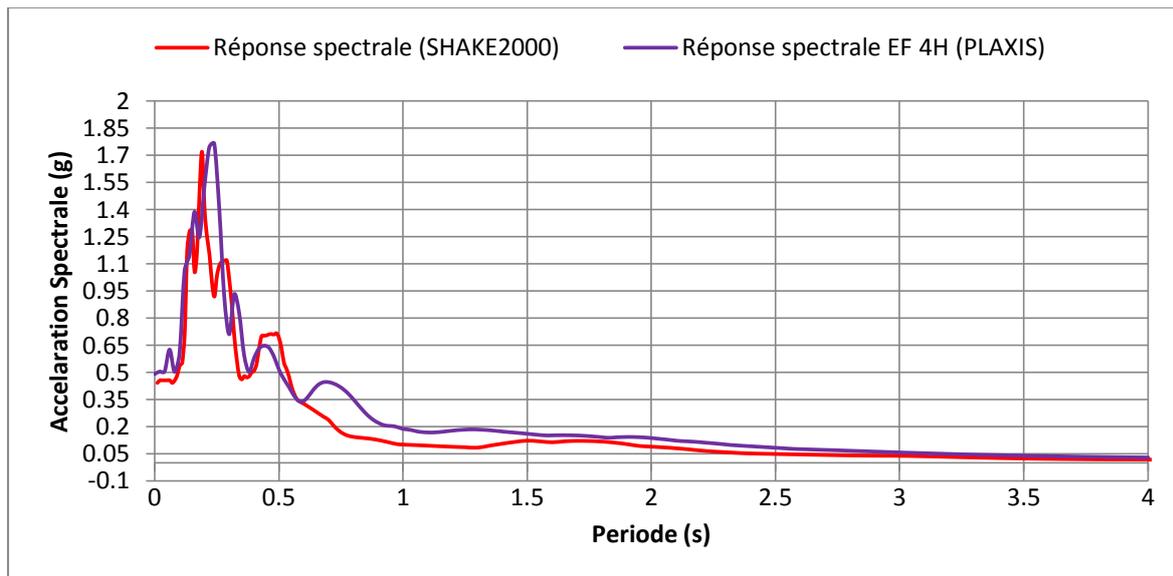
Figure B.7 : Résultats de la réponse sismique du profil de sol en termes d'accélération spectrale en utilisant le code PLAXIS 8.2, (Profil de sol sans ouvrages avec l'excitation sismique de Keddara St1 E-W).

B.3 INFLUENCE DE L'EFFET DE DIMENSION (ELOIGNEMENT DES CONDITIONS DE FRONTIERE) SUR LA REPONSE SISMIQUE

Une recherche numérique concernant cette issue a été effectuée avec le code PLAXIS adoptant les frontières visqueuses proposées par Lysmer et Kuhlemeyer [77] et des mailles caractérisées par des largeurs différentes. Les analyses viscoélastiques décrites dans cette partie ont été simulées supposant les valeurs standard des paramètres de Lysmer et de Kuhlemeyer ($C1 = 1,0$ et $C2 = 0,25$). La dimension horizontale de la maille, L , était supposé égale à 4, 6 et 8 fois l'épaisseur H de profil de sol. Dans ce contexte, les résultats obtenus par le code SHAKE2000 sont pris comme référence.

La figure B.8 montre, la comparaison entre les spectres de réponse en accélération de la surface obtenue pour le profil de sol excité par le séisme de Boumerdes (station de Keddara1, composante E-W).

- **Résultats de la réponse sismique en accélération spectrale à la surface pour différents dimensions de profil de sol.**



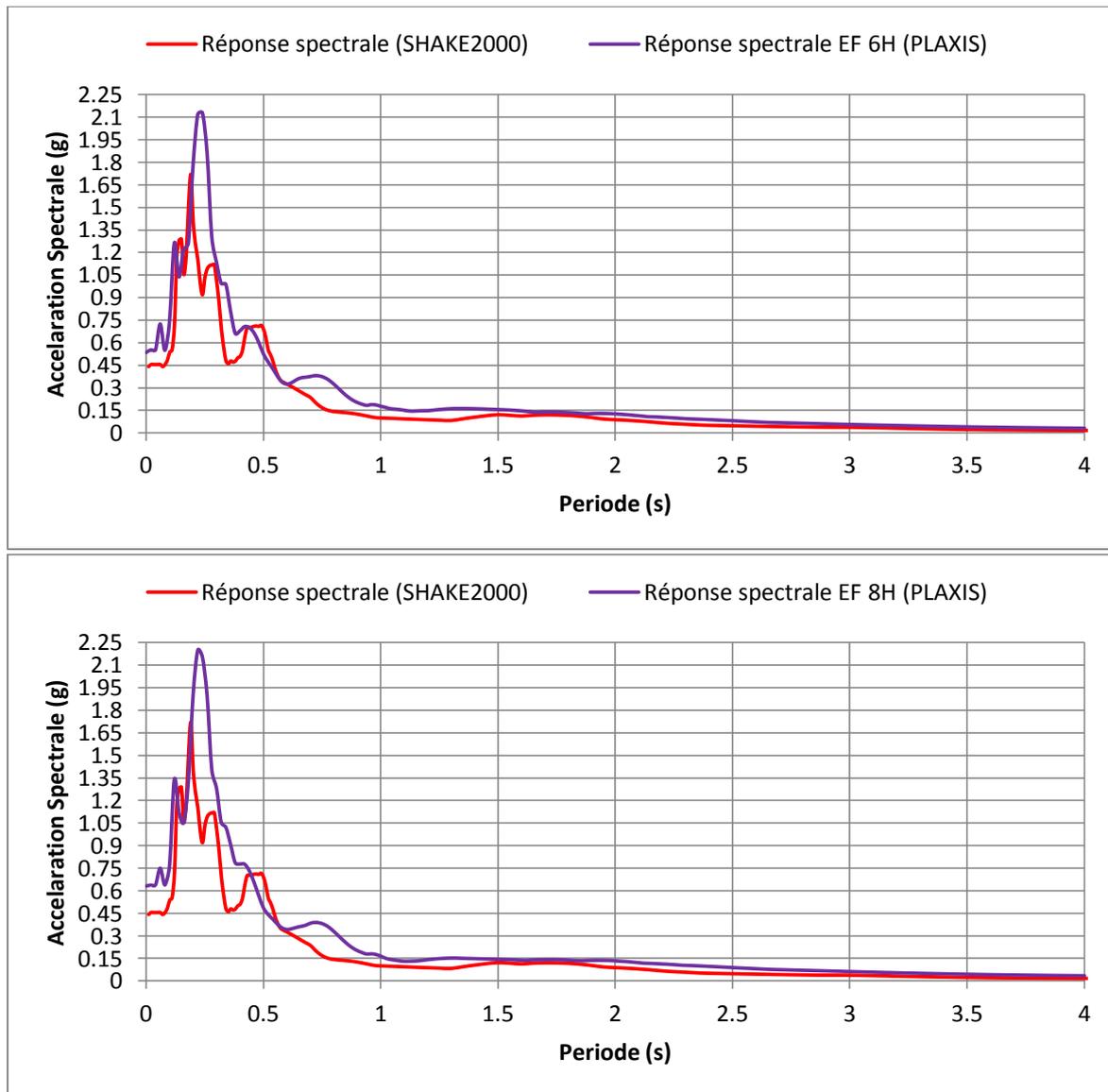


Figure B.8 Comparaison entre les réponses spectrales en termes d'accélération obtenues pendant des analyses viscoélastiques de SHAKE2000 et de PLAXIS à la surface du sol pour différents dimension du profil (Profil de sol sans ouvrage avec l'excitation sismique de Keddara St1 E-W).

La réponse spectrale n'était pas constante le long du site mais elle augmente avec l'augmentation de la dimension du modèle à analyser. Un accord satisfaisant entre les analyses est atteint pour $L = 4H$. Cette valeur peut être considérée comme bon compromis entre l'exactitude et le temps requis pour exécuter notre analyse.