

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE
Faculté des sciences et de la technologie
Département de Génie Civil



N° d'ordre :

Série :

Thèse

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister
en Génie Civil
Option : Sol

Thème

**Evaluation de la pression dynamique active sur les
murs de soutènement par approche numérique**

Présenté Par :

HIRANE Hicham

Devant le jury composé de:

Président: R. LASSOUED	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine
Rapporteur : A. BELOUAR	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur: A. BOULFOUL	M.C. (A)	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur: K. ROUABAH	M.C. (A)	Université des frères Mentouri Constantine

Décembre 2015

Remerciements

Avant tout, je remercie mon Dieu pour tout.

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de thèse Mr A. BELOUAR professeur à l'université des frères Mentouri Constantine premièrement pour m'avoir proposé ce sujet d'étude puis pour m'avoir guidé pour l'élaboration de ce travail, je le remercie également pour sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements tout au long de la préparation du mémoire.

Comme guise de reconnaissance j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect à Mr M.L. SAMAI professeur à l'université des frères Mentouri Constantine.

Je remercie profondément Mr R. LASSOUED professeur à l'université des frères Mentouri Constantine pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

J'adresse également mes remerciements aux membres de jury Mr A. BOULFOUL maître de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine et Mr K. ROUABAH maître de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Je réserve enfin une pensée chaleureuse à mes chers parents et toute ma famille et mes amies qui m'ont soutenu et encouragé.

Résumé

Dans la pratique de l'ingénierie actuelle, les méthodes de conception des murs de soutènement sous un tremblement de terre sont essentiellement empiriques. Les pressions dynamiques sont calculées en supposant un coefficient sismique bien déterminé agissant dans les directions horizontales et verticales à l'aide de la notion de la méthode d'équilibre limite. Les récentes recherches montrent la variabilité et l'insuffisance de la compréhension de l'action sismique sur les différents types des murs de soutènement sous l'effet de sévères séismes.

Le présent travail porte particulièrement sur l'analyse numérique de l'influence de la forme géométrique des murs de soutènement, les caractéristiques géotechniques du sol et les paramètres de modélisation numérique sur leur réponse dynamique aux actions sismiques essentiellement sur le déplacement de mur et la pression latérale active. Les analyses seront réalisées au moyen du code PLAXIS 2D basé sur la méthode des éléments finis. Les résultats de calcul numérique seront comparés avec d'autres approches disponibles dans la littérature.

Mots clés :

Soutènement, pression latérale, séisme, PLAXIS 2D, modélisation numérique, déplacement.

Abstract

In the practice of the current engineering, design methods of retaining walls under earthquake are essentially empirical. The dynamic pressures are calculated assuming a seismic coefficient clearly defined acting in the horizontal and vertical directions using the concept of the limit equilibrium method. Recent research shows the variability and insufficient comprehension of the seismic action on different types of retaining walls under severe earthquake effect.

The present work focuses on numerical analysis of the influence of the geometric shape of retaining walls, geotechnical soil characteristics and numerical modeling parameters their dynamic response to seismic actions essentially on the wall displacement and active lateral pressure. The analyses will be carried using the code PLAXIS 2D based on the finite element method. The results of numerical calculation will be compared with other approaches available in the literature.

Keywords :

Retaining, lateral pressure, earthquake, PLAXIS 2D, numerical modeling, displacement.

الملخص

في تطبيق الهندسة الحالية، طرق تصميم جدران الاستناد تحت تأثير الزلازل عموماً ما تكون طرق تجريبية. الضغوط الديناميكية تحسب على افتراض المعامل الزلزالي واضح المعالم تعمل في الاتجاهين الأفقي والرأسي باستخدام مفهوم طريقة التوازن المحدود. الأبحاث الحديثة أظهرت تنوع ونقص في فهم الفعل الزلزالي على مختلف جدران الاستناد تحت تأثير زلازل عنيفة.

يركز العمل الحالي على التحليل العددي لتأثير الشكل الهندسي للجدران الاستنادية، الخصائص الجيوتقنية للتربة ومعاملات النمذجة العددية على الاستجابة الديناميكية تحت تأثير القوى الزلزالية خاصة انتقال الجدران والضغوط الجانبية. سيتم تنفيذ التحليلات باستخدام برنامج PLAXIS 2D الذي يعتمد طريقة العناصر المحدودة. تتم مقارنة نتائج الحسابات العددية مع بحوث أخرى المتاحة.

الكلمات المفتاحية:

الاستناد، الضغط الجانبي، الزلازل، PLAXIS 2D ، النمذجة العددية، الانتقال

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement

Résumé

Abstract

الملخص

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre 1 Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

I.1	Introduction	3
I.2	Généralités sur les ouvrages de soutènement.....	3
I.2.a	Type d'ouvrages de soutènement	3
I.2.a.1	Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.....	3
I.2.a.2	Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.....	4
I.2.a.3	Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.....	4
I.2.b	Dimensionnement des ouvrages de soutènement.	6
I.2.b.1	modes de rupture des ouvrages de soutènement	6
I.2.b.2	Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement.....	6
I.3	Généralités sur les effets des séismes.....	10
I.3.a	Introduction.....	10
I.3.b	Les catégories de séismes.....	11
I.3.b.1	Les séismes tectoniques.....	11
I.3.c	Les ondes sismiques.....	13
I.3.c.1	Les ondes de fond (de volume).....	13
I.3.c.1.1	Les ondes primaires P.	13
I.3.c.1.2	Les ondes secondaires S.....	13
I.3.c.2	Les ondes de surfaces.....	14
I.3.c.2.1	Les ondes de Love.....	14
I.3.c.3.2	Les ondes de Rayleigh.....	15
I.3.d	Caractéristiques des séismes.....	15

I.3.d.1	Le foyer.....	15
I.3.d.2	L'épicentre.....	15
I.3.d.3	La magnitude.....	17
I.3.d.4	L'intensité I.....	17
I.3.d.5	L'accélération maximale du sol ou PGA.....	17
I.3.d.6	Le déplacement maximal du sol.....	17
I.3.d.7	La durée du tremblement de terre.....	17
I.3.d.8	Les sismogrammes, ou accélérogrammes.....	17
I.3.e	L'Algérie et le risque sismique.....	17
I.4	Règlementation parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003.....	19
I.4.a	Principes fondamentaux.....	19
I.4.b	Coefficients sismiques de calcul.....	19
I.4.c	Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique.....	20
I.4.d	Vérification de la stabilité du mur	21
I.4.e	Vérification des résistances.....	21
I.5	Conclusion.....	22

Chapitre 2 Calcul statique des pressions des terres

I.1	Introduction.....	23
I.2	Pression active statique.....	24
II.2.a	Théorie de Rankine.....	24
II.2.a.1	Introduction.....	24
II.2.a.2	Etat actif - sols pulvérulents.....	25
II.2.a.3	Etat actif - sols cohérents (cas général).....	26
II.2.b	Théorie de Coulomb.....	27
II.2.b.1	Introduction.....	27
II.2.b.2	Etat actif - sols pulvérulents.....	27
II.2.b.3	Etat actif - sols cohérents (cas général)	29
II.2.c	Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique).....	30
II.2.d	Méthode de Sokolovski.....	32
II.2.e	Méthode d'analyse limite.....	33
II.2.f	Comparaison entre les différentes méthodes de calcul statique.....	34
I.3	CONCLUSION	35

Chapitre 3 Calcul dynamique des pressions des terres

III.1 Introduction.....	36
III.2 Pression active dynamique.....	37
III.2.a Méthodes analytiques.	37
III.2.a.1 Approche de calcul pseudo-statique.....	37
III.2.a.1.1 Mononobe-Okabe (1926,1929)	37
III.2.a.1.2 Seed & Whitman (1970).	39
III.2.a.1.3 Ortigosa (2005).....	41
III.2.a.1.4 Aldo Evangelista (2010).....	41
III.2.a.2 Approche de calcul pseudo-dynamique.....	44
III.2.a.2.1 Steedman & Zeng (1990).	44
III.2.a.2.2 Choudhury & Nimbalkar (2006).....	46
III.2.b Méthodes expérimentales.....	47
III.2.c Méthodes numériques.....	50
III.2.c.1 Rouili & al. (2005).....	50
III.2.c.2 Bhattacharjee & Muralikrishna (2011).....	51
III.2.c.3 Jesmani & Alirezanejad (2011).....	52
III.2.d Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique.....	53
III.3 Conclusion.....	54

Chapitre 4 Présentation de l'outils de simulation numérique

IV.1 Introduction.....	55
IV.2 Modélisation des murs cantilevers par PLAXIS.....	56
IV.2.a Modélisation du comportement du Sol.....	56
IV.2.a.1 Modélisation par PLAXIS V8.2.....	56
IV.2.b Les interfaces.....	58
IV.2.c Modélisation de l'interface sol/béton.....	60
IV.2.d Maillage.....	60
IV.2.e Conditions aux limites.	61
IV.3 Modélisation du séisme.....	61
IV.3.a Introduction.....	61
IV.3.b Étude dynamique.....	61

IV.3.b.1 Procédé pour exécuter une analyse dynamique.....	62
IV.3.b.2 Problèmes de tremblement de terre (séisme).....	62
IV.3.c Étude pseudo-statique.....	64
IV.1 Conclusion.....	66

Chapitre 5 Applications numériques modélisation numérique d'un mur cantilever sous sollicitation sismique

V.1 Introduction.....	67
V.2 Validation d'un exemple de calcul.	67
V.2.1 Les données géométriques.....	67
V.2.2 Les données géotechniques.....	68
V.2.3 Les phases de calculs.....	69
V.2.4 Résultats des études.....	72
V.2.4.1 Mécanismes de rupture.....	72
V.2.4.2 Résultat de validation.	72
V.3 Etudes Paramétriques.....	73
V.3.1 Introduction.....	73
V.3.2 Le paramètre de modélisation.....	76
V.3.2.1 L'élément	76
V.3.3 Les paramètres géotechniques.	78
V.3.3.1 Influence de l'angle de frottement interne	78
V.3.3.2 Influence du poids volumique.....	79
V.3.3.3 Influence de l'interface.....	80
V.3.4 Les paramètres géométriques.....	81
V.3.4.1 Influence de la hauteur du mur.....	81
V.4 Conclusion.....	83
Conclusion générale et perspectives	84
Références bibliographiques.....	86

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1.	Murs partiellement ou totalement ancrés, Schlosser [2].	5
Fig.1.2.	Modes de rupture des ouvrages de soutènement, Schlosser [2].	7
Fig.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, Kramer [1].	8
Fig.1.4.	(a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever, Kramer [1].	8
Fig.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, Kramer [1].	9
Fig.1.6.	Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement, Schlosser [3].	10
Fig.1.7.	Mouvement des failles, Pecker [4].	12
Fig.1.8.	Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points), ainsi que les volcans (gros points), Pecker [4].	12
Fig.1.9.	Les ondes de volume	14
Fig.1.10.	Les ondes de surface	15
Fig.1.11.	Trajectoire des ondes sismiques, Capra [5].	16
Fig.1.12.	Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à Golden Gate Park, Capra [5].	16
Fig.1.13.	Carte sismotectonique de l'Algérie du nord, http:// www.mem-algeria.org .	18
Fig.1.14.	Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003, http://east.u-strasbourg.fr .	18
Fig.2.1.	(a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	23
Fig.2.2.	Pressions actives de Rankine d'un remblai horizontal, Ebeling & Morrison [8].	25
Fig.2.3.	Pressions actives et passives de Rankine pour un mur vertical et un remblai incliné, Ebeling & Morrison [8].	26
Fig.2.4.	Théorie de Coulomb à l'état actif.	27
Fig.2.5.	Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent	29

Fig.2.6.	Equilibres de Boussinesq et Rankine.....	30
Fig.2.7.	Comparaisons entre les coefficients K_{An} donnés par les diverses méthodes, pour un remblai horizontal soutenu par un mur vertical: a) $\delta = 0$; b) $\delta = \phi$, Visone [16].....	34
Fig. 3.1.	Approche de Mononobe-Okabe	38
Fig. 3.2.	Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, Ebeling & Morrison [8].....	40
Fig. 3.3.	Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.	42
Fig. 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 $k_v = 0$	43
Fig. 3.5.	Le modèle considéré par Steedman & Zeng [39].....	45
Fig. 3.6.	Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar [22].....	46
Fig.3.7.	Dispositif d'un modèle réduit d'un mur de soutènement, Colas [26].	48
Fig.3.8.	Dispositif d'un appareil centrifugeur, Colas [26].	48
Fig.3.9.	Pressions latérales agissantes sur un mur rigide de forme L, Rouili & al [33]..	48
Fig.3.10.	Capteurs combinés de contraintes totales et surpressions interstitielles, Colas [26].....	49
Fig.3.11.	Dispositif expérimental des essais de Colas [26], sur mur en pierre sèche.....	49
Fig.3.12.	Prototype d'un mur de forme L, Rouili & al [33]	50
Fig.3.13.	Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna [34].....	51
Fig.3.14.	Variation du déplacement horizontal, $RMSA$ et la pression horizontale, avec $K_h=0.3$ et $\zeta=5\%$, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna [34].....	52
Fig.3.15.	Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, Bhattacharjee & Muralikrishna [34].....	53
Fig.3.16.	Modèle du système mur-sol en FLAC ^{2D} proposé par Jesmani & Alirezanejad [35].....	53
Fig.3.17.	Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique, Visone [23]....	54
Fig. 4.1.	Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	57
Fig. 4.2.	Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).....	58
Fig. 4.3.	Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol.....	59
Fig. 4.4.	Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D.....	62

Fig. 4.5.	Fenêtres d'entrée les coefficients d'amortissement de Rayleigh ; α et β	63
Fig. 4.6.	Mode de création géométrique, avec les conditions aux limites statique et cinématique.....	63
Fig. 4.7.	Direction de la force résultante (r) selon différentes combinaisons de la gravité (g) et de l'accélération (a).....	67
Fig. 5.1.	Modèle d'un mur de soutènement en béton armé.....	68
Fig. 5.2.	Les phases de calculs.....	69
Fig. 5.3.	Fenêtre correspondant à la construction par étape de la phase initiale.....	70
Fig. 5.4.	Représentation numérique de la phase initiale.....	70
Fig. 5.5.	Fenêtre correspondant à la phase de construction du mur.....	70
Fig. 5.6.	Représentation numérique de la phase de construction du mur.....	71
Fig.5.7.	Fenêtre correspondant à la phase de pose du remblai.....	71
Fig.5.8.	Représentation numérique de la phase de pose du remblai.....	71
Fig.5.9.	Maillage déformé pour le problème.....	72
Fig.5.10.	Vecteurs de déplacement du mur de soutènement.....	72
Fig.5.11.	Fenêtre correspondant à la phase de l'ajout de l'effet sismique.....	74
Fig.5.12.	Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique.....	74
Fig.5.13.	Représentation numérique de la phase d'application de la charge sismique....	75
Fig.5.14.	Accélérogramme d'un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).....	75
Fig.5.15.	Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres.....	76
Fig.5.16.	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	76
Fig.5.17.	Déplacement horizontal en fonction de l'angle de frottement pour 6 et 15 nœuds.....	77
Fig.5.18.	Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal.....	78
Fig.5.19.	Influence de l'angle de frottement sur la force latérale active.....	78
Fig.5.20.	Influence du poids volumique sur le déplacement horizontal.....	79
Fig.5.21.	Influence du poids volumique sur la pression latérale active.....	80
Fig.5.22.	Influence d'interface sur le déplacement horizontal.....	80
Fig.5.23.	Influence d'interface sur la pression latérale active.....	81
Fig.5.24.	Influence de la hauteur du mur sur le déplacement horizontal.....	82
Fig.5.25.	Influence de la hauteur du mur sur la pression latérale active.....	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée, Schlosser [2].....	6
Tableau 1.2	Classement des séismes selon leur mode de génération.....	11
Tableau 1.3	Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003) [6].....	19
Tableau 2.1	Des valeurs représentatives de K_A , Caquot & Kerisel [11].....	31
Tableau 2.2	Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, Sokolovski [13].	31
Tableau 2.3	Des valeurs représentatives de K_A par la méthode de la limite supérieure, Chen [15].	33
Tableau 3.1	Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de φ et k_h pour ε	43
Tableau 3.2	Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\varphi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h	44
Tableau 5.1	Paramètres de sol.	68
Tableau 5.2	Caractéristiques du mur de soutènement.....	69
Tableau 5.3	Comparaison entre les résultats des vecteurs de déplacement du mur de.....	73
Tableau 5.4	Comparaison entre les résultats des vecteurs de déplacement du mur de soutènement estimée par plusieurs approches.....	73

INTRODUCTION GENERALE

Ce mémoire s'intéresse aux ouvrages qui retiennent du terrain. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes de l'appui dans lesquels des éléments de structure sont combinés avec du sol ou du rocher.

Pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, il peut être judicieux de distinguer les trois principaux types d'ouvrages de soutènement suivant :

Les murs-poids qui sont des murs en pierre, en béton ou en béton armé, ayant une semelle de base horizontale avec ou sans talon, épaulement ou contrefort. Le poids du mur lui-même, qui inclut parfois une masse stabilisatrice de sol ou de rocher joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu. On peut citer comme exemples de tels murs, les murs-poids en béton d'épaisseur constante ou variable, les murs en béton armé à semelle, les murs à contreforts,... ;

Les murs encastrés sont des murs relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, supportés par des ancrages, des butons et/ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces murs joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que le poids du mur a un rôle insignifiant. On peut citer comme exemples, de tels murs, les murs cantilever en palplanches métalliques, les murs ancrés ou butonnés en palplanches d'acier ou de béton, les murs à diaphragme,... ;

Les ouvrages de soutènement composites sont des murs formés d'éléments appartenant aux deux types précédents. Il existe un très grand nombre de murs de ce type. On peut citer comme exemples, les batardeaux constitués de deux rideaux de palplanches, les murs en sol renforcé, les ouvrages de soutènement par des ancrages, des géotextiles ou des injections, les ouvrages des rangées multiples d'ancrages ou de clous,... ;

Destinés à soutenir les terres, à contenir leur poussées, les murs de soutènement sont réalisés dans le but de limiter l'emprise du talus.

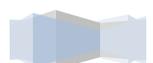


Les murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement. En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

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 utilise et 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 sur 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 I

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

I.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, 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.

Sous l'effet sismique, les poussées des terres reviennent plus intéressantes et peuvent causer des dégâts catastrophiques, qui peuvent entraîner la ruine de l'ouvrage de soutènement.

I.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement

I.2.a Type d'ouvrages de soutènement

Ces dernières années, le développement des géomatériaux telle que, polymères, et les renforts géotextiles a conduit à l'élaboration de nombreux types d'innovation des systèmes de rétention de la terre, Kramer [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, Schlosser [2].

I.2.a.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.

I.2.a.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.

I.2.a.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).



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).

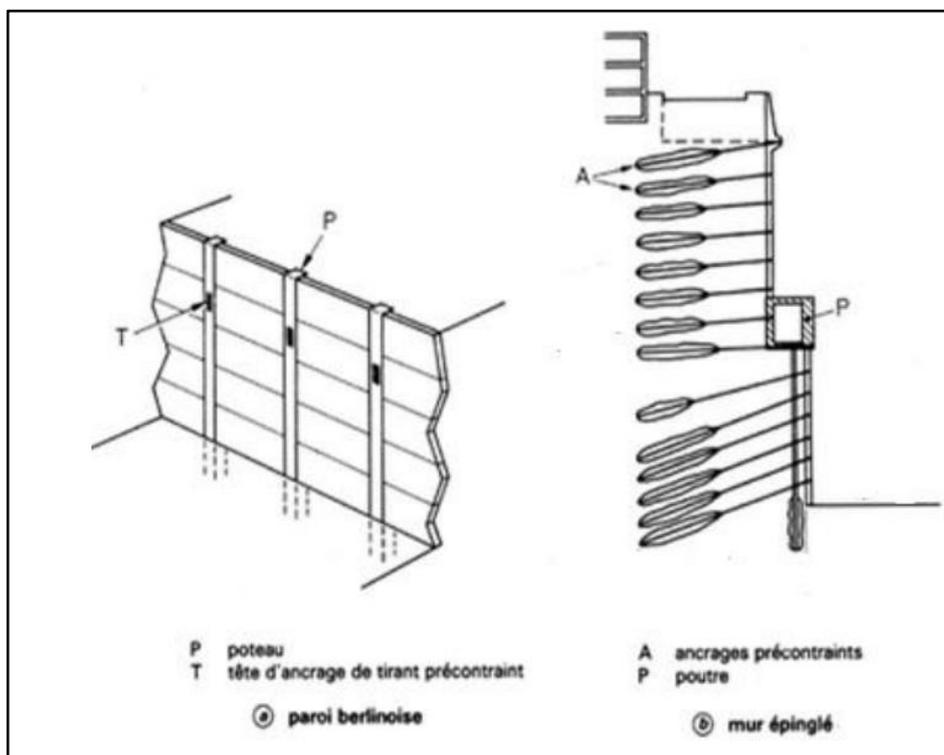
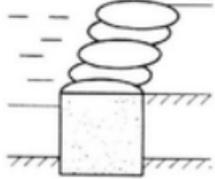
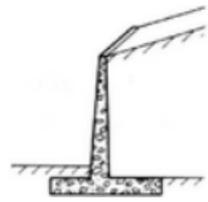
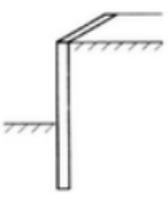
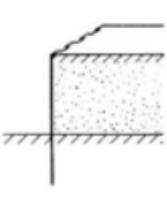
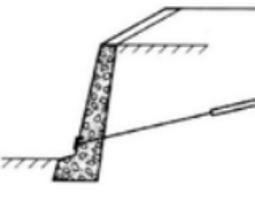
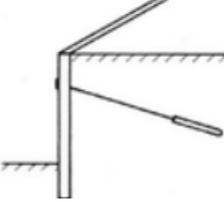
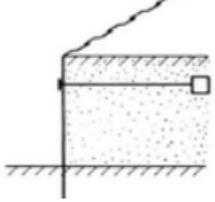


Figure 1.1: Murs partiellement ou totalement ancrés, Schlosser [2].



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

Tableau 1.1 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée, Schlosser [2].

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

I.2.b Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Cette phase consiste à déterminer les éléments géométriques et les éléments structuraux de l'ouvrage sous l'action des différentes sollicitations. La majorité des procédés de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture en prenant compte des coefficients de sécurité, Schlosser [2].

I.2.b.1 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, Kramer [1].



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, Kramer [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.

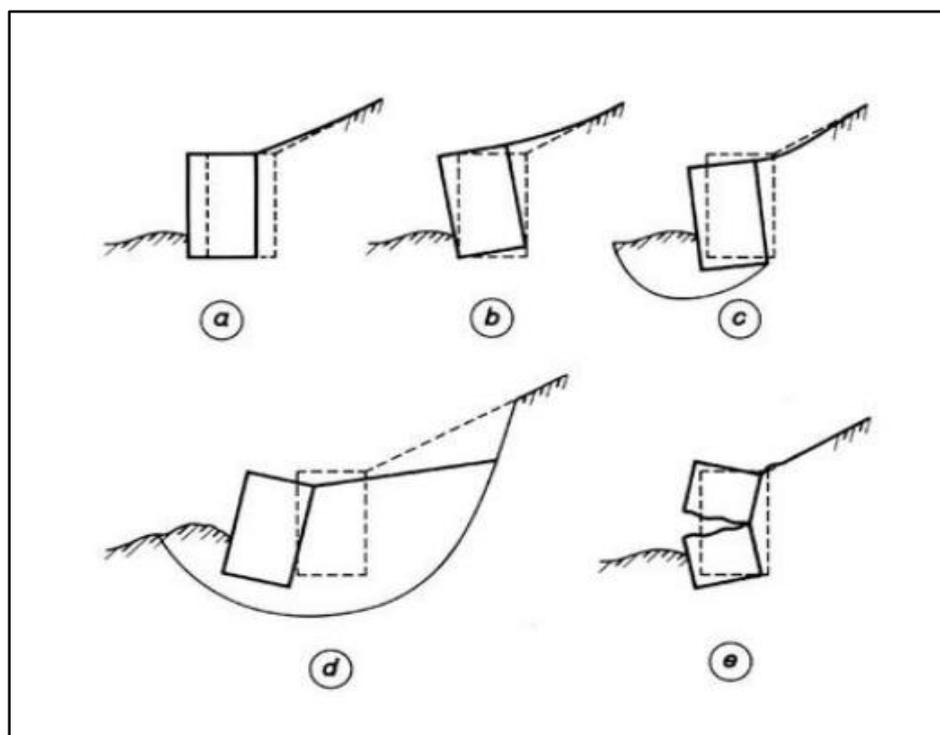


Figure 1.2 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement, Schlosser [2].

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).



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.

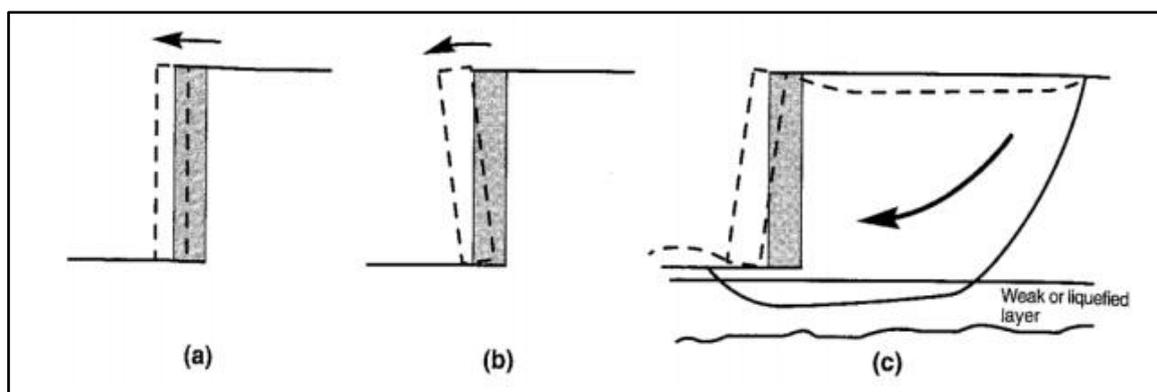


Figure 1.3 : Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement, Kramer [1].

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; 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).

La ductilité structurale du mur lui-même peut influencer le niveau de déformation produite par rupture par flexion.

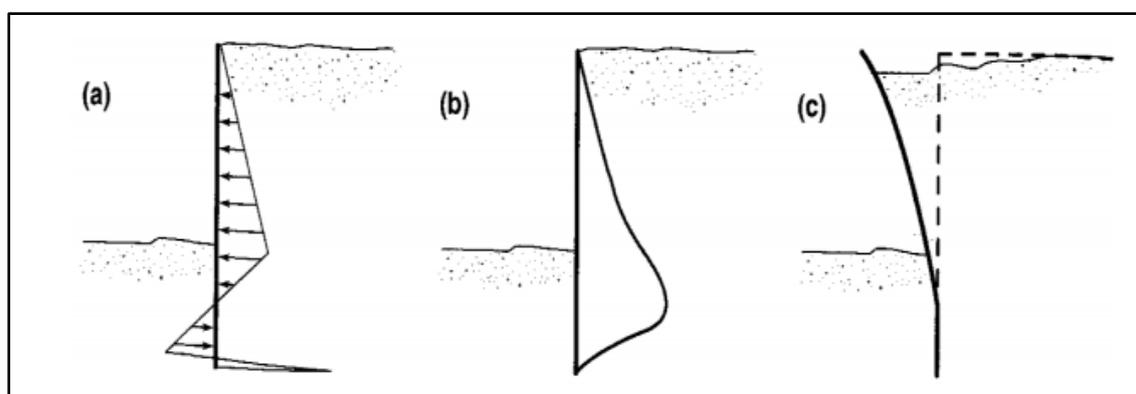
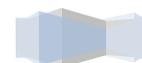


Figure 1.4: (a) pression du sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever, Kramer [1].



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). Les murs ancrés avec une pénétration insuffisante peuvent basculer autour de leurs bases (Figure 1.5b).

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.

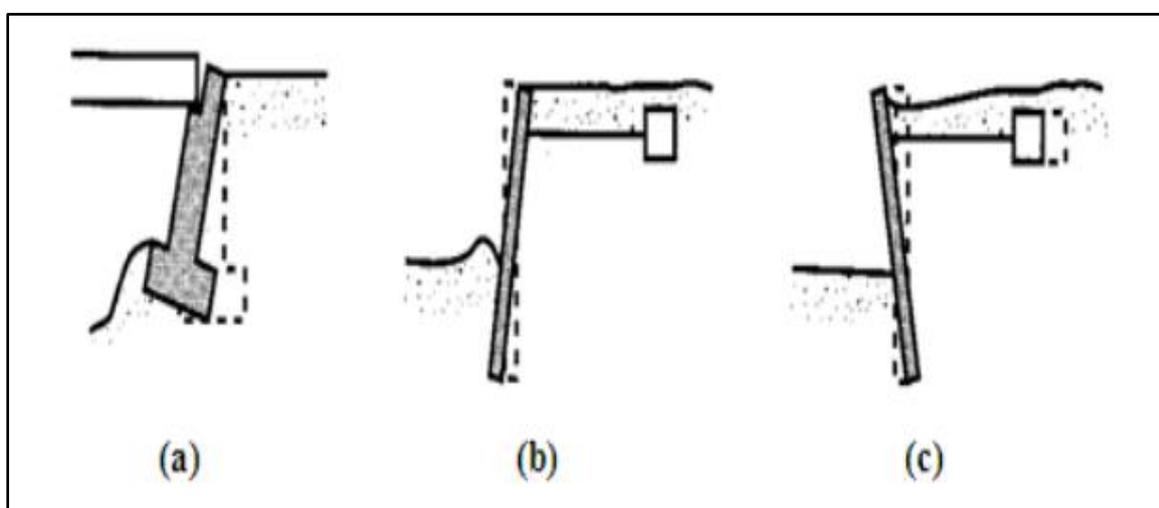


Figure 1.5 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage, Kramer [1].



I.2.b.2 Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement

La figure (1.6) montre la démarche pour examiner la stabilité d'un ouvrage de soutènement rigide.

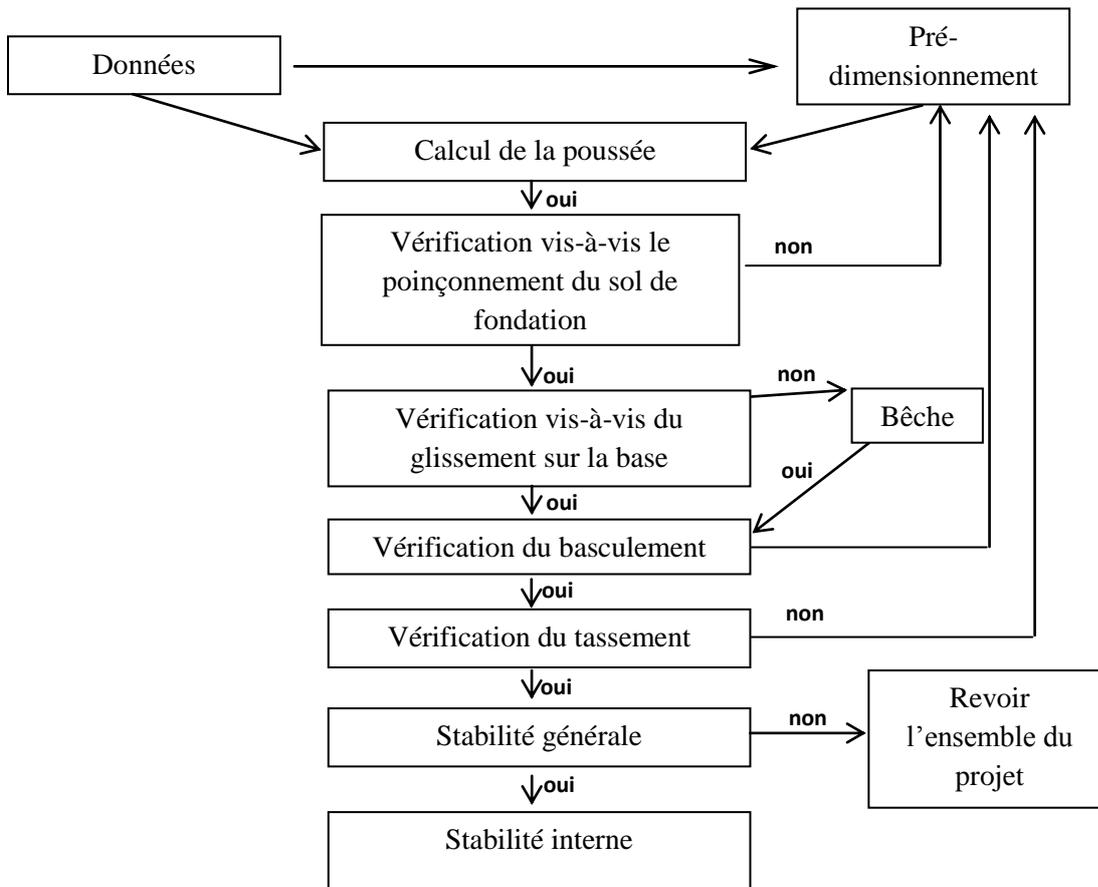


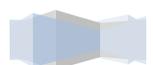
Figure 1.6 : Différentes étapes de calcul de la stabilité d'un ouvrage de soutènement, Schlosser [3].

I.3 Généralités sur les effets des séismes

I.3.a Introduction

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol. Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération. Chacun de ces paramètres fluctue avec le temps et suivant toutes les directions de l'espace.

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action. Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active).



Les tremblements de terre sont couramment provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épïcentre. Dans l'état actuel, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence.

Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques, mais lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre, ils peuvent se liquéfier.

I.3.b Les catégories de séismes

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération comme il est montré sur le tableau 1.2.

Tableau 1.2: Classement des séismes selon leur mode de génération

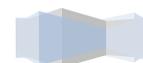
Mécanisme à l'hypocentre	Séismes naturels	Séismes artificiels/anthropiques
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz...
Explosion	Séismes volcaniques : Fracturation des roches dues à l'intrusion de magma. Dégazage, oscillation propre du réservoir magmatique.	Tirs d'explosion sismique. Tirs de mines et carrières. Essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement: Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Phénomènes dynamiques d'origine minière (effondrements...).

On s'intéresse aux séismes tectoniques.

I.3.b.1 Les séismes tectoniques

Ce sont les plus courants et les plus meurtriers. En effet, même si un nombre infime de ces séismes sont destructeurs, certains sont paroxysmiques et entraînent des catastrophes parmi les mauvais que l'on connaisse. On distingue généralement trois types de mouvements (figure 1.7):

- ✓ un mouvement latéral, lorsqu'une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;



- ✓ des mouvements divergents, lorsqu'une plaque s'éloigne d'une autre, formant une tranchée océanique ;
- ✓ un mouvement de subduction, lorsque deux plaques convergent, forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre.

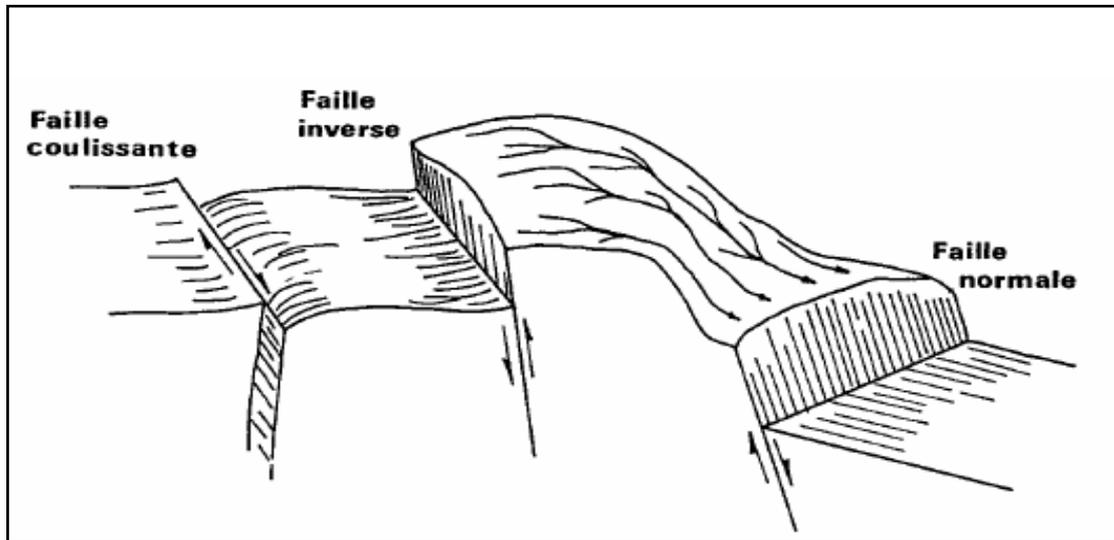


Figure 1.7 : Mouvement des failles, Pecker [4].

Généralement, les séismes sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure 1.8).

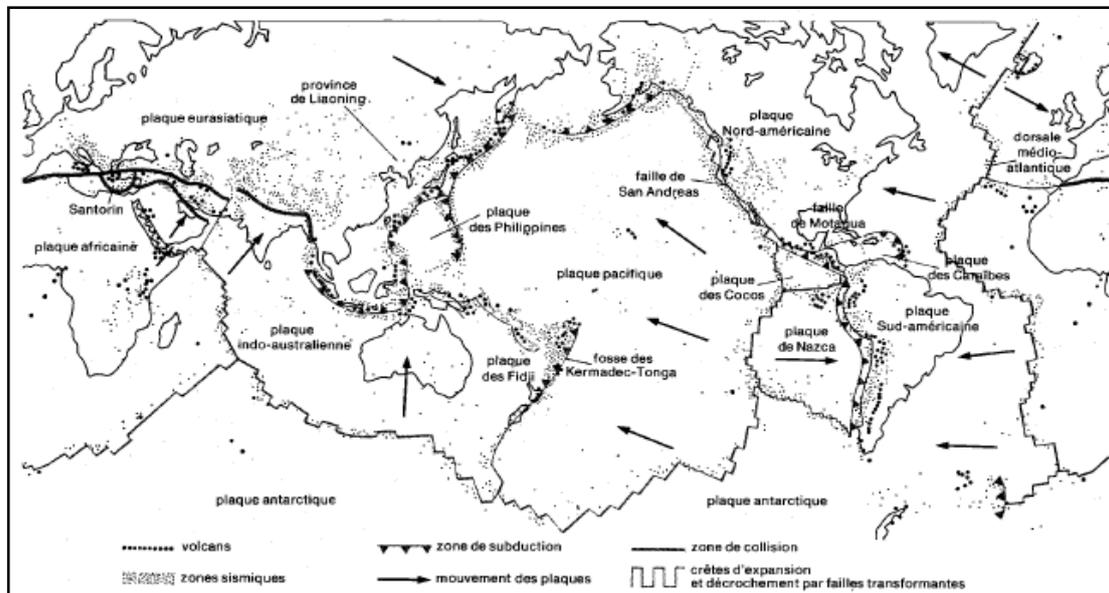
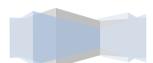


Figure 1.8 : Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents (petits points), ainsi que les volcans (gros points), Pecker [4].



I.3.c Les ondes sismiques

Distinguons deux grands types d'ondes émises par un séisme : les ondes de fond, celles qui traversent la terre et qui comprennent les ondes S et P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'à la surface et auxquelles appartiennent, en particulier, les ondes de Love et de Rayleigh.

I.3.c.1 Les ondes de fond (de volume)

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes:

I.3.c.1.1 Les ondes primaires P

Elles s'appellent aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Ces ondes sont comparables aux ondes sonores, elles se propagent dans tous les états de la matière avec une vitesse de 7 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. La vitesse de ces ondes a pour expression:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.1)$$

I.3.c.1.2 Les ondes secondaires S

Elles s'appellent aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. Ces ondes ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde si bien qu'à leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume (figure 1.9). La vitesse de ces ondes est donnée par :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.2)$$



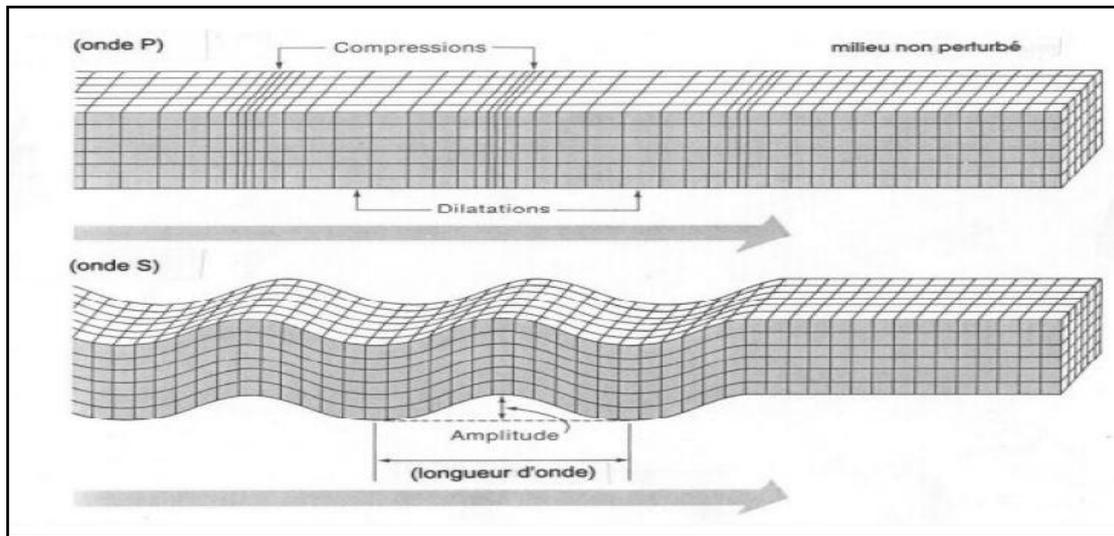


Figure 1.9 : Les ondes de volume

où ;

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.4)$$

λ et G sont les constantes de Lamé.

Remarquons que le rapport ;

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \quad (1.5)$$

ne dépend que du coefficient de Poisson ν ; Soit :

$$\nu = 0 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,41$$

$$\nu = 0,15 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,56$$

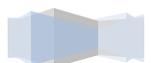
$$\nu = 0,25 \quad \text{correspond à} \quad \frac{v_p}{v_s} = 1,71$$

I.3.c.2 Les ondes de surfaces

Il s'agit des ondes planes et plus longues, et qui se propagent en surface d'une vitesse plus lente que celle des ondes de volume. On distingue principalement :

I.3.c.2.1 Les ondes de Love

Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical (oscillation horizontale). Aussi ne les enregistre-t-on que sur les composantes horizontales du



sismomètre (figure 1.10). Elles impriment au sol un mouvement de vibrations latérales ou ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Elles se propagent à environ de 4 km/s. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation. Elles n'engendrent que des contraintes de cisaillement.

I.3.c.3.2 Les ondes de Rayleigh

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation (figure 1.10). Ce mouvement est semblable au mouvement d'une houle, il entraîne des compressions (ou des tractions) ainsi que des cisaillements dans le sol.

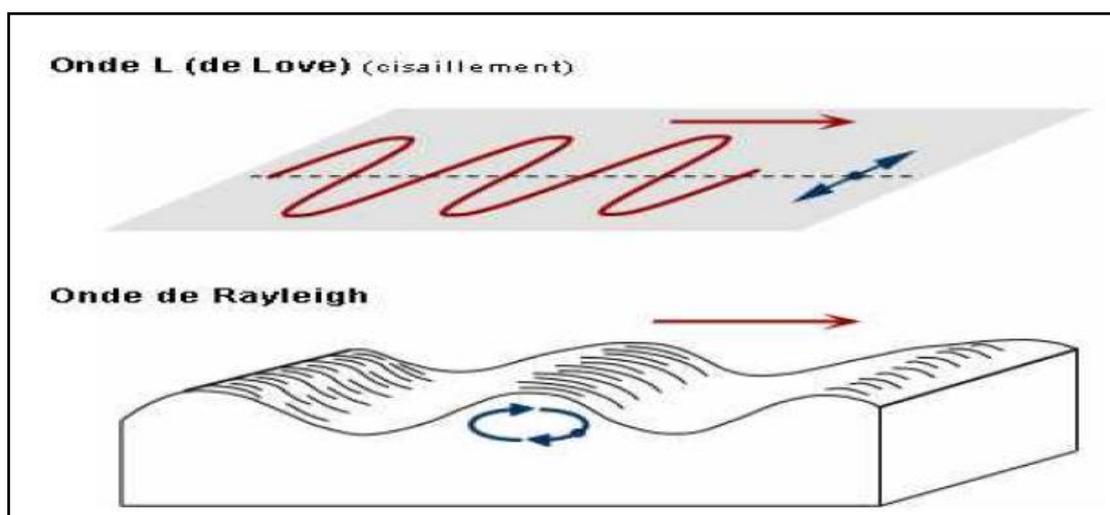


Figure 1.10 : Les ondes de surface

Ces ondes sont enregistrées sur les trois composantes du sismomètre. Elles sont moins rapides que les ondes de Love. Les vibrations engendrées par ces ondes durent plusieurs minutes. Les ondes de surface ont des vitesses de propagation de 1,5 à 5 km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 km/s dans les terrains meubles.

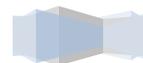
I.3.d Caractéristiques des séismes

I.3.d.1 Le foyer

Le foyer (ou l'hypocentre) est l'emplacement de la rupture des roches en profondeur. C'est la région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

I.3.d.2 L'épicentre

L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'épicentre macrosismique. Il peut être différent de l'épicentre réel, dit micro-sismique, à cause de présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques (figure 1.11).



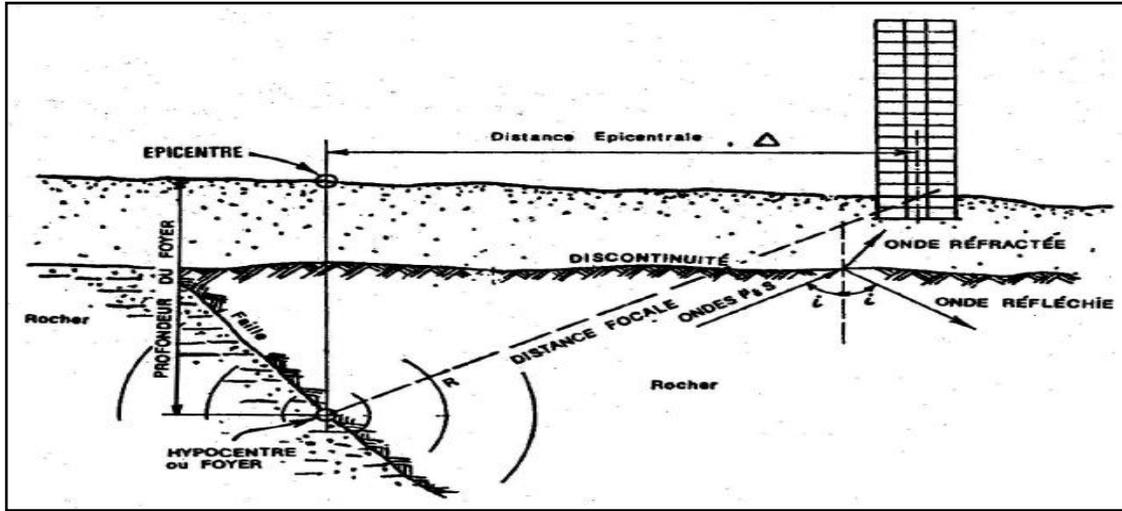


Figure 1.11 : Trajectoire des ondes sismiques, Capra [5].

Les enregistrements effectués montrent qu'il n'y a pas de direction horizontale favorisée devant une autre; par exemple les accélérogrammes du séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistrés à Golden Gate Park suivant la direction Est-Ouest et Nord-Sud, indiquent que les accélérations maximales sont comparables (figure 1.12).

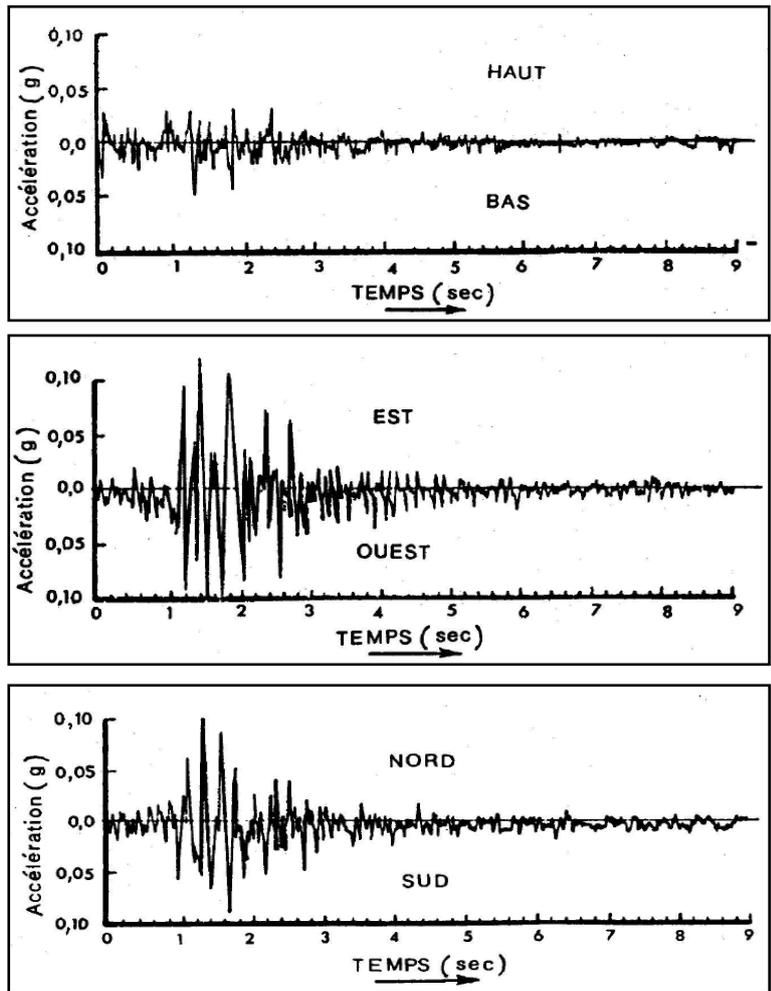
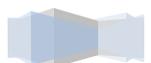


Figure 1.12 : Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à Golden Gate Park, Capra [5].



I.3.d.3 La magnitude

Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

I.3.d.4 L'intensité I

Elle permet de classifier qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

I.3.d.5 L'accélération maximale du sol ou PGA

C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en m/s^2 ou en g, valeur de l'accélération de la pesanteur.

I.3.d.6 Le déplacement maximal du sol

Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

I.3.d.7 La durée du tremblement de terre

Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

I.3.d.8 Les sismogrammes, ou accélérogrammes

Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

I.3.e L'Algérie et le risque sismique

L'Algérie est partagée en deux unités tectoniques importantes séparées par la faille sud-atlasique. Le nord porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable.

Ce pays est situé sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques ; la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme de Zemmouri-Boumerdes survenu le 21 mai 2003 est lié à un



contexte tectonique compressif produit par la remontée nord-ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne.

L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au miocène inférieur (figure 1.13).

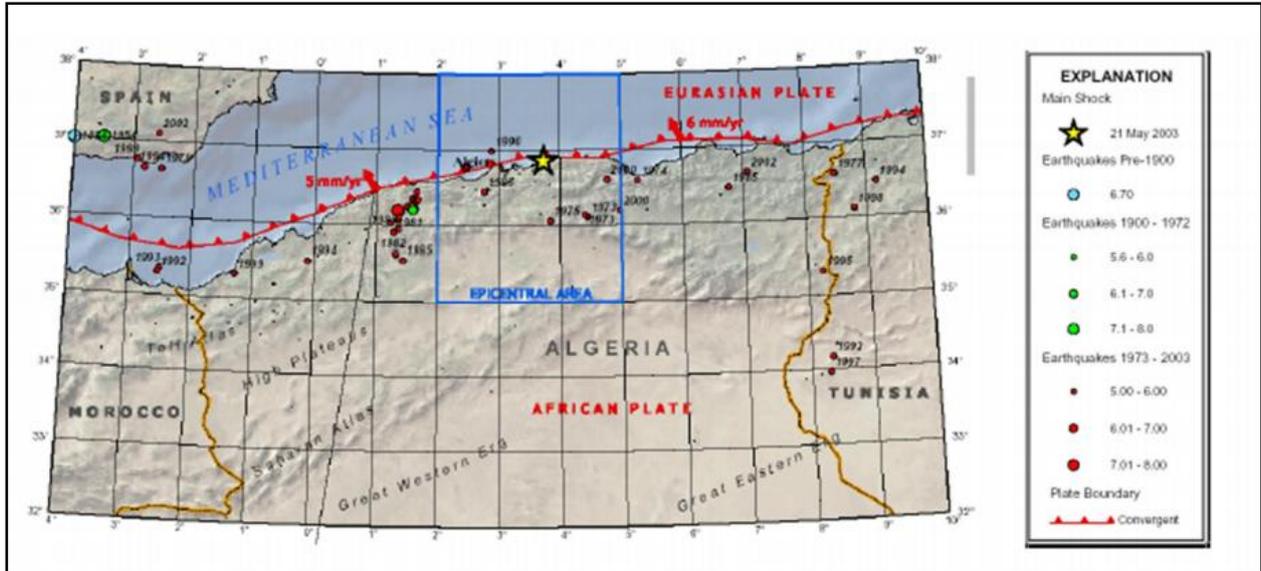


Figure 1.13 : Carte sismotectonique de l'Algérie du nord, [http:// www.mem-algeria.org](http://www.mem-algeria.org).

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour le nord de l'Algérie se divisent en deux types ; d'une part des failles décrochant comme la faille de Thénia (figure 1.14) et d'autre part, des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi, les failles bordant la Mitidja et le Sahel se prolongeraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys.

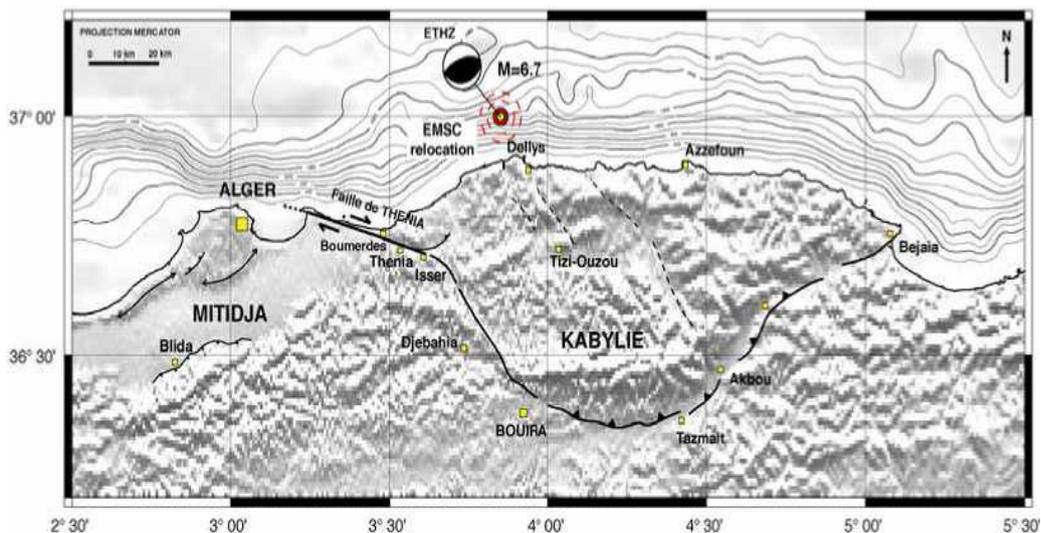
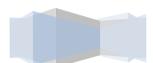


Figure 1.14 : Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003, <http://eost.u-strasbourg.fr>.



Le séisme du 21 mai 2003, très important, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme modérée par rapport à la sismicité d'autres régions de l'Algérie. Au cours de ce séisme, une faille importante de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres, a été activée. Cette faille n'est pas cartographiée.

I.4 Règlements parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003

I.4.a Principes fondamentaux

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) [6] repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

I.4.b Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontal k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

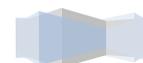
$$k_h = A \text{ (%g)} \quad (1.6)$$

$$k_v = \pm 0.3 k_h \quad (1.7)$$

Ces coefficients sont appliqués au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau 1.3 ci-après.

Tableau 1.3: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003) [6].

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18



Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

I.4.c Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique

L'article 10.4.1 du RPA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (1.8)$$

avec

- K_{ad} : coefficient de poussée des terres (statique et dynamique)

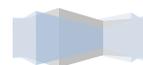
$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} \quad (1.9)$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- H : hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- θ : $\text{arctg}(k_h / (1 + k_v))$.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot q \cdot H / \cos \beta \quad (1.10)$$

- Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.
- L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

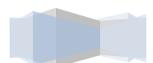


I.4.d Vérification de la stabilité du mur

- La vérification de la stabilité globale du mur (stabilité des pentes).
- La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2.
La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.
- La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.
La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.
- La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur.

I.4.e Vérification des résistances

Les vérifications des résistances des diverses parties du mur sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité partiels utilisés en béton armé.



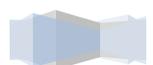
I.5 Conclusion

Les murs de soutènement se révèlent parfois nécessaires. Pour assurer leur solidité, leur construction obéit à des règles très strictes. L'objectif est d'aplanir le terrain, de réaliser une terrasse, ou bien border une voie d'accès, etc....

Ces ouvrages ne doivent pas être réalisés à la légère : les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai sous sollicitation sismique. La mauvaise mise en œuvre des règles de construction se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol. Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération.

Généralement, l'accélération et le déplacement sont considérés comme caractéristiques temporelles de l'action sismique. Cette dernière se propage à travers les constructions par leurs appuis. L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action.



Chapitre 2

CALCUL STATIQUE DES PRESSIONS DES TERRES

II.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, Kramer [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 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 2.1a).
- 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 2.1b).

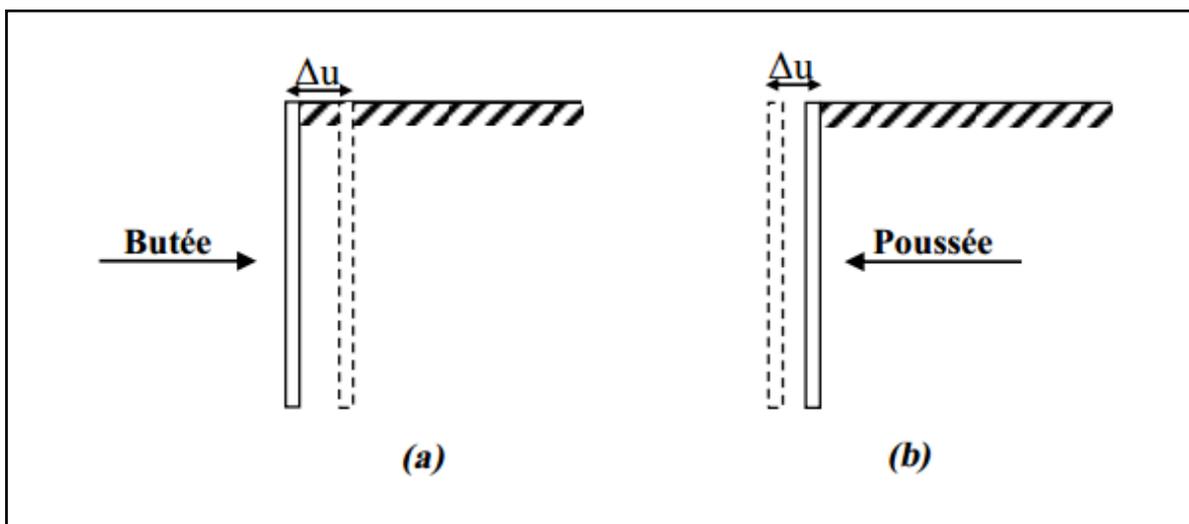
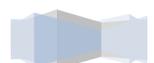


Figure 2.1: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.



II.2 Pression active statique

II.2.a Théorie de Rankine

II.2.a.1 Introduction

En plus des hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope.
- condition de déformation plane.
- courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- massif à surface libre plane.

Rankine [7] avait rajouté l'hypothèse que, la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Cette théorie est la plus simple des théories des pressions des terres. L'inconvénient d'une telle hypothèse, est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

La figure 2.2 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma_n' \tan \varphi \quad (2.1)$$

Où c est la cohésion effective, σ_n' est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

Où u est la pression d'eau interstitielle.



II.2.a.2 Etat actif - sols pulvérulents

La pression active des terres se résulte, quand les mouvements de mur dus au remblai, sont suffisants pour mobiliser entièrement, la résistance au cisaillement dans le massif du sol derrière le mur, en utilisant le coefficient de poussée K_A :

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot z \tag{2.3}$$

Si les contraintes de cisaillement sont nulles, sur les plans verticaux et horizontaux, le coefficient de poussée de Rankine K_A , est égal à :

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.4}$$

Suivant les indications de la figure 2.1(a), une surface plane de glissement se prolonge du talon vers le haut du mur, incliné d'un angle α_A avec l'horizontal. Pour un remblai frottant:

$$\alpha_A = 45 + \frac{\phi}{2} \tag{2.5}$$

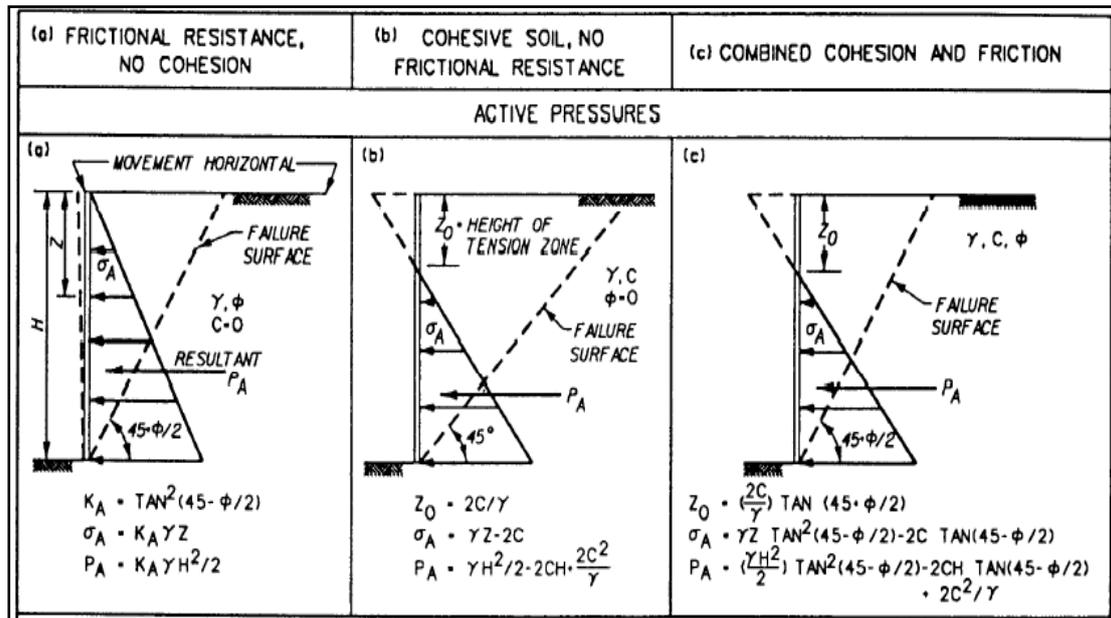


Figure 2.2: Pressions actives de Rankine d'un remblai horizontal, Ebeling & Morrison [8].

La résultante des contraintes σ_A , agissant derrière le mur à $H/3$ au-dessus du talon du mur est:

$$P_A = K_A \frac{1}{2} \gamma H^2 \tag{2.6}$$



Si le sol est saturé par une nappe phréatique à la surface, les équations antérieures s'appliquent toujours en remplaçant γ (poids spécifique sec) par γ_b (poids spécifique déjaugé). Le coefficient de poussée de Rankine, pour un remblai sec frottant et incliné d'un angle β de l'horizontal, est déterminé en calculant les forces résultantes, agissantes sur les plans verticaux dans une pente infinie, comme décrit par Terzaghi [9] et Taylor, [10] est égal à:

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.7)$$

Tant que $\beta \leq \varphi$, l'équation (2.4) s'applique, mais toujours inclinée d'un angle β du talus, suivant les indications de la figure 2.2. La résultante P_A est calculée en utilisant l'équation (2.6). Elle est inclinée d'un angle β à la normale derrière le mur.

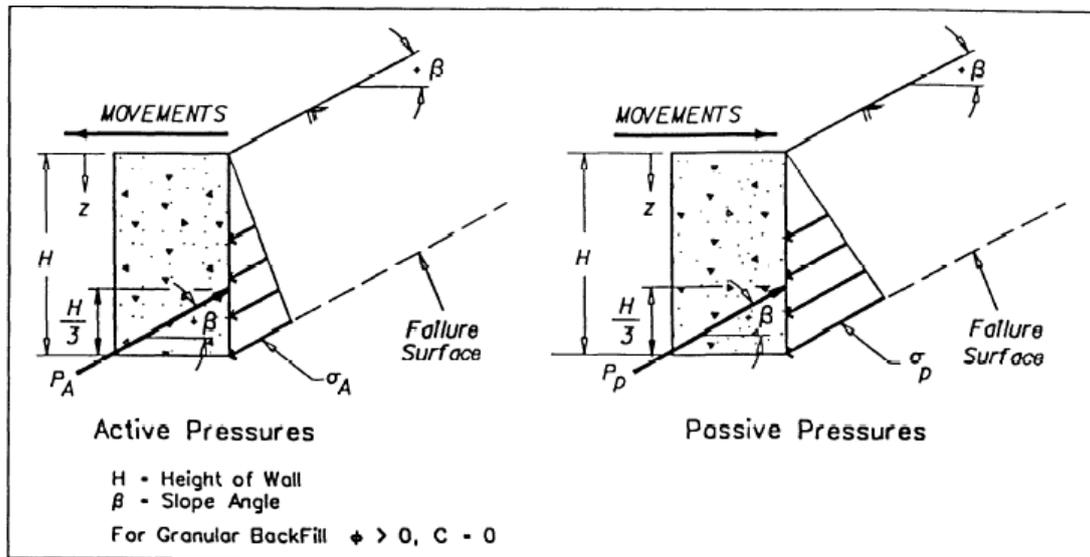


Figure 2.3: Pressions actives et passives de Rankine pour un mur vertical et un remblai incliné, Ebeling & Morrison [8].

II.2.a.3 Etat actif - sols cohérents (cas général)

Pour les cas représentés sur la figure 2.2(b) et (c), la pression active des terres σ_A est égale à:

$$\sigma_A = \gamma_i z K_A - 2c \sqrt{K_A} \quad (2.8)$$

Selon l'équation (2.8), les contraintes de traction se développent à une profondeur z_0 dans le remblai. Un vide peut se former dans cette région avec le temps.



Théorie de Coulomb

II.2.b.1 Introduction

La théorie de Coulomb [10], est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque (figure 2.3). Les forces agissant sur le sol, sont évaluées à l'état d'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ .

Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande. Pour un sol horizontal, et un écran vertical, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb coïncident.

II.2.b.2 Etat actif - sols pulvérulents

Soit le coin de sol caractérisé par la figure 2.3.

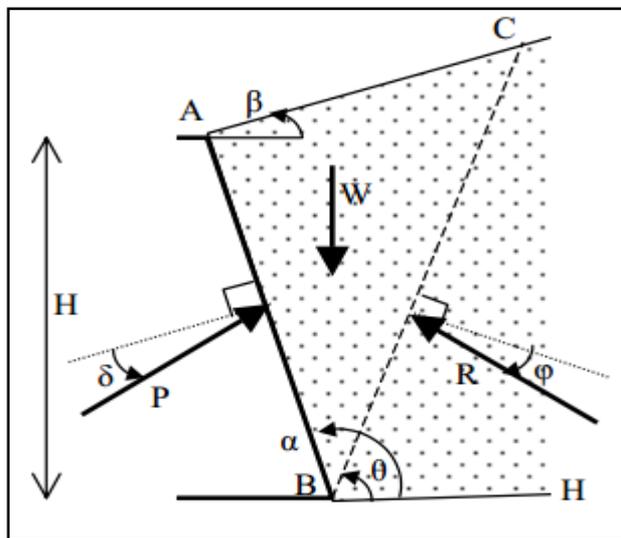


Figure 2.4: Théorie de Coulomb à l'état actif.



L'écran et le remblai font les angles α et β avec l'horizontal respectivement. Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontal. La rugosité du mur c'est l'angle de frottement mur-sol δ . Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes:

W: poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement. Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure 2.4), où on montre que:

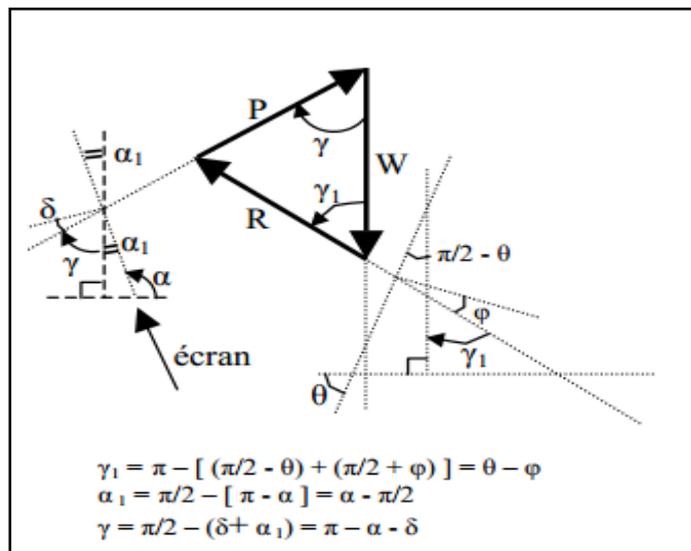
l'angle (W,P) = $\pi - \alpha - \delta$

l'angle (W,R) = $\theta - \varphi$

Ceci permet de calculer la poussée P_a . La poussée active P_a correspond donc à :

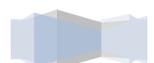
$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (2.9)$$

Celui-ci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour P_a que la valeur maximale. Tout calcul fait, on abouti à l'équation (2.6).



avec

$$K_A = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad (2.10)$$



Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K_a pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β .

II.2.b.3 Etat actif - sols cohérents

II.2.b.3.1 Cas général

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure 2.5).

On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w .

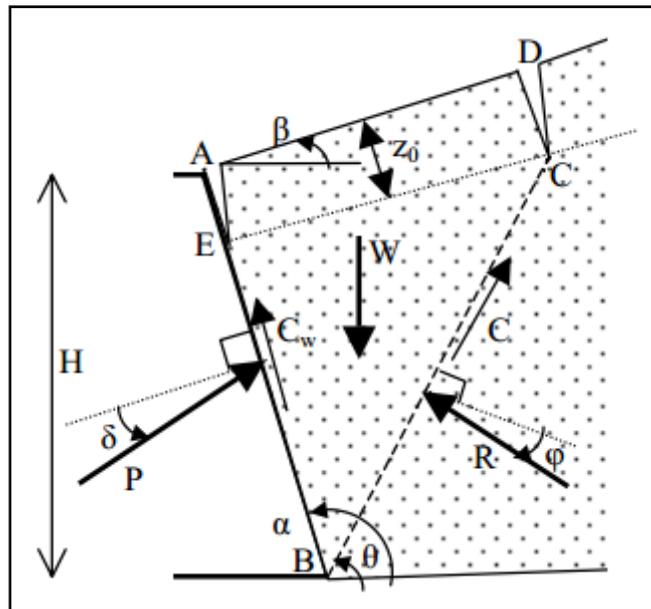


Figure 2.5: Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent.

Les forces agissantes sont :

W: le poids propre du coin de sol.

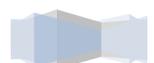
P : la résultante de la réaction du mur sur le sol.

C_w : résultante due à l'adhérence mur-sol :

$$C_w = c_w \cdot EB$$

R : la réaction sur le plan de glissement.

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : $C = c \cdot BC$



Les directions d'action de ces forces sont connues, on construit le diagramme des forces comme décrit précédemment. La poussée active correspond à la satisfaction de l'équation (2.9).

II.2.b.3.2 Cas d'un mur vertical et un sol horizontal

Dans le cas général d'un sol (c, φ), la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$p_A = K_A \gamma z - K_{Ac} c \quad (2.11)$$

Avec

$$K_{Ac} = 2\sqrt{K_A \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \quad (2.12)$$

Où, K_A est donné par (2.4). La cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et par c_u dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures z_0 correspond à $p_a = 0$, d'où ;

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{1 + \frac{c_w}{c}}}{\gamma \sqrt{K_A}} \leq \frac{H}{2} \quad (2.13)$$

II.2.c Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine, en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire, en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran (figure 2.6).

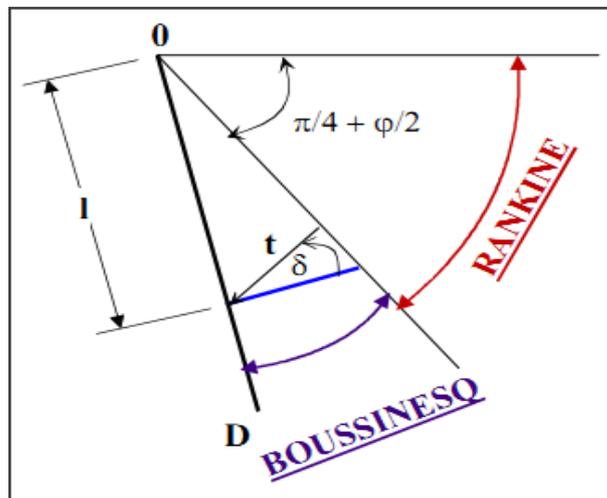
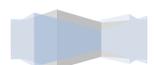


Figure 2.6: Equilibres de Boussinesq et Rankine.



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

Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau 2.1 donné par Caquot & Kerisel [11]. Kerisel & Absi [12], ont également assemblé des tables pour les valeurs de K_A et K_P , basées sur la méthode de surface de rupture en Log-spiral.

Tableau 2.1. Des valeurs représentatives de K_A , Caquot & Kerisel [11].

K_A								
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°	-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
	+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
	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
	+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



II.2.d Méthode de Sokolovski

Nous venons de voir comment la méthode de Caquot-Kerisel traite le cas d'un massif pesant chargé. On notera toutefois que cette manière de procéder n'est pas satisfaisante sur le plan théorique, en effet, la superposition n'est possible que dans le cas de l'élasticité linéaire, ce qui n'est nullement le cas des problèmes de poussée d'un sol sur un écran, ou l'on se place à l'état limite plastique. D'autre part, les méthodes théoriques de calcul des poussées dues à des massifs chargés, sont très compliquées et nécessitent pratiquement l'emploi d'un programme de calcul informatique, pour chaque cas particulier.

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques, permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré. Mais cette méthode reste d'une utilisation limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être exécutés, que par un ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la distribution des contraintes n'est pas linéaire, ce qui ne facilite pas l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble de permettre d'apprécier les erreurs induites par l'application des autres méthodes. Le tableau 2.2 illustre quelques valeurs du coefficient K_A par la méthode de Sokolovski.

Tableau 2.2. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, Sokolovski [13].

β	φ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
-30°	K_A	0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20°		0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10°		0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0		0.70	0.67	0.65	0.49	0.54	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10°		0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20°		0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30°		0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05



II.2.e Méthode d'analyse limite

L'analyse limite est une méthode efficace pour calculer la charge d'effondrement d'une façon directe. Les applications de cette méthode aux structures en béton renforcées, Chen [15] sont les plus récentes. Les applications aux problèmes typiques de stabilité dans la mécanique de sol, ont été l'aspect le plus fortement développé de l'analyse limite. L'évaluation des pressions des terres c'est l'opération la plus disponible dans la littérature (tableau 2.3). L'utilisation de ce théorème, peut donner un aperçu sur la charge de ruine, même s'il ne peut pas la déterminer exactement.

Dans l'approche de la limite inférieure; on détermine s'il existe un champ de contraintes équilibré par le champ des charges appliquées, en considérant que l'état d'écoulement plastique n'est pas apparu à n'importe quel point du remblai. Si un tel champ de contrainte existe, il peut être s'assurer que la charge appliquée est inférieure à la charge limite, et aucune rupture plastique aura lieu dans le remblai. Dans l'approche de la limite supérieure, on détermine s'il existe un champ de vitesse cinématiquement admissible, nous calculons ensuite les dissipations d'énergie plastique internes et externes. Si la dissipation d'énergie externe est plus grande que l'interne, on peut dire que la charge est plus grande que la charge limite. De cette façon, la charge limite peut être définie comme la charge, sous laquelle existe un champ de contrainte statiquement admissible; pourtant un écoulement plastique libre peut se produire.

Une technique numérique efficace et précise telle que la méthode des éléments finis est essentielle pour faire l'analyse limite applicable aux problèmes compliqués de la stabilité.

Tableau 2.3. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode de la limite supérieure, Chen [15].

β	φ	20°			30°			40°			50°		
	δ	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°	0°	25°	50°
-30°	K_A	0.77	0.74	0.76	0.62	0.61	0.67	0.49	0.50	0.62	0.38	0.42	0.65
-15°		0.60	0.56	0.56	0.45	0.42	0.44	0.33	0.32	0.36	0.23	0.23	0.31
0		0.49	0.45	0.43	0.33	0.30	0.30	0.22	0.20	0.21	0.13	0.13	0.15
15°		0.41	0.37	0.34	0.24	0.21	0.21	0.13	0.12	0.12	0.06	0.06	0.06
30°		0.34	0.29	0.27	0.17	0.14	0.13	0.07	0.05	0.05	0.01	0.01	0.01



II.2.f Comparaison entre les différentes méthodes de calcul statique

Dans sa thèse de doctorat, Visone [16], a fait une comparaison entre les différentes méthodes de calcul, sous forme des représentations graphiques des résultats obtenus à partir de l'application des différentes théories (figure 2.7). Il a noté que les coefficients de pressions actives des terres, ne sont pas fortement affectés par l'angle d'interface δ , cette affectation diminue avec la diminution de la valeur de δ .

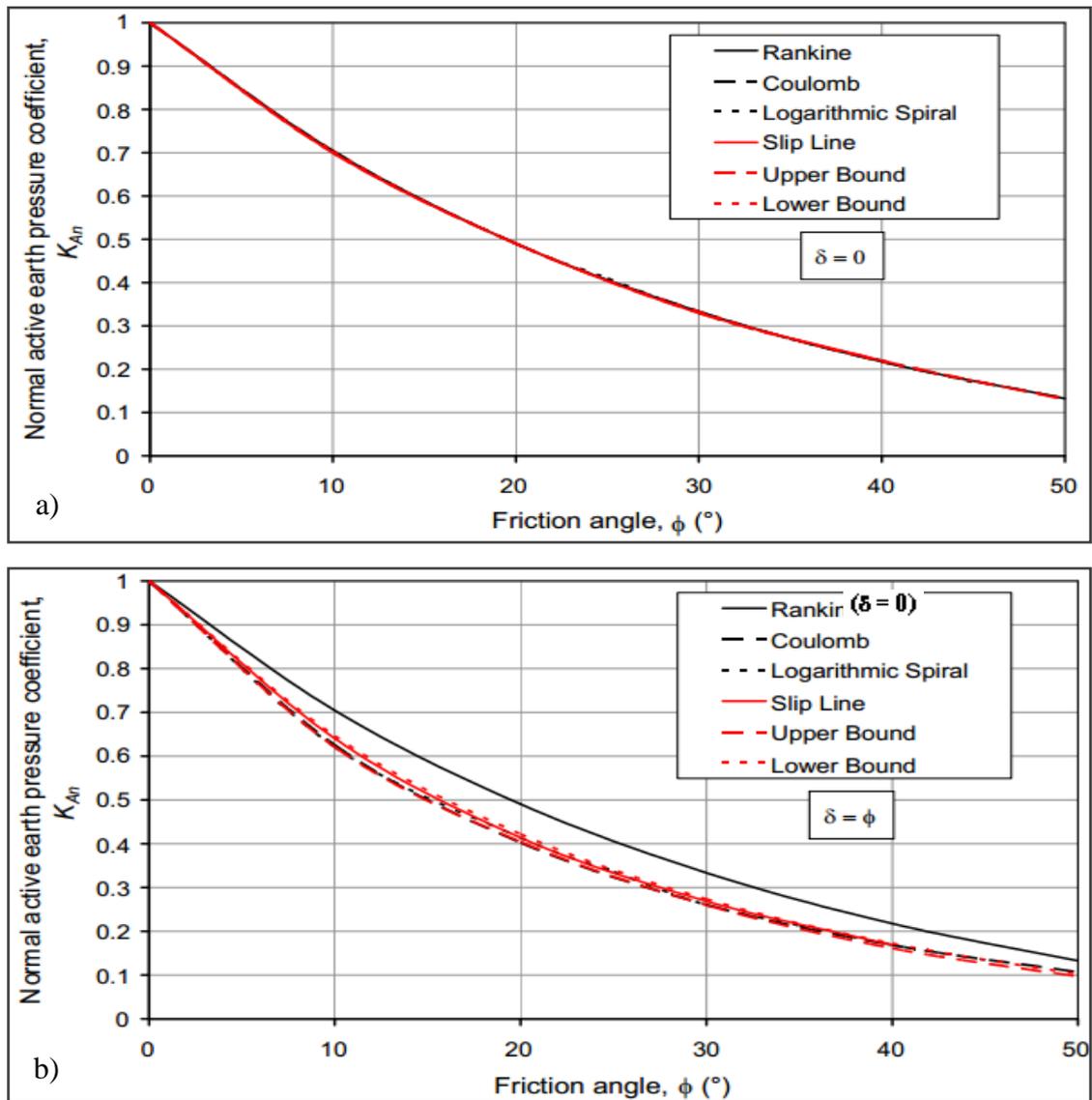
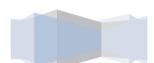
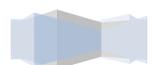


Figure 2.7: Comparaisons entre les coefficients K_{Ar} donnés par les diverses méthodes, pour un remblai horizontal soutenu par un mur vertical: a) $\delta = 0$; b) $\delta = \phi$, Visone [16].



II.3 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, et ainsi de suite, la grandeur de la résultante de poussée peut être facilement calculée.



Chapitre 3

CALCUL DYNAMIQUE DES PRESSIONS DES TERRES

III.1 Introduction

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols, est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci.

Les méthodes d'évaluation des pressions statiques des terres, sont essentielles pour la conception. Elles forment également la base des méthodes simplifiées, pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Ce chapitre décrit des procédures pour calculer les pressions des terres, en zone maintenant des structures soumises à des chargements statiques, ainsi à des chargements dynamiques.

Pour les chargements dynamiques, trois approches fondamentales sont décrites ; les méthodes analytiques, les méthodes numériques et les méthodes expérimentales.

Les méthodes analytiques sont basées sur la méthode de Mononobe-Okabe (Mononobe et Matsuo [17]; Okabe [18]). Des modifications basées sur l'approche de Mononobe-Okabe sont développées au plus tard ; Kapila [19], Nadim & Whitman [20], Richards & al [21], Choudhury [22], Visone & Santucci de Magistris [23]. L'utilisation d'une construction graphique, telle que celle de Coulomb ou Melbye, a été décrite par Kabila [19]. Ebeling & Morrison [9], ont donné un rapport détaillé traitant les méthodes de calcul des pressions actives et passives des terres, en cas statique et dynamique.

Des résultats fournis, en utilisant la méthode expérimentale pour la mesure des pressions de contact, entre le sol et les ouvrages de soutènement ; Ichihara & Matsuzawa [24], Matsuzawa et al. [25], Colas [26].

Des analyses numériques en utilisant des divers codes de calcul, ont été employées pour estimer les pressions actives des terres, citons ; Alampalli & Elgamel [27], Finn & al [28], Iai & Kameoke [29], Al-Homoud & Whitman [30], Harkness & al. [31], Green & Ebeling [32], Rouili & al [33], Bhattacharjee & Muralikrishna [34], Jesmani & Alirezanejad [35].



III.2 Pression active dynamique

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux:

- (1) Méthode analytique ; qui peut utiliser soit l'approche de calcul pseudo-statique, qui consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai, ou bien l'approche de calcul pseudo-dynamique qui repose sur la résolution d'une équation comprenant l'introduction des vitesses des ondes primaires et secondaires, pour estimer les valeurs des accélérations produites dans le massif du sol.
- (2) Méthode numérique ; l'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.
- (3) Méthode expérimentale ; cette méthode repose sur les essais expérimentaux, soit en vraie grandeur ou à partir des modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés).

III.2.a Méthodes analytiques

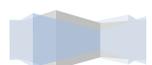
III.2.a.1 Approche de calcul pseudo-statique

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

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

III.2.a.1.1 Mononobe-Okabe (1926,1929)

Okabe [18], Mononobe & Matsuo [17], avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par $a_h = K_h \cdot g$, et une accélération verticale constante



donnée par $a_v = K_v \cdot g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai (figure 3.1). Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement.

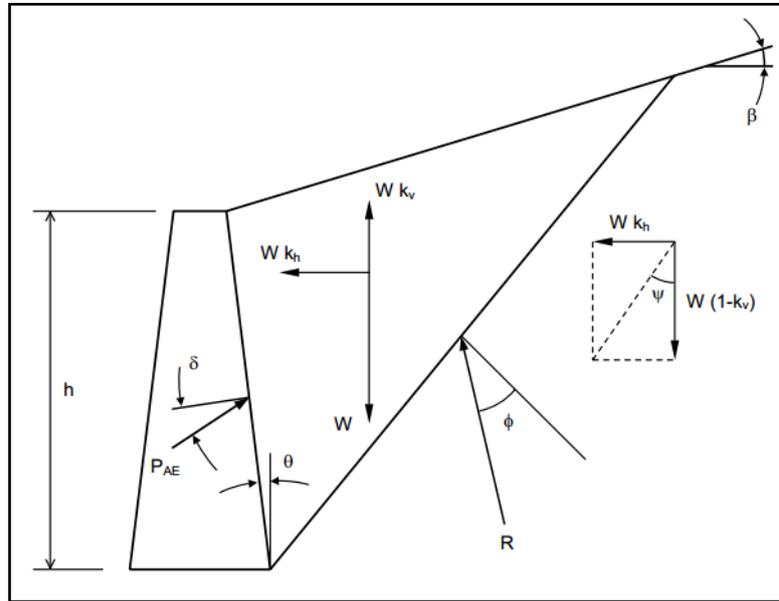


Figure 3.1: Approche de Mononobe-Okabe.

La relation de Mononobe-Okabe de P_{AE} pour un remblai sec, est donnée par:

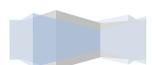
$$P_{AE} = K_{AE} \cdot \frac{1}{2} [\gamma_t (1 - K_v)] H^2 \quad (3.1)$$

elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H. Le coefficient de poussée dynamique, K_{AE} est égal à :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.2)$$

et l'angle d'inertie sismique ψ égal à :

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right] \quad (3.3)$$



L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (2.15) devient

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \quad (3.4)$$

La surface plane de glissement se prolonge du talon du mur vers le haut dans le remblai d'un angle α_{AE} avec l'horizontal donné par Zarrabi (1978) :

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi - \psi - \beta) + c_{1AE}}{c_{2AE}} \right] \quad (3.5)$$

où ;

$$c_{1AE} = \left[\sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta)} \right] \left[\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta) \right] k$$

Avec $k = \left[1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\varphi - \psi - \theta) \right]$

et $c_{2AE} = 1 + \left[\tan(\delta + \psi + \theta) \right] \left[\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta) \right]$

III.2.a.1.3 Seed & Whitman (1970)

Une procédure simplifiée pour calculer la pression active dynamique des terres, sur un mur vertical maintient un remblai sec, est présenté par Seed & Whitman [36]. Ils ont considéré un mur vertical ($\theta = 0$) supportant un remblai pulvérulent horizontal ($\beta = 0$) avec ($\varphi \leq 35^\circ$), ($\delta = \frac{\varphi}{2}$) et ($K_v = 0$), la force de pression active dynamique des terres est donnée par :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (3.6)$$

Où, l'incrément de cette force est donnée par :

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \quad (3.7)$$



Le coefficient de pression active dynamique des terres est égal à :

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (3.8)$$

où

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad (3.9)$$

En procédant la méthode simplifiée, K_A est calculé par l'équation (2.10). P_A agit à $\frac{H}{3}$ au-dessus du talon du mur, et ΔP_{AE} agit à une hauteur $0,6H$. P_{AE} agit à une hauteur, Y qui s'étend de $\frac{H}{3}$ à $0,6H$ (figure 2.9), calculée comme suit :

$$Y = \frac{P_A \left[\frac{H}{3} \right] + \Delta P_{AE} \left[0,6H \right]}{P_{AE}} \quad (3.10)$$

Des résultats fournis à partir des essais des tables vibrantes, effectués sur des modèles réduits des murs maintiennent des sables denses (Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura, [25]), montrent que ΔP_{AE} agit à une hauteur entre $0,43H$ et $0,58H$, selon le mode du mouvement du mur qui se produit pendant la secousse.

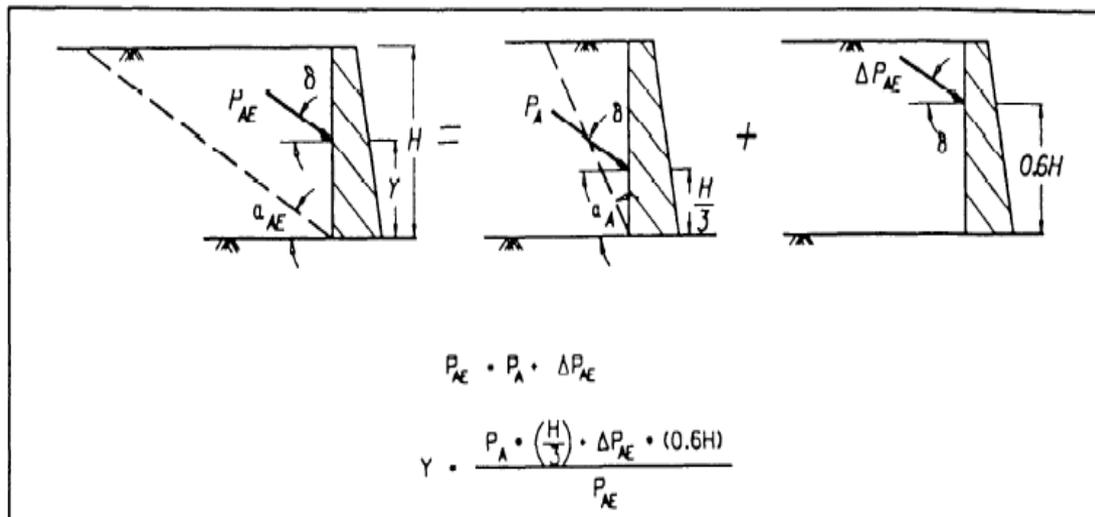


Figure 3.2: Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, Ebeling & Morrison [8].



III.2.a.1.4 Ortigosa (2005)

L'expression de Mononobe-Okabe ne prend pas la cohésion de sol en considération, ce problème a été traité par Prakash (1981), en utilisant la méthode du coin solide de Coulomb. Basé sur les expressions de Prakash, Ortigosa [37] a proposé de découpler la résolution du problème de la manière suivante:

1. Déterminant la poussée statique P_c , y compris la cohésion de sol c , avec la profondeur des fissures.
2. Déterminant la charge statique et sismique résultante P_{ae} , avec l'expression de Mononobe - Okabe, en considérant $c = 0$.
3. Déterminant la poussée statique, P_0 , en posant $c = 0$.
4. Déterminant la composante de poussée sismique comme suit:

$$P_e = P_{ae} - P_0 \quad (3.11)$$

Donc, la résultante des poussées statique et sismique est donnée par :

$$P_{ec} = P_c + P_e \quad (3.12)$$

Plus récemment, Richards & Shi (1994) ont utilisé un modèle d'interaction entre l'élément de soutènement et le champ libre du mouvement sismique du sol dans lequel ils incorporent la cohésion.

III.2.a.1.5 Aldo Evangelista (2010)

Evangelista. A et al, 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 :

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (3.13)$$



$$\tau_v = k_h \times \gamma \times z \tag{3.14}$$

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:

$$\sigma_a = 2\overline{OC} - \sigma_v \tag{3.15}$$

$$\tau_a = \tau_v \tag{3.16}$$

Où

$$\theta = \tan^{-1}(k_h) \tag{3.17}$$

$$\overline{OC} = \sigma_v \left(\frac{1}{\xi}\right) \sqrt{1 + k_h^2} \tag{3.18}$$

$$\xi = \cos \theta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \theta} \tag{3.19}$$

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 (2).

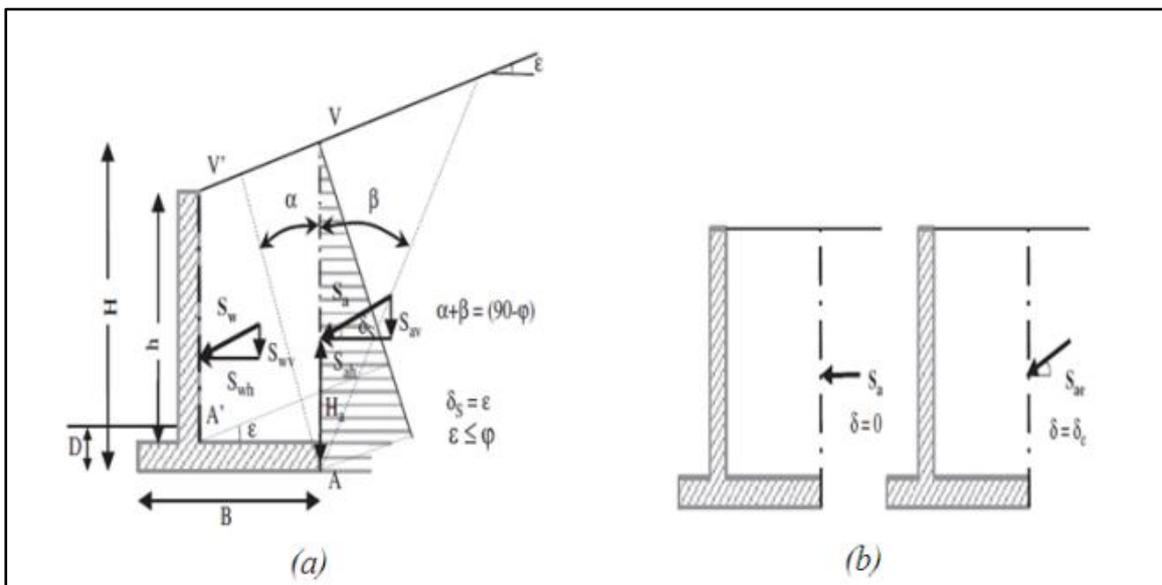


Figure 3.3: Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.



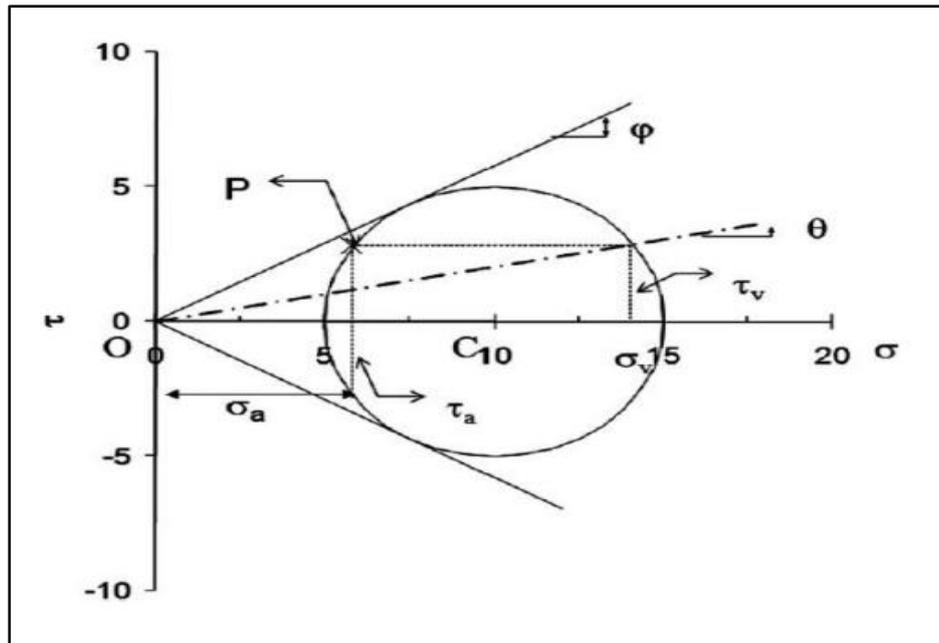


Figure 3.4: Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$.

Tableau 3.1. Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de φ et k_h pour $\varepsilon = 0$.

k_{ah}								
φ (deg.)	k_h	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

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.



Tableau 3.2. Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\varphi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h .

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

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.

III.2.a.2 Approche de calcul pseudo-dynamique

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

III.2.a.2.1 Steedman & Zeng (1990)

Steedman & Zeng [39], ont considéré une accélération horizontale harmonique d'une amplitude a_h à la base d'un mur cantilever fixé de sa base (figure 3.5), pour la simplicité, ils ont considéré que $\theta = \beta = k_v = 0$.

A la profondeur z_0 , l'accélération peut être exprimé par:

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \quad (3.20)$$



avec

ω : la fréquence angulaire

t : le temps d'excitation

V_s : la vitesse des ondes de cisaillement

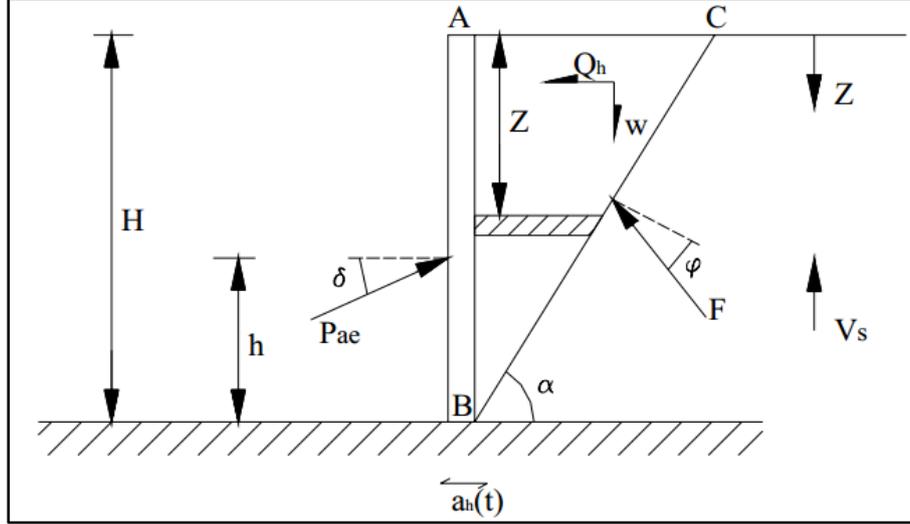


Figure 3.5: Le modèle considéré par Steedman & Zeng [35].

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

$$P_{ae}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.21)$$

Où ; la force d'inertie horizontale totale est donnée par :

$$Q_{ha}(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (3.22)$$

Avec

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} \quad (3.23)$$

$$\zeta = 1 - \frac{H}{V_s} \quad (3.24)$$

Le point d'application de la force sismique active est donnée par :

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (3.25)$$

Pour les fréquences basses, le point d'application de la force sismique est $h_d = H/3$

(Petite valeur de H/λ ; les mouvements de remblai essentiellement dans la phase). Pour les fréquences plus élevée, h_d se déplace vers le haut c-à-d $h_d > H/3$. Cette solution explique le



phénomène de la non uniformité de l'accélération dans la massif de sol mais elle néglige l'amplification dynamique.

III.2.a.2.2 Choudhury & Nimbalkar (2006)

Steedman et Zeng [39], n'ont pas considéré l'effet d'accélération verticale, ce problème a été corrigé par Choudhury [22], qu'ils ont réalisé une analyse pseudo-dynamique pour estimer la pression active au voisinage d'un mur de soutènement rigide (figure 3.6).

L'effet de variation de plusieurs paramètres, tel que l'angle de frottement interne du sol ϕ , l'angle d'interface δ , le temps d'excitation T , les coefficients sismiques horizontal et vertical K_h et K_v , les vitesses des ondes de cisaillement V_s et des ondes primaires V_p , sont considérés dans cette analyse.

Choudhury [22] ont fait aussi, une comparaison entre l'approche pseudo-statique et celle pseudo-dynamique.

Une surface de rupture plane BC, inclinée d'un angle α avec l'horizontal est supposée pour simplifier le problème analysé.

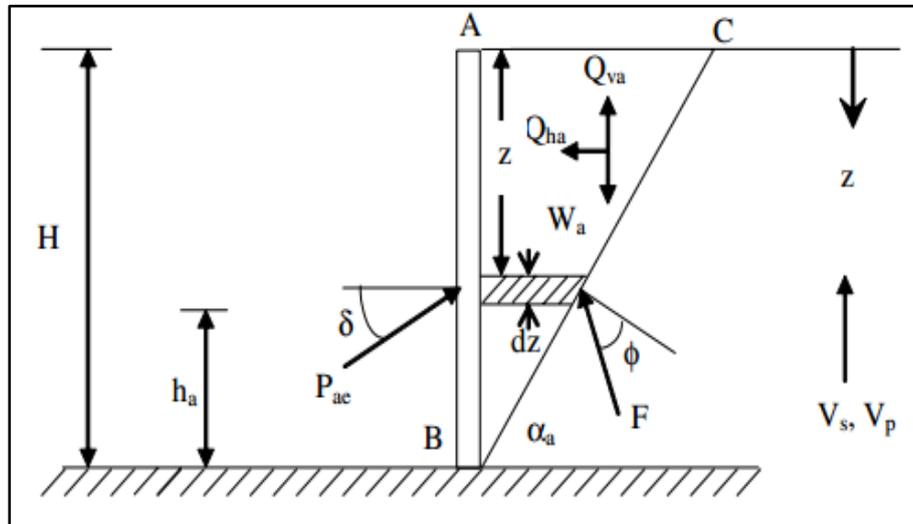


Figure.3.6: Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar [22].

La base est excitée par des accélérations harmoniques ; horizontale d'une amplitude a_h et verticale d'une amplitude a_v . À la profondeur z_0 , l'accélération horizontale est donnée par l'équation (3.12), et l'accélération verticale est donnée par :



$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_p} \right) \right] \quad (3.26)$$

La force d'inertie horizontale totale, est donnée par l'équation (3.14), et celle verticale est donnée comme suit :

$$Q_{va}(t) = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (3.27)$$

avec

$$\eta = \frac{2\pi V_p}{\omega} \quad (3.28)$$

$$\psi = 1 - \frac{H}{V_p} \quad (3.29)$$

La force active totale (statique et dynamique) résultante peut être obtenue en résolvant les forces agissantes sur le coin solide ; c'est-à-dire :

$$P_{ae}(t) = \frac{W_a \sin(\alpha_a - \varphi) + Q_{ha} \cos(\alpha_a - \varphi) + Q_{va} \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad (3.30)$$

avec

$$W_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha_a} \quad (3.31)$$

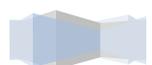
Choudhury [22], montrent que l'approche pseudo-dynamique est plus réaliste, puisque elle donne une distribution non-linéaire des pressions actives des terres, par rapport la méthode de Mononobe-Okabe (pseudo-statique), qui donne seulement une distribution linéaire; La pression passive est plus sensible à l'angle de frottement du mur par rapport la pression active.

Les pressions actives et passives calculées en appliquant la méthode pseudo-dynamique, sont petites par rapport à celles calculées en employant la méthode pseudo-statique.

III.2.b Méthodes expérimentales

La mesure des pressions de contact du sol et des ouvrages, reste un enjeu important pour le développement des études expérimentales en mécanique de sol. Généralement, on utilise de façon couplée, des capteurs de contraintes totales et des capteurs de pression interstitielle (piézomètres). On peut distinguer :

- les capteurs de mesure disposés à l'interface d'un massif de sol avec une structure, par exemple un soutènement ou une fondation superficielle ou profonde.



- les capteurs de mesure placés au sein d'un massif de sol, qui peuvent être installés dans un remblai ou foncés dans le terrain naturel.

Il existe des capteurs mesurant uniquement les pressions normales, et d'autres qui mesurent les pressions normales et tangentielles. Dans sa thèse de doctorat, Colas [26], décrit de façon détaillée le principe de la mesure des pressions totales. Pour le premier champ d'application (à l'interface), il présente différents types de capteurs et donne des exemples d'application sur chantier.

Dans son travail expérimental, il s'est concerné sur des essais à échelle réduite en laboratoire (figure 3.7) et en centrifugeuse (figure 3.8), d'une part, et a effectué une expérimentation en vraie grandeur sur chantier, la paroi moulée de la «Trémie Pasteur» à Rouen, Colas [26], d'autre part. Il a été possible de suivre le comportement de la paroi pendant son exécution et en redondance avec les mesures inclinométriques, de déterminer les moments fléchissant de la paroi d'une façon cohérente.



Figure.3.7: Dispositif d'un modèle réduit d'un mur de soutènement, Colas [26].



Figure.3.8: Dispositif d'un appareil centrifugeur, Colas [26].

Les résultats expérimentaux ont été satisfaisants, comme décrit par Rouili & al [33] (figure 3.9).

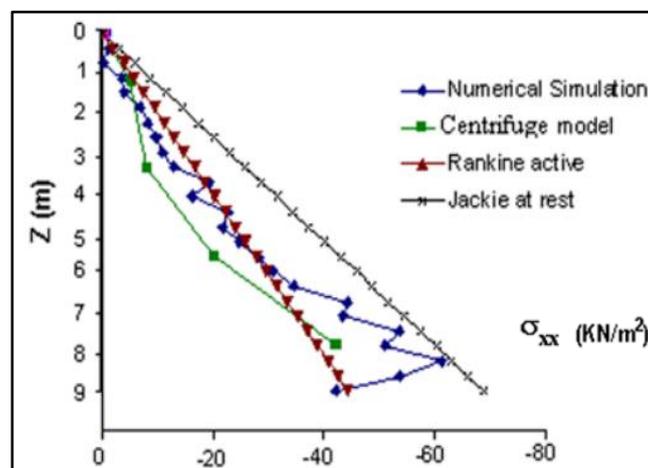


Figure.3.9: Pressions latérales agissantes sur un mur rigide de forme L, Rouili & al. [33].



Un bon exemple d'utilisation de cellules de mesure de la pression des terres, est donné par Ichihara & Matsuzawa [24], qui a suivi le comportement de nombreux quais dans le Port Autonome d'Hambourg en Allemagne. Contrairement aux capteurs étudiés par Colas [26], ces cellules en forme de bêche (figure 3.10), sont foncés dans le terrain naturel au fond d'un forage exécuté dans ce but. Les capteurs mesurent d'une part les contraintes totales régnant dans le sol et d'autre part, grâce à un piézomètre intégré, les pressions interstitielles au même endroit. La mise en place des capteurs est décrite par exemple par Ichihara & Matsuzawa [24].



Figure.3.10. Capteurs combinés de contraintes totales, Colas [26].

Dans le cadre d'une instrumentation courante, les capteurs de contraintes sont rarement utilisés. Pourtant, pour la vérification des hypothèses de calcul, la mesure «directe» des sollicitations du terrain ainsi que de la butée développée devant le pied de l'écran est le meilleur moyen actuellement disponible.

Au cours de la thèse de Colas [26]. Quatre murs en calcaire ont ainsi été construits sur une plateforme rectangulaire mobile et remblayés avec du gravier (figure 3.11), l'objectif étant de mesurer le déplacement du mur et la force agissante sur lui.



Figure.3.11: Dispositif expérimental des essais de Colas [26], sur mur en pierre sèche.



III.2.c Méthodes numériques

Cette approche est basée sur la résolution des équations d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, et des lois de comportement élastique ou élasto-plastique, et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Par ailleurs, il est possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

III.2.c.1 Rouili & al. (2005)

Rouili & al [33], ont développé un modèle numérique en utilisant le programme Plaxis v8, pour la simulation du comportement d'une structure rigide de soutènement en forme L (figure 3.12), supportant du sable. Pour la validation du modèle proposé, il est fait référence au comportement d'un modèle réduit testé en centrifugeuse.

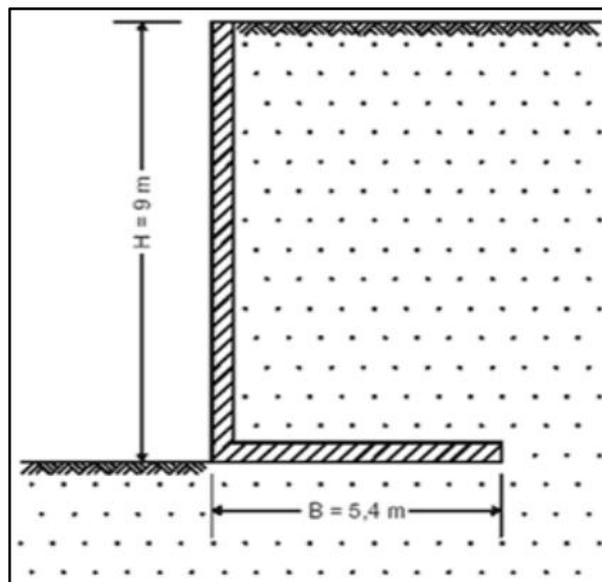


Figure.3.12: Prototype d'un mur de forme L, proposé par Rouili & al. [33].

Le modèle numérique proposé, a été utilisé pour prédire le comportement du prototype, et de vérifier la validité du concept de modélisation utilisé. En prenant en considération, la géométrie et les dimensions du modèle expérimental utilisé dans la centrifugeuse, le modèle adopté c'est « the hardening soil model ». Les résultats de la simulation numérique obtenus, en termes de mode et amplitude des déplacements du mur, sont très proches aux résultats mesurés expérimentalement, à partir de la table centrifugeuse. Une très bonne concordance a également



été obtenue, entre la pression latérale mesurée et celle calculée par le modèle numérique proposé, en comparaison avec l'approche classique (voir la figure 3.12).

III.2.c.2 Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)

Ils ont fait une simulation d'un mur gravitaire, comme il est montré sur la figure 3.13, sollicité par un séisme à l'aide du code FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

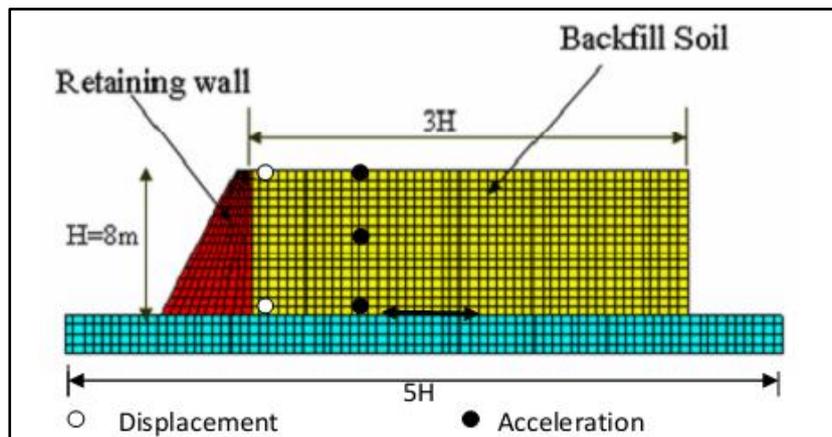


Figure.3.13: Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna [34].

Dans cette étude dynamique, ils considèrent un modèle de comportement élastique pour le mur, pour le sol ils considèrent le modèle de comportement de Coulomb-Mohr.

La comparaison des résultats de FLAC^{3D}, sont faites avec des résultats disponibles dans la littérature, pour calculer le déplacement permanent du mur. Les effets de l'accélération et de la fréquence, sur le déplacement permanent, et de la pression horizontale sur le mur sont étudiés. L'effet 3D sur le déplacement et l'effort horizontal, également sont étudiés en variant la longueur du mur.

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique sont raisonnables avec ceux du modèle analytique. Les déplacements horizontaux et les pressions horizontales varient, avec la variation de la fréquence de l'excitation. Dans cette simulation numérique, Ils ont observé que le déplacement horizontal augmente avec la diminution de la fréquence. La pression horizontale augmente de 50% pour un changement de 6Hz à 3Hz. La variation de la longueur du mur ne cause pas une différence significative du déplacement horizontal, d'amplification de RMSA (root mean square acceleration) et d'accélération, comme il est montré sur la figure 3.14.



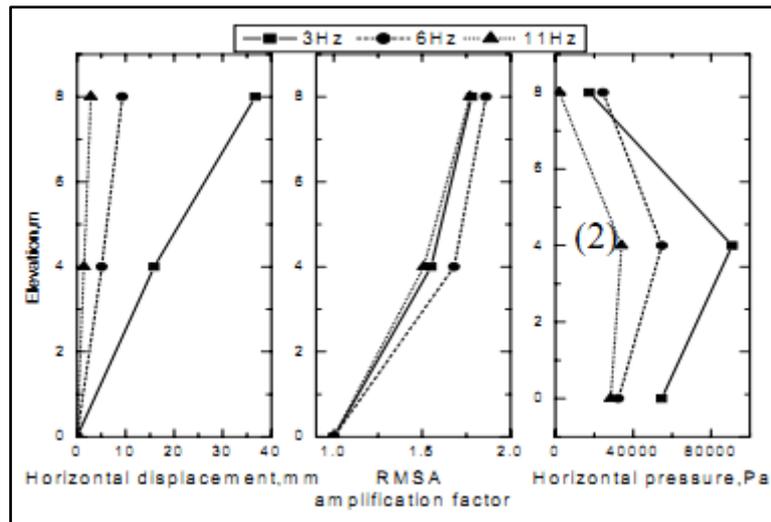


Figure.3.14: Variation du déplacement horizontal, *RMSA* et la pression horizontale, avec $K_r=0.3$ et $\zeta=5\%$, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna [34].

Le déplacement relatif à la base du modèle du mur augmente en augmentant la hauteur du mur, comme il est illustré sur la figure 3.15.

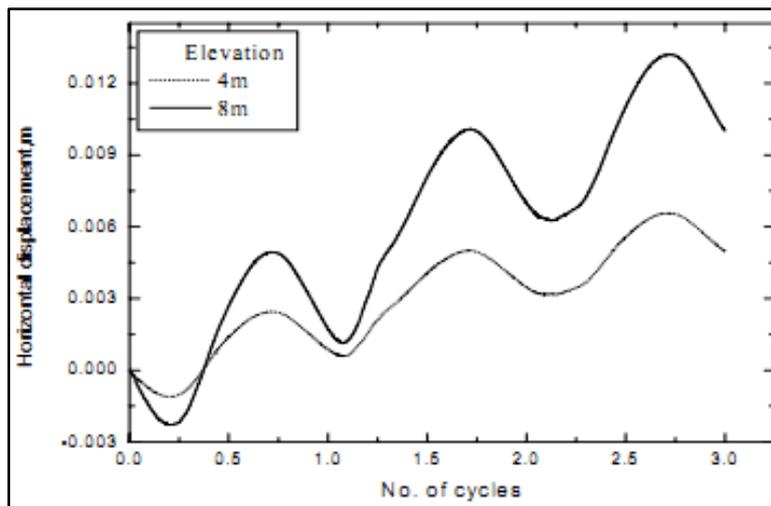


Figure.3.15. Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, Bhattacharjee & Muralikrishna [34].

III.2.c.3 Jesmani & Alirezanejad (2011)

Un modèle numérique en utilisant le code FLAC ^{2D}, (figure 3.16) est proposé par Jesmani & Alirezanejad [35]. Ils ont présenté une étude sur les valeurs du coefficient de pression latérale du sol pour l'état actif K_a , pour les sols pulvérulents et même cohérents. Ils ont montré que $K_a > 1$ au sommet de la paroi, en raison des fissures de traction dans le sol.



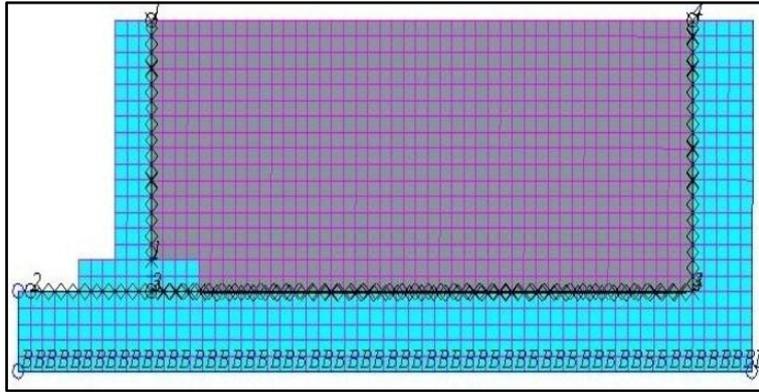


Figure.3.16: Modèle du système mur-sol en FLAC ^{2D}

proposé par Jesmani & Alirezanejad [35].

Dans cet article, la valeur du coefficient de pression latérale active dans le sol a été étudiée pour deux types de sols ; pulvérulent et cohérents, et les résultats suivants ont été obtenus:

- En augmentant l'angle de frottement, K_a se réduit pour les deux types de sol.
- L'augmentation d'accélération horizontale dans les deux types de sols, provoque l'augmentation de K_a , mais avec l'augmentation de l'accélération verticale pour les deux types de sol, provoque la diminution de K_a .
- La valeur du coefficient K_a , dans des sols cohérents est plus grande par rapport celle des sols pulvérulents.

III.2.d Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique

La figure 3.17, montre les valeurs des composants normaux des coefficients actifs, des pressions des terres, exercées sur des murs verticaux, maintiennent des remblais horizontaux, comparées avec les deux méthodes décrites précédemment.

Pour le cas actif et quand le mur est approximativement vertical, les valeurs de K_{AEH} obtenues par la méthode d'équilibre limite, et celle d'analyse limite, sont pratiquement identiques. Si l'angle de frottement interne du remblai est plus grand que zéro, la ligne de glissement est pratiquement plane.

Pour les murs lisses, la surface de glissement est pratiquement plane, et les différentes méthodes donnent des résultats presque identiques.



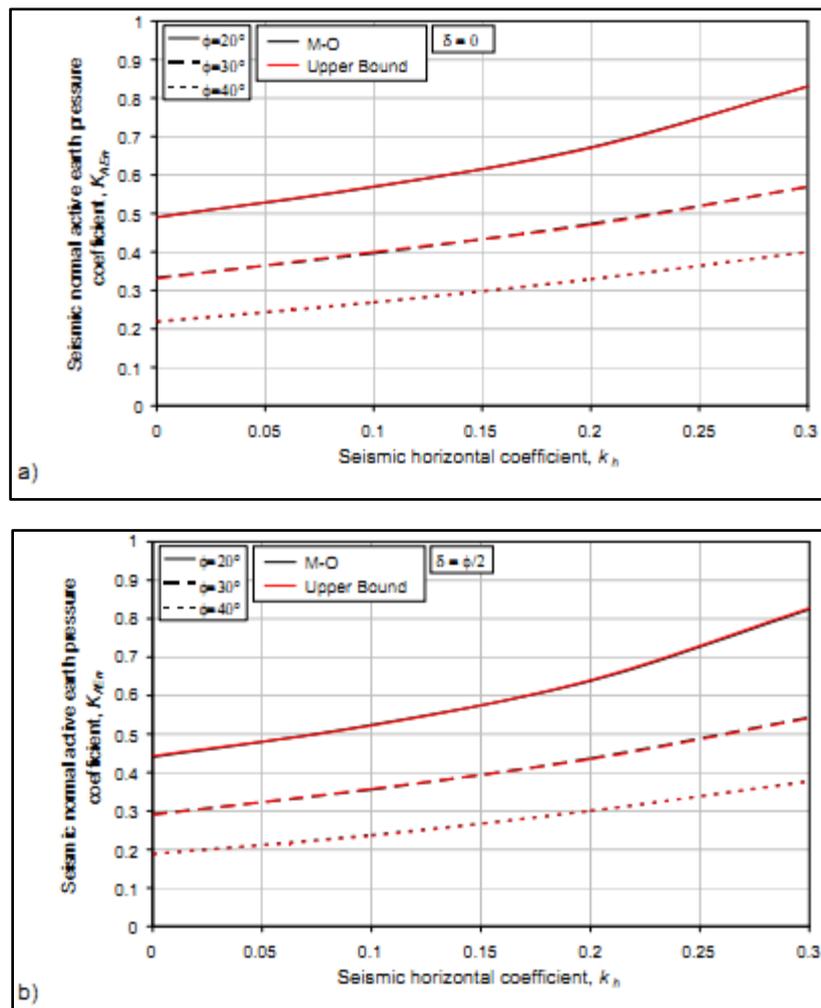
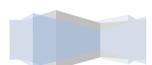


Figure.3.17. Comparaison entre différentes méthodes de calcul dynamique, Visone [23].

III.3 Conclusion

L'analyse pseudo-statique peut déterminer le point d'action de cette force le long du parement intérieur du mur.

La méthode d'équilibre limite et celle d'analyse limite sont pratiquement identiques, quand le mur est approximativement vertical et l'angle de frottement interne du remblai est plus grand que zéro, et la ligne de glissement est pratiquement plane. Pour les murs lisses, la surface de glissement est pratiquement plane et les différentes méthodes donnent des résultats presque identiques. Des essais expérimentaux et des analyses par éléments finis ou différences finis peuvent être employées pour estimer les pressions, les surpressions interstitielles et les forces dynamiques agissantes sur les murs, et elles donnent des résultats acceptables et réalistes par rapport ceux analytique.



Chapitre 4

PRÉSENTATION DE L'OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

IV.1 Introduction

La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique est un outil robuste, elle est en amélioration depuis les années soixante dix. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes de calcul numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure soit naturelle ou artificielle.

La géotechnique utilise une série de méthodes numériques, diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

PLAXIS ^{2D} est un code en éléments finis en deux dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, développé par PLAXIS BV des Pays Bas. Son nom est une combinaison de déformation plane et axisymétrique (Plane strain and axisymmetric). Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique, permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Ce code travaille sous Windows.

Il permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D, et se caractérise notamment par:

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Un générateur automatique du maillage;
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interaction sols-structure (éléments d'interface intégrés) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent ou transitoire) ;
- Calcul de consolidation ;
- Calcul de coefficient de sécurité (procédure phi/c réduction) ;
- Calcul en grandes déformations ;
- Calcul dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes) ;



- Plusieurs lois de comportement disponibles: linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

IV.2 Modélisation des murs cantilevers par PLAXIS

IV.2.a Modélisation du comportement du Sol

IV.2.a.1 Modélisation par PLAXIS V8.2

PLAXIS propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

- **Modèle élastique linéaire**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

- **Modèle de Mohr-Coulomb**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres: le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ .

- **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel, le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

- **Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression, pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous le premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, et même les sols mous, comme les argiles et les limons.

- **Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)**

C'est un modèle de type Cam-Clay, qui permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.



- **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model)**

C'est un modèle du deuxième ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

- **Modèle défini par l'utilisateur**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS.

Remarque

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (figure 4.1) comprend un ressort de raideur K (pour symboliser l'élasticité), et un patin de seuil S_0 .

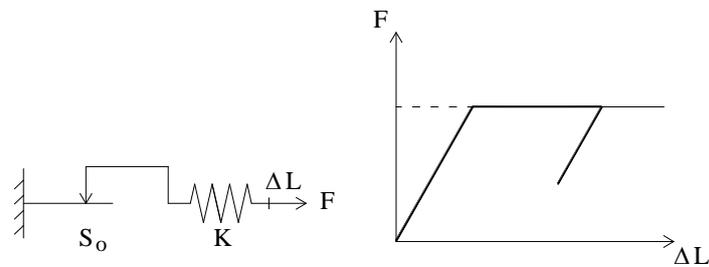


Figure. 4.1: Représentation monodimensionnelle du comportement élasto-plastique.

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont :

en élasticité ;	E	module d'élasticité de Young,
	ν	coefficient de Poisson,
en plasticité ;	c	cohésion,
	φ	angle de frottement,
	ψ	angle de dilatance.

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle sont représentés sur la figure 4.2.



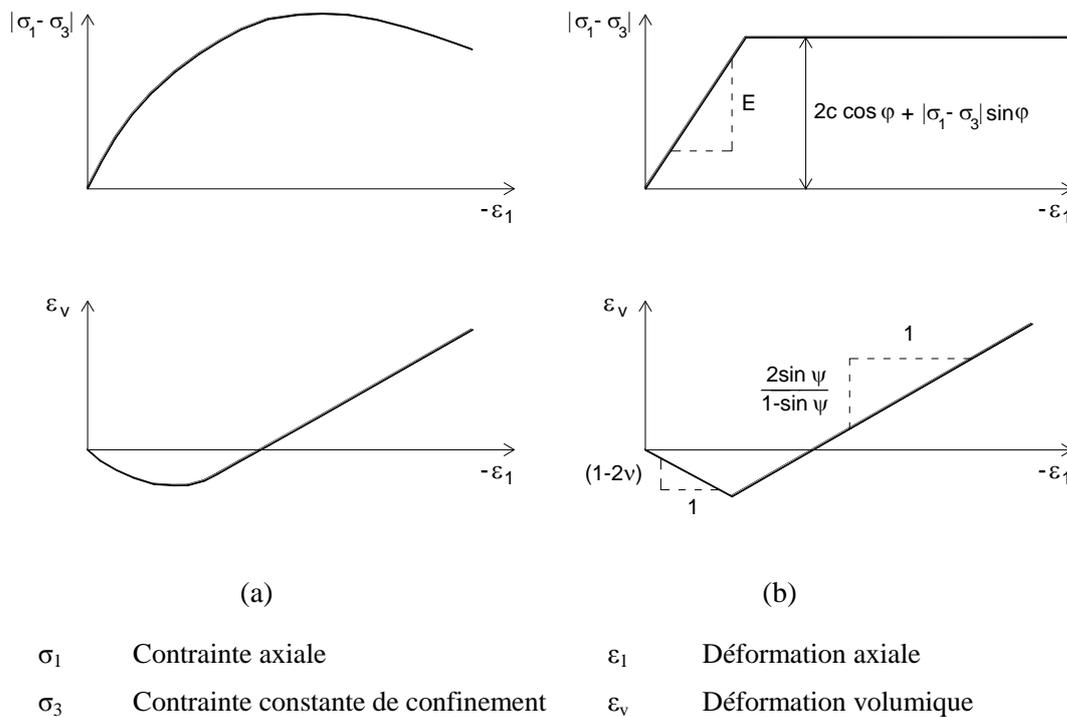


Figure. 4.2: Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).

IV.2.b Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Ils sont composées d'éléments "interface". La figure 4.3 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur cette figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une "épaisseur virtuelle", qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de Virtual thickness factor est 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique, et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.



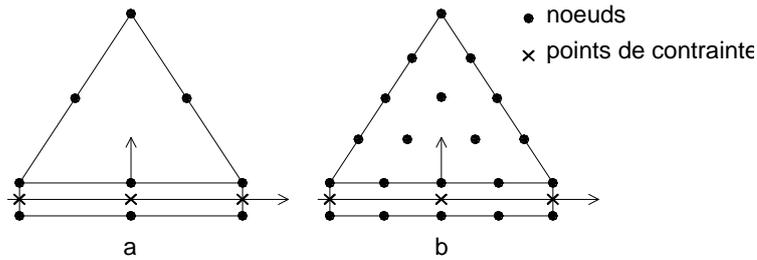


Figure. 4.3: Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol.

La matrice de rigidité des éléments d'interface, est obtenue en utilisant les points d'intégration de Newton-Cotes. La position de ces points d'intégration, (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à six nœuds, une intégration de Newton-Cotes avec trois points est utilisée, alors que les éléments d'interface à dix nœuds nécessitent cinq points d'intégration.

Réduction d'interface (R_{inter})

Un modèle élasto-plastique, permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique (où des petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces), et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire. Pour les interfaces, dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (4.1)$$

Et pour un comportement plastique, τ est donnée par:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (4.2)$$

Où ; φ_i et c_i sont, l'angle de frottement et la cohésion de l'interface.

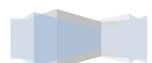
Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé, et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes:

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{sol} \end{cases} \quad (4.3)$$

Où ; $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

L'angle de dilatance est donné par la relation suivante :

$$\psi_i = \begin{cases} 0 & \text{pour } R_{inter} < 1 \\ \psi_{sol} & \text{pour } R_{inter} = 1 \end{cases} \quad (4.4)$$



Indications

- PLAXIS peut analyser des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur (voir Paramètres avancés).
- L'angle de dilatance ψ , est donné en degrés. Les couches très sur-consolidées et les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour les sables siliceux, on peut prendre $\psi \approx \phi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manuel, la valeur de R_{inter} peut être entrée manuellement. En général, pour des interactions réelles entre sol et structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est habituel de prendre une valeur approximative $R_{inter} = 2/3$ pour un contact sable-acier, et $R_{inter} = 1/2$ pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de $R_{inter} > 1$ ne devraient normalement pas être utilisées.

IV.2.c Modélisation de l'interface sol/béton

Les interfaces sol/béton démontrent toujours le comportement réduit de résistance, en ce qui concerne aux interfaces sol/sol. Pour cette étude un facteur de 1 est employé.

IV.2.d Maillage

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été agréé, afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs, et de vitesse optimale de résolution. A ces buts, le maillage a été densifié à proximité de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle.

Les limites du modèle sont déterminées de manière, à éviter toute interférence avec la zone d'influence « en termes de modification des états de contrainte et de déformation » de l'ouvrage.



IV.2.e Conditions aux limites

Les conditions imposées aux limites du modèle, sont des conditions en déplacement. Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales.

Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est tolérée sur la limite supérieure.

IV.3 Modélisation du séisme

IV.3.a Introduction

Le code PLAXIS 2D offre deux types d'analyse aux chargements séismiques :

- une analyse pseudo-statique, (En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante, pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique).
- une analyse dynamique, (par exemple à partir des accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une option du modèle dynamique complémentaire.

IV.3.b Étude dynamique

Le procédé pour exécuter une analyse dynamique avec PLAXIS, est de façon ou d'autre, semblable à celui pour une analyse statique. Ceci nécessite la création de la géométrie d'un modèle, génération de maillage, génération des contraintes initiales, définition et exécution du calcul, et par suite l'évaluation des résultats.

Les frontières verticales sont prises relativement lointaines de l'ouvrage. L'amortissement physique dans l'ouvrage et le sol est simulée au moyen d'amortissement de Rayleigh. Le tremblement de terre est modélisé en imposant un déplacement à la frontière inférieure. Avec l'unité standard de la longueur utilisée dans PLAXIS [m]. La démarche de fonctionnalité d'une analyse par PLAXIS est donnée par la figure 4.4.



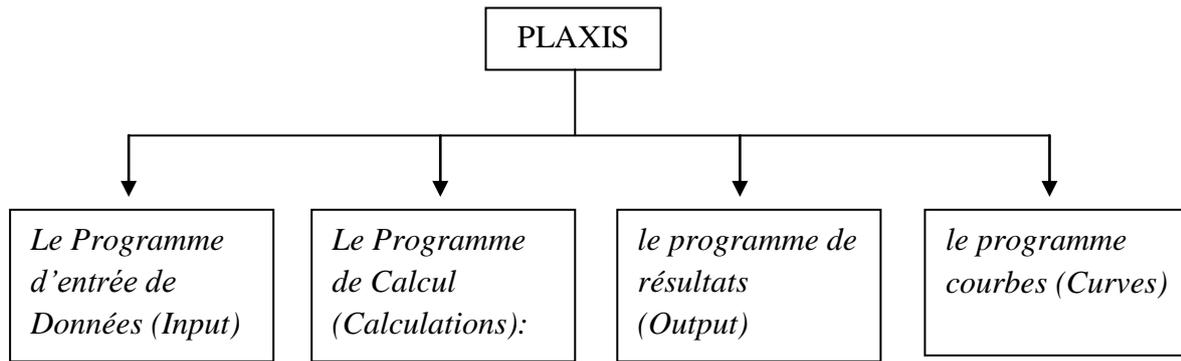


Figure. 4.4: Différents programmes de calcul en PLAXIS ^{2D}.

IV.3.b.1 Procédé pour exécuter une analyse dynamique

Dans les réglages généraux d'un nouveau projet, vous pouvez définir les conditions de base des analyses dynamiques que vous voulez exécuter. Des analyses dynamiques dans PLAXIS peuvent principalement être divisées en deux types de problèmes :

- Vibrations de simple-source.
- Problèmes de tremblement de terre (séisme).

IV.3.b.2 Problèmes de tremblement de terre (séisme)

Dans les problèmes de tremblement de terre, la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle, résultant aux ondes de cisaillement qui propagent vers le haut. Ce type de problèmes est généralement simulé avec un modèle de déformation plane. Notons qu'un modèle de déformation plane n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par conséquent il peut être nécessaire d'inclure l'amortissement matériel pour obtenir des résultats réalistes.

- Amortissement matériel de Rayleigh (alpha et beta).

La matrice C représente l'amortissement matériel. En réalité, l'amortissement matériel est provoqué par le frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Dans des formulations d'élément finies, C est souvent formulé en fonction des matrices de la masse et de rigidité comme suit:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (4.5)$$

Avec ; K : matrice de rigidité

M : matrice de masse



Si la contribution de M est dominante, par exemple ($\alpha_R = 10^{-3}$ et $\beta_R = 10^{-2}$), plus les fréquences basses sont amorties. Si la contribution de K est dominante, par exemple ($\beta_R = 10^{-3}$ et $\alpha_R = 10^{-2}$), plus les hautes fréquences sont amorties.

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh, α et β peut être déterminé au moins de deux données des constantes d'amortissement ξ_i , qui correspondent à deux fréquences de vibration ω_i . Le rapport entre α , β , ξ_i et ω_i peut être donné par :

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (4.6)$$

Cependant, si plus de deux paires de données sont disponibles, des quantités moyennes doivent être faites pour produire deux équations.

Si on suppose cet amortissement réduit identique aux 2 fréquences ($\xi_1 = \xi_2 = \xi$), (Combescurre, 2006), donc:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.7)$$

Pour notre cas, les valeurs de ces coefficients sont représentées sur la figure 4.5.

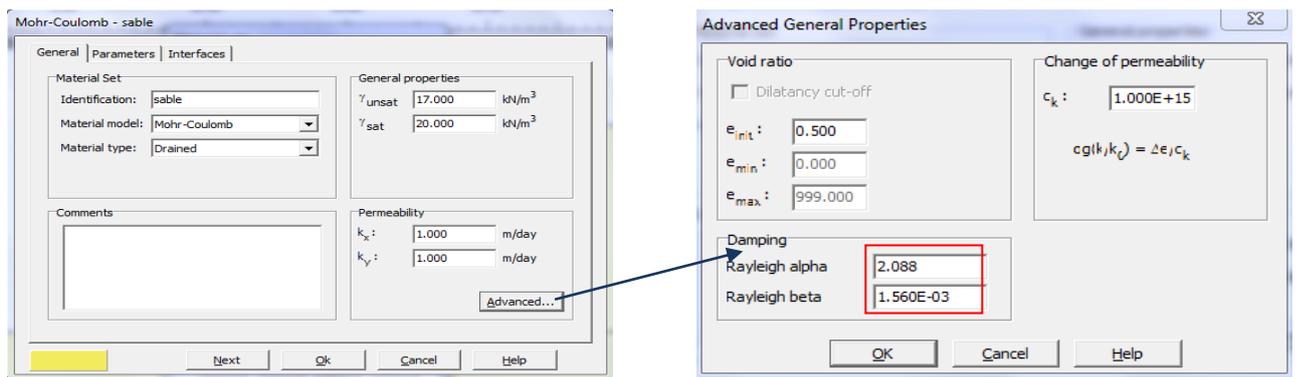


Figure. 4.5: Fenêtres d'entrée les coefficients d'amortissement de Rayleigh ; α et β .

Les données du programme d'entrée (Input), sont montrées sur la figure 4.6.

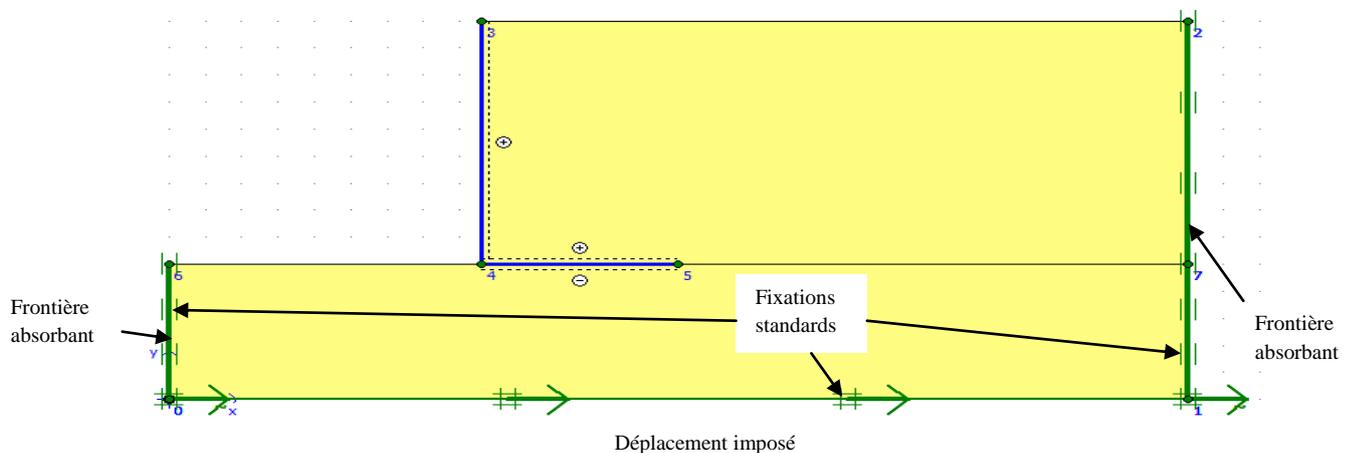


Figure. 4.6: Mode de création géométrique, avec les conditions aux limites statique et cinématique.



Le Programme de Calcul (Calculations)

- Choisisant l'analyse dynamique (General).

Dans le programme de calcul, des multiplicateurs sont utilisés pour activer les charges dynamiques. Quand l'option analyse dynamique est choisie, nous pouvons cliquer à la droite des multiplicateurs ΣM_{disp} , ΣM_{loadA} et ΣM_{loadB} . Cette option est seulement disponible si la charge correspondante est placée en tant que charge dynamique dans le menu de charges du programme d'entrée.

La charge active qui est employée dans un calcul dynamique est le produit de la valeur d'entrée de la charge, comme spécifique dans le programme d'entrée, et le multiplicateur dynamique correspondant de charge :

$$\text{Active load} = \text{Dynamic multiplier} * \text{Input value}$$

On s'intéresse dans notre étude à introduire les fichiers SMC

Fichier SMC

Le format de SMC (Strong Motion CD-ROM) est actuellement utilisé par le programme (U.S. Geological Survey National Strong motion) pour enregistrer des données des tremblements de terre et d'autres vibrations fortes. Dans les fichiers de SMC, des données sont données pour chaque 0.005s (200 valeurs par seconde). L'information en-tête est conçue pour fournir à l'utilisateur des informations sur le tremblement de terre et l'instrument enregistreur.

La plupart des fichiers de SMC contiennent des accélérations, mais elles peuvent également contenir la série de vitesse ou de déplacement et les spectres de réponses. On lui recommande vivement d'employer les articles de données corrigés de tremblement de terre.

IV.3.c Étude pseudo-statique

- Gravité et accélération

La direction de la gravité est fixée à -90° , ce qui correspond à la partie négative de l'axe des y. Il n'est pas nécessaire de donner une valeur pour la gravité, car elle est implicitement incluse dans les poids volumiques entrés par l'utilisateur. De cette manière, la gravité est contrôlée par le coefficient de charge totale relatif au poids des matériaux, ΣM_{weight} .

En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique. Les composantes sont exprimées comme fraction de l'accélération normale de la gravité g . L'activation d'une accélération additionnelle dans les calculs est contrôlée par les coefficients de charge M_{accl} et Σm_{accl} .



Maccel, Σ Maccel

Ces coefficients contrôlent l'amplitude des forces pseudo-statiques à partir des composantes d'accélération saisies dans la fenêtre General settings du programme Input. La figure 4.7 donne un aperçu des différentes combinaisons du poids du sol et de l'accélération.

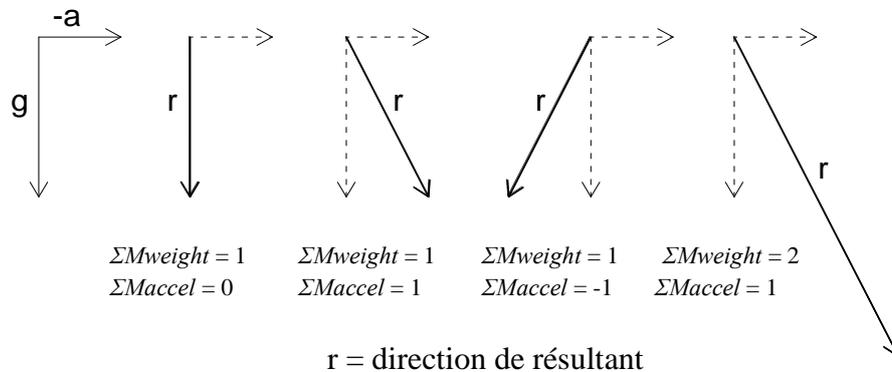


Figure. 4.7: Direction de la force résultante (r) selon différentes combinaisons de la gravité (g) et de l'accélération (a).

L'amplitude totale de l'accélération appliquée pendant le calcul est le produit des composantes de l'accélération et du paramètre $\Sigma Maccel$. Initialement, la valeur de $\Sigma maccel$ est fixée à zéro. Dans les calculs où «Loading input» est réglé sur «Incremental multipliers», $Maccel$ est utilisé pour indiquer l'incrément d'accélération pris en compte par le premier pas de calcul.

Les forces pseudo-statiques ne peuvent être activées que si le poids du matériau est déjà actif ($\Sigma Mweight = 1$). Pour $\Sigma Mweight = 1$ et $\Sigma Maccel = 1$, les forces gravitaires et les forces pseudo-gravitaires sont toutes actives.



IV.4 Conclusion

Comme tous les produits universellement utilisés, PLAXIS 2D en version V8, représente un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre permettant en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

Il se caractérise notamment par les fonctions les plus importantes «constructions par étapes» (Staged construction) est le type de chargement (Loading input). Grâce à cette fonctionnalité spéciale de PLAXIS, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet de donner une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, quelque soit une construction ou une excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie.



Chapitre 5

APPLICATIONS NUMÉRIQUES

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN MUR CANTILEVER SOUS SOLLICITATION SISMIQUE.

V.1 Introduction

Le but d'une simulation est de répondre à un processus réel possible. Pour cela, le modèle numérique doit prendre en compte la physique du problème et les paramètres mécaniques.

L'objectif de ce travail est l'étude de l'influence de quelques paramètres (géométrique, mécanique ou physiques) sur le comportement d'un mur de soutènement en béton armé sous chargement sismique. Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle plaxis 2D, on va essayer en premier lieu de le valider avec le modèle numérique proposé dans les travaux de ROULI et al [33]. En utilisant le code de calcul plaxis 2D.

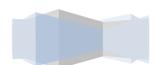
V.2 Validation d'un exemple de calcul

V.2.1 Les données géométriques

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur de soutènement en béton armé (en forme L) d'une hauteur de 9 m, et une base de 5.4 m de largeur avec épaisseur de 1.32 m, reposant sur une couche de sable ayant une épaisseur de 5 m et supportant un remblai d'une épaisseur de 9 m. La largeur du modèle est de 28 m. On va comparer les déplacements de mur avec ceux de la validation.

Pour l'étude paramétrique, on s'intéresse aussi à l'estimation des pressions dynamiques, le déplacement du mur.

La figure 5.1 représente les différents termes descriptifs de l'ensemble : mur, sol de fondation et le remblai, dans ce cas étudié. Les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau de remblai et de sol de fondation, ainsi que le terrain naturel sont récapitulées dans les tableaux 5.1 et 5.2 respectivement.



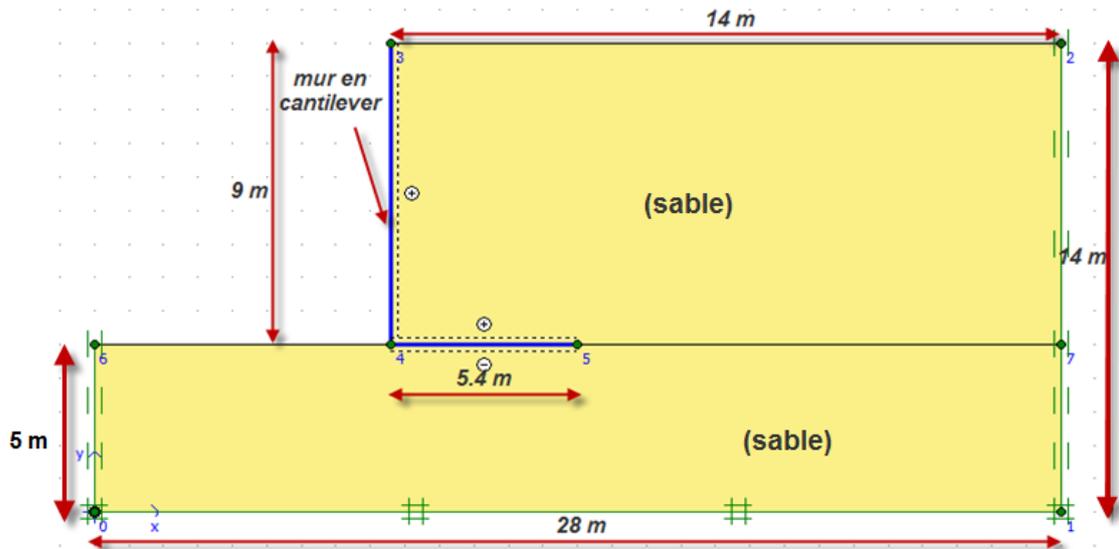


Figure 5.1: Modèle d'un mur de soutènement en béton armé.

V.2.2 Les données géotechniques

Les paramètres de sol, les caractéristiques du mur de soutènement et le descriptif du maillage, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.1. Paramètres de sol.

<i>Mohr-Coulomb</i>		Matériau: Sable
Type		<i>Drained</i>
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17.000
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.000
k_x	[m/jour]	1
k_y	[m/jour]	1
E_{ref}	[kN/m ²]	30000.000
ν	[-]	0.200
φ	[°]	32.00
c	[kN/m ²]	1.00
ψ	[°]	2.000
$R_{inter.}$	[-]	1.000
α	[-]	2.088
β	[-]	0.00156



Tableau .5.1. Caractéristiques du mur de soutènement.

Identificatio n	Type de matériau	E [kN/m ²]	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	α [-]	β [-]
Mur en béton armé sous forme L	Elastique linéaire	2.3E7	6.9E7	5.175E7	25	0.30	1E15	11.8	6.35E-04

Modèle : déformations planes

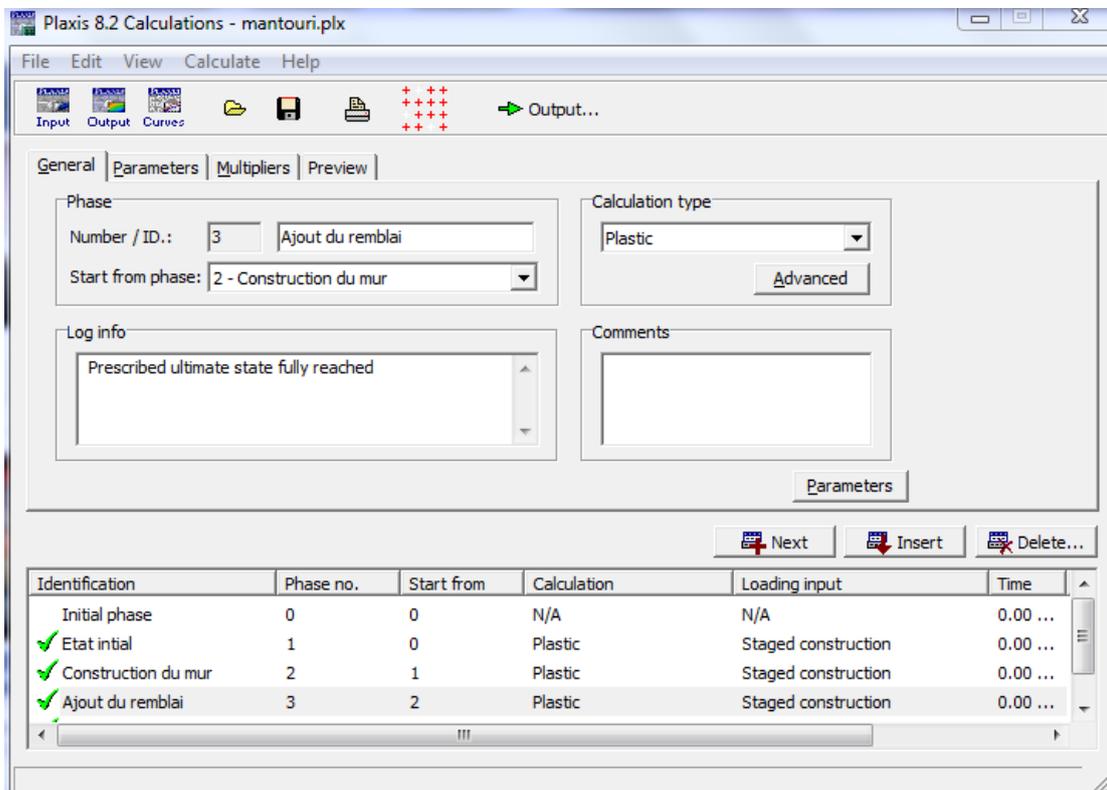
Éléments : 15 nœuds

Nombre des éléments = 485

Nombre des nœuds = 4144

V.2.3 Les phases de calculs

Le calcul est effectué en trois étapes (figure.5.2). La démarche de simulation du problème envisagé, consiste à utiliser la procédure de construction par étape.

**Figure. 5.2:** Les phases de calculs.

La **phase 1**, représente l'état initial (avant la construction du mur), comme il est indiqué sur les figures.5.3 et 5.4.

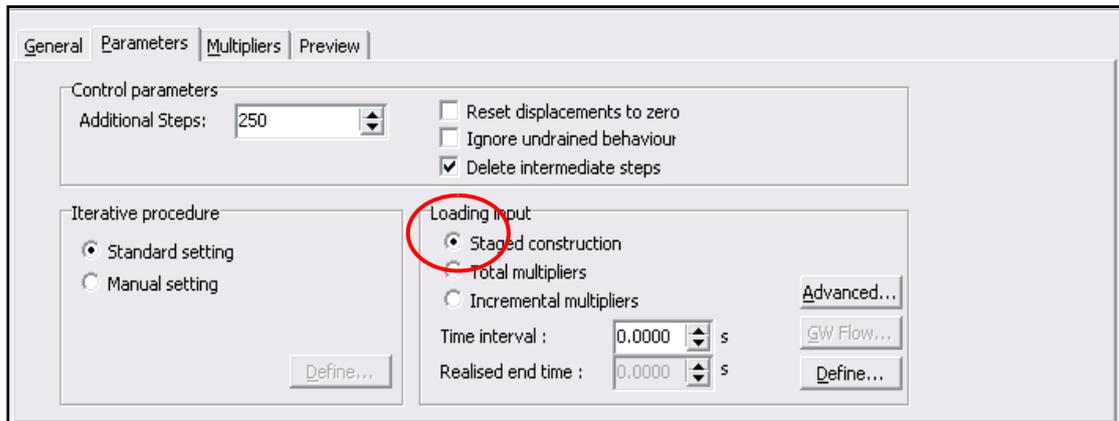


Figure. 5.3: Fenêtre correspondant à la construction par étape de la phase initiale.

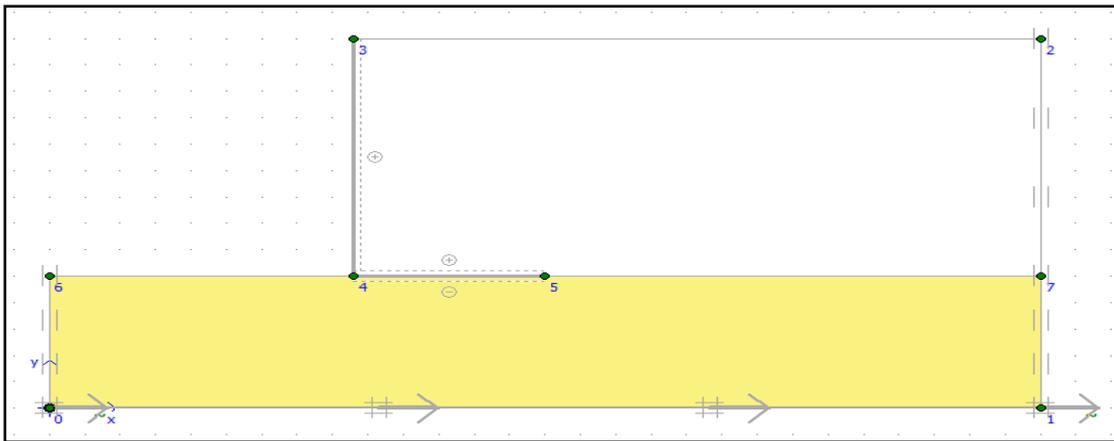


Figure. 5.4: Représentation numérique de la phase initiale.

La **phase 2**, représente la construction du mur, comme il est indiqué sur les figures.5.5 et 5.6

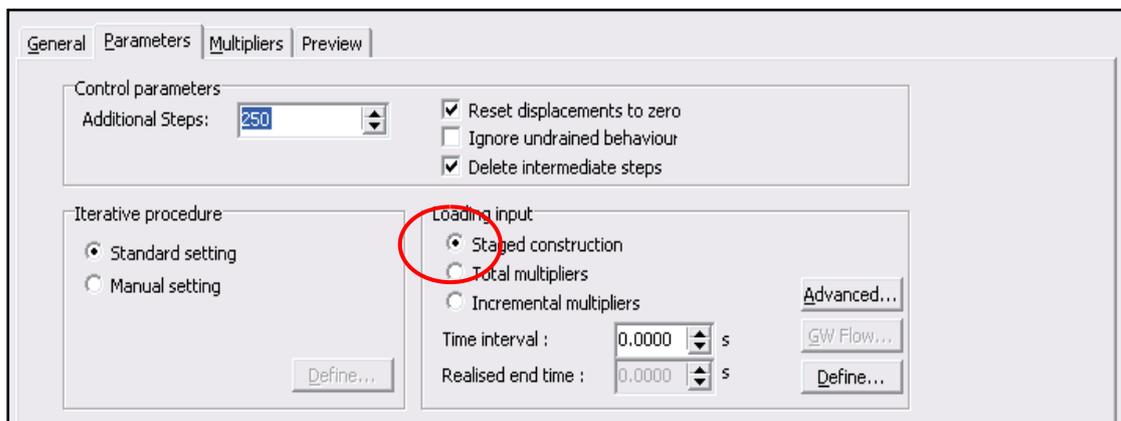


Figure. 5.5: Fenêtre correspondant à la phase de construction du mur.



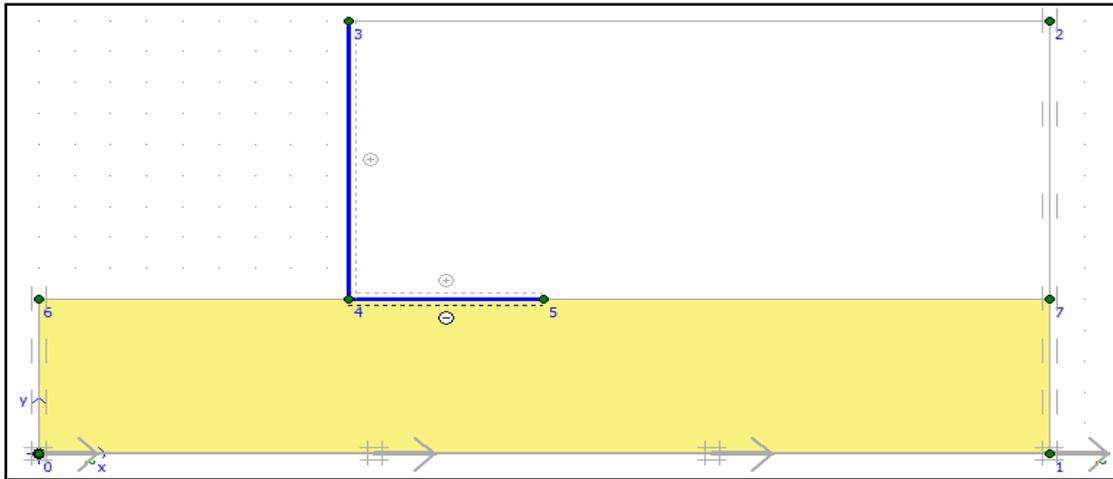


Figure. 5.6: Représentation numérique de la phase de construction du mur.

La **phase 3**, représente la pose du remblai, comme il est indiqué sur les figures.5.7 et.5.8.

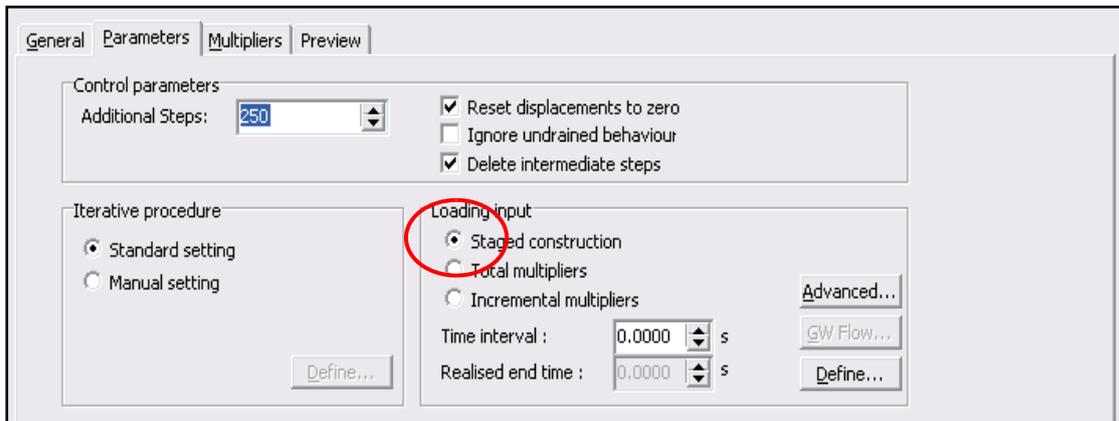


Figure. 5.7: Fenêtre correspondant à la phase de pose du remblai.

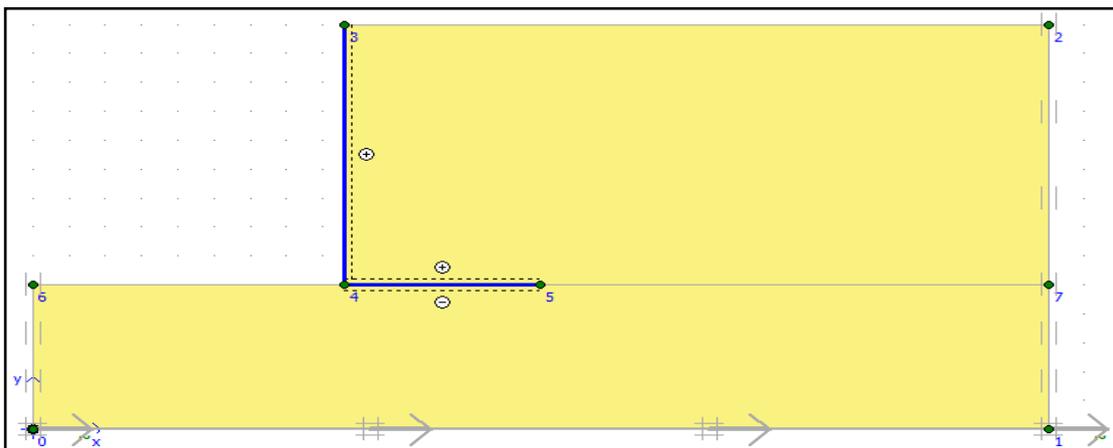


Figure. 5.8: Représentation numérique de la phase de pose du remblai.



V.2.4 Résultats des études

V.2.4.1 Mécanismes de rupture

L'étude du comportement du mur de soutènement, est traitée à l'aide d'un code en éléments finis (FEM, PLAXIS 2D). Les mécanismes de rupture développés numériquement tendent vers un mécanisme de renversement. La figure.5.9 montre la déformation du maillage.

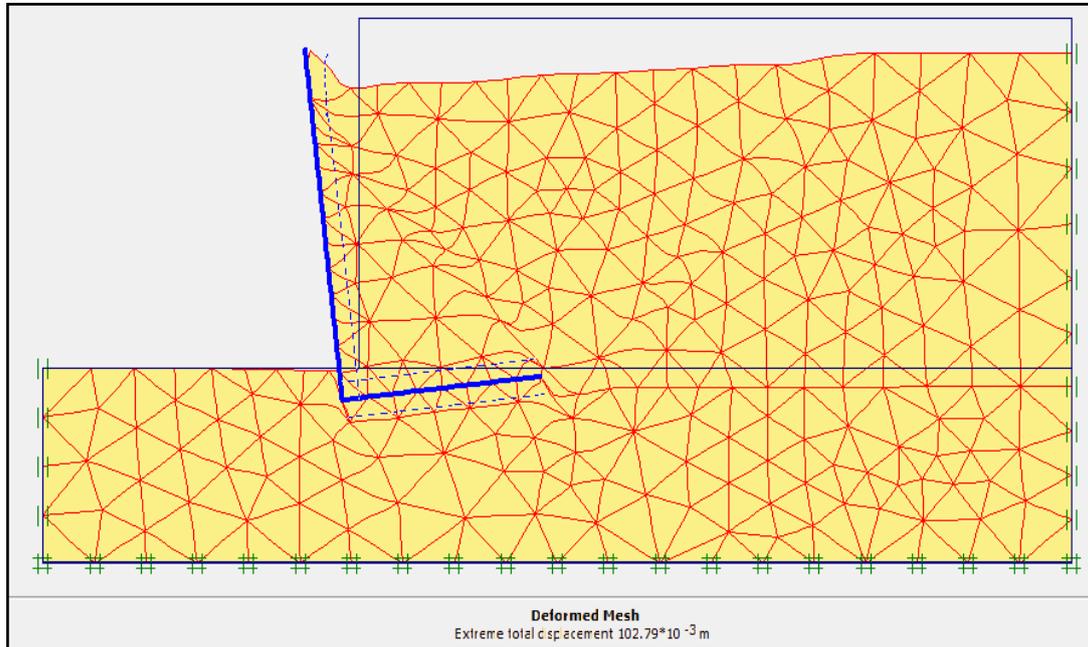


Figure. 5.9: Maillage déformé pour le problème.

V.2.4.2 Résultat de validation

Pour cette étude on a choisi le modèle ROUILI et al [33], en utilisant le code de calcul PLAXIS 2D et on va comparer nos résultats par rapport cette article.

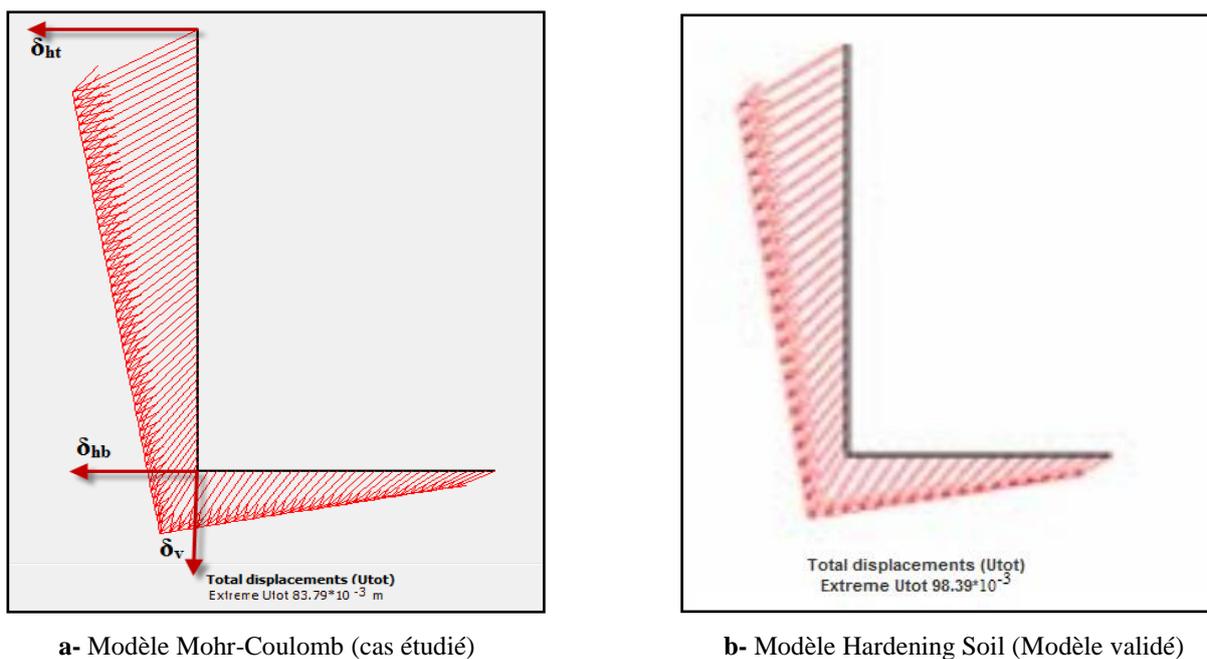
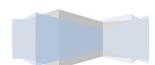


Figure. 5.10: Vecteurs de déplacement du mur de soutènement.



On observe à partir de la figure 5.10 des vecteurs de déplacement et une rotation du mur, ainsi on remarque que le déplacement au niveau du sommet du mur est plus grand que celui de la base. Le tableau 5.3 montre une comparaison entre les résultats des vecteurs de déplacement du mur, estimés par plusieurs approches.

Tableau.5 3. Comparaison entre les résultats des vecteurs de déplacement du mur de soutènement estimée par plusieurs approches.

	Modèle expérimental	Modèle de validation (modèle hardening soil)	Modèle étudié (modèle Mohr-Moulomb)
$\delta_{ht}(\text{mm})$	-73.8	-82.1	-73.4
$\delta_{hb}(\text{mm})$	-19.2	-27.5	-22.4
$\delta_v(\text{mm})$	-37.8	-36.0	-40.4

On remarque dans le tableau précédent qu'il y a une similitude entre les résultats fournis par notre étude (modèle Mohr-Coulomb) et les résultats du modèle expérimental ainsi que le modèle numérique de ROUILI et al [33] (modèle Hardening Soil). On constate que les résultats sont pratiquement les mêmes pour les trois approches.

V.3 Etudes Paramétriques

V.3.1 Introduction

Dans cette étude, on procède à l'effet des différents paramètres sur le déplacement du mur, sur les pressions latérales (totales et/ou dynamiques) agissant sur toute la hauteur du mur.

On a trois types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.
- Les paramètres géométriques.

Avant de commencer l'étude paramétrique on doit tout d'abord étudier le comportement du mur de soutènement sous l'action d'un chargement sismique.



Pour cette étude, La méthode dynamique directe (MDD) est utilisée en utilisant le code de PLAXIS2D, elle est appliquée à l'aide des accélérographes réels du séisme de Loma Prieta en Californie (1990), sous forme des fichiers SMC.

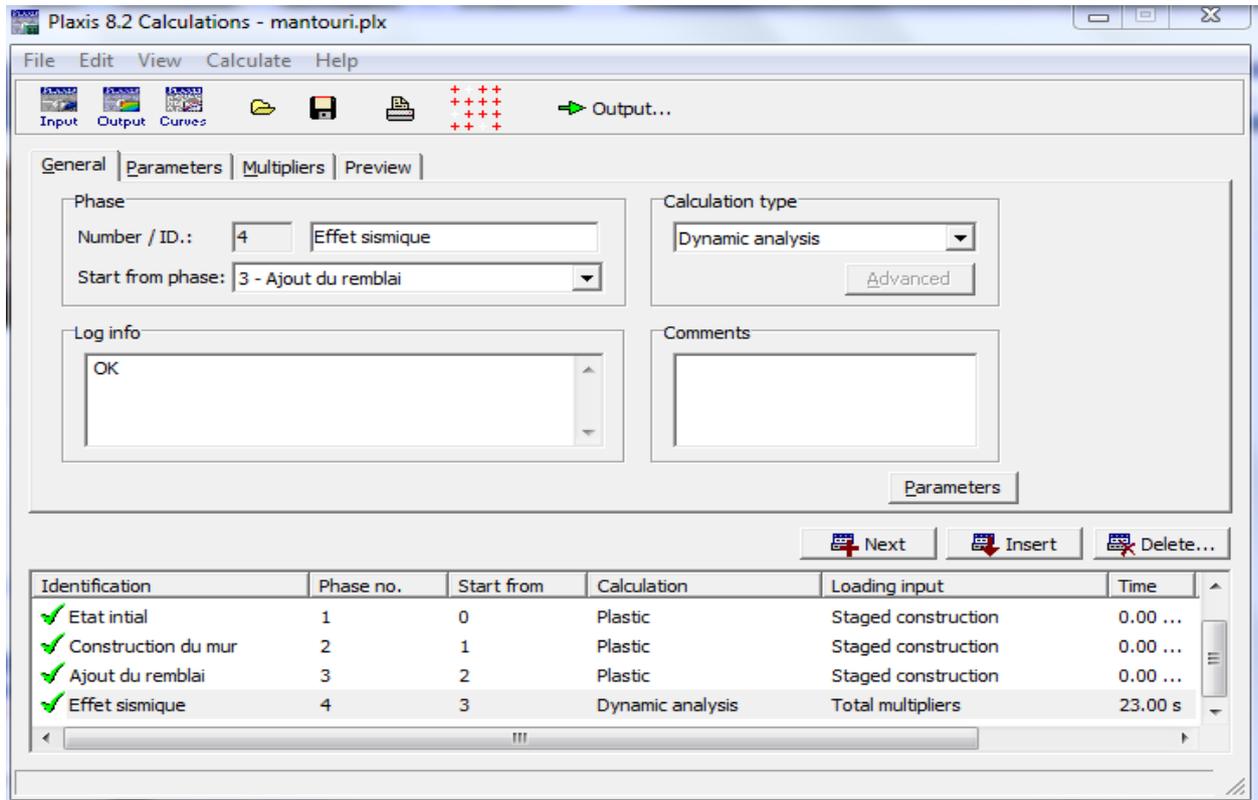


Figure. 5.11: Fenêtre correspondant à la phase de l'ajout de l'effet sismique.

La phase 4, représente l'application de la méthode dynamique directe, comme il est indiqué sur les figure.5.12 et 5.13.

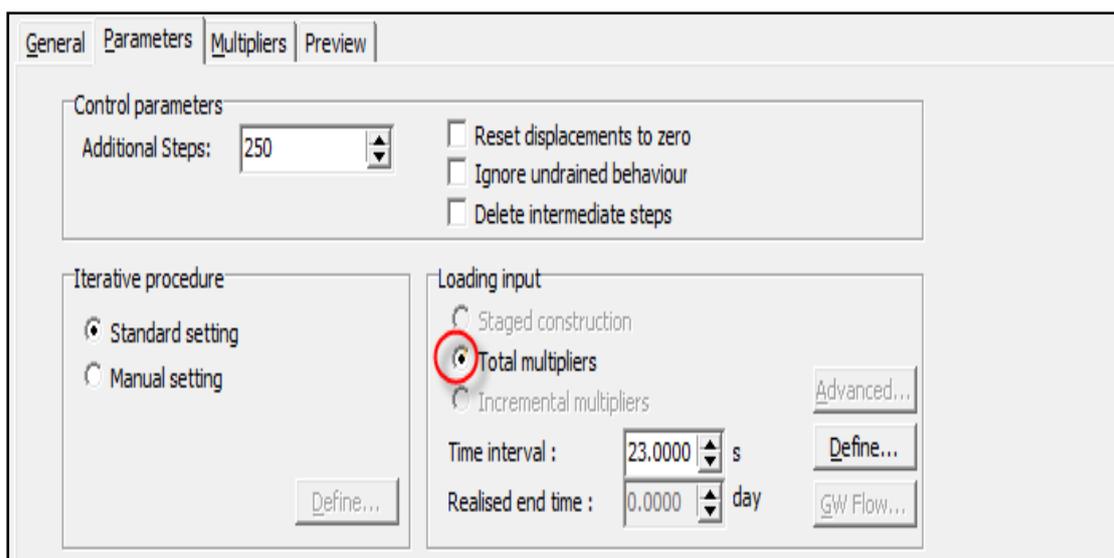


Figure. 5.12: Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique.



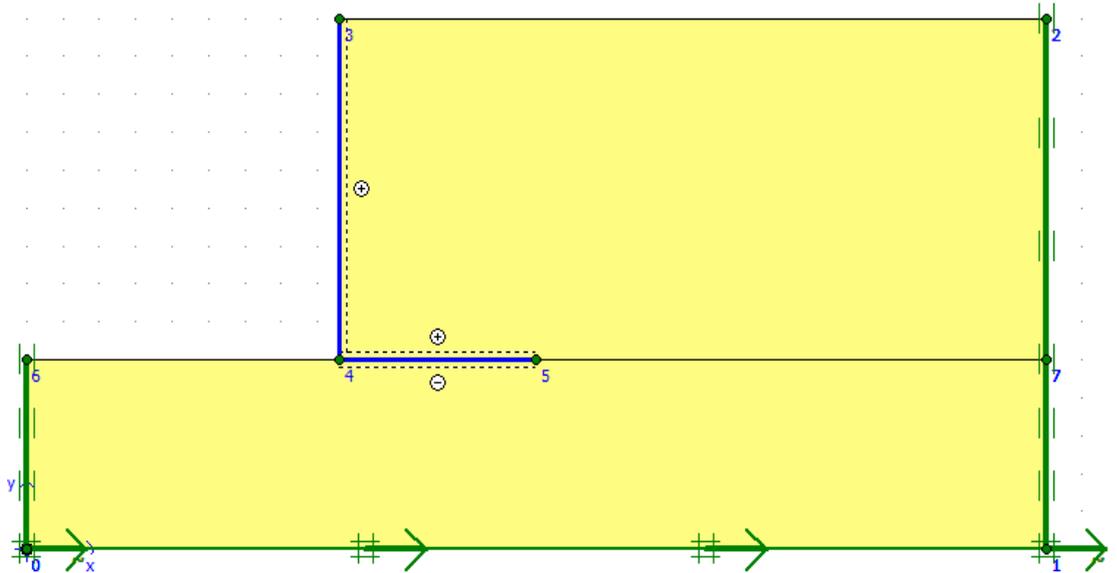


Figure. 5.13: Représentation numérique de la phase d'application de la charge sismique.

En cliquant sur l'icône "Define" à droite de la fenêtre précédente, nous obtiendrons les données d'un séisme.

Pour ce problème, un calcul dynamique sous le séisme réel existant dans la bibliothèque du logiciel d'une magnitude de 5.4 et un pic de $239.90 \text{ cm}^2/\text{s}$ (figure.5.14).

La durée totale de cette action est de 23 secondes.

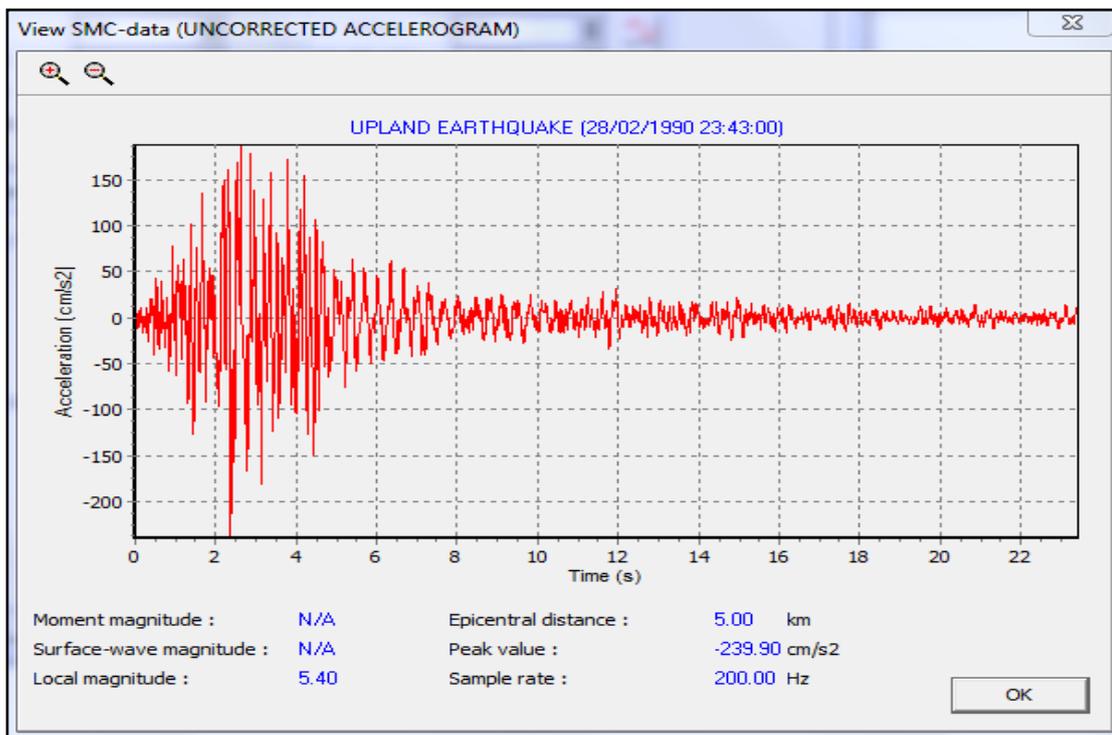


Figure. 5.14: Accélérogramme d'un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).



La figure 5.15 présente une comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres avec des solutions analytiques basées sur la méthode pseudo-statique, de Mononobe-Okabe. Les résultats montrent que les procédures de simulation par Plaxis 2D sont acceptables.

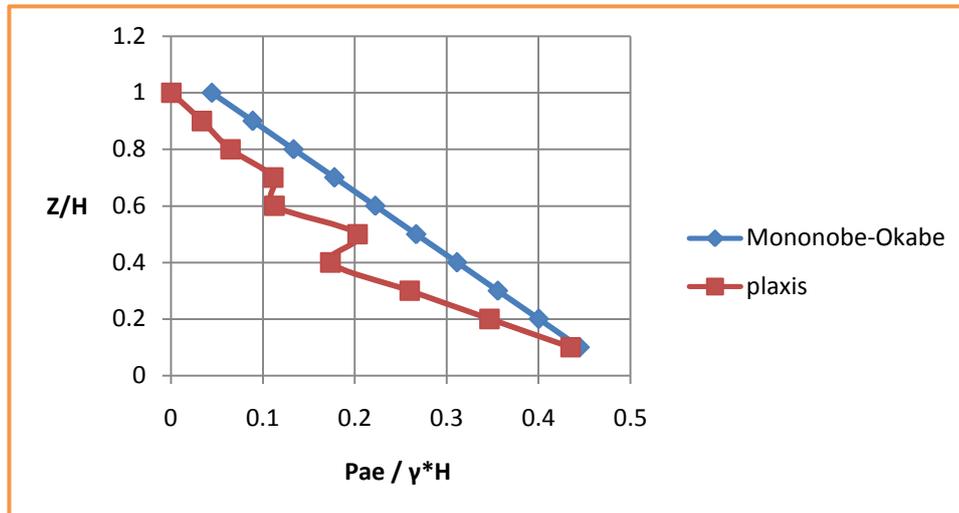


Figure. 5.15 : Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression totale active des terres.

V.3.2 Le paramètre de modélisation

V.3.2.1 L'élément

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

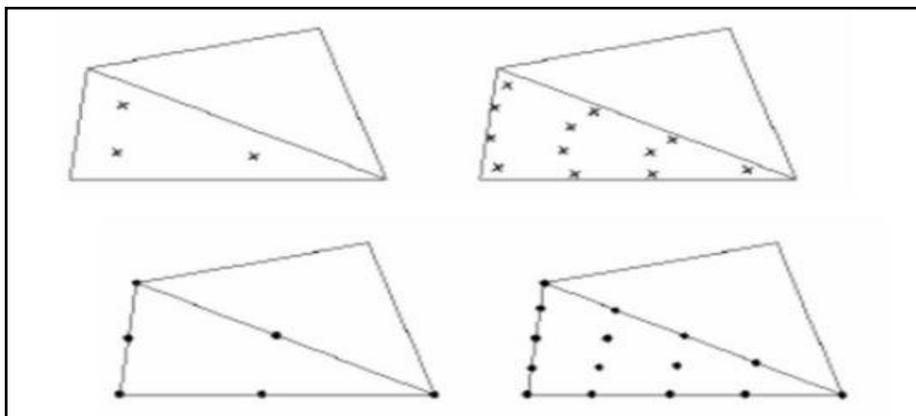


Figure. 5.16 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.



Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. On change les éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

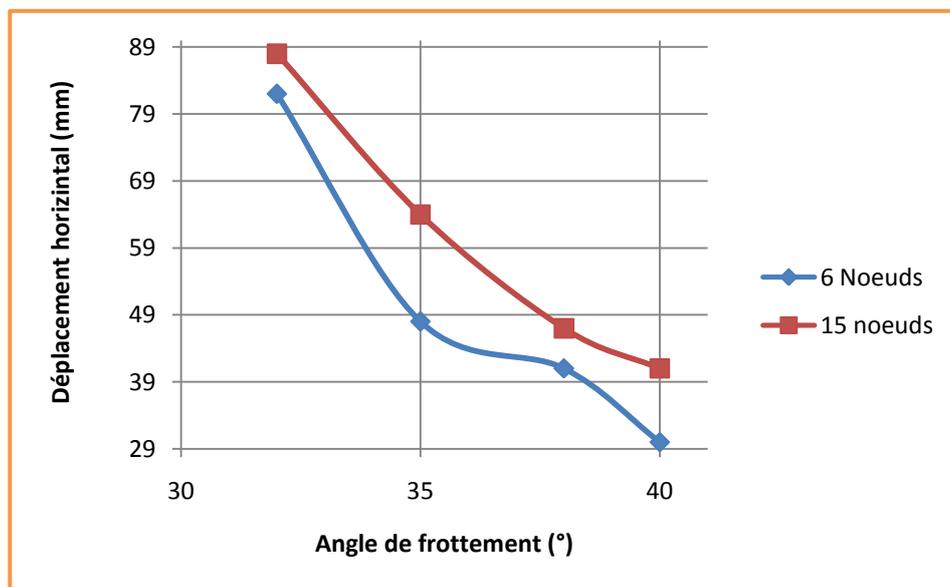


Figure. 5.17 : Déplacement horizontal en fonction de l'angle de frottement pour 6 et 15 nœuds

D'après la figure 5.17, on remarque que le déplacement horizontal diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement (φ) pour les deux cas : 6 nœuds et 15 nœuds. On peut également noter que l'élément triangulaire de 15 nœuds donne de meilleurs résultats en le comparant avec l'élément de 6 nœuds.



V.3.3 Les paramètres géotechniques

V.3.3.1 Influence de l'angle de frottement interne

Dans cette étude, on procède au calcul le déplacement horizontal et la pression latérale active pour différent angle de frottement interne du remblai ϕ (32° ; 35° ; 38° ; 40°). Concernant le chargement, on a appliqué un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).

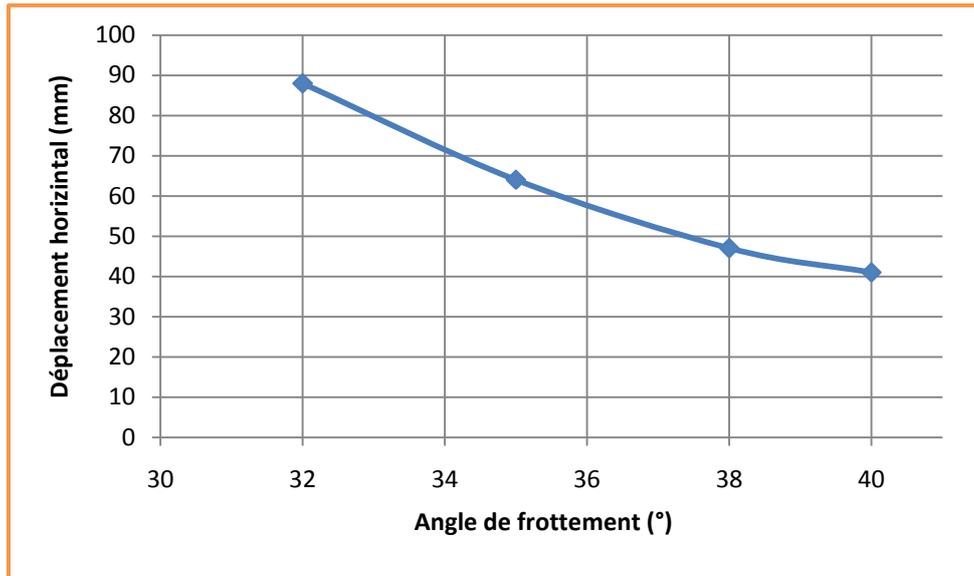


Figure. 5.18: Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal

La courbe de la figure 5.18, montre l'effet de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal. On remarque la diminution des valeurs du déplacement horizontal avec l'augmentation de l'angle de frottement.

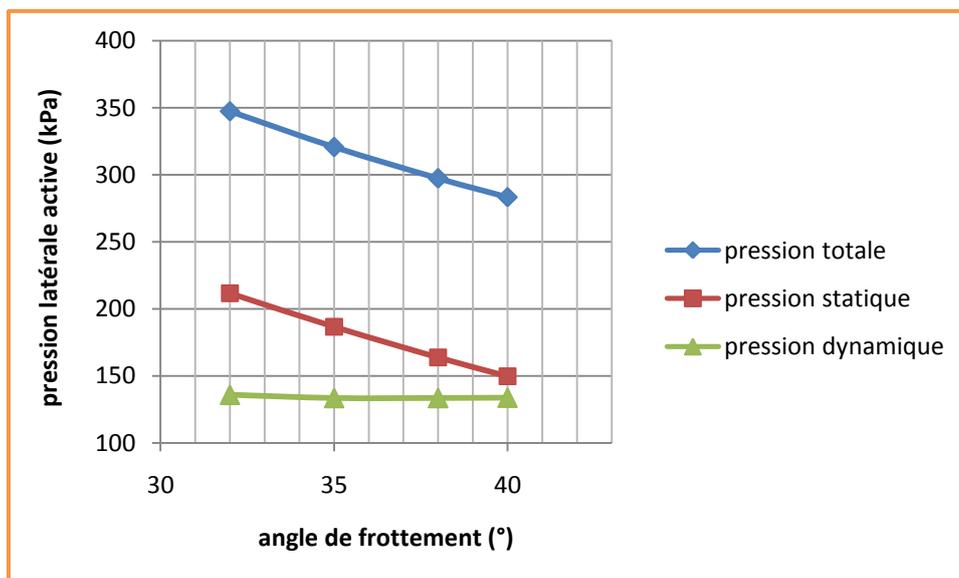


Figure. 5.19: Influence de l'angle de frottement sur la force latérale active.



La variation de la pression latérale active en fonction de l'angle de frottement est montrée sur la figure 5.19 pour les trois cas de pression: pression totale, pression statique et pression dynamique. À partir de cette figure, on remarque, pour les trois cas de pressions, que les valeurs de la pression latérale active diminuent avec l'augmentation de l'angle de frottement.

On peut également noter que la pression dynamique n'est pas affectée par le changement de l'angle de frottement.

V.3.3.2 Influence du poids volumique

Dans cette étude, on procède au calcul le déplacement horizontal et la pression latérale active pour différent valeurs du poids volumique du remblai γ (16 ; 17 ; 18 ; 19) Kn/m^3 . Concernant le chargement, on a appliqué un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).

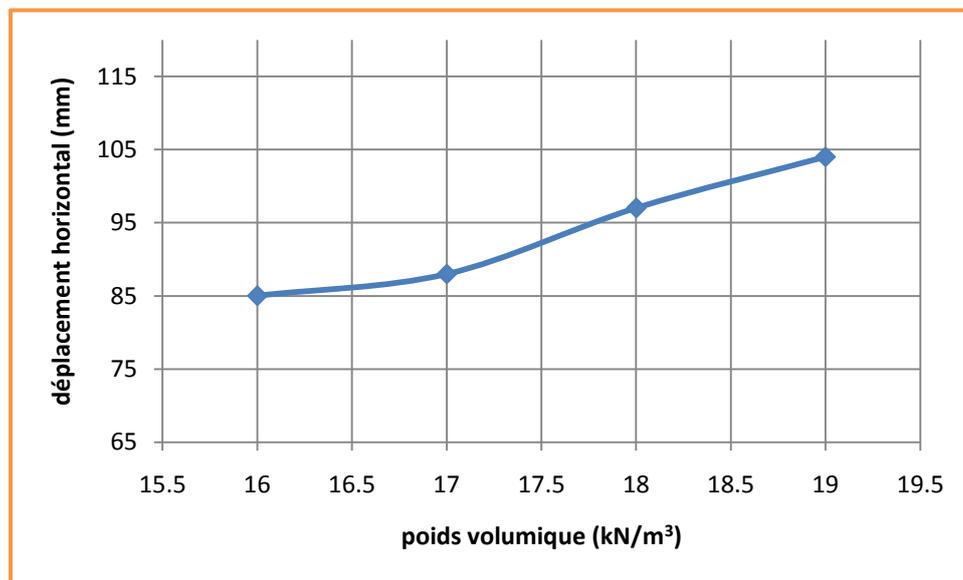


Figure. 5.20: Influence du poids volumique sur le déplacement horizontal

La courbe de la figure 5.20, montre l'effet du poids volumique sur le déplacement horizontal. On remarque que les valeurs du déplacement horizontal augmentent avec l'augmentation du poids volumique.



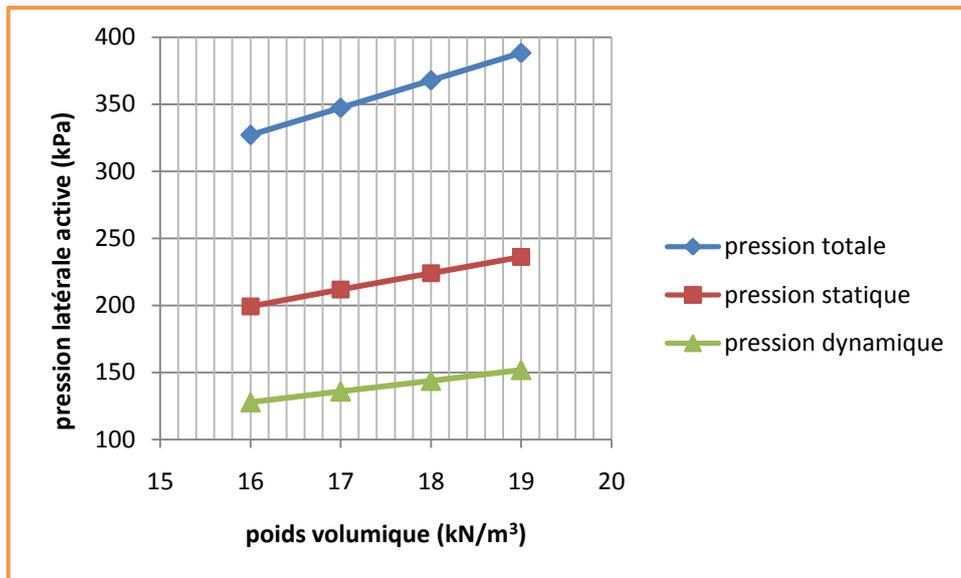


Figure. 5.21: Influence du poids volumique sur la pression latérale active.

Les courbes de la figure 5.21 représentent l'influence du poids volumique sur la pression latérale active pour les trois cas de pression: pression totale, pression statique et pression dynamique. On constate que les trois courbes ont la même allure et que les valeurs de la pression latérale active augmentent avec l'augmentation du poids volumique.

V.3.3.3 Influence de l'interface

Dans cette étude, on procède au calcul le déplacement horizontal et la pression latérale active pour différent valeurs d'interface entre sol/mur R_{inter} : 0.7 ; 0.8 ; 0.9 ; 1. Concernant le chargement, on a appliqué un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).

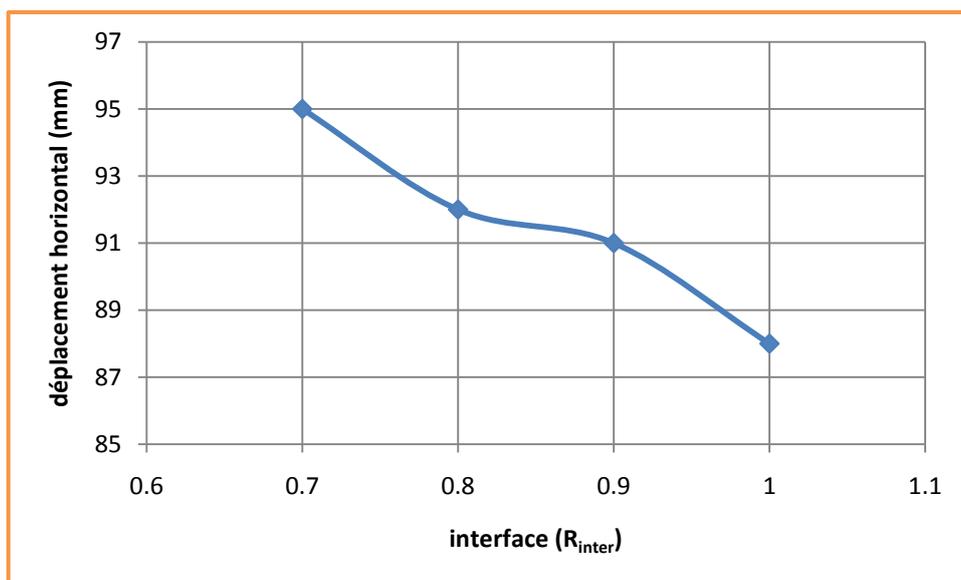


Figure. 5.22: Influence d'interface sur le déplacement horizontal.



La courbe de la figure 5.22, montre l'effet de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal. On remarque la diminution des valeurs du déplacement horizontal avec l'augmentation d'interface entre sol/mur.

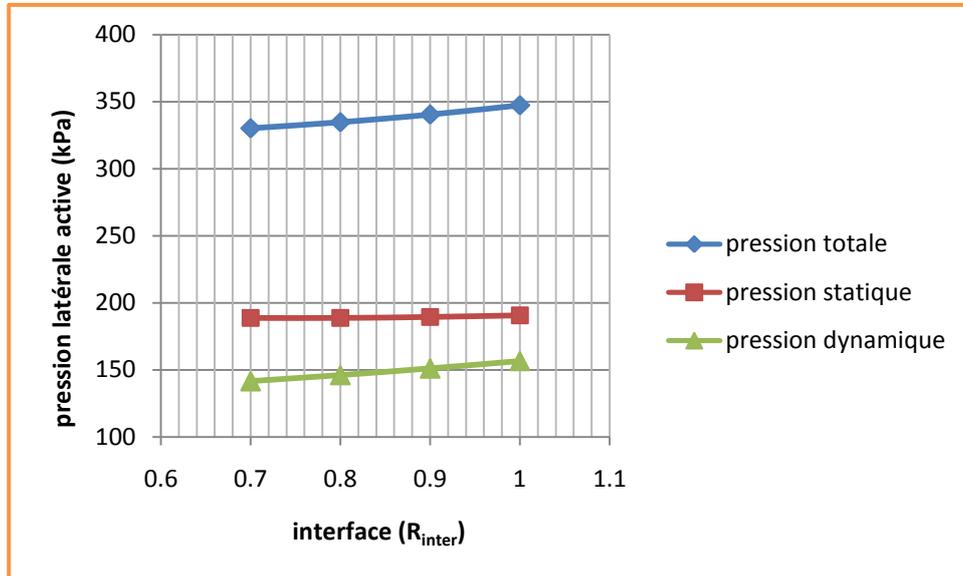


Figure. 5.23: Influence d'interface sur la pression latérale active.

On La variation de la pression latérale active en fonction de l'angle de frottement est montrée sur la figure 5.23 pour les trois cas de pression: pression totale, pression statique et pression dynamique. À partir de cette figure, on remarque, pour les trois cas de pressions, que les valeurs de la pression latérale active augmentent avec l'augmentation d'interface entre sol/mur.

On peut également noter que la pression statique n'est pas affectée par le changement d'interface entre sol/mur.

V.3.4 Les paramètres géométriques

V.3.4.1 Influence de la hauteur du mur

Dans cette étude, on procède au calcul le déplacement horizontal et la pression latérale active pour différent valeurs de la hauteur du mur (7 ; 8 ; 9 ; 10) m. Concernant le chargement, on a appliqué un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).



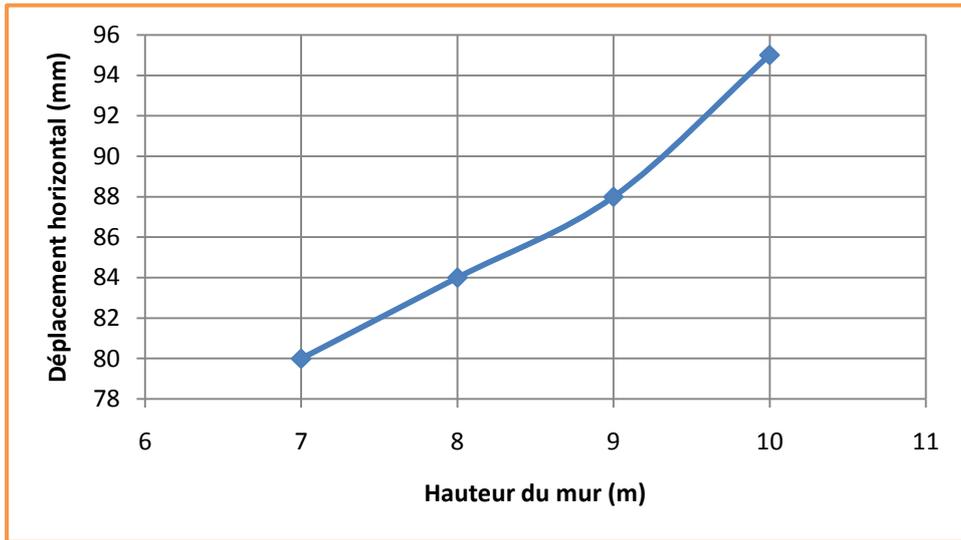


Figure. 5.24: Influence de la hauteur du mur sur le déplacement horizontal

La courbe de la figure 5.24, montre l'effet de la hauteur du mur sur le déplacement horizontal. On remarque que les valeurs du déplacement horizontal augmentent avec l'augmentation de la hauteur du mur.

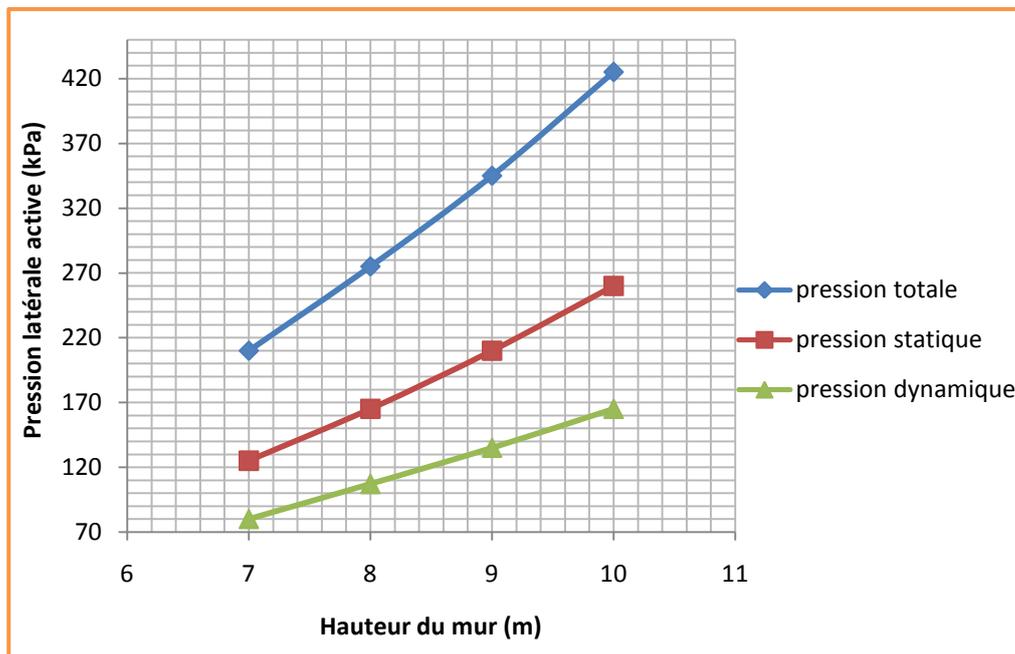


Figure. 5.25: Influence de la hauteur du mur sur la pression latérale active.

Les courbes de la figure 5.25 représentent l'influence du poids volumique sur la pression latérale active pour les trois cas de pression: pression totale, pression statique et pression dynamique. On constate que les trois courbes ont la même allure et que les valeurs de la pression latérale active diminuent avec l'augmentation du poids volumique.



V.4 Conclusion

Les résultats numériques obtenus dans ce chapitre, en utilisant le logiciel Palxis 2D, concordent avec les résultats obtenus par ROUILI et al [33], ainsi avec les travaux expérimentaux utilisant le modèle réduit avec pour le cas statique. Pour le cas dynamique, notre étude présente une concordance avec les solutions analytiques basées sur la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe.

On a aussi montré à travers une étude paramétrique, l'effet de certains paramètres, tels que les caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques, sur le comportement d'un mur de soutènement en béton armé sous forme L sous chargement sismique.



CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, l'étude numérique de l'influence de la forme géométrique des murs de soutènement, les caractéristiques géotechniques du sol ainsi que les paramètres de modélisation numérique sur leur réponse dynamique a été analysée. L'étude a été essentiellement concentrée sur le déplacement horizontal de mur et la pression latérale active. Le moyen numérique utilisé dans ce travail est le code PLAXIS 2D qui est basé sur la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus dans ce travail sont satisfaisants avec des solutions basés sur des travaux expérimentaux ainsi qu'avec ceux obtenus par des modèles numériques. Pour le cas dynamique, notre étude présente une concordance avec les solutions analytiques basées sur la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe.

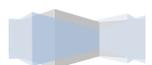
On a aussi montré à travers une étude paramétrique, l'effet de certains paramètres, tels que les caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques, sur le comportement d'un mur de soutènement en béton armé sous forme L sous chargement sismique. Les conclusions déduites de cette étude sont:

- La comparaison entre les éléments triangulaires à 6 nœuds et 15 nœuds montre une différence dans les valeurs de déplacement horizontal. cette différence est importante dans l'augmentant de l'angle de frottement. Nous avons trouvé aussi que l'élément triangulaire de 15 nœuds donne de meilleurs résultats en le comparant avec l'élément de 6 nœuds.
- Concernant les paramètres du sol tels que l'interface et l'angle de frottement, on peut noter que ces derniers jouent un rôle significative sur la stabilité et la déformation du mur.
- Quand le poids volumique de sol augmente, la stabilité du mur de soutènement va perdre sa stabilité.



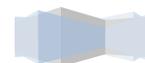
Perspectives

- Procéder à une modélisation numérique tridimensionnelle pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques.
- Etudier l'influence de type de renforcement et l'interaction sol-renforcement sur le comportement dynamique d'un mur de soutènement en sol renforcé.



REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [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] **Schlosser.F (1997)**, "Ouvrages de soutènement - Poussée et butée", Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 242, Paris.
- [4] **Pecker A. (1984)**. Dynamique des sols –Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- [5] **Capra, A. And Davidovici, V., (1982)**. "Calcul dynamique des structures en zone sismique" Collection U-T-I, Eyrolles.
- [6] **RPA 1999 (Version 2003)**. Règlement Parasismique Algérien.
- [7] **Rankine W. (1857)**. "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147.
- [8] **Ebeling, R. M. and Morrison, E. E., (1992)**. "Information technology laboratory- Department of the army", US Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000.
- [9] **Terzaghi, K., (1943)**. "Theoretical soils mechanics", Wiley, New York.
- [10] **Taylor, D., (1948)**. "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc. , New York, pp. 488-491.
- [11] **Coulomb, C. A., (1776)**. "Essai sur une application des règles des maximis et mininis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture", Mèm. acad. roy. Près divers savants, Vol. 7, Paris.
- [12] **Caquot, A., and Kerisel, F., (1948)**. "Tables for the Calculation of Passive Pressure. Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations", Gauthier-Villars, Paris.
- [13] **Kerisel, J., and Absi, E., (1990)**. "Active and Passive Earth Pressure Tables", A. A. Balkema International Publishers, pp. 234.



- [14] **Sokolovskii, V. V., (1965).** “Static of granular media”, Pergamon Press, New York, NY, pp 232.
- [15] **Chen, W. F. (1982).** “Constitutive equations for engineering materials, Vol. 1: Elasticity and modelling”, Wiley Interscience, New York, NY, 580 pp.
- [16] **Visone, C., (2008).** “performance-based approach in seismic design of embedded retaining walls”, Sc.M. Thesis, Università degli studi di Napoli Federico II (In Italian).
- [17] **Mononobe, N., and Matsuo, H., (1929).** “On the determination of earth pressure during earthquakes”, In Proceedings of the World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 176.
- [18] **Okabe, S., (1926).** “General Theory of Earth Pressure”, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, Vol. 12, No. 1.
- [19] **Kapila, I. P., (1962).** “Earthquake resistance design of retaining walls” 2 nd earthquake symposium, Univ. of Roorkee, India.
- [20] **Nadim, F., and Whitman, R, V, (1983).** “Seismically induced movement of retaining walls” J.Geotech Engrg, ASCE, 109(7), 915-913.
- [21] **Richards, R., and X. Shi, (1994),** “Seismic Lateral Pressures in soils with Cohesion” J.Geotechnical engineering , ASCE vol.120, N° 7.
- [22] **Choudhury, D. Nimbalkar, S. and Mandal, J.N., (2006).** “Comparison of Pseudo-Static and Pseudo-Dynamic Methods for Seismic Earth Pressure on Retaining Wall”, Vol.10, No.4, pp. 263-271.
- [23] **Visone, C. and Santucci de Magistris, F., (2003).** “A review of design methods for retaining structures under seismic loadings”, EC8 Part 5.
- [24] **Ichihara, M. , and Matsuzawa, H., (1973).** “Earth Pressure During Earthquake”, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp.75-86.
- [25] **Matsuzawa, H., Ishibashi, I. , and Kawamura, M., (1985).** “Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils”, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176.



[26] **COLAS Anne-Sophie**, Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1, THESE DE DOCTORAT, ÉCOLE CENTRALE DE LYON, juin 2009.

[27] **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 Engre, Earthquake Eng ineering research Institute, Palm Springs, California, vol.3, pp 623-632.

[28] **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.

[29] **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.

[30] **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.

[31] **Harkness, R.M., Powrie, W., Zhang, X., Brady, K.C., and O’Reilly, M.P., (2000)**. “Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls”, Géotechnique, 50(2), pp. 165–179.

[32] **Green, R.A., and Ebeling, R.M., (2003)**. “Modeling the dynamic response of cantilever earth retaining walls using FLAC” Numerical modeling in geomechanics.

[33] **Rouili, A., Djerbib, Y. and Touahmia, M., (2005)**. “Numerical modeling of an L - shaped very stiff concrete retaining wall”, Sciences & Technologie B– N°24, décembre, pp. 69-74.

[34] **Bhattacharjee, A. and Muralikrishna, A., (2011)**. “Behavior of Gravity Retaining Walls Subjected to Seismic Excitation using FLAC 3D”, ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, pp. 71-74.

[35] **Jesmani, M. and Alirezanejad, H., (2011)**. “study of active lateral earth pressure coefficient amounts of noncohesive and cohesive soil in the backside of the gravity retaining wall during earthquake”, Imam Khomeini International University t. Qazvin, Iran, Vol. 699.841.



[36] **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.

[37] **Ortigosa, P., (2005)**.“Seismic earth pressure including soil cohesion” The 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Osaka.

[38] **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.

[39] **Steedman, R.S. and Zeng, X., (1990)**. The influence of phase on the calculation of pseudostatic earth pressure on a retaining wall. Geotechnique, 40 (1), 103-112.

➤ **Sites internet**

<http://www.mem-algeria.org>.

<http://eost.u-strasbourg.fr>.

