



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

THEME

**Contribution à l'analyse du
comportement d'un mur de
soutènement sous chargement
sismique**

Dirigé par :
Mr. OUZANDJA DJAMEL EDDINE

Présenté par :
DERRARDJA IMENE

Promotion : 2015/2016.

Remerciements

Ce mémoire est le résultat d'un travail de près 5 ans,

*En préambule, je remercie le bon dieu de ces grands
donation, puis je veux adresser tous mes remerciements aux
personnes avec les quelles j'ai pu échanger, aides pour la
rédaction de ce mémoire.*

*En commençant par remercie d'abord **Mr. Ouzendja
Djamel Eddine** pour son aide précieuse et pour le temps qu'il
m'a consacré.*

*Un grand merci à mes parents, qui ont été toujours la
pour m'encourager, et me donner la volantè d'être que je suis
aujourd'hui.*

*Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma
famille, mes chères frère et sœur, et tous mes proches et amis
qui m'ont accompagné tout au long de la réalisation de ce
mémoire.*

Dédicace

*Je dédie cet humble travail avec un grand amour et une
sincérité et fierté :*

*A ma mère qui ma donné tous son amour pour réussir dans
mes études.*

*A la mémoire de mon père qui nous a quittés, qu'il a été
toujours à mes cotés et qu'il m'a encouragé.*

A mon frère et ma sœur, en témoignage de la fraternité.

Avec mes souhaits de bonheur de santé et de succès.

Et à ma grande famille Derrardja et Deffef.

*A tous mes amis, tous mes professeurs et à tous qu'ils ont
participé a ce modeste travail.*

Imene.

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	07
------------------------------------	----

Chapitre I : types des murs de soutènement et modes de rupture

I.1 introduction	10
I.2 type d'ouvrage de soutènement	10
I.2.1 cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	10
I.2.2 cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement	11
I.2.3 cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages	12
I.3 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	14

Chapitre II : Calcul statique des pressions des terres

II.1 Introduction	18
II.2 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée	18
II.2.1 Etat initial	18
II.2.2 Equilibre de poussée	20
II.2.3 Equilibre de butée	20
II.3 Calcul statique des pressions des terres	22
II.3.1 Théorie de coulomb	22
II.3.2 Théorie de Rankine	25
II.4 Méthode spirale logarithmique	28
II.5 Conclusion	29

Chapitre III : Interaction sol-structure

III.1 Introduction	31
---------------------------------	----

Sommaire

III.2 Formulation d'un problème d'interaction sol-structure	32
III.3 Différents types d'interaction sol-structure	34
III.4 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure	34
III.4.1 Méthode global	35
III.4.2 Méthode de sous-structures	37
III.4.2.1 Méthode frontière	37
III.4.2.2 Méthode de volume	39
III.4.3 Méthode hybride	41
III.5 Conclusion	42

Chapitre IV: Modélisation des murs par la méthode des éléments finis

IV.1 Introduction	44
IV.2 Etat de contraintes-déformations	44
IV.2.1 Etat de contrainte-déformations dans le cas élastique	44
IV.3 Application de la méthode des éléments finis	47
IV.3.1 Modélisation	47
IV.3.1.1 Modélisation du système mur-fondation	47
IV.3.1.1.1: Mur de soutènement	47
IV.3.1.1.2 Fondation	47
IV.3.1.2 Choix de type d'élément	47
IV.3.1.3 Conditions aux frontières	47
IV.3.2 Analyses dynamique	48
IV.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement	48
IV.3.2.1.1 Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires)	49

Sommaire

IV.3.2.1.2 Matrice de rigidité	49
IV.3.2.1.3 Matrice masse	49
IV.3.2.1.4 Vecteur chargement sismique	49
IV.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système	49
IV.3.2.2.1 Matrice de raideurs	49
IV.3.2.2.2 Matrice masse	50
IV.3.2.2.3 Matrice d'amortissement	50
 Chapitre V: Application Numérique 	
V.1 Introduction	54
V.2 Présentation du code de calcul ANSYS	54
V.3 Modélisation du système par éléments finis	55
V.4. Analyse dynamique	56
V.4.1. Analyse modale.....	56
V.4.2. Analyse transitoire.....	56
V.4.2.1. Variation des accélérations.....	57
V.4.2.2. Variation des vitesses.....	58
V.4.2.3. Variation des déplacements.....	59
V.4.2.4. Variation des contraintes principales de traction.....	60
V.4.2.5. Variation des contraintes principales de compression.....	61
V.5. Conclusion	62

Liste des figures

Chapitre I :

- Figure I.1 :** Murs partiellement ou totalement ancrés.....13
- Figure I.2 :** Modes de rupture des ouvrages de soutènement. Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement.....14
- Figure I.3 :** Des mécanismes de rupture typiques des mur poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.....15
- Figure I.4 :** (a) pression sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.....15
- Figure I.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.....16

Chapitre II :

- Figure II.1 :** (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.....18
- Figure II.2 :** Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta=0$).....19
- Figure II.3 :** Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta=0$, et sans frottement sol-écran $\delta=0$).....20
- Figure II.4 :** Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta=0$, et sans frottement sol-écran $\delta=0$).....21
- Figure II.5 :** Variation du coefficient de pression des terres k en fonction de Déformation.....21
- Figure II.6 :** Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran ; (a) rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour de sommet (d) déplacement de flexion entre deux appuis fixes, le pied et le sommet.....22
- Figure II.7 :** (a) Coin actif de coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de coulomb.....24
- Figure II.8 :** (a) Coin passif de coulomb par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin passif de coulomb.....25
- Figure II.9 :** Distribution des pressions actives pour différents remblai : (a) remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.....26
- Figure II.10 :** Distribution des pressions passives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion (b) remblai frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.....27
- Figure II.11 :** (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression active minimale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.....28
- Figure II.12 :** (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression passive maximale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.....29

Liste des figures

Chapitre III :

Figure III.1 : Modèle d'interaction sol-structure.....	32
Figure III.2 : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	36
Figure III.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	38
Figure III.4 : Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	40
Figure III.5 : Méthode Hybride.....	42

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un mur en terre).....	45
Figure IV.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.....	46

Chapitre V :

Figure V.1 : Dimensions du mur étudié.....	55
Figure V.2 : Discrétisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent.....	55
Figure V.3 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).....	57
Figure V.4 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet du mur...57	57
Figure V.5 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au pied du mur.....58	58
Figure V.6 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps au sommet du mur.....58	58
Figure V.7 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps au pied du mur.....59	59
Figure V.8 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet du mur....59	59
Figure V.9 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au pied du mur.....60	60
Figure V.10 : Variation la contrainte principale de traction en fonction de temps au sommet du mur.....60	60
Figure V.11 : Variation de la contrainte principale de traction en fonction de temps au pied du mur.....61	61
Figure V.12 : Variation de la contrainte principale de compression en fonction de temps au sommet du mur.....61	61
Figure V.13 : Variation de la contrainte principale de compression en fonction de temps au pied du mur.....62	62

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : Les types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.....	13
---	-----------

Chapitre V :

Tableau V.1: Propriétés mécaniques des matériaux du mur en béton.....	56
--	-----------

Tableau V.2 : Caractéristique du sable.....	56
--	-----------

Tableau V.3 : Cinq premières fréquences naturelles du système.....	56
---	-----------

Résumé

Résumé :

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

Le présent travail consiste à présenter la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme et l'importance de la prise en compte du comportement du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

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

Mots clé : Mur de soutènement, Interaction sol-structure, Méthode des éléments finis, Réponse dynamique, ANSYS.

Résumé

Abstract:

The prediction of the real forces retaining walls and deformation is a complicated problem of soil-structure interaction. The dynamic response of the simplest type of retaining walls is quite complex. The movement of the wall depends on the response of the underlying soil, the response of the embankment, the inertial and flexural response of the wall itself and the nature of the input movement.

The present work is to present the response of a retaining wall during an earthquake and the importance of taking into account the adjacent soil behavior in the permanent displacement of the wall. These studies are conducted using a finite element model. In all analyzes, the floor is assumed to act as a homogeneous medium and the wall has a linear elastic manner. These models were developed using ANSYS, a finite element program.

The answer is expressed in terms of acceleration, velocity, displacement and strain. As part of the use of numerical models to study these problems, we can identify two different entities. The first corresponds to the materials and the taking into account of their behavior. The second part is the type of load imposed, that is to say, to the input signal.

Keywords: retaining wall, soil-structure interaction, finite element method, dynamic response, ANSYS.

Résumé

ملخص :

تدل القوى الحقيقية للجدران الإستنادية التشوه مشكلة معقدة من التفاعل التربة الهيكل. الاستجابة الديناميكية لأبسط نوع من الجدران الإستنادية هي معقدة للغاية. حركة الجدار تعتمد على الاستجابة من التربة الكامنة، الاستجابة للجسر، الاستجابة بالقصور الذاتي، العاطفة من الجدار نفسه، طبيعة حركة الإدخال.

العمل الحالي هو تقديم استجابة من الجدار الإستنادي أثناء قوع زلزال أهمية الأخذ بعين الاعتبار سلوك التربة المجاورة في نزح دائم للجدار. تجرى هذه الدراسات باستخدام نموذج العناصر المحددة. في كل التحليلات، يفترض الكلمة تكون بمثابة سيلة متجانسة يوجد في السور بطريقة مرنة خطية. قد وضعت هذه النماذج باستخدام ANSYS، برنامج العناصر المحددة. يتم التعبير عن استجابة من حيث التسارع، السرعة، النزح، التوتر. في سياق النماذج العددية لدراسة هذه المشاكل، يمكننا تحديد كيانين مختلفين. الأول يتوافق مع المواد الأخذ بعين الاعتبار من سلوكهم. الجزء الثاني هو نوع من الحمل المفروض، هذا هو القول، لإشارة الدخل.

كلمات مفتاحية: الإبقاء على الجدار، تفاعل التربة البنينة، طريقة العناصر المحددة، الاستجابة الديناميكية، ANSYS.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques.

Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique.

Ces effets destructifs des séismes font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.



Figure 1 : Rupture par renversement d'un mur de soutènement, pendant le séisme de Chi-Chi Taiwan (1990).

En dépit de la multitude d'études qui ont été effectuées au cours des années, la réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles physiques pour la clarifier. Le problème est complexe, et le développement d'une compréhension de lui est ainsi complexe qu'il exigera le raffinement des modèles d'analyses par élément finis ou par différence finis. Comme un résultat pratique, il existe un manque d'informations concluantes et déterminantes qui peuvent être employées dans la conception.

Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de la paroi pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur et les pressions dépendent de la réponse du sol-

Introduction générale

jaçant, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée. Puisque peu d'histoires bien documentées de cas des mesures sur le terrain de la réponse des murs sont disponibles, la plupart des connaissances actuelles sur la réponse dynamique des murs de soutènement est venue d'essais sur des modèles études analyses numériques.



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

Le but de cette étude est d'étudier la réponse d'un mur de soutènement sous chargement sismique et l'importance de la prise en compte du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Tout cela est précédé par une synthèse bibliographique. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

Chapitre I :

Types des murs de soutènement et modes de rupture

Chapitre I

Types des murs de soutènement et modes de rupture

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 et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou nature), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau.

Il 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.

I.2 TYPE D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :

Ces dernières années, le développement des matériaux métalliques, polymères, et les renforts géotextiles a conduit à l'élaboration de nombreux types d'innovation des systèmes de rétention de la terre. 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 :

I.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids 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 à quelques pour-mille.



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

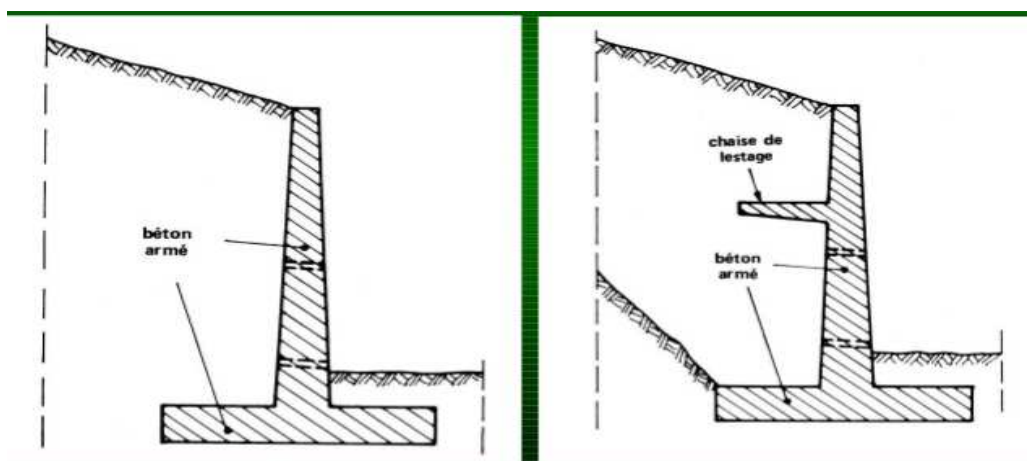


Les **ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans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

I.2.2 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 encastree à la partie supérieure du sol de fonction, 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 sien du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisé 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**, encastrés 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.2.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des encrages :

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 (poutre, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux (figure I.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 épingleés** 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 I.1b).

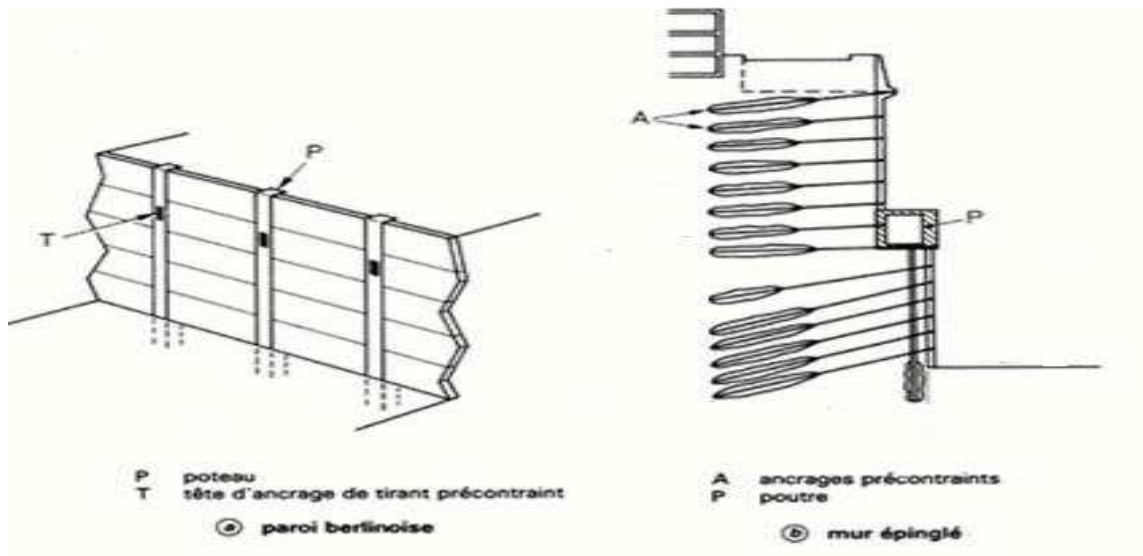


Figure I.1 : Murs partiellement ou totalement ancrés.

I.3 Autre murs :

Le tableau (I.1) montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente.

Mode de reprise de la poussée	OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT		
<i>Poids de l'ouvrage</i>	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
<i>Encastrement</i>	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
<i>Ancrage</i>	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau I.1 : Les types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.

I.4 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

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

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons.

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi.

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

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure I.2a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure I.2b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure I.2c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure I.2d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure I.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.

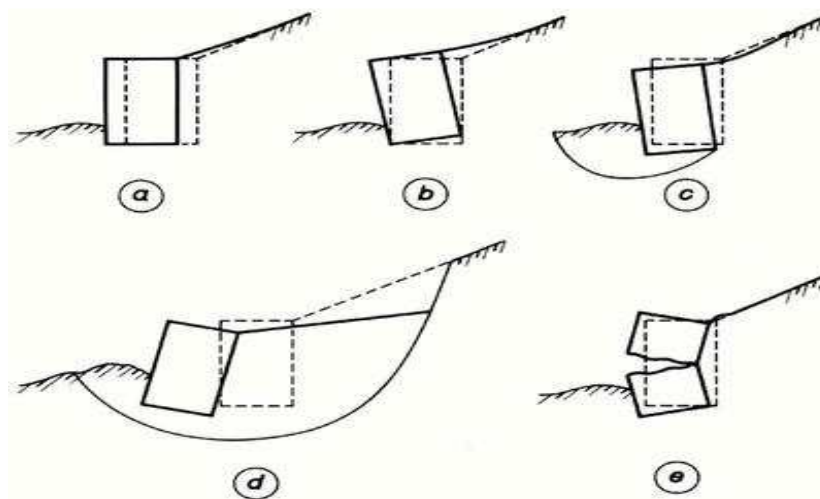


Figure I.2 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement. Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement (Figure I.3).

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-caisson, 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.

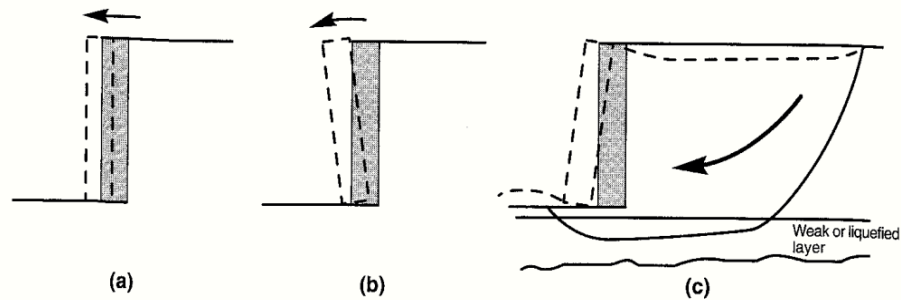


Figure I.3 : Des mécanismes de rupture typiques des mur poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

Les murs cantilevers sont soumis aux mêmes mécanismes de défaillance que les murs poids, et aussi aux mécanismes de défaillance de flexion. Les pressions du sol et les moments de flexion dans les murs cantilevers dépendent de la géométrie, la rigidité et la résistance du système mur-sol (Figure I.4c). La ductilité structurale du mur lui-même peut influencer le niveau de déformation produite par rupture par flexion.

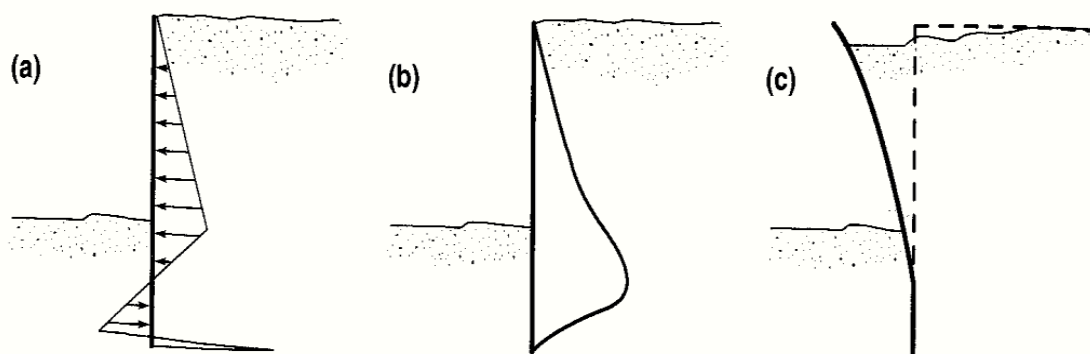


Figure I.4 : (a) pression sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.

Les murs contreventés peuvent défaillir généralement par l'instabilité d'ensemble, basculement, rupture par flexion, et/ou rupture des éléments d'ancrage. Le basculement des murs contreventés implique typiquement une rotation autour du point dont le bouton 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 I.5a).

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

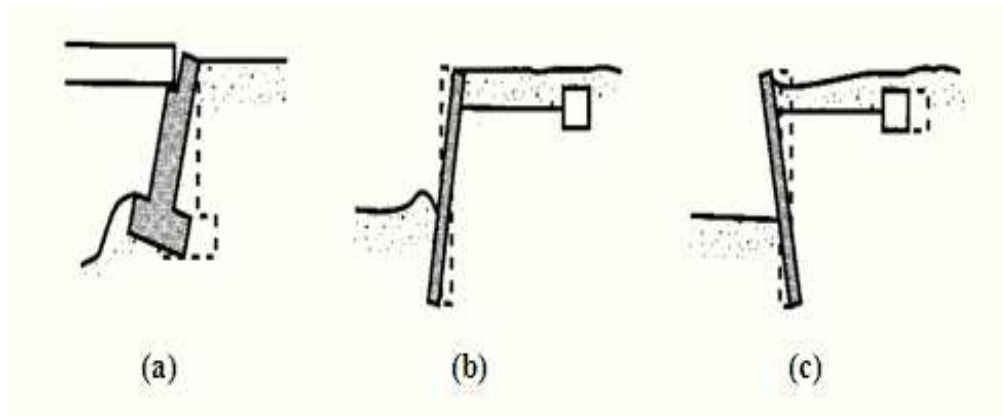


Figure I.5 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage.

Chapitre II :

Calcul statique des

pressions des terres

Chapitre II

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.

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

- Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Figure II.1b).
- 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 II.1a).

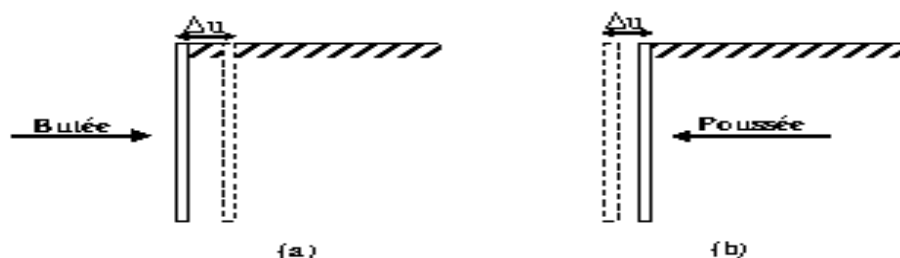


Figure II.1 : (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

II.2 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée :**II.2.1 Etat initial :**

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : poussée des terres au repos (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos k_0 .

$$\sigma_{ho}' = K_0 \sigma_{vo}' \quad (II.1)$$

Où σ'_{ho} est la contrainte effective horizontale, σ'_{vo} est la contrainte effective verticale et k_0 le coefficient des terres au repos.

La valeur de k_0 , est délicate à mesurer, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au pression mètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents

On peut estimer k_0 par des formules théoriques. Si le sol avait un comportement élastique linéaire, k_0 serait égal à : $[\nu / (1-\nu)]$ (avec ν est le coefficient de poisson) cette valeur théorique s'éloigne trop de la réalité pour être utilisée pratiquement.

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

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (II.2)$$

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

S'il existe un talus de pente β , la valeur de k_0 , avec la même définition sera :

$$K_{0,\sigma} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (II.3)$$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de k_0 augmente pour les sols **sur consolidés**, d'autant plus que le coefficient de sur consolidation R_{oc} est important.

On pourra utiliser la relation suivante (pour un sol moyennement sur consolidés) :

$$K_0 = (1 - \sin \phi') R_{oc}^{1/2} \quad (II.4)$$

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

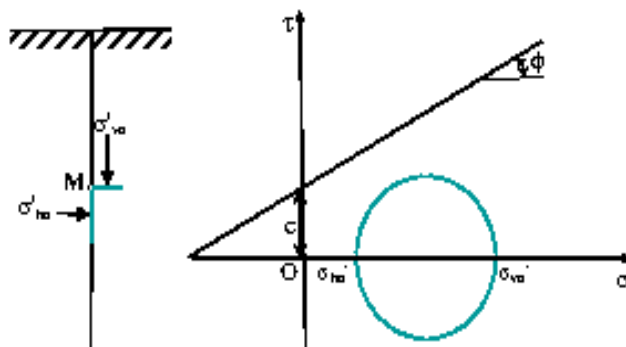


Figure II.2 : Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta=0$).

II.2.2 Equilibre de poussée :

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

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

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} \quad (II.5)$$

Où $\bar{\sigma}_a$ est la contrainte de poussée, $\bar{\sigma}_{vo}$ est la contrainte **effective** verticale et k_a est le coefficient de poussée.

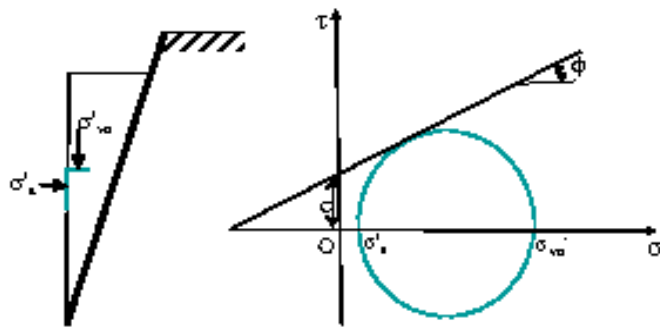


Figure II.3 : Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta=0$, et sans frottement sol-écran $\delta=0$).

II.2.3 Equilibre de butée :

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

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

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{vo} \quad (II.6)$$

Où $\bar{\sigma}_p$ est la contrainte de butée, $\bar{\sigma}_{vo}$ est la contrainte **effective** verticale et k_p est le coefficient de butée.

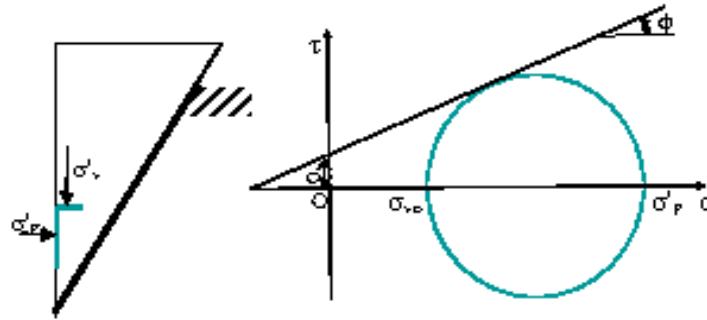


Figure II.4 : Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta=0$, et sans frottement sol-écran $\delta=0$).

La variation de coefficient de pression latérale en fonction des déformations (déplacements) latérales est montrée ci-après (figure II.5) :

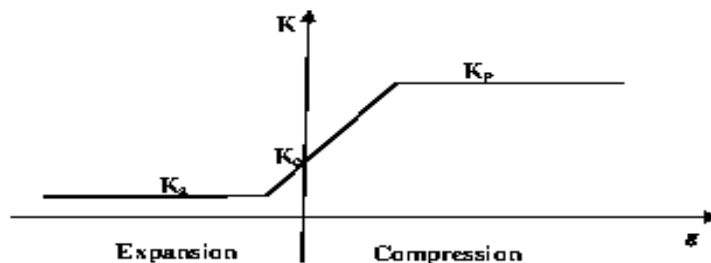


Figure II.5 : Variation du coefficient de pression des terres k en fonction de déformation.

On peut remarquer que le déplacement latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grand (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâcher) que le déplacement nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0.1 et 0.25 %).

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

$$\Delta u_A \approx \frac{H}{1000} \text{ et } \Delta u_p \approx \frac{H}{100} \quad (\text{II.7})$$

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

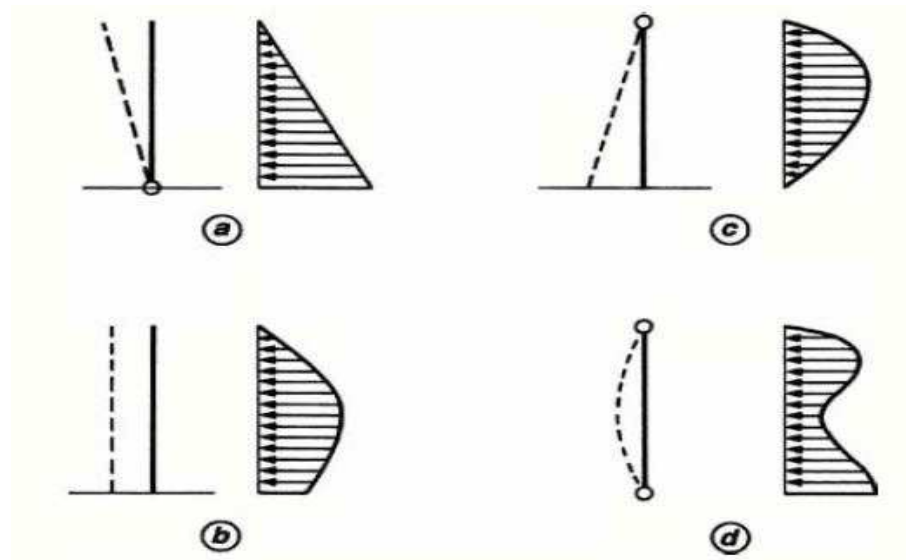


Figure II.6 : Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran ; (a) rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour de sommet (d) déplacement de flexion entre deux appuis fixes, le pied et le sommet.

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

Un certain nombre d'approches simplifiées sont disponibles pour évaluer les charges statiques sur les murs de soutènement. Les hypothèses communes de ces approches sont :

- Géométrie bidimensionnelle.
- Sol en état de rupture.

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

II.3 Calcul statique des pressions des terres :

II.3.1 Théorie de coulomb :

Coulomb (1776) a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. En ne supposant que la force agissante sur un mur de soutènement résultant du poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane.

Coulomb a utilisé l'équilibre des forces pour déterminer la grandeur de poussée du sol agissant sur un mur pour des conditions active et passive. Puisque le problème est indéterminé,

un certain nombre de surface de rupture potentielle doit être analysé afin d'identifier la surface de rupture critique (la surface qui produit la plus grande poussée ou la plus petit butée). Pour cela il a fat les hypothèses suivantes :

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

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec la géométrie présentée sans la figure II.7 a est obtenue à partir de l'équilibre des forces (Figure II.7b). Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma \times H^2 \quad (\text{II.8})$$

Où :

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (\text{II.9})$$

Δ est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol (Tableau A-1 dans l'annexe A), β et Θ sont présentés dans la figure (II.7a). La surface de rupture critique est inclinée à un angle :

$$\alpha_A = \varphi + \text{Arctg} \left[\frac{\text{tg}(\varphi - \beta) + c_1}{c_2} \right] \quad (\text{II.10})$$

Où :

$$c_3 = \sqrt{\text{tg}(\varphi - \beta) [\text{tg}(\varphi - \beta) + \text{cotg}(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \text{tg}(\delta + \theta) \text{cotg}(\varphi - \theta)]} \quad (\text{II.11})$$

$$c_4 = 1 + \{ \text{tg}(\delta + \theta) [\text{tg}(\varphi - \beta) + \text{cotg}(\varphi - \theta)] \} \quad (\text{II.12})$$

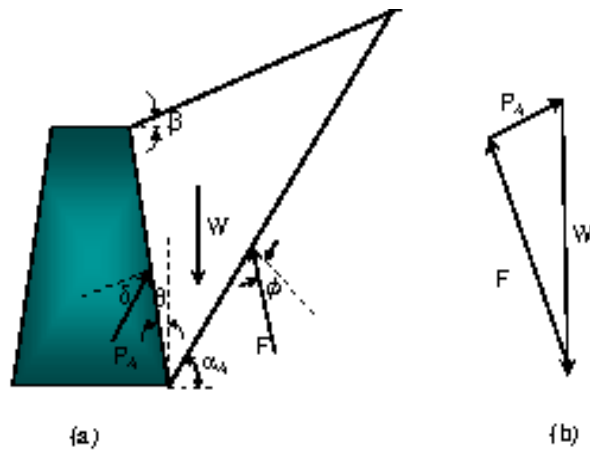


Figure II.7 : (a) Coin actif de coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de coulomb.

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

Pour des conditions passives dans des remblais pulvérulents (Figure II.8), la théorie de coulomb prédit une butée :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma \times H^2 \tag{II.13}$$

Où :

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \tag{II.14}$$

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

$$\alpha_p = -\varphi + \text{Arctg} \left[\frac{\text{tg}(\varphi + \beta) + c_3}{c_4} \right] \tag{II.15}$$

Où

$$c_3 = \sqrt{\text{tg}(\varphi + \beta) [\text{tg}(\varphi + \beta) + \text{cotg}(\varphi + \theta)] \cdot [1 + \text{tg}(\delta - \theta) \text{cotg}(\varphi + \theta)]} \tag{II.16}$$

$$c_4 = 1 + \{ \text{tg}(\delta - \theta) [\text{tg}(\varphi + \beta) + \text{cotg}(\varphi + \theta)] \} \tag{II.17}$$

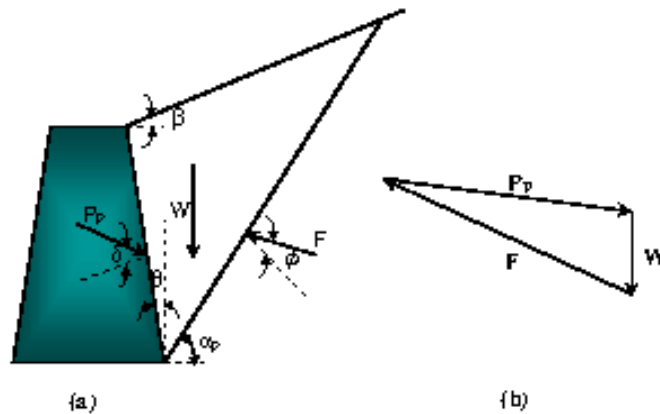


Figure II.8 : (a) Coin passif de coulomb par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur
(b) polygone des forces du coin passif de coulomb.

II.3.2 Théorie de Rankine :

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

En faisant l'hypothèse suivante :

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

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

$$P_A = K_A \sigma'_v - 2c\sqrt{K_A} \quad (\text{II.18})$$

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

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

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.19a})$$

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

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{II.19b})$$

Pour $\beta \leq \varnothing$ [équation (II.19b) est équivalente à l'équation (II.19a) lorsque $\beta=0$].

La distribution de la pression sur le long de la paroi, comme indiqué par l'équation (II.18), dépend des magnitudes relatives des composantes de frottement et de cohésion de la résistance du sol du remblai (Figure II.9).

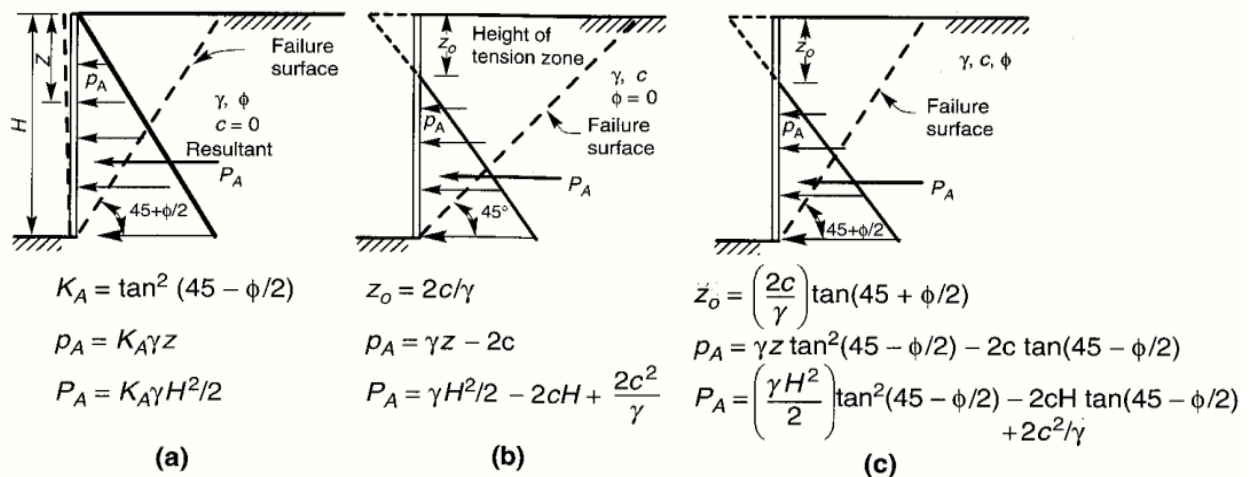


Figure II.9 : Distribution des pressions actives pour différents remblai : (a) remblai sans cohésion (b) remblai sans frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.

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

La résultante des pressions des terres actives, P_A agit en un point situé à $H/3$ au dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure II.9a) est donnée par :

$$P_A = \frac{1}{2} K_p \gamma \times H^2 \quad (\text{II.20})$$

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

$$P_p = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (\text{II.21})$$

Où k_p est le coefficient de butée donné par :

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (\text{II.22a})$$

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

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{II.22b})$$

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

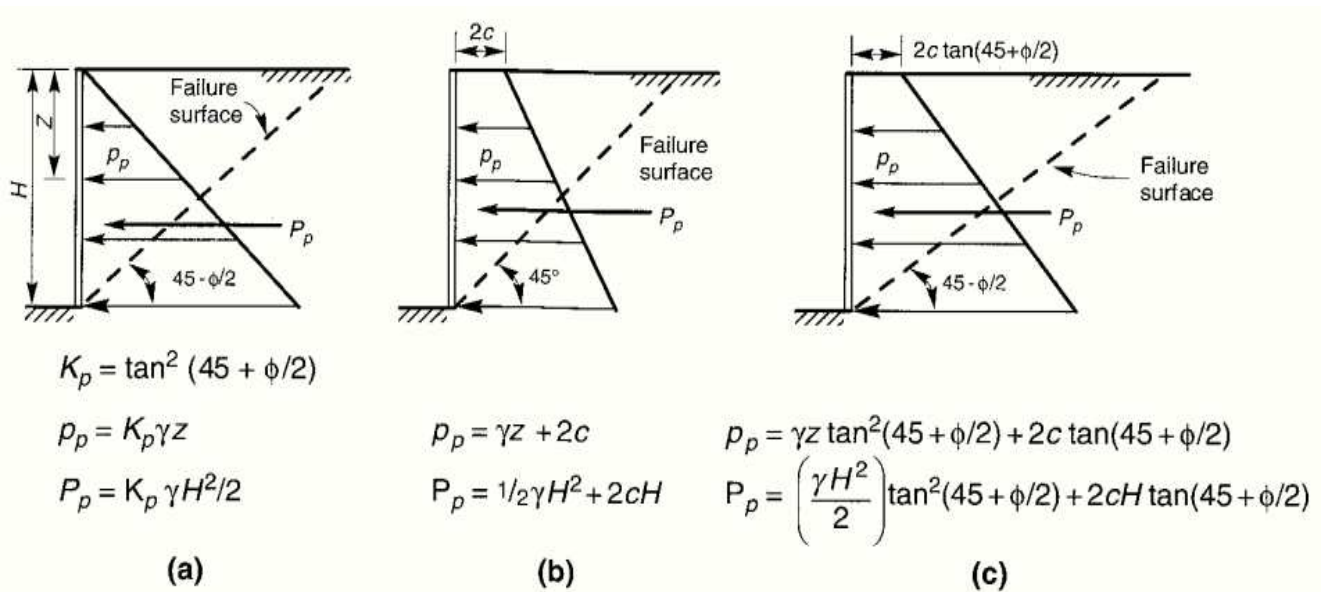


Figure II.10 : Distribution des pressions passives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion (b) remblai frottement (c) remblai avec frottement et cohésion.

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

La résultante de la pressions passives, ou de butée, P_g agit à un point situé à $H/3$ au dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure II.10a) est donnée par :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma \times H^2 \quad (\text{II.23})$$

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

II.4 Méthode spirale logarithmique :

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

Pour des conditions actives de pression des terres, la surface de rupture critique se compose d'une partie courbée près de la base du mur et d'une partie linéaire qui s'étend jusqu'à la surface du sol (Figure II.11a) la distribution des pressions des terres actives est triangulaire (Figure II.11b) pour des murs de soutènement plans ? des remblais pulvérulents.

Ainsi la poussée active du sol peut être exprimée dans la même forme que l'équation (II.8), où les coefficients de log spirale pour une pression des terres minimale pour divers inclinaisons du mur et remblai sont données dans le tableau (A.2) voir Annexe A). Les coefficients actifs des terres proposés par l'approche de log spirale sont généralement considérés comme légèrement plus précis que ceux donnés par la théorie de coulomb ou Rankine, mais la différence est si petite que l'approche la plus pratique de coulomb est couramment utilisée.

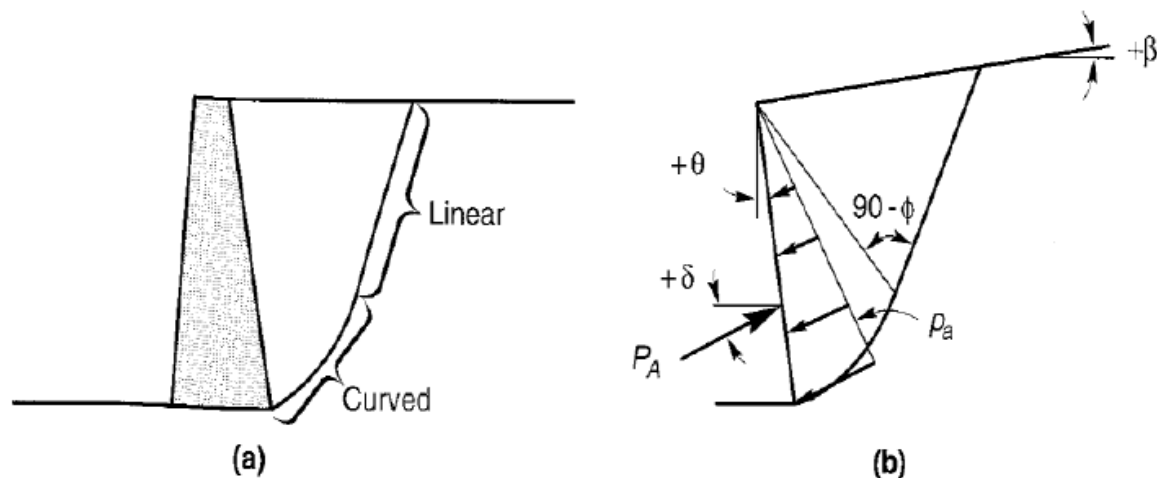


Figure II.11 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression active minimale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.

L'effet du frottement du mur sur la forme de rupture critique est plus marqué (apparent) pour les conditions de pression passive des terres. La surface de rupture passive a également des parties courbée et linéaire (Figure II.12a), mais la partie incurvée est beaucoup plus prononcée que pour les conditions actives. Pour un remblai plan pulvérulent ?

la distribution des pressions passives des terres est triangulaire (Figure II.12b), donc la poussée passive peut être exprimée sous la forme de l'équation (II.23), où les coefficients de log

spirale de la pression passive des terres maximum sont données le tableau (A-3) (voir Annexe A).

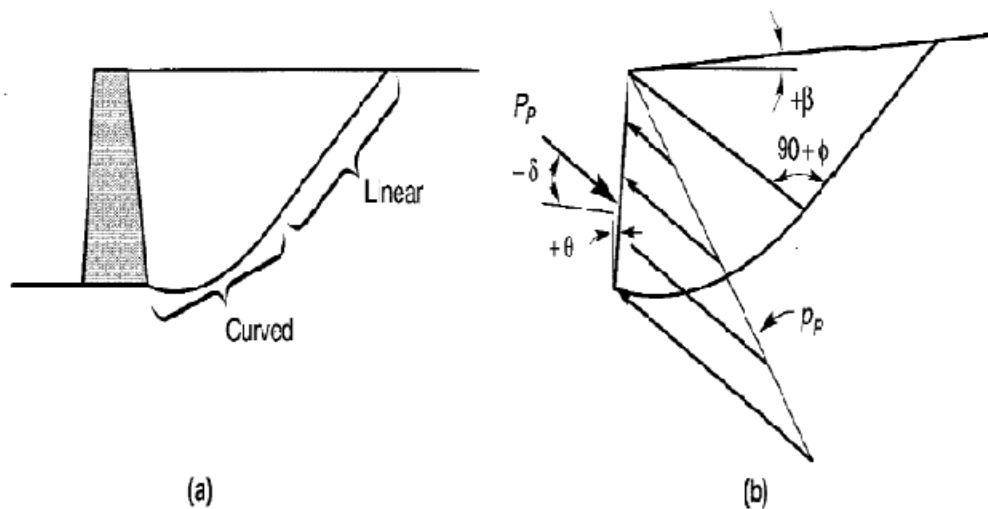


Figure II.12 : (a) représentation spirale logarithmique de la surface de rupture critique pour des conditions de pression passive maximale des terres ; (b) orientation de la surface de rupture critique pour un mur non vertical avec un remblai de surface inclinée.

II.5 Conclusion :

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

Les procédures pour l'estimation des poussées sur les murs de soutènement décrit précédemment ont été limitées aux cas de remblai sec. La présence de l'eau dans le remblai influence les contraintes effectives et donc la pression latérale des terres qui agit sur la paroi.

Pour la conception des murs les pressions hydrostatiques dues à l'eau doivent être ajoutées à la pression latérale des terres. Parce que la poussée latérale totale sur un mur soutenant un remblai saturé est considérablement supérieure à celle d'un mur soutenant un remblai sec, la fourniture de drainage à un remblai est une partie importante de la conception des murs de soutènement.

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

Pour cette raison, la théorie de coulomb est rarement utilisé pour évaluer les pressions passives des terres lorsque $\delta>\phi/2$.

Chapitre III :
Les méthodes
d'interaction sol-
structure

Chapitre III**Les méthodes d'interaction sol-structure****III.1. INTRODUCTION :**

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encadrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques des ces dernières de manière significative.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs. La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

III.2. FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur;
- Le comportement non linéaire du sol;
- Le caractère tridimensionnel du problème;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement;
- L'interaction avec les structures voisines.

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure III.1.

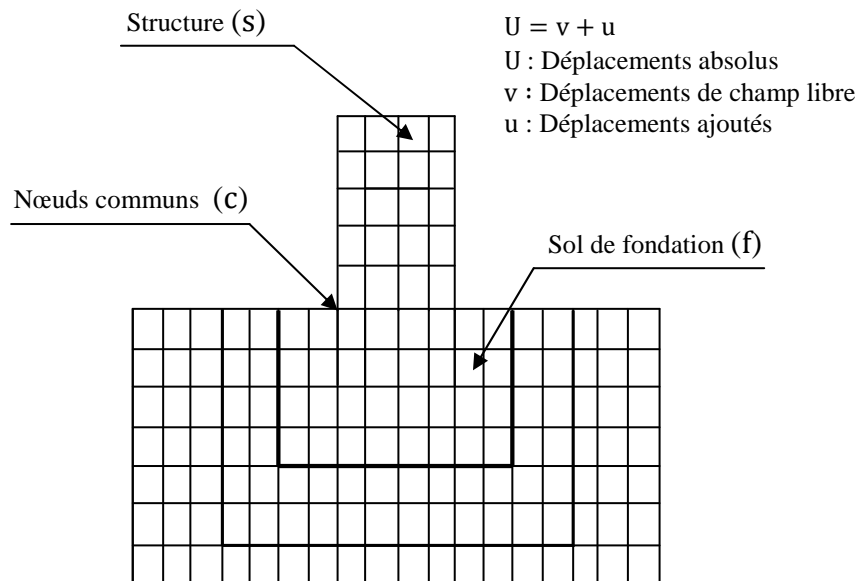


Figure III.1 : Modèle d'interaction sol-structure.

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.1})$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (\text{III.2})$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v . Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u , relatifs aux déplacements en champ libre v .

$$\begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (\text{III.3})$$

L'équation (III.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} =$$

$$- \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad (\text{III.4})$$

Si le déplacement en champ libre v_c est constant sur la base de la structure, le terme v_s est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (1.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.5})$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.6})$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (III.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.7})$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (III.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (\text{III.8})$$

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{u\}$, existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes $\ddot{v}_x(t)$, $\ddot{v}_y(t)$ et $\ddot{v}_z(t)$ sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes, $[m_i]$, sont des masses de direction pour la structure seulement.

III.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

III.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

III.4.1. Méthode globale :

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{Q}\} \quad (\text{III.9})$$

Où les matrices $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{C}]$ et $[\mathbf{K}]$ désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur $\{\mathbf{Q}\}$ comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur $\{\mathbf{U}\}$ contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles $\{\dot{\mathbf{U}}\}$ et $\{\ddot{\mathbf{U}}\}$ sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques $\ddot{u}_g(t)$ sont connues en profondeur alors le vecteur $\{\mathbf{Q}\}$ est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle, \mathbf{I} est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{\mathbf{Q}\} = -[\mathbf{M}] \mathbf{I} \ddot{u}_g(t) \quad (\text{III.10})$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure III.2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.

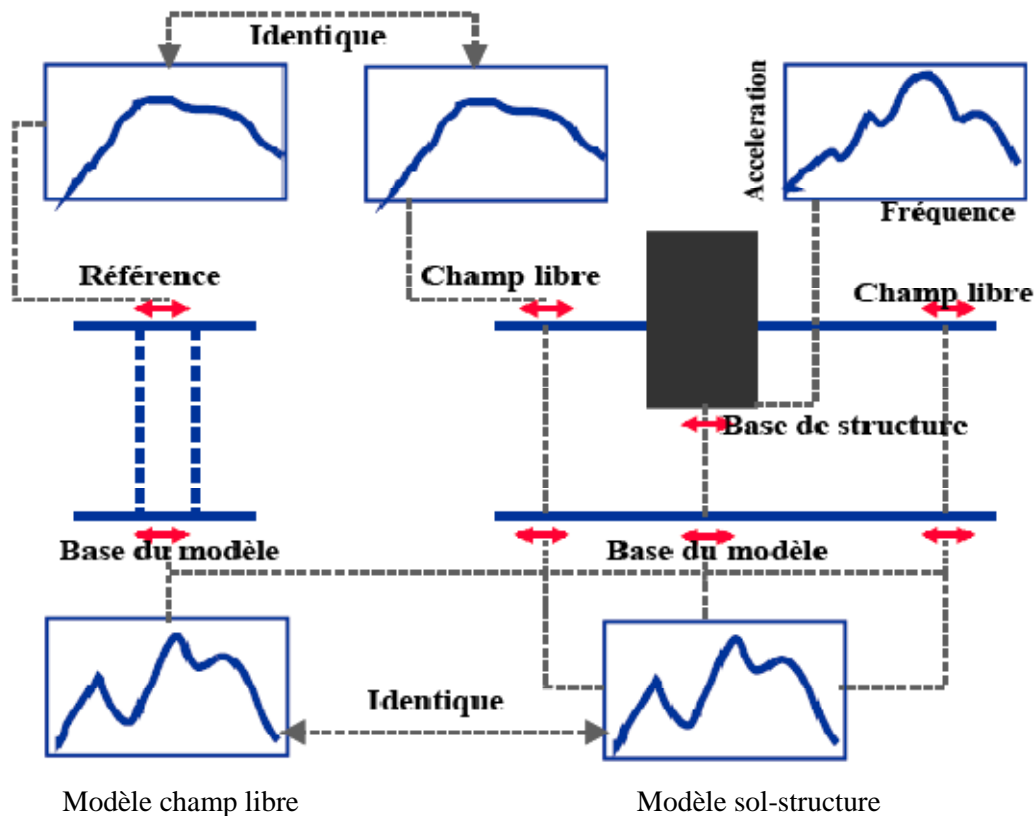


Figure III.2 : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes bidimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable.

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus facile de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis.

III.4.2. Méthode de sous-structures :

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

III.4.2.1. Méthode de frontière :

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel et al. . Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure III.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure 1.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (\text{III.11})$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.12})$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

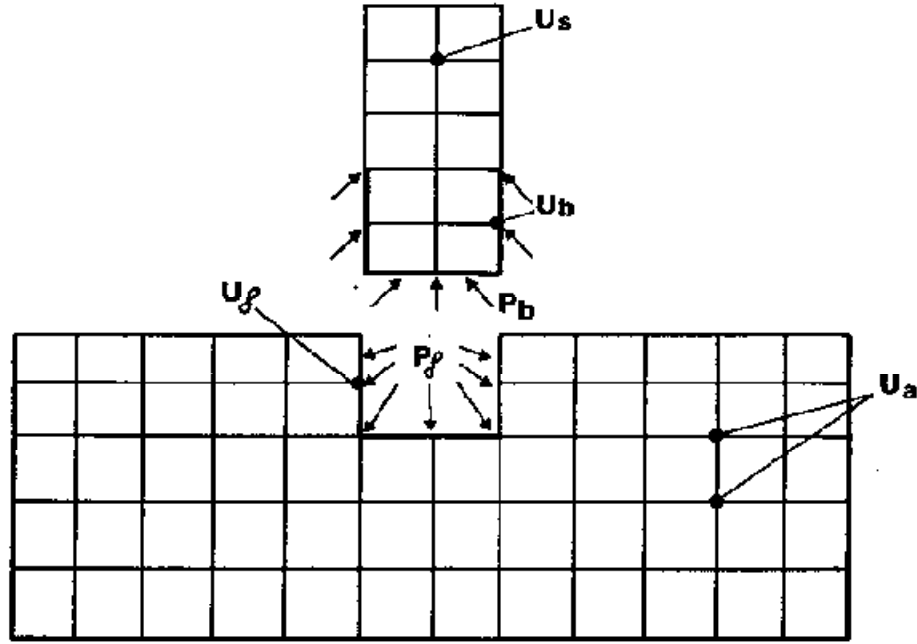


Figure III.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.

L'analogie de l'équation (III.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (III.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (III.12) et (III.13), et en désignant par $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$ les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (III.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (III.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole \sim les transformées de Fourier

$$U = \sum U(\omega)e^{i\omega t} : \quad [-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (III.15)$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux f degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (\text{III.16})$$

La matrice $[S_f]$ est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (\text{III.17})$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (\text{III.18})$$

La substitution de l'équation (III.16) dans l'équation (III.11) conduit à :

$$\left[-\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{III.19})$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

III.4.2.2. Méthode de volume :

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure III.4.

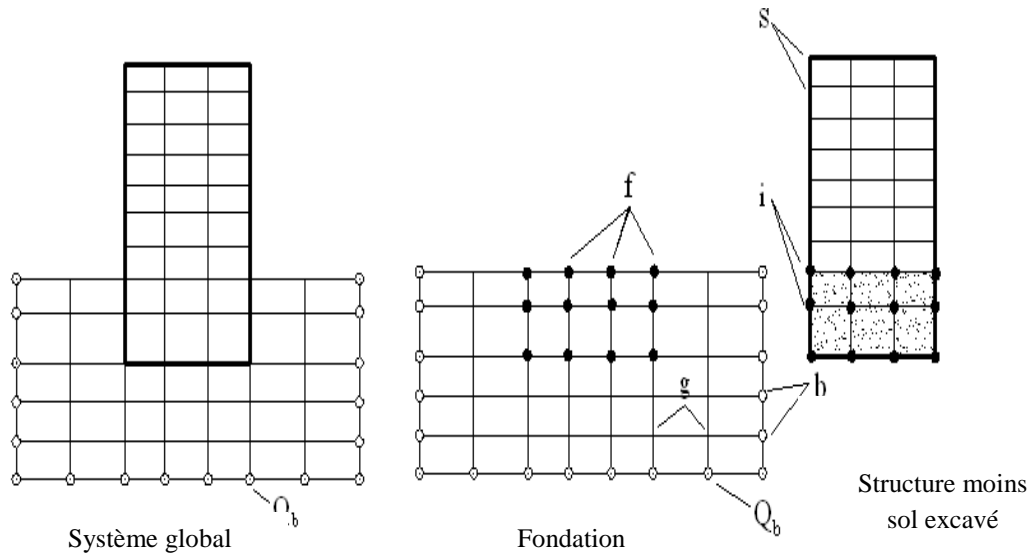


Figure III.4 : Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par $[A]$ la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \tag{III.20}$$

La matrice de raideur $[K]$ est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 2.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \tag{III.21}$$

$\{Q_f\}$ Représente le vecteur des forces d'interaction.

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \tag{III.22}$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (\text{III.23})$$

Par soustraction des équations (III.23) et (III.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (III.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{ \{U_f\} - \{U_f^*\} \} \quad (\text{III.24})$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (III.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{III.25})$$

$[X_f]$ Représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance $[X_f]$. Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière; cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes.
- détermination de la réponse dynamique de la structure. il s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

III.4.3. Méthode hybride :

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (III.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure III.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

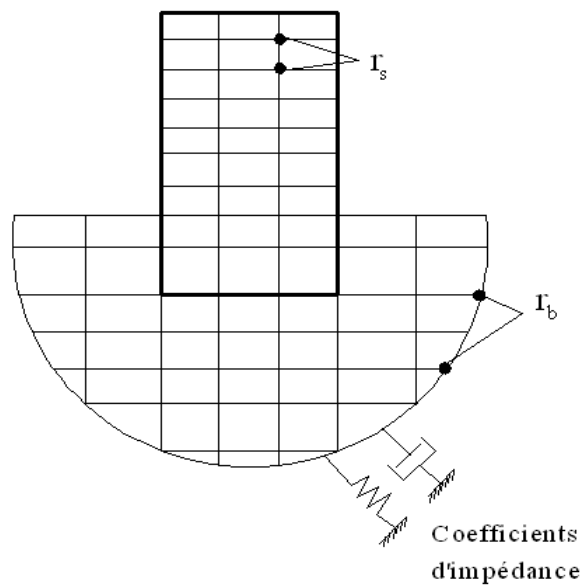


Figure III.5 : Méthode Hybride.

III.5. CONCLUSION :

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

Chapitre IV :
L'étude de mur de
soutènement par la
méthode des
éléments finis

Chapitre IV

L'étude de mur de soutènement par la méthode des éléments finis

IV.1 Introduction :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes.

Physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

IV.2 État de contraintes-déformations:

IV.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique :

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte-déformation s'écrit:

$$\delta_{ij} = E \cdot \epsilon_{ij} \quad (IV.1)$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des murs en terre figure III.1).

- **Relation contrainte-déformation :**

$$\delta_{ij} = D\epsilon_{ij} \quad (\text{IV.2})$$

Avec: D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, d_2 = \nu \cdot d_1, d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{cases} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{cases} \quad (\text{IV.3})$$

Avec : $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

La figure IV.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

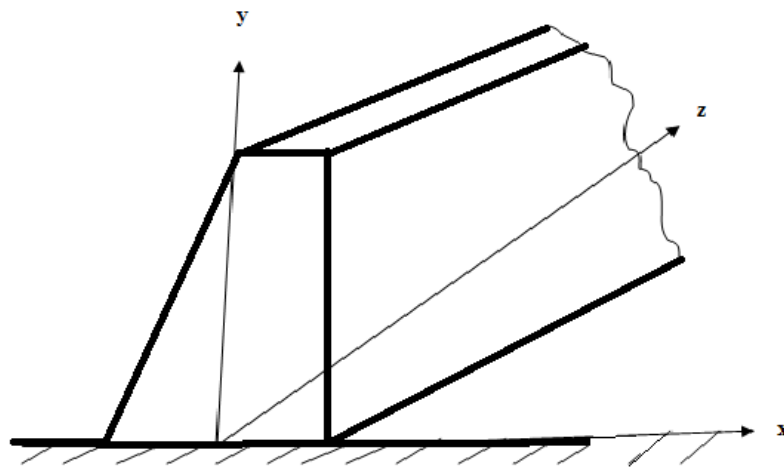


Figure IV.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un mur de soutènement).

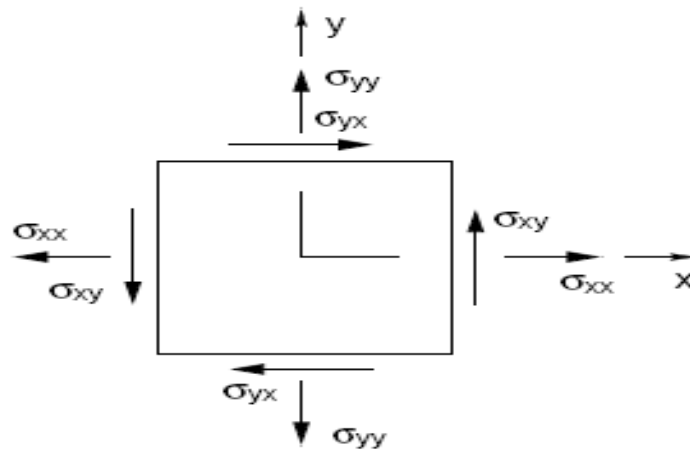


Figure IV.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimé par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (IV.4)$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (IV.5)$$

Le tenseur des déformations est :

$$\epsilon_{IJ} = \begin{bmatrix} \epsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ji} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \epsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (IV.6)$$

Avec : $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

La relation déformations- déplacements:

$$\epsilon_{ij} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{U}_{ij} \quad (IV.7)$$

Avec :

$$\mathbf{U}_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } \mathbf{s} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (IV.8)$$

IV.3 Application de la méthode des éléments finis:**IV. 3.1 Modélisation :****IV.3.1.1 Modélisation du système mur-fondation :**

Le système à étudier est constitué par un mur de soutènement en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le mur de soutènement peut être subdivisé en deux sous structure : mur de soutènement et fondation.

IV.3.1.1.1 :Mur de soutènement:

Dans notre cas le mur est représentés par un maillage d'élément finis, le matériau constituant le mur est considéré homogène, élastique et isotrope dans notre cas de l'analyse linéaire.

IV.3.1.1.2 Fondation :

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le mur et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

IV.3.1.2 Choix de type d'élément :

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système fondation-mur:

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de mur sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de mur, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de mur de soutènement en vibration libre.

IV.3.1.3 Conditions aux frontières:

Généralement, les murs de soutènement sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le mur et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté (U_x , U_y).

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

IV.3.2 Analyse dynamique :

IV.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieures est inférieur au travail virtuel des forces intérieures, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids $\Psi = \delta U$.

$$W = \int \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (IV.15)$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante:

$$W = -\int_{\Omega} \delta \epsilon^T \cdot \sigma d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \mathbf{n} d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U}_g d\Omega \quad (IV.16)$$

Ou:

$$W_{\text{int}} = -\int_{\Omega} \delta \epsilon^T \cdot \sigma d\Omega \quad : \text{Travail virtuel intérieur.}$$

$$W_s = \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad : \text{Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U \cdot f d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces de volume.}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U}_g d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces d'inertie.}$$

Dans le cas du mur l'expression devient:

$$W = -\int_{\Omega_s} \delta \epsilon^T \cdot \sigma d\Omega + \int_{\Gamma_{\text{am}}} \delta U \cdot (-P) \cdot \mathbf{n} d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{U}_g d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} d\Omega = 0 \quad (IV.17)$$

Tel que:

\ddot{U}_g : Accélération sismique.

\mathbf{r} : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

IV.3.2.1.1 Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine Ω_e et en remplaçant les termes contraintes par les produits $D^* \varepsilon$, on a :

IV.3.2.1.1 Matrice de rigidité :

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^t \cdot [D][B] d\Omega_e \quad (\text{IV.18})$$

IV.3.2.1.3 Matrice masse :

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (\text{IV.19})$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est:

$$M_{jj} = I \int_{\Omega_e} \rho \cdot N_j \cdot d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse cpncentrée.}) \quad (\text{IV.20})$$

I: matrice identité.

IV.3.2.1.4 Vecteur chargement sismique:

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{U}_g \quad (\text{IV.21})$$

IV.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système:**IV.3.2.2.1 Matrice de raideurs:**

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dits nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{pmatrix} k_{bb} & K_{ib} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (\text{IV.22}) \quad \text{et} \quad K_f = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{pmatrix} \quad (\text{IV.23})$$

i : Indice des nœuds de l'interface mur-fondation.

b : Indice des nœuds de mur.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.24})$$

IV.3.2.2.2 Matrice masse :

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du murs, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau,

Ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds.

$$[M_b] = \begin{pmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (\text{IV.25}) \quad [M_f] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{pmatrix} \quad (\text{IV.26})$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.27})$$

IV.3.2.2.3 Matrice d'amortissement :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.

- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité μ nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement C .

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse M et de la matrice de rigidité K est communément utilisé:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (IV.28)$$

α_R, β_R : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de C dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2 \cdot \varepsilon}{w_1 + w_n} \begin{Bmatrix} w_1 w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (IV.29)$$

Avec:

w_1 : Pulsation propre du premier mode.

w_n : Pulsation propre d'un mode supérieur.

ξ : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation :

- **mur :**

$$[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (IV.30)$$

$$[C_b] = \begin{pmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (IV.31)$$

- **Fondation :**

$$[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f] \quad (IV.32)$$

$$[C_f] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{pmatrix} \quad (IV.33)$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.34})$$

Chapitre V :

Application

Numérique

Chapitre V

Application numérique

V.1 Introduction :

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait la présence de l'autre composant (structure ou sol). L'interaction entre la structure et le sol de fondation est un phénomène important en chargement sismique. La charge sismique sur une structure est appliquée à travers son sol de fondation sous formes d'ondes. Pour déterminer cette charge pour laquelle la structure doit être conçue, la modélisation du système sol-structure nécessite la prise en compte des caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure, du sol de fondation et de l'interface entre ses deux dernières.

Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS). L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastree à sa base.

La nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuse pour une part grandissante d'ouvrages importantes : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié, murs poids...

Dans ce chapitre, on étudie la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure.

V.2 Présentation du code de calcul ANSYS :

ANSYS est un code d'éléments finis d'usage général dédié à la résolution numérique d'une large variété de problèmes physique en général et de mécanique en particulier. Ces problèmes portent notamment sur : l'analyse structurale en statique et en dynamique (linéaire et non linéaire). ANSYS a été développé à Canonsburg en Pennsylvanie il est l'un des plus grands développeurs et fournisseur de logiciels de simulation numérique.

De façon générale, une résolution par éléments finis comporte trois étapes :

- Première étape : Préparation des données ou Pré-processing pour définir le problème.
- Deuxième étape : Traitement ou Processing : assigner les charges, contraintes et résolution, on spécifie notamment la nature des charges.
- Troisième étape : Post-processing : analyse et visualisation des résultats.

V.3 Modélisation du système par éléments finis:

Le mur étudié est un mur cantilever de hauteur de 5.5m, retenu un remblai constitué de sol sableux comme il est montré dans la figure V.1.

Une discrétisation à deux dimensions (2D) par éléments finis est utilisée pour modéliser le mur et le sol adjacent (figure V.2). Ce modèle d'éléments finis est créé en utilisant software ANSYS qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie.

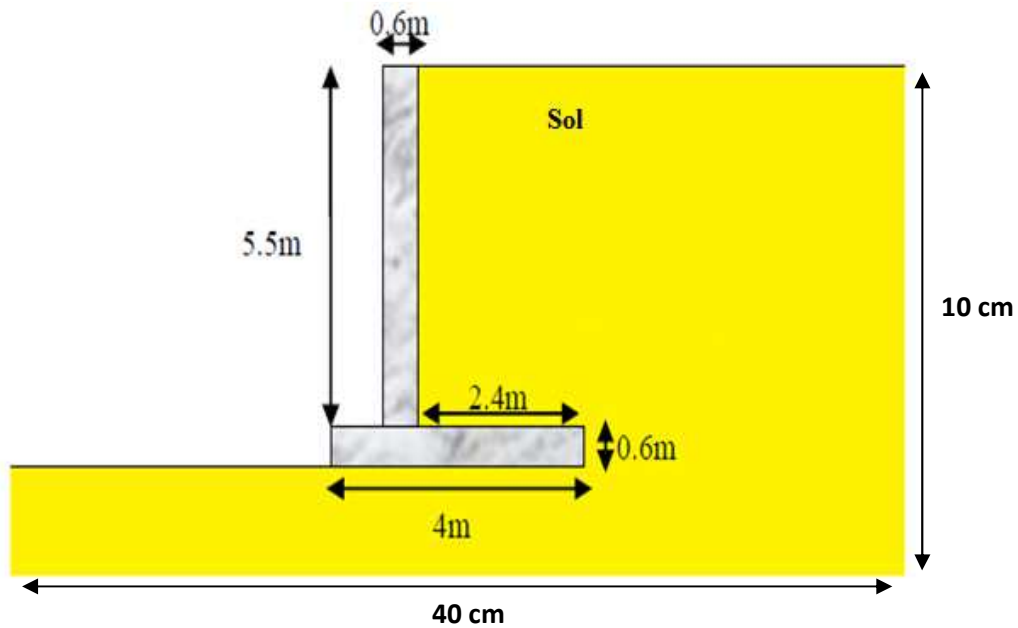


Figure V.1 : Dimensions du mur étudié.

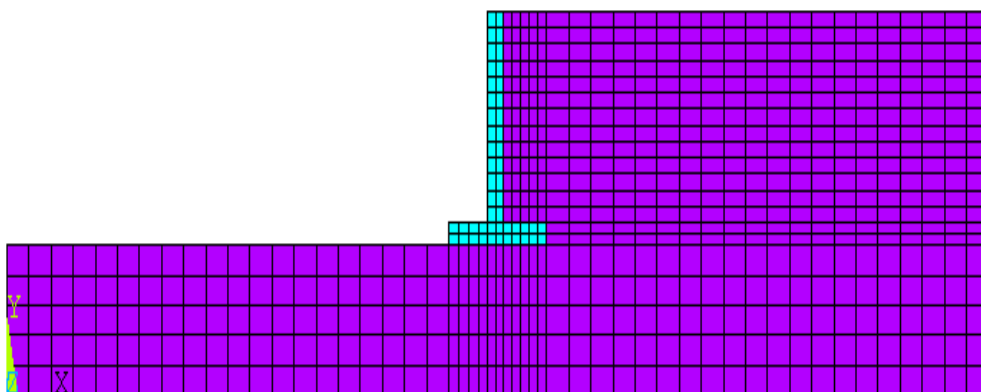


Figure V.2 : Discrétisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent.

Les propriétés mécaniques des matériaux du mur et du sol adjacent sont récapitulées dans le tableau V.1.

Matériau	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson	Densité (Kg/m ³)
Mur en béton	29000	0.25	2500
Sol	90.86	0.26	1960

Tableau V.1: Propriétés mécaniques des matériaux du mur en béton.

Les caractéristiques du sable sont récapitulées dans le tableau V.2.

/	γ KN/m ³	ϕ	C	V_s m/s
Sable	19.6	40°	0	179.9

Tableau V.2 : Caractéristique du sable.

V.4 Analyse dynamique :

V.4.1 Analyse modale :

Les plus basses cinq fréquences naturelles du système mur-sol sont présentés dans le tableau V.2.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	4.5265	0.2209
2	5.8882	0.1698
3	7.0046	0.1428
4	8.4509	0.1183
5	8.7968	0.1138

Tableau V.3 : Cinq premières fréquences naturelles du système.

V.4.2 Analyse transitoire :

La réponse sismique du mur est évaluée par l'utilisation de la composante horizontale du séisme de Boumerdes (2003) (figure 3). Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel Ansys. Algorithme de Newmark est utilisé dans les solutions numériques. Les déplacements, les vitesses et les accélérations ainsi que les contraintes principales majeure et mineure au sommet et au pied du mur présentés.

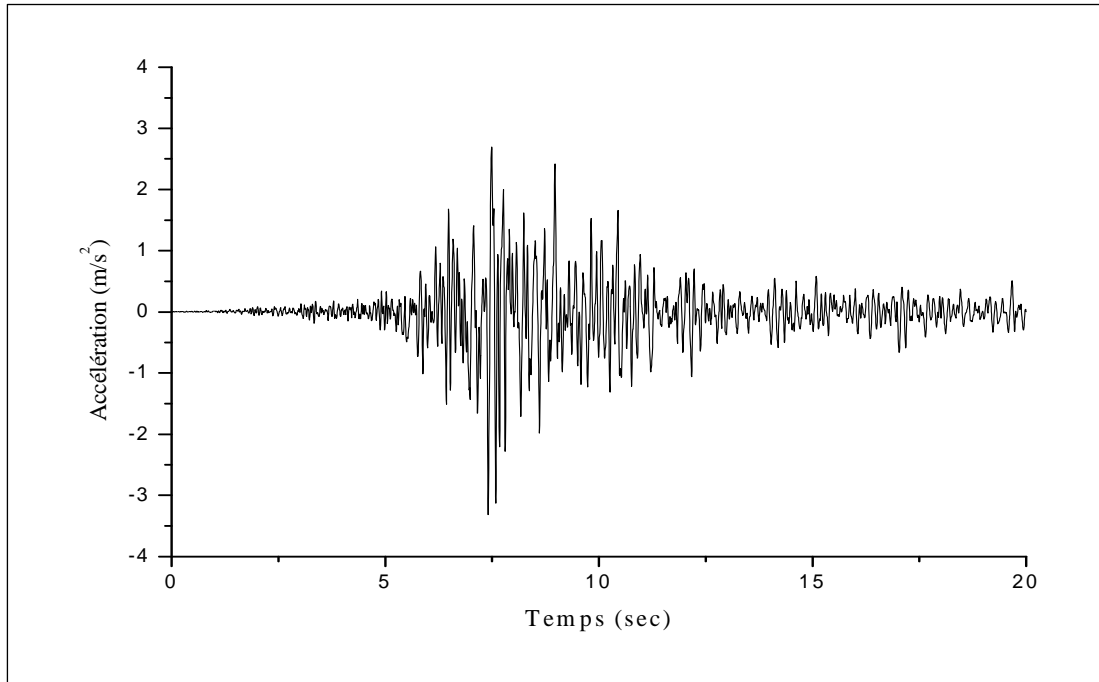


Figure V.3 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).

V.4.2.1 Variation des accélérations :

Les figures V.4 et V.5 montrent la variation de l'accélération en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que l'accélération maximale au sommet est de 23.93 m/s^2 , tandis que, elle est de 9.01 m/s^2 au pied du mur.

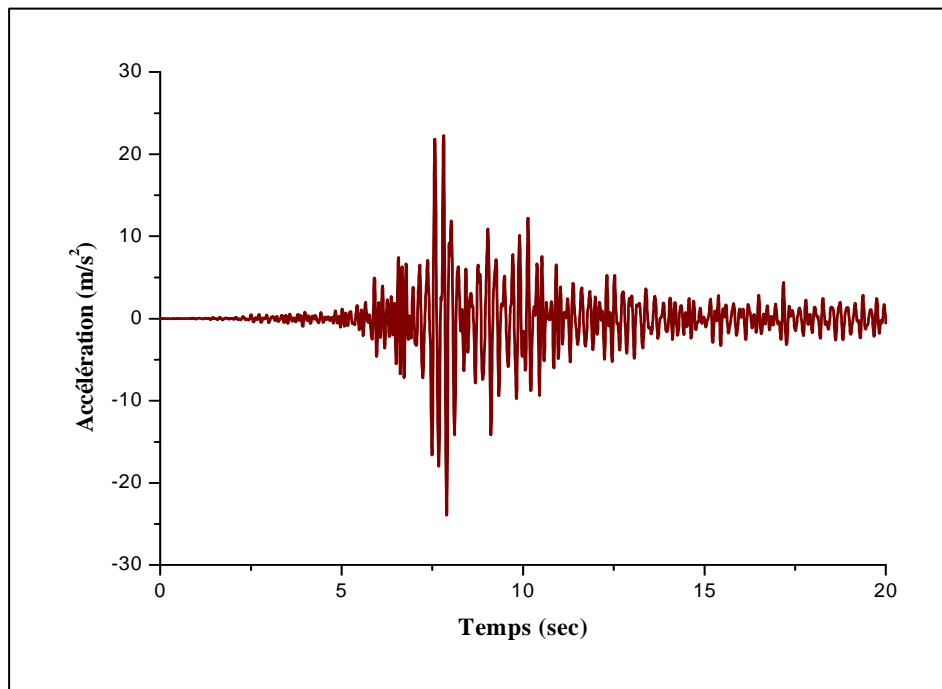


Figure V.4 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet du mur.

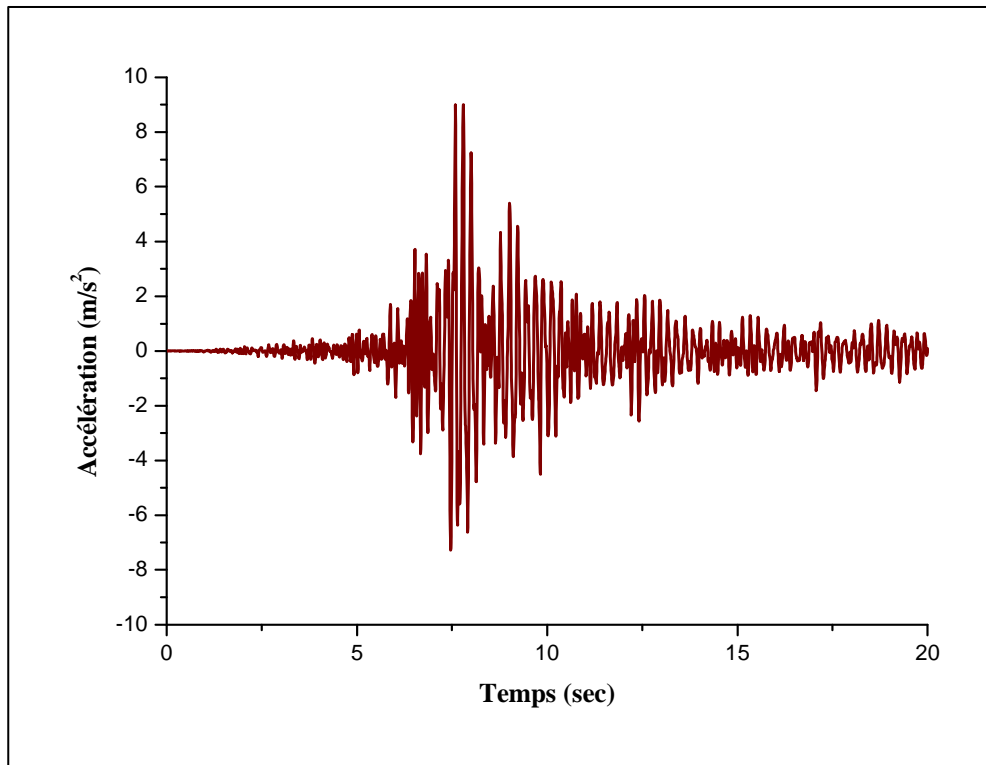


Figure V.5 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au pied du mur.

V.4.2.2 Variation des vitesses :

Les figures V.6 et V.7 montrent la variation de la vitesse en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que la vitesse maximale au sommet atteint de 0.773 m/s, tandis que, elle atteint de 0.277 m/s au pied du mur.

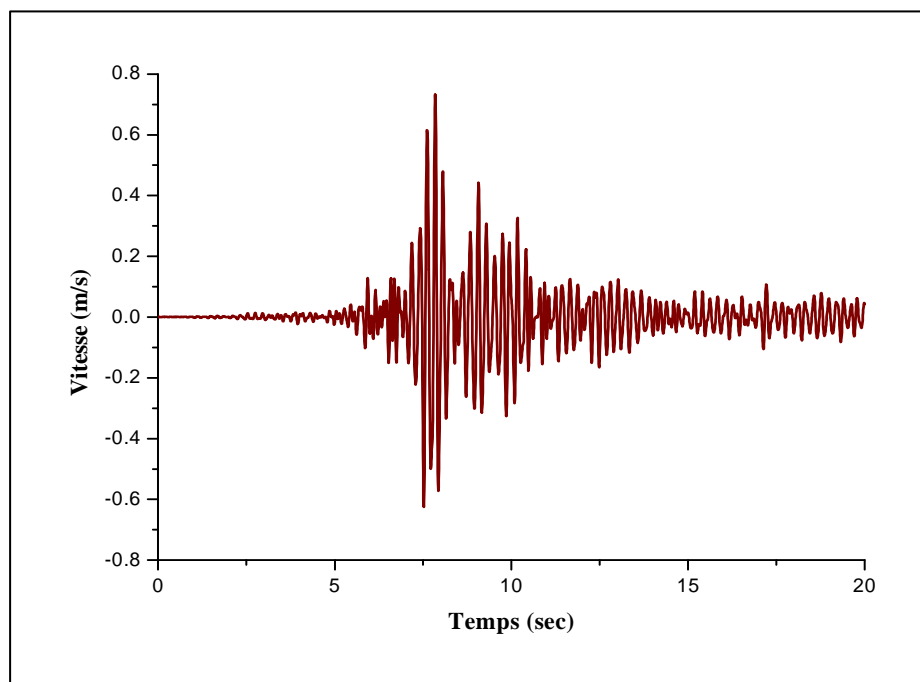


Figure V.6 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps au sommet du mur.

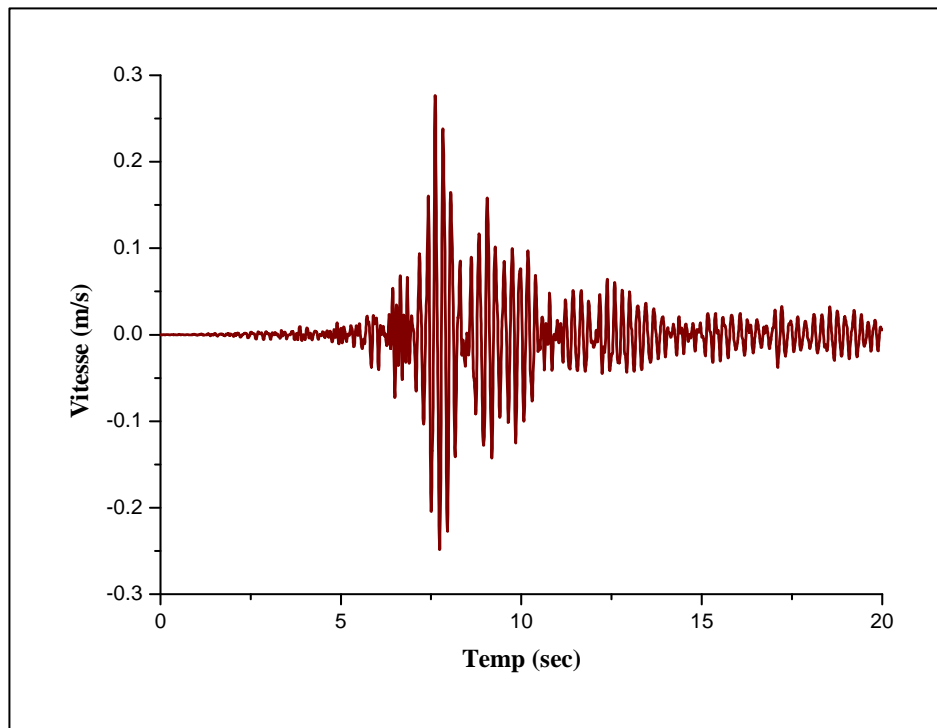


Figure V.7 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps au pied du mur.

V.4.2.3 Variation des déplacements :

Les figures 8 et 9 montrent la variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que le déplacement horizontal maximal au sommet atteint de 2.23 cm, tandis que, elle atteint de 0.92 cm au pied du mur. Ainsi, les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte au sommet du mur.

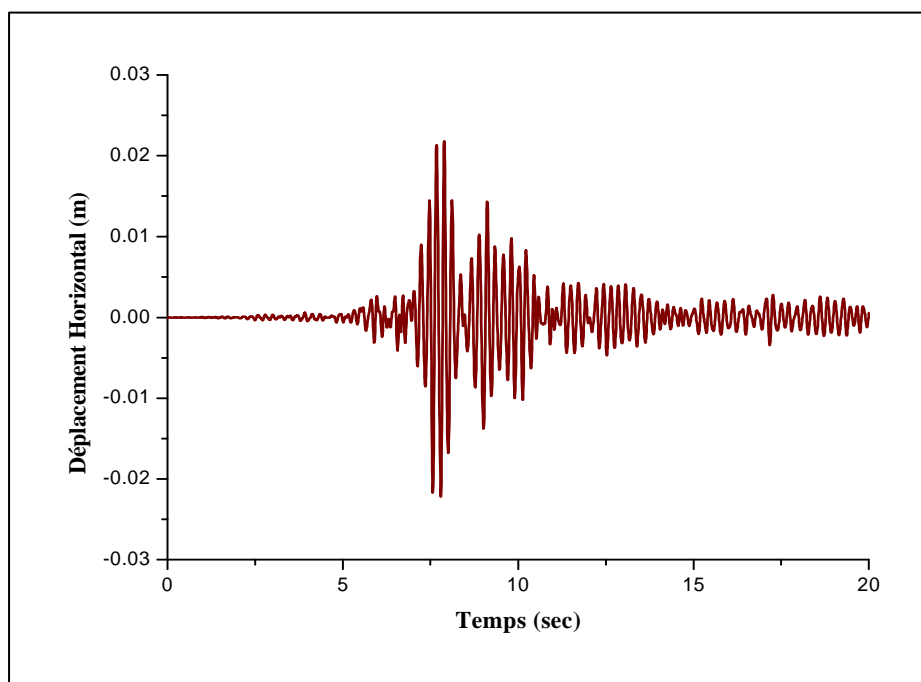


Figure V.8 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet du mur.

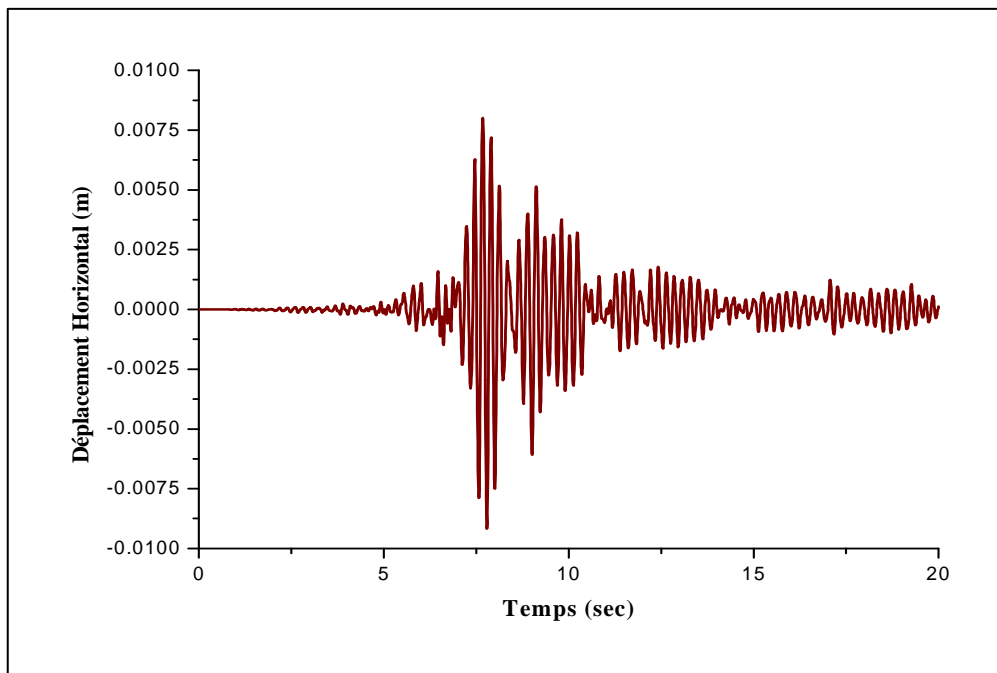


Figure V.9 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au pied du mur.

V.4.2.4 Variation des contraintes principales de traction :

Les figures V.10 et V.11 montrent la variation de la contrainte principale de traction en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de traction au sommet atteint de 116024 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 390611 N/m^2 au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base de la fondation.

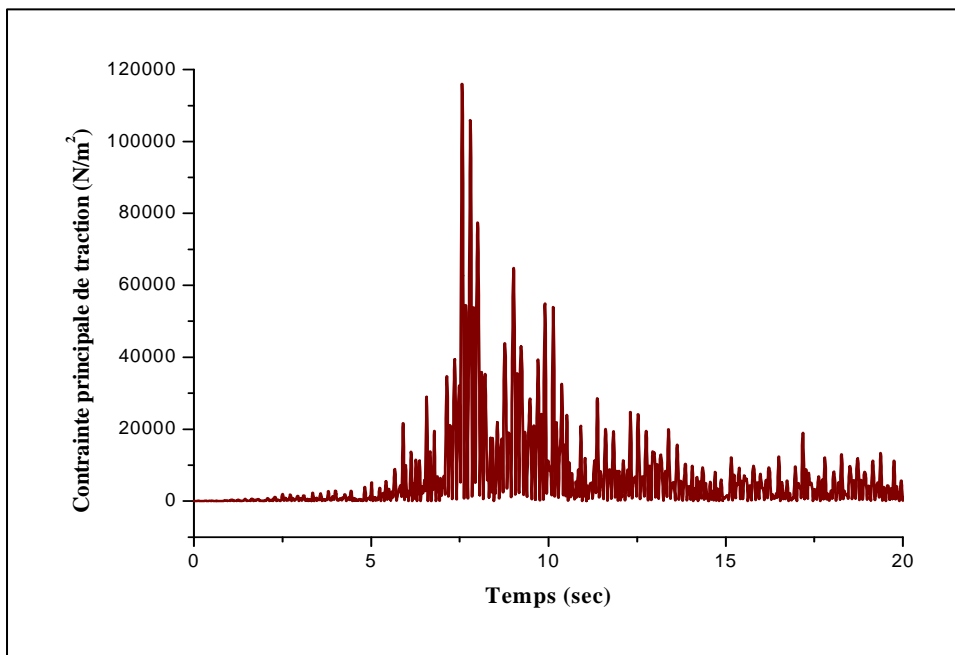


Figure V.10 : Variation la contrainte principale de traction en fonction de temps au sommet du mur.

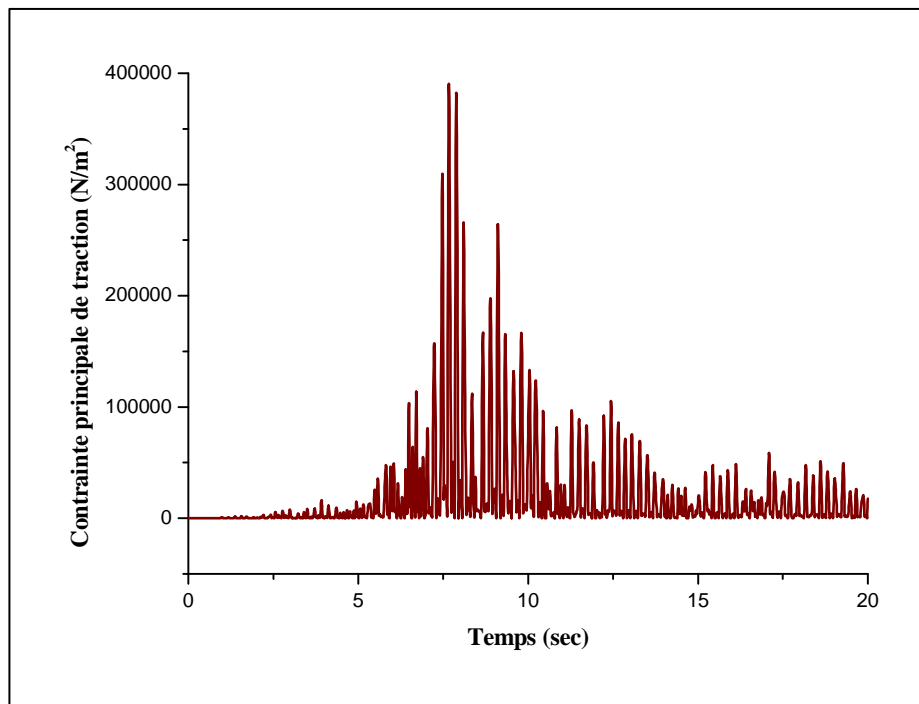


Figure V.11 : Variation de la contrainte principale de traction en fonction de temps au pied du mur.

V.4.2.5 Variation des contraintes principales de compression :

Les figures V.12 et V.13 montrent la variation de la contrainte principale de compression en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de compression au sommet atteint de -119045 N/m^2 , tandis que, elle atteint de -458550 N/m^2 au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base de la fondation.

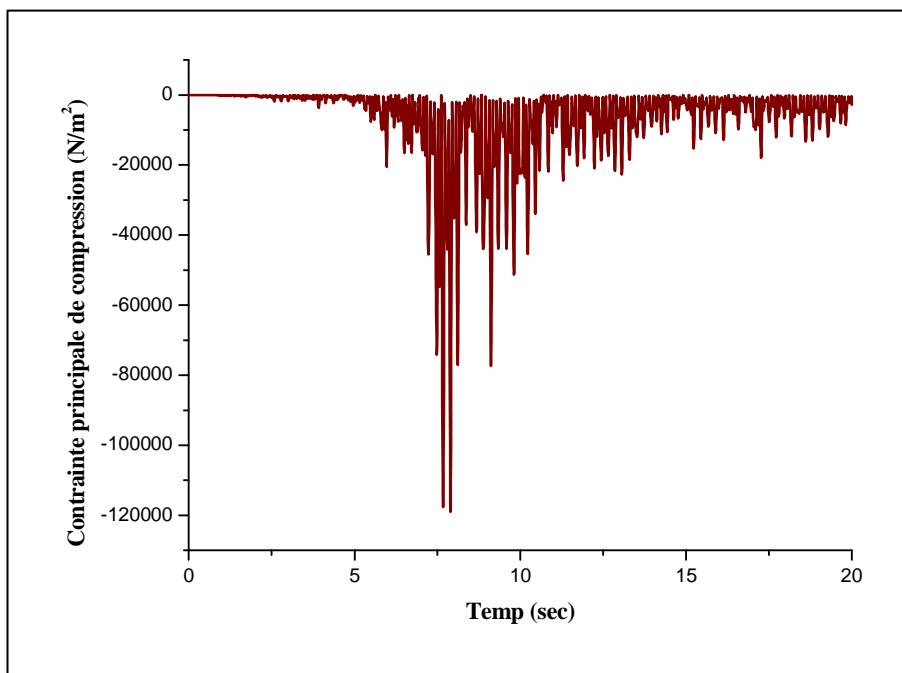


Figure V.12 : Variation de la contrainte principale de compression en fonction de temps au sommet du mur.

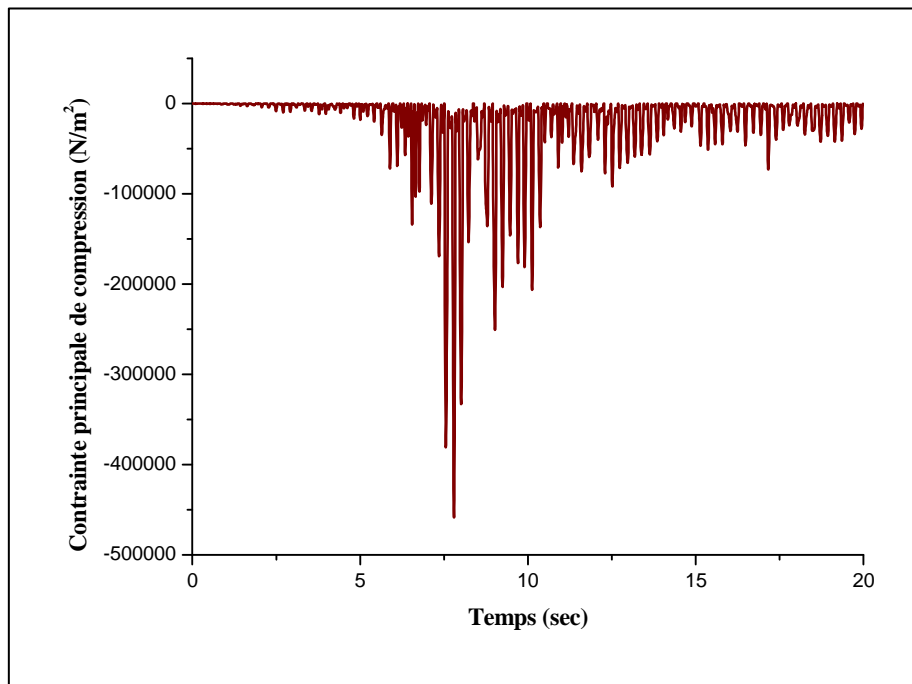


Figure V.13 : Variation de la contrainte principale de compression en fonction de temps au pied du mur.

V.5 Conclusion :

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

D'après les résultats numériques obtenus, on remarque que :

- les déplacements horizontaux du mur soient importants. Ceci est bien sur dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai.
- les contraintes principales de traction et de compression soient importantes au pied du mur, donc on peut s'attendre à apparaître des fissures autour de ces parties qui peuvent provoquer des endommagements au mur.

Référence bibliographique

- 1) **ANSYS**. Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).
- 2) **Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A.** Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Research Center report 73-13, University of California, Berkeley, 1973.
- 3) **Coulomb C.A. (1776)**. “Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture”, Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants, Vol. 7
- 4) **Evgeny Barkanov**. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- 5) **Gutierrez, J.A.** A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. Earthquake Engineering Research Center report 76-9, University of California, Berkeley, 1976.
- 6) **Idriss, J.M. and Kennedy, R.P** (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.
- 7) **John, P.W. and Chongmin, S.** Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. Eng. Struct. 2002; 24:13-28.
- 8) **Kramer.S.L (1996)**,”Geotechnical earthquake engineering”, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- 9) **Lysmer, J. (1978)**. Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCE-Conference on soil dynamics and earthquake engineering.
- 10) **Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B.** FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems. Earthquake Engineering Research Center report 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 11) **Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H.** Full-scale experimental studies of soil structure interaction. In: Proceedings of the 2nd US-Japan workshop on soil structure interaction, Tsukuba City, Japan, March 6-8, 2001.
- 12) **Pecker, A.** Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
- 13) **Pecker, A.** Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- 14) **Rankine W. (1857)**. “On the stability of loose earth”, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147

Référence bibliographique

- 15) **Schlosser.F (1991)**, “Murs de soutènement”, *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244*, Paris.
- 16) **Schlosser.F (1997)**, “Ouvrages de soutènement - Poussée et butée”, *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 242*, Paris.
- 17) **Smith and Smith**, “Elements of soil mechanics”, Blackwell science.
- 18) **Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I.** Structural control considering soil-structure interaction effects. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 1994; 23:609-626.
- 19) **Terzaghi, K., (1943)**. “Theoretical soil mechanics” John Wiley & Sons, Inc, New York.
- 20) **Taylor .D.W. (1948)** “Fundamentals of Soil Mechanics”, Wiley, New York, 700pp.
- 21) **Wilson, E.L.** Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering, 3rd Ed (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA), 2002.

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

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

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

Dans ce travail, on a étudié la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme. On a présenté aussi l'importance de la prise en compte du comportement du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

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

D'après les résultats obtenus dans la présente étude, on remarque que :

- les déplacements horizontaux du mur sont importants. Ceci est bien sur dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai, produite pour la présence du sol de fondation. Ce résultat met en évidence l'importance de la prise en compte du sol de fondation sur le niveau d'accélération qui arrive à la base du mur.
- les contraintes principales de traction et de compression soient importantes au pied du mur, donc on peut s'attendre à apparaître des fissures autour de ces parties qui peuvent provoquer des endommagements au mur.