

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : science et technologie

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Structure

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: **LEBOUKH FATEH**

Intitulé

**Contribution à l'analyse dynamique d'un mur de
soutènement en béton**

Soutenu devant le jury composé de:

Président: **MAHAMED ABDELKRIM**

Rapporteur: **DJAMEL OUZANDJA**

Examineur : **SEDDIKI AHMED**

Année universitaire : 2016 /2017.

Remerciements

Je remercie Monsieur Ouzendja Djamel Eddine mon encadreur non pas par simple courtoisie mais pour ses précieux conseils et son orientation qui a permis de mener à bien ce travail

J'adresse mes vifs remerciements à messieurs

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

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

Fateh.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail avec un grand amour et une
sincérité et fierté :*

À

mes parents

À

Mes frères et sœurs

bouزيد, rouchdi et salah

À

Toute la famille leboukh et daif

À

*Tous mes amis et tous mes professeurs Et mes collègues dans
l'étude et tous ceux qui ont participé à ce travail modeste.*

FATEH.

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

Chapitre I : MURS DE SOUTÈNEMENT

I.1 introduction	3
I.2 DEFINITION	3
I.3 DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	4
I.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids	4
I.3.2. Murs-voil	4
I.4 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	9

Chapitre II : Interaction sol-structure

II.1 Introduction	13
II.2 Formulation d'un problème d'interaction sol-structure	14
II.3 Différents types d'interaction sol-structure	17
II.4 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure	17
II.4.1 Méthode global	18
II.4.2 Méthode de sous-structures	20
II.4.2.1 Méthode frontière	20
II.4.2.2 Méthode de volume	23
II.4.3 Méthode hybride	25
II.5 Conclusion	26

Chapitre III :Présentation du code de calcul ANSYS

III.1 INTRODUCTION	27
III.2 DEFINITION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	27

Sommaire

III.3 Présentation du code de calcul ANSYS	27
III.3.1 ANSYS classique	28
III.3.2 ANSYS Workbench	28
III.4 Composantes du logiciel ANSYS	28
III.4.1 ANSYS mechanical	28
III.4.2.ANSYS CFD (code flotron)	29
III.4.3 ANSYS EMAG	29
III.4.4 ANSYSE LS-DYNA	29
III.4.5 ANSYS multiphysics.....	29
III.4.6 ANSYS civil FEM	29
III.4.7 ANSYS géotechnique.....	29
III.5 les domaines du utilisateur	29
III.6 Analyse d'un modèle avec ANSYS	30
III.6.1 Prétraitement (Pre-Processing)	30
III.6.2 Solution	32
III.6.3.Post-traitement (Post-Precessing)	33
III.7 Barre de commande ANSYS	34
III.8 CONCLUSION	34

Chapitre IV: Application Numérique

IV.1 Introduction	35
IV.2 Modélisation du système par éléments finis	35
IV.3 Analyse dynamique	37
IV.3.1 Analyse modale	37
IV.3.2 Analyse transitoire	39

Sommaire

IV.3.2.1. Variation des déplacements	40
IV.3.2.2. Variation des contraintes principales de traction.....	41
IV.3.2.3 Variation des contraintes principales de compression	42
IV.4 Conclusion	45

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Nomenclature des termes usuels.....	3
Figure I.2 : Mur à caissons.....	4
Figure I.3 : Mur gravitaire en maçonnerie.....	5
Figure I.4 : Mur à redans.....	5
Figure I.5 : Mur en «T renversé» classique.....	6
Figure I.6 : Mur à contreforts.....	7
Figure I.7 : Diverses dispositions de bûches.....	8
Figure I.8 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	8
Figure I.9 : 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	10
Figure I.10 : 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.....	10
Figure I.11 : (a) pression sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.....	11
Figure I.12 : 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.....	12

Chapitre II :

Figure II.1 : Modèle d'interaction sol-structure.....	15
Figure II.2 : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	19
Figure II.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	21
Figure II.4 : Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	23
Figure II.5 : Méthode Hybride.....	26

Liste des figures

Chapitre III :

Figure III.1 : domaines d'étude	30
Figure III.2: Fonction de l'icône preprocessor	31
Figure III.3: Fonction de l'icône solution	32
Figure III.4: Fonction de l'icône general postproc	33
Figure III.5: Fonction de l'icône TimeHist postpro	33
Figure III.6: Fonction de la barre de commande ANSYS	34

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Présentation du mur de soutènement poids étudié	36
Figure IV.2: Dimensions du système mur-sol	36
Figure IV.3: Discrétisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent	37
Figure IV.4: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements	38
Figure IV.5: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.	38
Figure IV.6: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.	38
Figure IV .7: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.	39
Figure IV.8: Cinquième mode de vibration et la répartition des déplacements.	39
Figure IV.9: Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).	40
Figure IV.10: Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au sommet du mur.	40
Figure IV.11: Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au pied du mur.	41
Figure IV.12: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système mur-sol.	41
Figure IV.13: Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au sommet du mur	42

Liste des figures

Figure IV.14: Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au pied du mur.	42
Figure IV.15: Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au sommet du mur.	43
Figure IV.16: Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au pied du mur	43
Figure IV.17: Contours des contraintes principales de traction du système mur-sol	44
Figure IV.18: Contours des contraintes principales de compression du système mur-sol	44

Liste des tableaux

Chapitre IV :

Tableau IV.1: Propriétés mécaniques des matériaux du mur en béton.....	37
Tableau IV.3 : Cinq premières fréquences naturelles du système.....	37

Résumé

Résumé :

La conception des structures de soutènement des terres sous l'action d'un tremblement de terre est encore un art en évolution. Les secousses sismiques violentes induisent souvent la rupture des structures de soutènement. Avec peu d'opportunité de comparaison avec des ouvrages auscultés et observés, les méthodes de calcul théorique disponibles en littérature semblent être limitées. Ainsi, il est noté une insuffisance de compréhension de l'interaction complexe sol-structure.

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 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 design of earth retaining structures in the presence of water, under the action of an earthquake is an art in evolution. Violent earthquake often induce the breakdown of retaining structures. With little opportunity of comparison with works auscultated and observed, the theoretical calculation methods available in literature seem to be limited. Thus, it is noted a lack of understanding of the complex soil-structure interaction.

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 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.

ملخص :

إن تصميم المنشآت الساندة للأتربة تحت تأثير الهزات الأرضية هي لحد الآن فن في طور النمو، الهزات الأرضية الشديدة الناجمة عن الزلازل تؤدي غالباً إلى تحطيم المنشآت الساندة للأتربة. بقليل من إمعان النظر في تجهيز و مقارنة بعض المنشآت، تكاد طرق الحساب التحليلي المتوفرة تكون محدودة القدرة على تفسير بعض الظواهر، كما أنه من الواضح أن هناك عدم إلمام بظاهرة التفاعل بين التربة و المنشأ.

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

العمل الحالي هو تقديم استجابة من الجدار الإستنادي أثناء وقوع زلزال وأهمية الأخذ بعين الاعتبار سلوك التربة المجاورة في نزوح دائم للجدار. وتجرى هذه الدراسات باستخدام نموذج العناصر المحدودة. في كل التحليلات، يفترض الكلمة تكون بمثابة وسيلة متجانسة و يوجد في السور بطريقة مرنة خطية. وقد وضعت هذه النماذج باستخدام ANSYS، برنامج العناصر المحددة. يتم التعبير عن استجابة من حيث النزوح و التوتر. في سياق النماذج العددية لدراسة هذه المشاكل، يمكننا تحديد كيانين مختلفين. الأول يتوافق مع المواد والأخذ بعين الاعتبار من سلوكهم. الجزء الثاني هو نوع من الحمل المفروض، وهذا هو القول، لإشارة الدخل.

كلمات مفتاحية: الإبقاء على الجدار، تفاعل التربة البنية، طريقة العناصر المحدودة والاستجابة الديناميكية، ANSYS

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique. 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.

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

Introduction générale

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 :
MURS DE
SOUTÈNEMENT

Chapitre I

MURS DE SOUTÈNEMENT

I.1 INTRODUCTION

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

La pente que suppose la construction d'un talus occasionne généralement une perte d'espace, que le mur vertical permet de récupérer. Le mur peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables.

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

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

Après avoir donné une classification des divers ouvrages de soutènement, on indique pour chaque type les étapes principales de la méthode d'étude de dimensionnement.

I.2 DEFINITION

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure I.1) : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

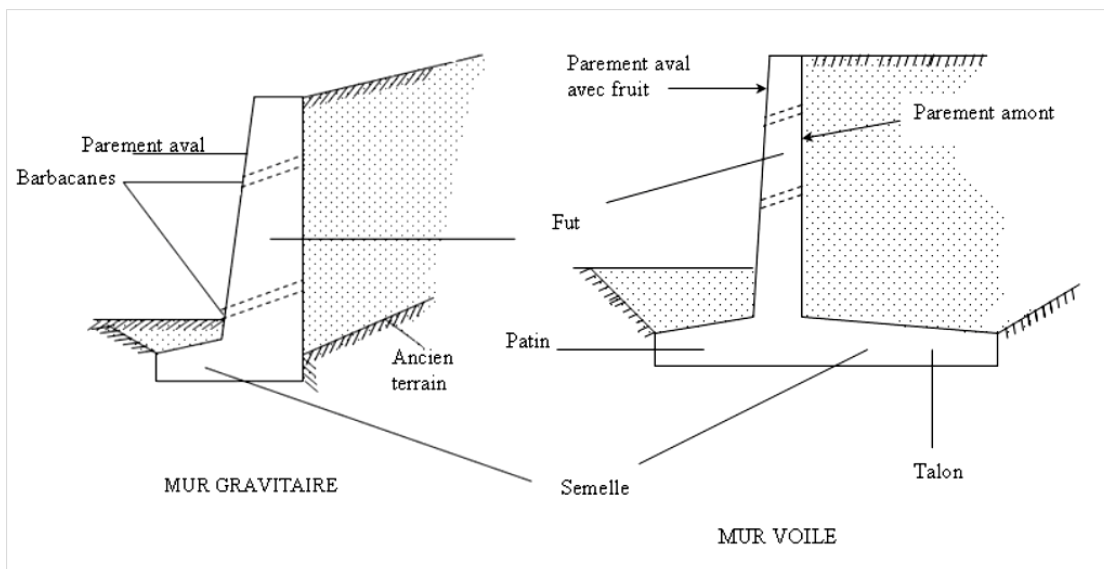


Figure I.1: Nomenclature des termes usuels.

I.3 DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids.
- Les murs-voiles.

I.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids: Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques. Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans.

Quelques exemples sur des murs gravitaires.

a) Mur à caissons: Le mur à caissons (figure I.2) est le plus résistant. Il est constitué d'un ensemble de boîtes alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. Chaque boîte ou caisson est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage.

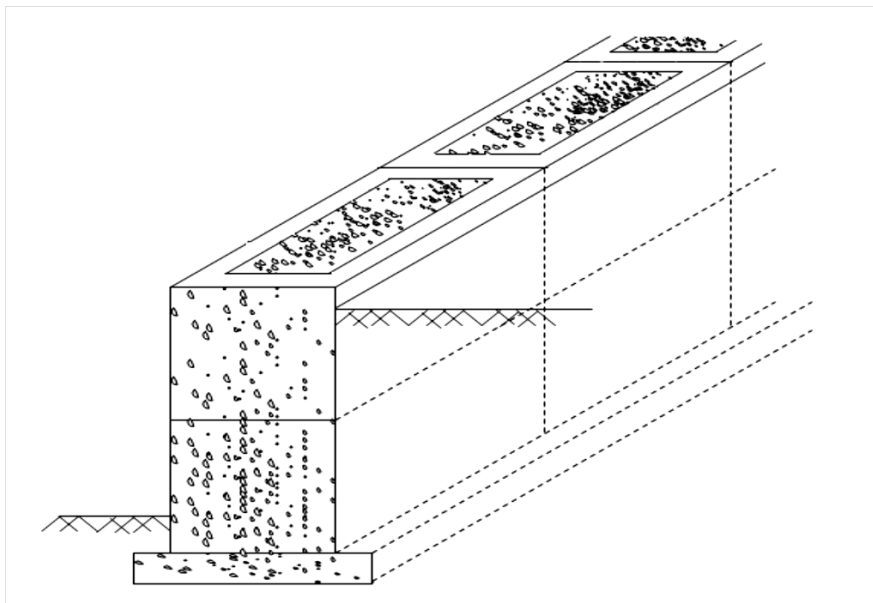


Figure I.2: Mur à caissons.

b) Mur gravitaire en maçonnerie: Ce sont des murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointoyés (figure I.3).

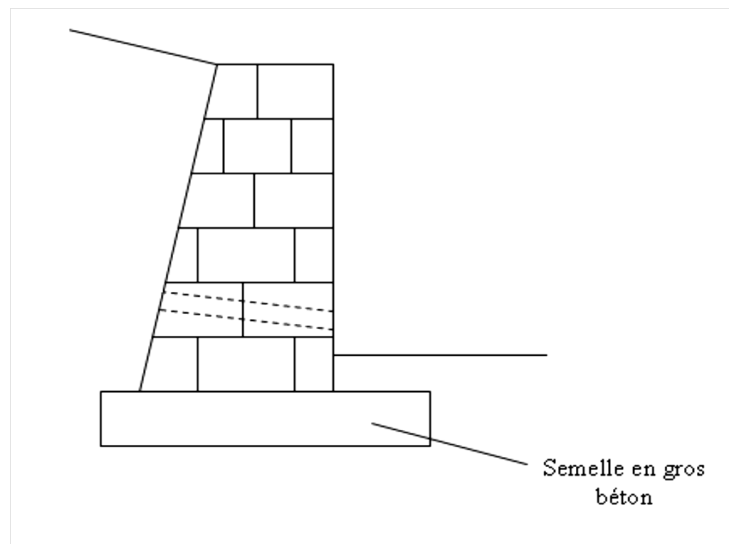


Figure I.3: Mur gravitaire en maçonnerie.

c) Mur gravitaire à redans

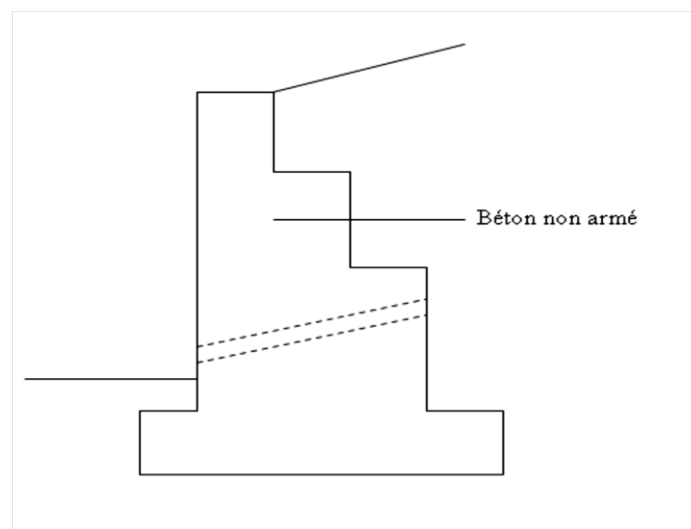


Figure I.4: Mur à redans.

I.3.2 Murs-voiles: Ils sont aussi appelés quelquefois murs-chaises ou mur cantilever : ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier de lestage.

Quelques exemples sur des murs-voiles.

a) Mur en «T renversé» classique: Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

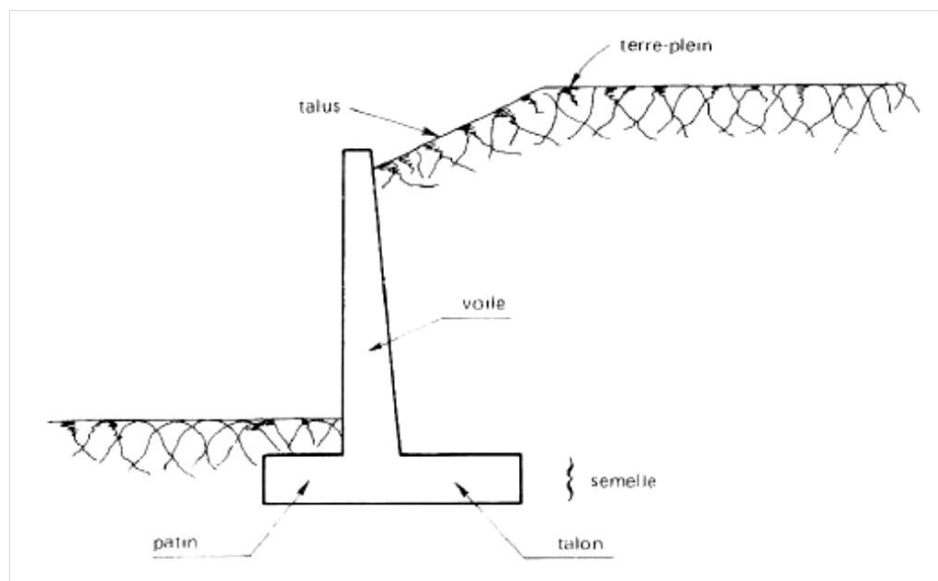


Figure I.5: Mur en «T renversé» classique.

b) Mur à contreforts: Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

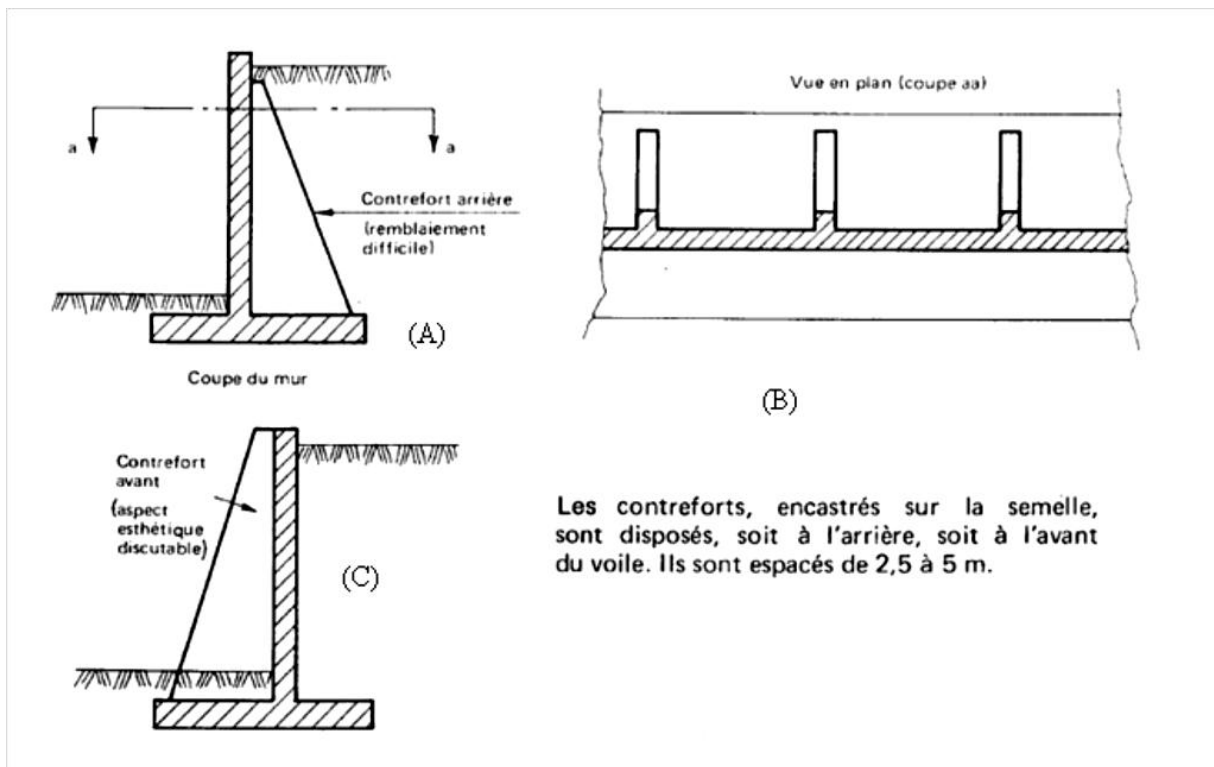


Figure I.6: Mur à contreforts.

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.

c) Diverses dispositions de bèches: Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bèche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Cette bèche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas (figure I.8.A) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bèche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bèche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

Le troisième cas (figure I.8.C) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bèche les treillis soudés formant armatures en attente.

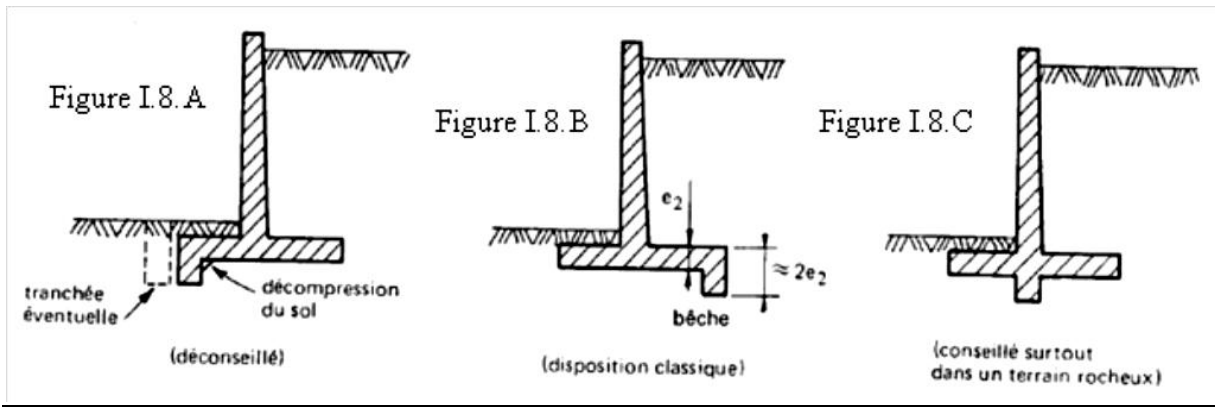


Figure I.7: Diverses dispositions de bêtes.

D) Autre murs :

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

Figure I.8 :Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode 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.9a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure I.9b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure I.9c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure I.9d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure I.9e)

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

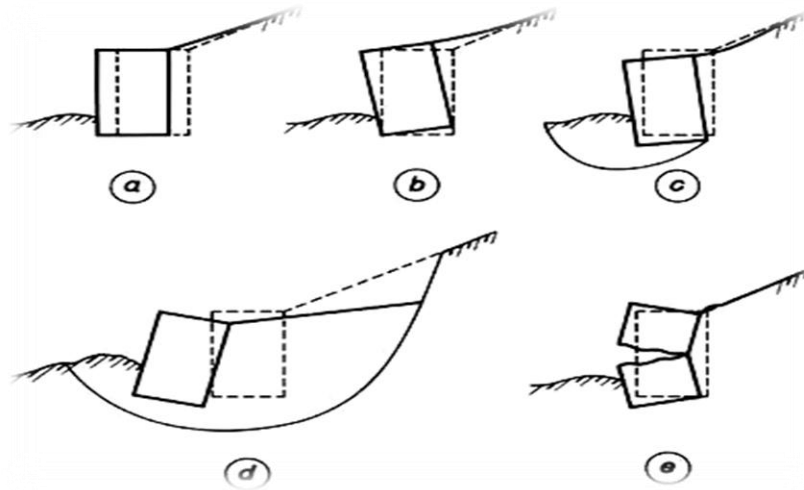


Figure I.9 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement. Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement (Figure I.10).

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.

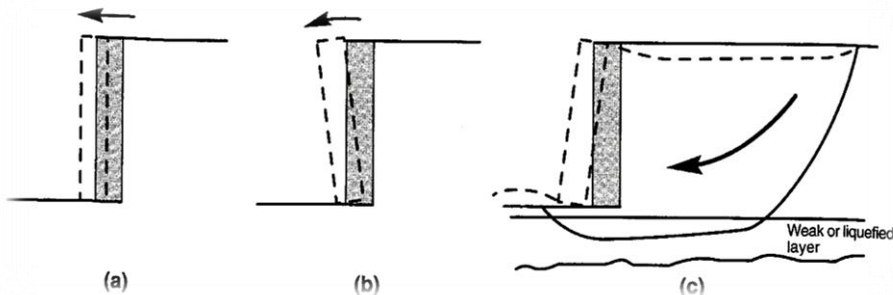


Figure I.10 : Des mécanismes de rupture typiques des mur poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

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.11c). La ductilité structurale du mur lui-même peut influencer le niveau de déformation produite par rupture par flexion.

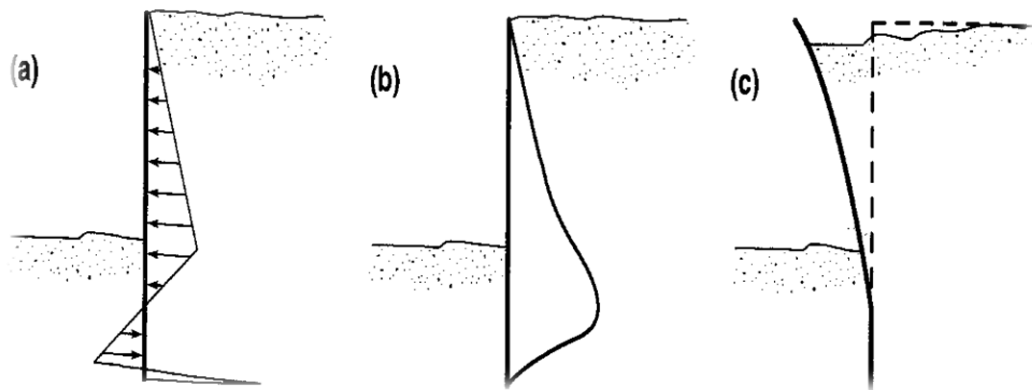


Figure I.11 : (a) pression sol, (b) moment fléchissant et (c) mécanisme de rupture par flexion d'un mur cantilever.

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 le 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.12a).

Les murs ancrés avec une pénétration insuffisante peuvent basculer autour de leurs bases (Figure I.12b). 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 boutons ou flambement du pont. Les établissements de remblai peuvent aussi imposer d'autres charges axiales et transversales aux éléments de contreventement tels que les boutons et les tirants.

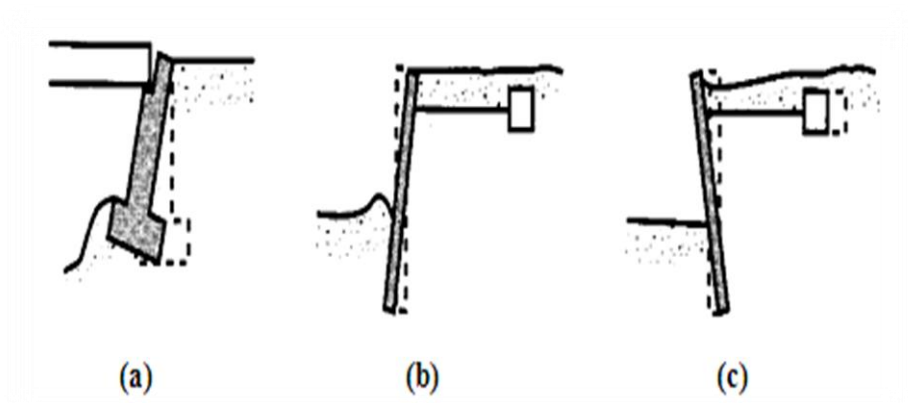


Figure I.12 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage.

Chapitre II :
Les méthodes
d'interaction sol-
structure

Chapitre II**Les méthodes d'interaction sol-structure****II.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 encastree 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.

II.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 II.1.

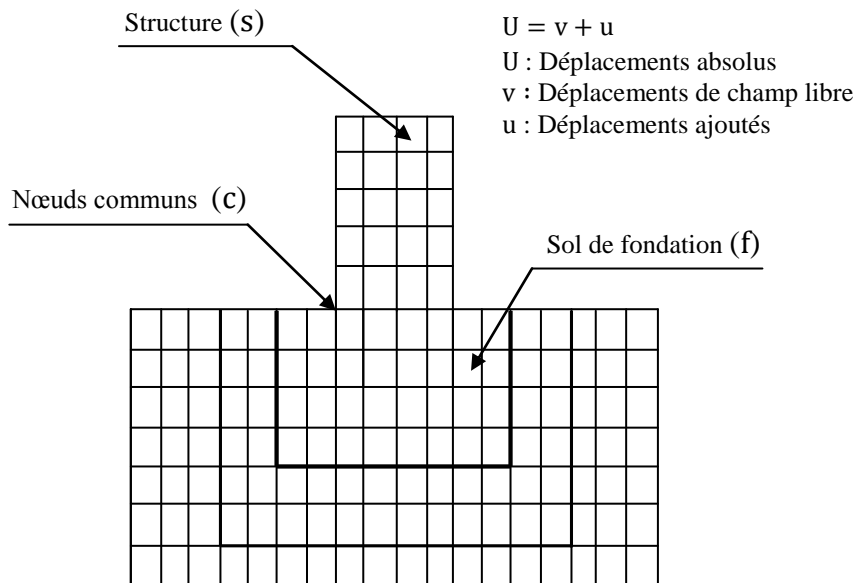


Figure II.1 : Modèle d'interaction sol-structure.

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 :

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

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 :

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

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 .

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

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

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{cases} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{cases} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} u_s \\ u_c \\ u_f \end{cases} = \\ & - \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{cases} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{cases} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{cases} v_s \\ v_c \\ v_f \end{cases} \quad (\text{II.4}) \end{aligned}$$

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 (II.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

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

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

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

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

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

Par conséquent, le côté droit de l'équation (II.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 :

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

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{\mathbf{u}\}$, 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.

II.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.

II.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.

II.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 :

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

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.

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

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure II.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.

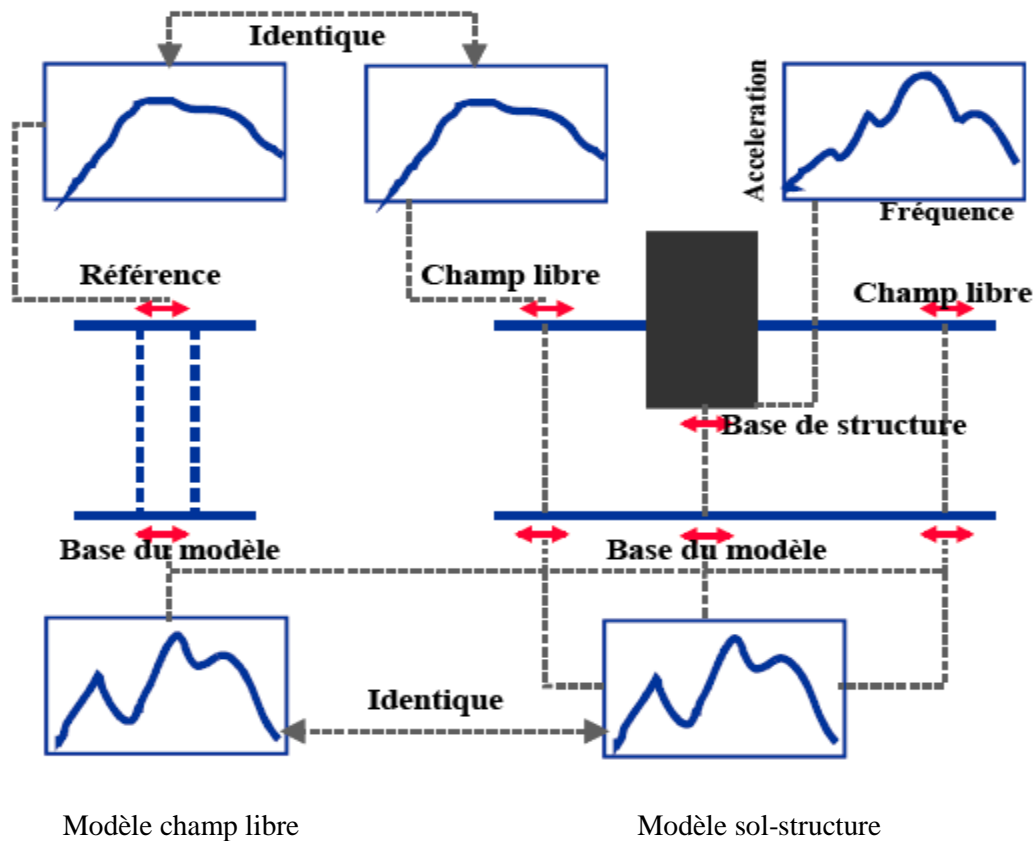


Figure II.2 : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.

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.

II.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.

II.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 II.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 II.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

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

- sol :

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

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.

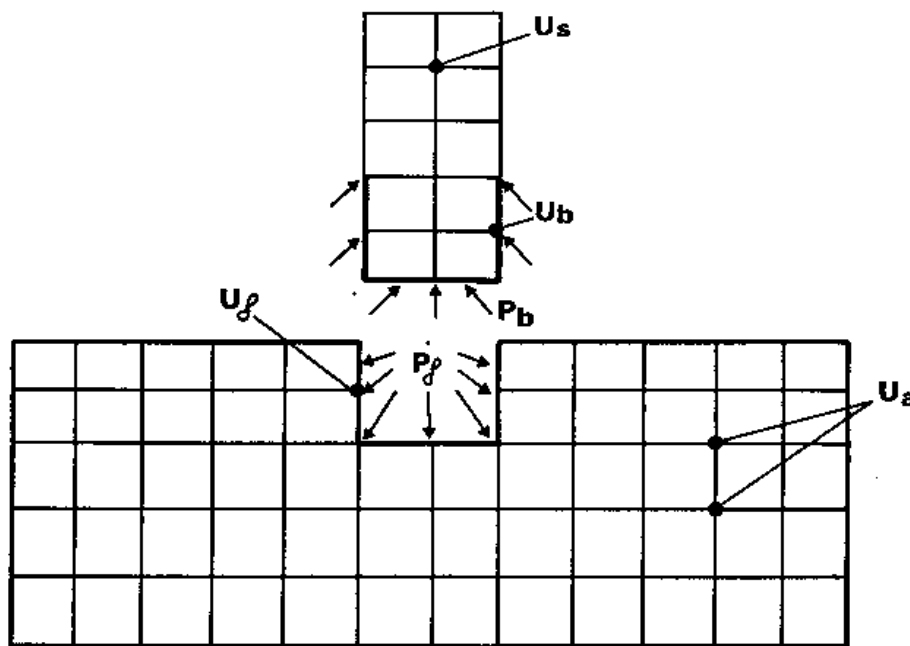


Figure II.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.

L'analogue de l'équation (II.12) s'écrit en l'absence de structure :

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

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

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

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

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 (II.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole \sim les transformées de Fourier

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

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

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

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 :

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

et de la relation :

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

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

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

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.

II.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 II.4.

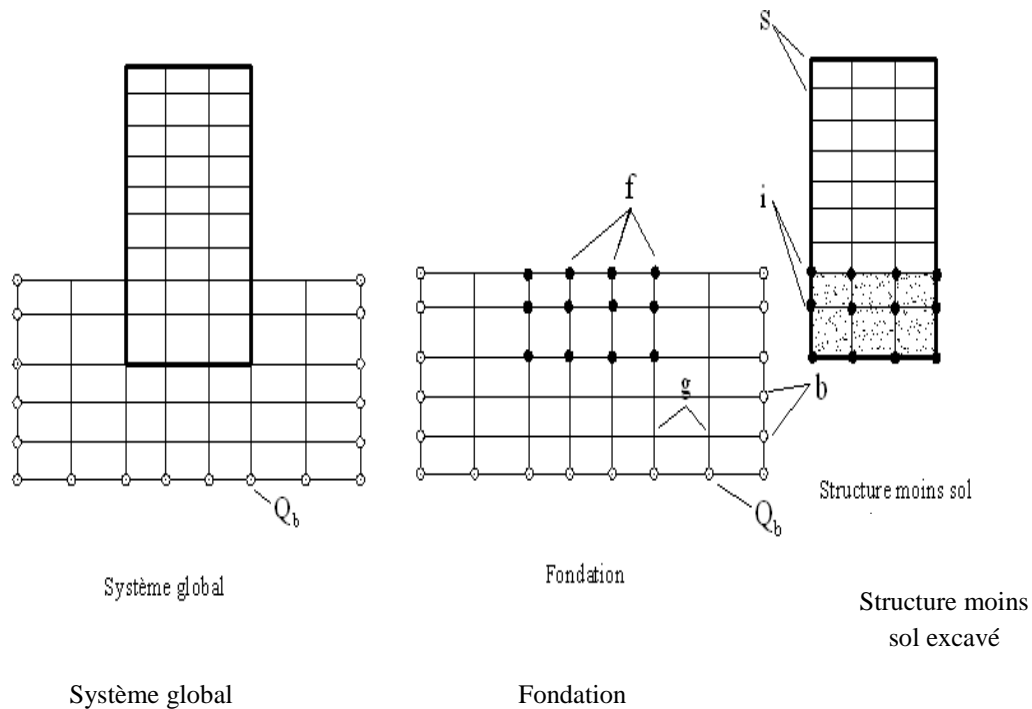


Figure II.4 : Méthode de sous-structures : méthode de volume.

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 :

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

La matrice de raideur [K] est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure II.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

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

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

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.22})$$

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

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

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

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

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

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

$[X_f]$ 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 coût raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

II.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 (II.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 II.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.

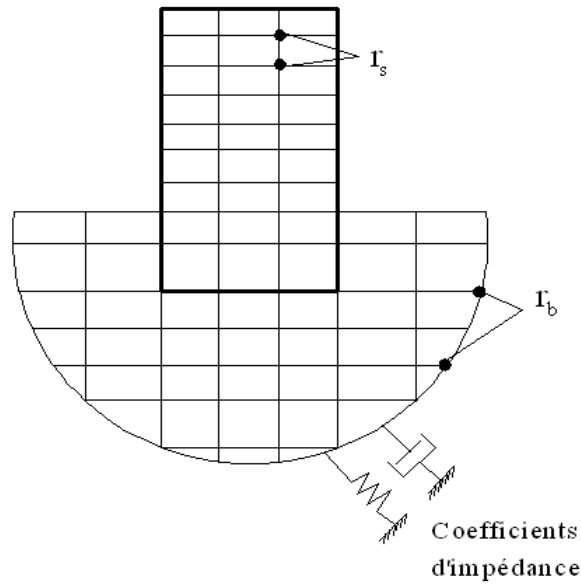


Figure II.5 : Méthode Hybride.

II.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 III :
Présentation du
code de calcul
ANSYS

Chapitre III**présentation du code de calcul ANSYS****III.1 INTRODUCTION**

Dans ce chapitre on fera la présentation du code ANSYS ainsi que la définition de la méthode des éléments finis, et on terminera par la méthodologie à suivre pour la création d'un modèle ANSYS. Le présent calcul est basé sur la méthode des éléments finis

III.2 DEFINITION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, thermodynamiques, acoustiques, etc.).

Concrètement, cela permet par exemple de calculer *numériquement* le comportement d'objets même très complexes, à condition qu'ils soient continus et décrits par une équation aux dérivées partielles linéaire : comportement d'un fluide arrivant à grande vitesse sur un obstacle, déformation d'une structure métallique, etc.

Il s'agit donc avant tout de la résolution approchée d'un problème, où, grâce à la formulation variationnelle, les solutions du problème vérifient des conditions d'existence plus faibles que celles des solutions du problème de départ et où une discrétisation permet de trouver une solution approchée.

III.3 Présentation du code de calcul ANSYS

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr. John Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. qui a son siège à Houston, PA, USA. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode utilisée est celle des éléments finis. Il est utilisé dans des domaines allant.

Il est utilisé pour simuler d'une grande variété de problèmes dans les sciences de l'ingénieur, ces simulations ont pour objectif de réduire les essais sur les prototypes. Parmi les domaines qu'ils traitent, on cite des analyses des structurales statiques, dynamiques, mécanique des ruptures, fatigue, voilement, effet de contact, le fluage, le gonflement, transfert de chaleur, écoulements des fluides, magnétique, électronique, acoustique et tous ces calculs peuvent se faire avec et sans effet temporels.

Deux environnements des logiciels permettent de mettre en oeuvre le code ANSYS :

III.3.1 ANSYS classique : Chronologiquement, c'est la première solution logicielle développée par le constructeur. Elle est destinée à la construction de modèles éléments finis à la géométrie simple, facilement constructible à l'aide d'opérations basiques. À partir de cet environnement, l'utilisateur construit directement un modèle éléments finis en se basant sur les commandes disponibles dans le code ANSYS. Il est donc destiné à des utilisateurs compétents dans le domaine de la simulation numérique.

III.3.2 ANSYS Workbench : Cette plate forme propose une approche différente dans la construction d'un modèle en ré-utilisant le code ANSYS initial. Elle est particulièrement adaptée au traitement de cas à la géométrie complexe (nombreux corps de pièce) et aux utilisateurs non confirmés dans le domaine du calcul. Dans cet environnement, l'utilisateur travaille essentiellement sur une géométrie et non plus sur le modèle lui-même. La plate forme est donc chargée de convertir les requêtes entrées.

Les outils intégrés au logiciel permettent de résoudre les problèmes de validations produits de manière efficace. Ils permettent d'optimiser le processus de conception (gain de temps énorme) et donc de proposer des produits plus innovants (intégration d'une pré-analyse dans le cycle de conception), de qualité plus élevée tout en minimisant les coûts.

Ce programme s'adapte à plusieurs types de comportement structuraux tel que l'élasticité linéaire et non linéaire et la plasticité.

La bibliothèque d'éléments finis que possède ce programme compte une soixantaine types d'éléments finis adaptés pour chaque analyse citée au-dessus.

III.4 Composantes du logiciel ANSYS

En fonction du domaine d'utilisation, on peut retrouver plusieurs types de produits du logiciel ANSYS. On peut citer :

III.4.1 ANSYS mechanical : c'est un produit qui a été développé exclusivement pour les calculs de structures. Il peut être utilisé pour les modélisations mécaniques comme des éléments creux tels que la tuyauterie pipeline, de structures en coque. Le code de calcul peut être utilisé dans pas mal de domaines tels que le génie civil, l'aéronautique, l'aérospatiale, l'industrie navale ou pétrolière et les chemins de fer.

III.4.2 ANSYS CFD (code flotron) : il permet de modéliser les écoulements des fluides.

III.4.3 ANSYS EMAG : ce produit est exclusivement adapté au calcul électronique et électromagnétique.

III.4.4 ANSYSE LS-DYNA : ce code calcul simule les crashes ou les collisions entre corps déformables ce qui aboutit au calcul de chocs, ce produit est utilisé dans plusieurs domaines, on peut citer les crashes testes dans l'industrie automobiles.

III.4.5 ANSYS multiphysics : c'est le produit le plus complet destiné à tous types d'utilisateur, il regroupe tous les autres produits en un seul programme.

III.4.6 ANSYS civil FEM : ce module permet de réaliser des simulations en génie civil. Il a la particularité de contenir des matériaux prédéfinis tel que le béton ou l'acier avec leurs modèles de comportement.

III.4.7 ANSYS géotechnique : c'est un module en cours de réalisation, c'est un code de calcul qui permettra de faire des calculs en géotechniques en offrant des facilités d'utilisations pour les professionnels de ce domaine (ANSYS release 12, 2009).

III.5 les domaines du utilisateur

Le code ANSYS est utilisé par des ingénieurs du monde entier dans pratiquement tous les domaines d'ingénierie .

- Structurale
- Thermique
- Fluide, incluant CFD (Dynamique des Fluides Numérique)
- Electrique / Electrostatique
- Electromagnétique

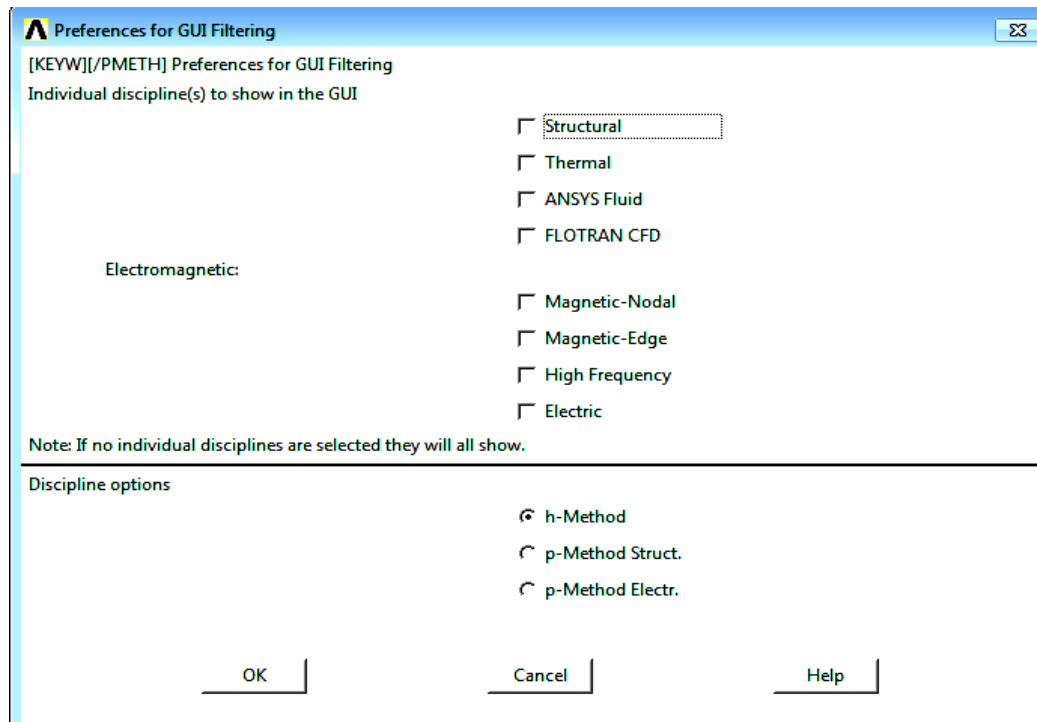


Figure III.1: domaines d'études.

III.6 Analyse d'un modèle avec ANSYS

Le calcul avec ANSYS peut se faire aussi bien en statique qu'en dynamique, dans le cas de ce dernier on peut faire le calcul soit en : analyse modale, analyse spectrale, analyse pas à pas ou en analyse transitoire dynamique (ANSYS release 12, 2009).

III.6.1 Prétraitement (Pre-Processing) : Cette étape consiste principalement à la construction du modèle c'est-à-dire établir la géométrie du modèle grâce à la multitude de fonction qu'offre le logiciel ANSYS que ça soit en uni dimension, en plan ou en trois dimensions. Pour cela on doit créer des « Key points » sur lesquels on ajoutera des lignes, des surfaces ou des volumes, soit par des fonctions qui permettent de créer directement la géométrie en fonction de leur compatibilité. Ces géométries, on peut aussi les diviser, ou fusionner ou les déplacer en fonction des besoins.

La discrétisation du model et son maillage de structure par les fonctions manuelles ou automatique et semi-automatiques, on attribuant à chaque structure des éléments finis pour le maillage fourni par la bibliothèque ANSYS, donc chaque élément correspond au type de calcul (ANSYS release 12, 2009).

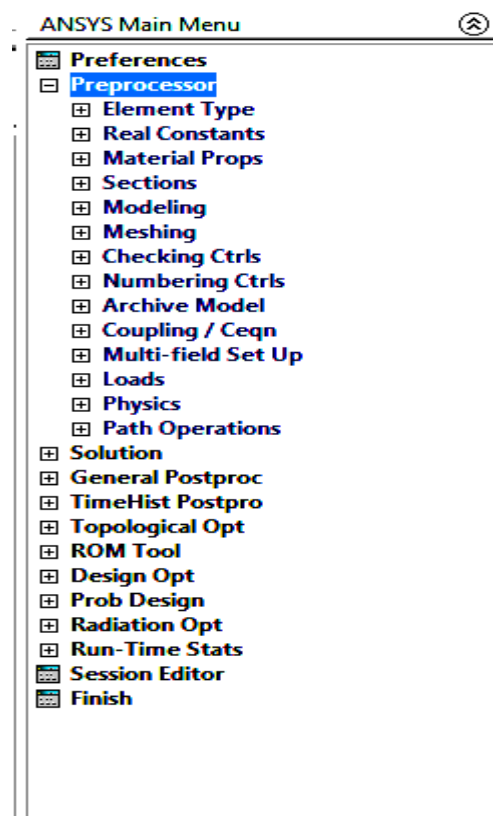


Figure III.2 : Fonction de l'icône preprocessor.

Dans l'icône « Élément Type » on choisit le type d'élément à utiliser dans notre étude et qui convient aux matériaux et à la situation ; des éléments plan, éléments fluide, éléments de volume...

On définit les matériaux à utiliser, dans l'icône « Matériel Props » ; leurs masses volumiques, leurs coefficients de poisson ainsi que leurs modules d'élasticité.

On trace la géométrie de la structure (objet d'étude), en commençant par la création des points, des lignes, des surfaces, ainsi que les volumes. Cette étape est assurée par l'option « modelling » puis « create ».

On affectera pour chaque surface ou volume le matériau correspondant, puis on optera pour un maillage pour discrétiser le système. Le maillage ainsi que l'affectation des matériaux se fait

à l'aide d'option « meshing ». Il est à noter que le logiciel dispose d'un nombre très importants des éléments finis pour le maillage de n'importe quelle structure.

À partir de l'option « define load », on introduit les conditions aux limites de notre modèle, c à d ; un encastrement au niveau des frontières du sol ainsi que l'accélération de l'apesanteur qui est de (9.81m/s²), le signale sismique et la pression hydrostatique.

III.6.2 Solution

Cette étape définit les conditions aux limites en chargement ou déformation appliquées aux modèles. Elle permet de choisir les options de solution entre statique et dynamique ainsi que les pas de temps à envisager. Elle donne une multitude d'autre choix comme les nombres d'itérations, le degré d'exactitude des résultats ou les algorithmes de calcul. Ces choix peuvent être faits automatiquement par le programme (ANSYS release 12, 2009).

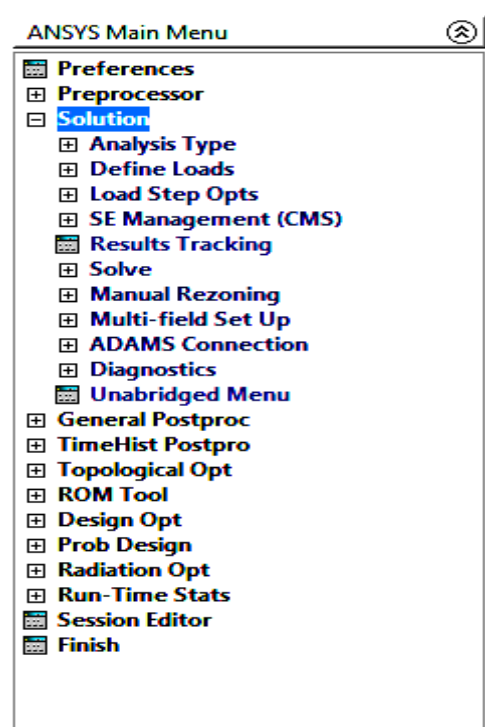


Figure III.3 : Fonction de l'icône solution.

On choisie le type d'analyse qu'on veut exécuter, ainsi que les détails de chaque analyse (nombre de mode, pas de temps.....).

L'exécution de l'analyse se fait par l'icône « Solve → current LS ».

La lecture des résultats se fait par un fichier output qu'on crée avant l'exécution.

III.6.3 Post-traitement (Post-Precessing): Dans cette dernière étape, il s'agit de récupérer les résultats afin de les analyser. Ces dernières peuvent être visualisées sur écran soit en contraintes, soit en déformations ou en déplacement grâce à un jeu de couleurs reflétant la répartition des contraintes ou déformations dans la structure après chargement. Soit récupérer sur un fichier de résultat donnant pour chaque nœud et chaque élément les résultats d'analyses (ANSYS release 12,2009).

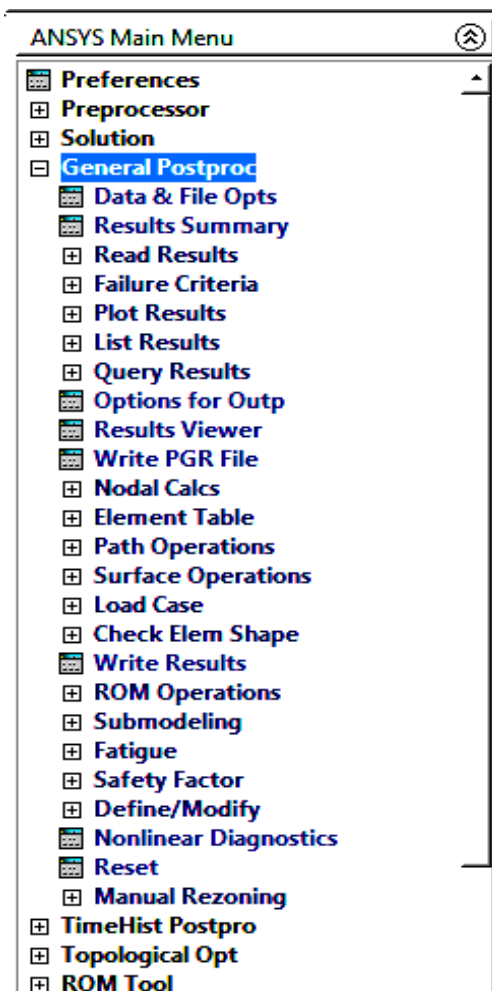


Figure III.4 : Fonction de l'icône general postproc.

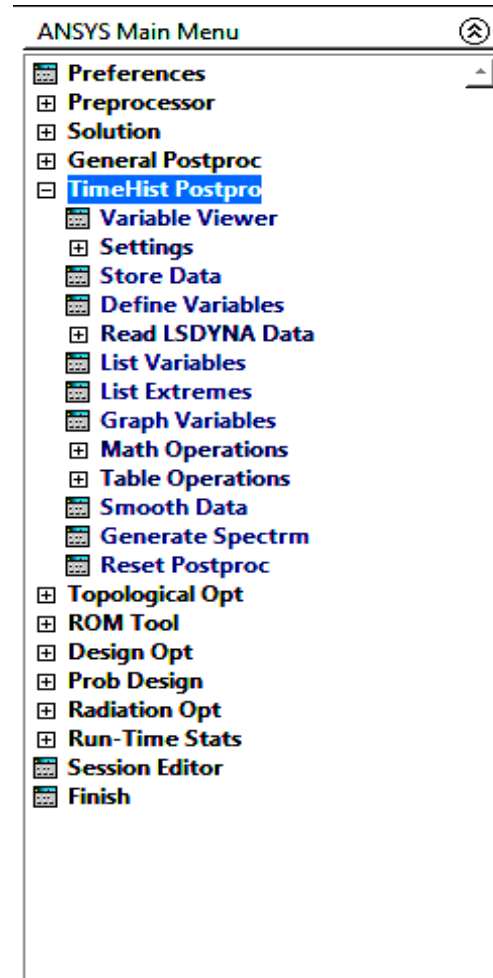


Figure III.5 : Fonction de l'icône TimeHist postpro.

Toute la lecture des résultats se fait dans cette partie ; analyse modale, analyse statique et dynamique.

La représentation des résultats se fait par représentation graphique, ou bien par des images d'iso valeurs.

III.7 Barre de commande ANSYS

Figure III.6 : Fonction de la barre de commande ANSYS.

Dans cette partie de logiciel, la barre de commande sert à créer des fichiers de sortie « OUTPUT », pour la lecture des résultats en format TXT.

Elle peut être utilisée aussi pour l'insertion des programmes.

Les fonctions des deux icônes sur la droite de la barre, servent à créer les éléments de contact ainsi que la variation du coefficient de contact.

III.8 CONCLUSION

Ce chapitre est un apprentissage du code ANSYS et ses différentes méthodes d'analyse. L'application de cet apprentissage se fera dans le chapitre qui suit.

Chapitre IV :

Application

Numérique

Chapitre IV**Application numérique****IV.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 encadrée 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.

IV.2 Modélisation du système par éléments finis

Le mur étudié est un mur-poids en béton de hauteur de 6 m, large de 0,5 m en tête

et de 2 m à sa base , L'origine des coordonnées est prise en tête du mur (coté aval), l'axe vertical est orienté vers le haut et l'axe horizontal vers l'amont. La largeur totale du modèle a été fixée à 86 m

(soit 36 m vers l'aval du mur et 50 m vers l'amont) et la hauteur totale à 20 m. retenu un remblai constitué de sol sableux comme il est montré dans la figure IV.1. et la figure IV.2

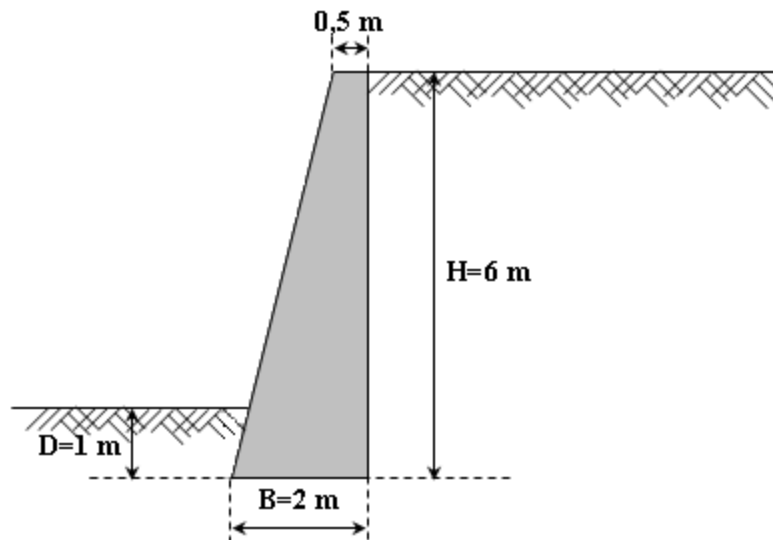


Figure IV.1: Présentation du mur de soutènement poids étudié.

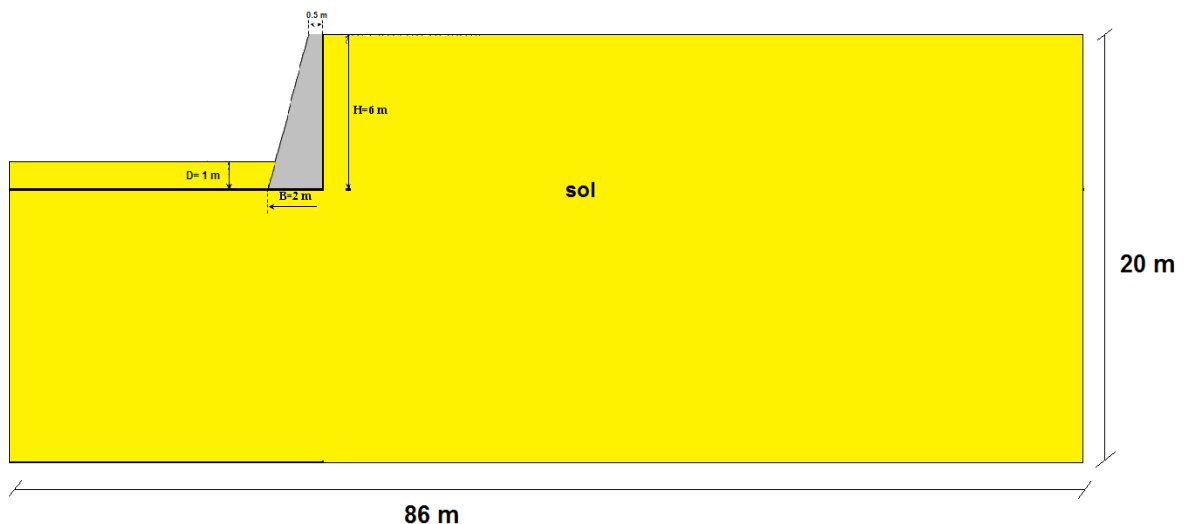


Figure IV.2 : Dimensions du système mur-sol.

Une discrétisation à deux dimensions (2D) par éléments finis est utilisée pour modéliser le mur et le sol adjacent (figure IV.3). 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.

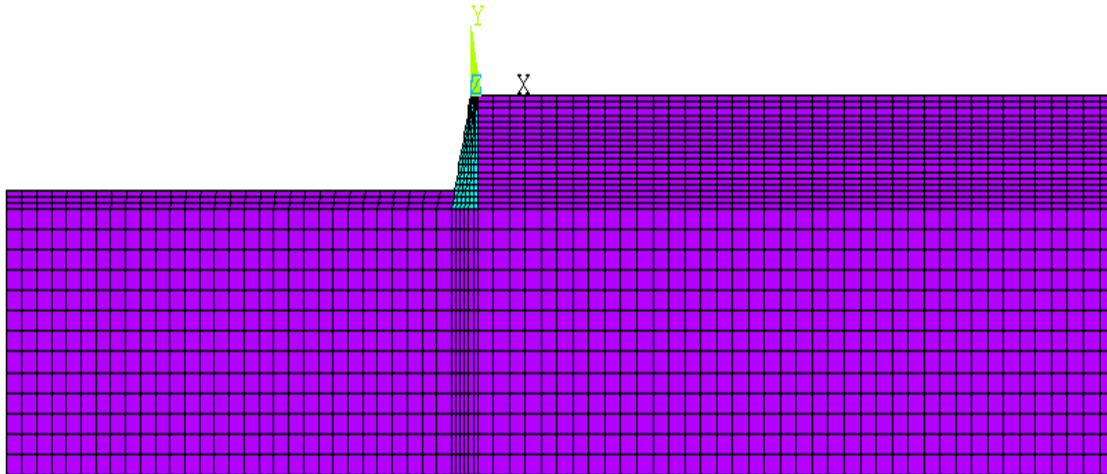


Figure IV.3 : Discretisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent.

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

Matériau	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson	Densité (Kg/m ³)
Mur en béton	20000	0.2	2400
Sol	90	0.3	2000

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

IV.3 Analyse dynamique

IV.3.1 Analyse modale

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

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	2.1527	0.4645
2	3.0317	0.3298
3	3.2127	0.3113
4	3.4267	0.2918
5	3.6862	0.2713

Tableau IV.2 : Cinq premières fréquences naturelles du système.

Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :

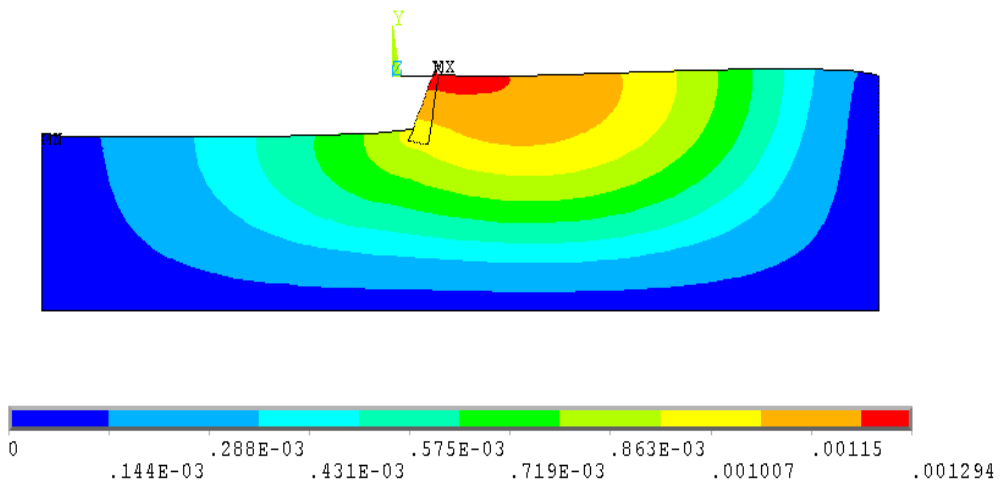


Figure IV. 4: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

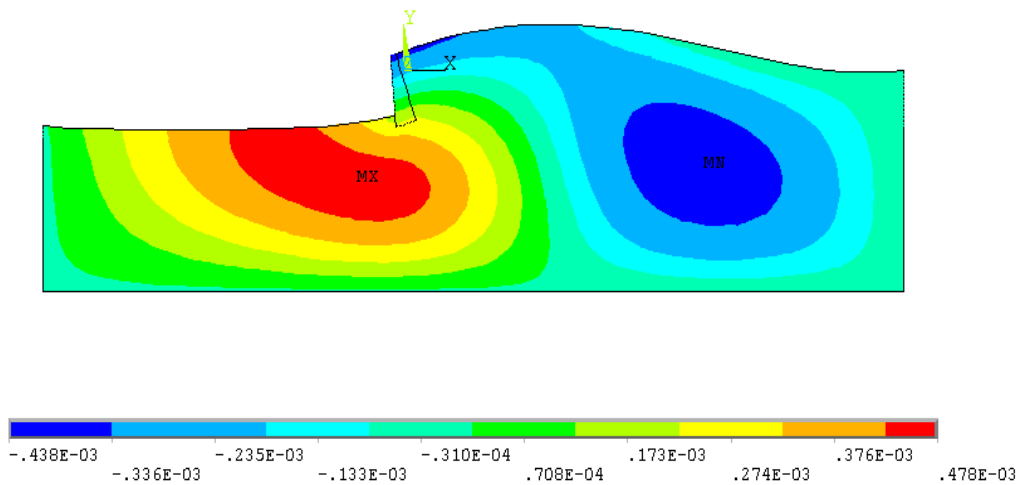


Figure IV.5: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

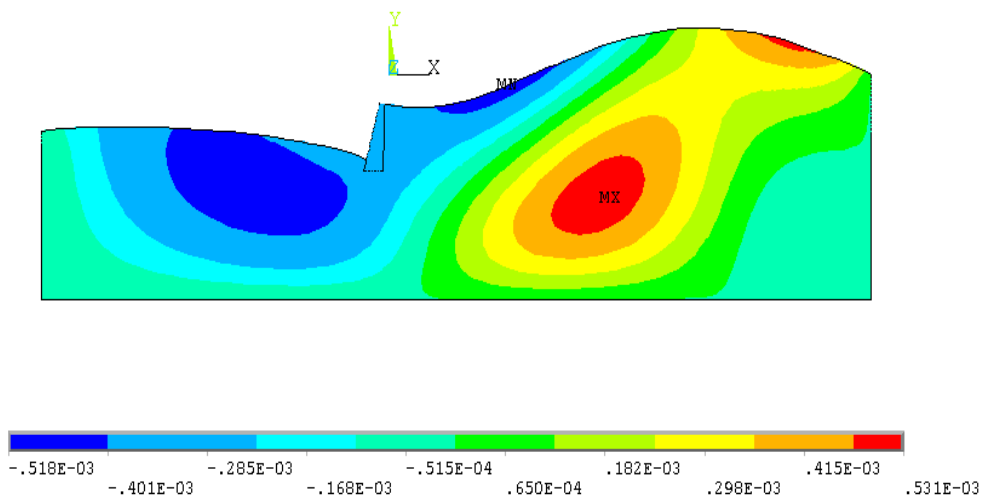


Figure IV. 6 :Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.

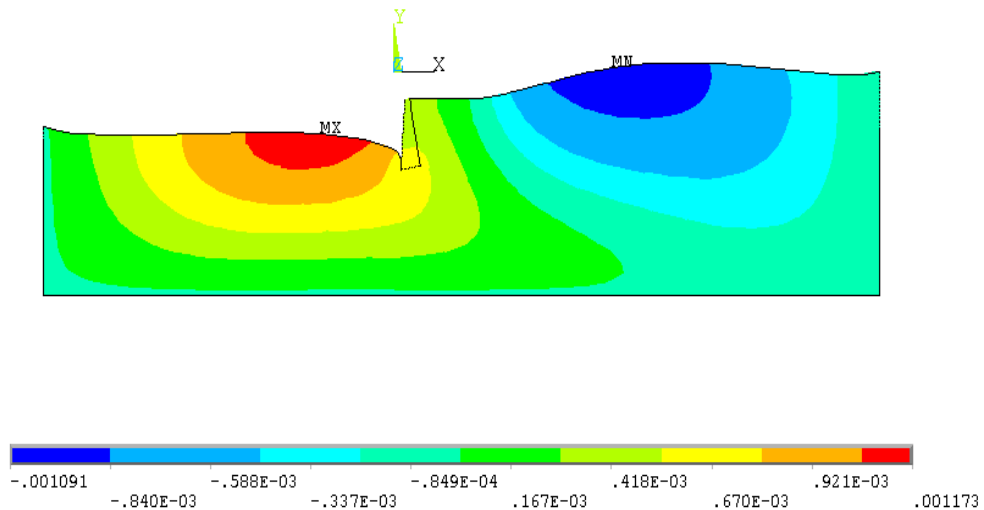


Figure IV. 7: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.

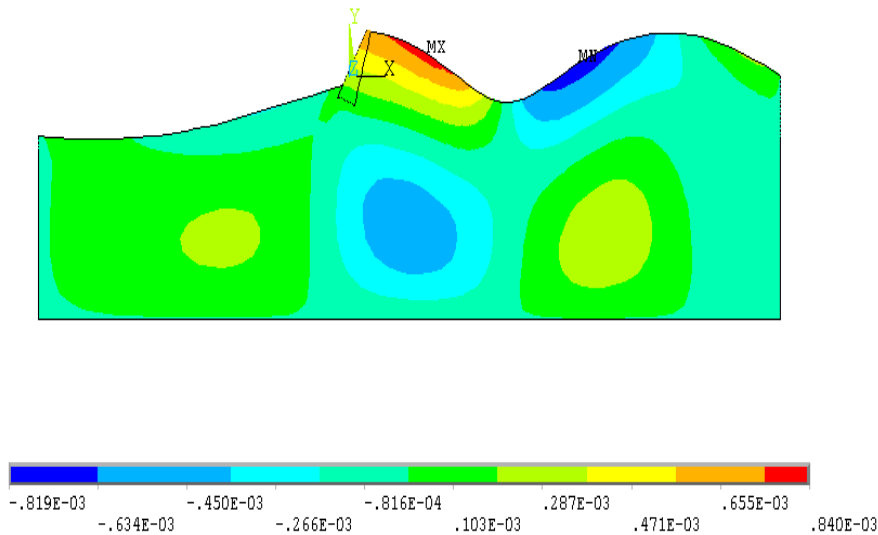


Figure IV.8: Cinquième mode de vibration et la répartition des déplacements.

IV.3.2 Analyse transitoire

La réponse sismique du mur est évaluée par l'utilisation de la composante horizontale du séisme de Boumerdes (2003) (figure IV.9). Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel Ansys. Une analyse transitoire en utilisant la méthode de Newmark est effectuée.

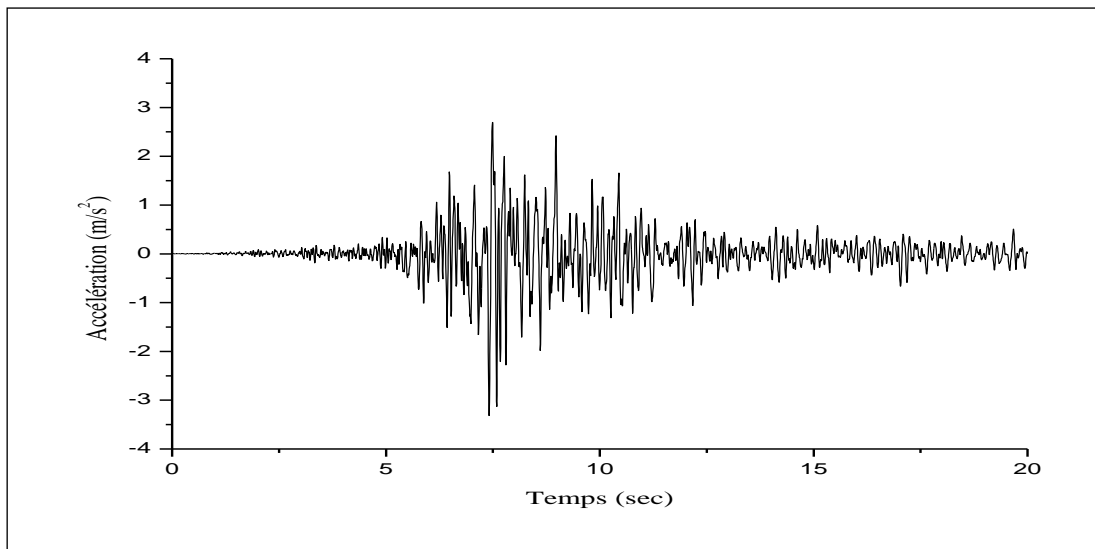


Figure IV.9 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).

IV.3.2.1. Variation des déplacements

Les figures 10 et 11 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 2.55 cm, tandis que, elle atteint de 1.58 cm au pied du mur. Ainsi, les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant de la base du mur, la valeur maximale est atteinte au sommet du mur.

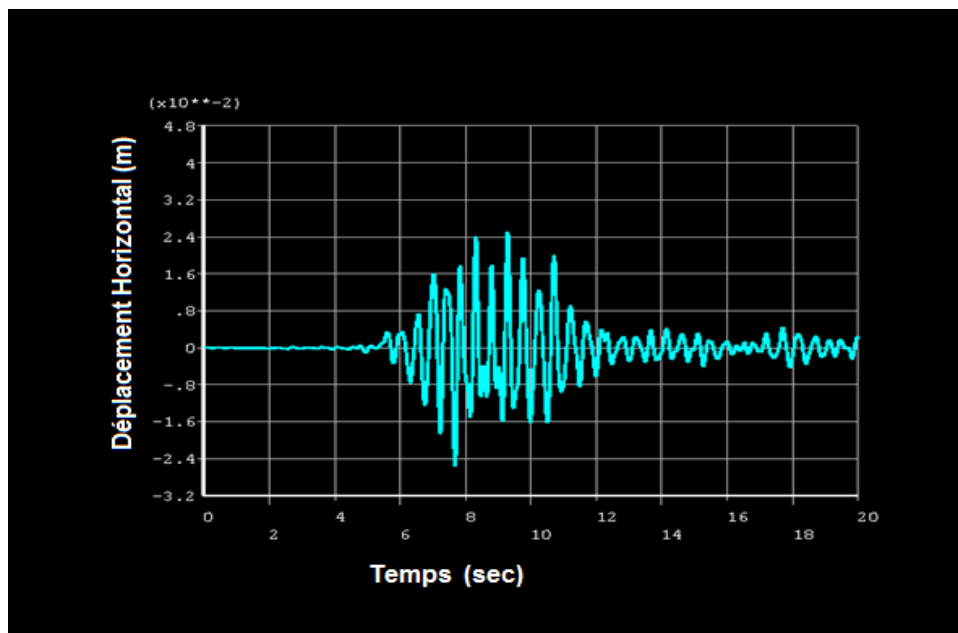


Figure IV.10 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au sommet du mur.

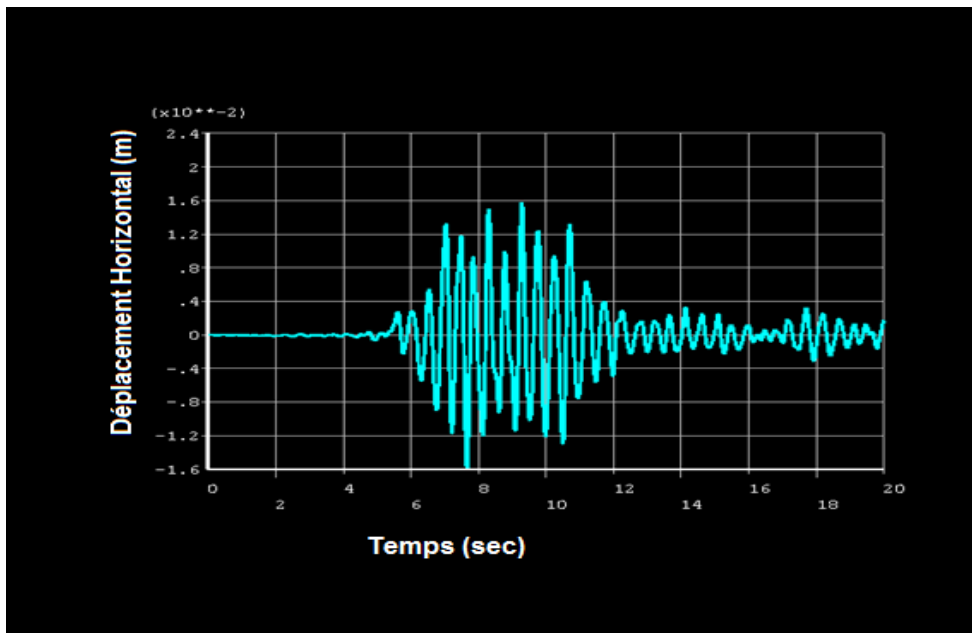


Figure IV.11 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au pied du mur.

La figure IV.12 représente les contours des déplacements dans la direction horizontale du système mur-sol. On remarque une déformation latérale importante dans le mur en s'éloignant de la base du mur, tel que le déplacement maximal est observé au sommet du mur et atteint une valeur de $u_{max} = 2.55 \text{ cm}$

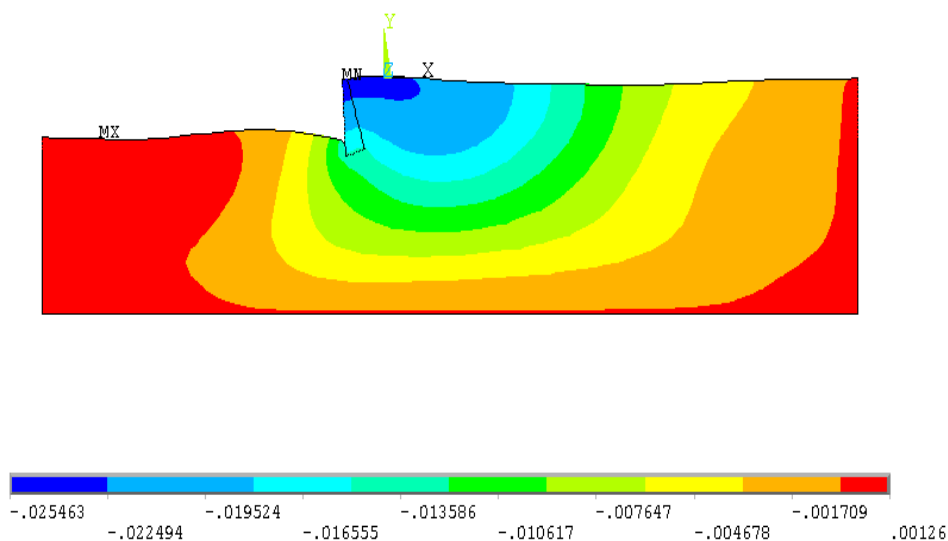


Figure IV. 12 : Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système mur-sol.

IV.3.2.2. Variation des contraintes principales de traction

Les figures IV.13 et IV.14 montrent la variation des contraintes principales 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 108663 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 163975 N/m^2 au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du mur.

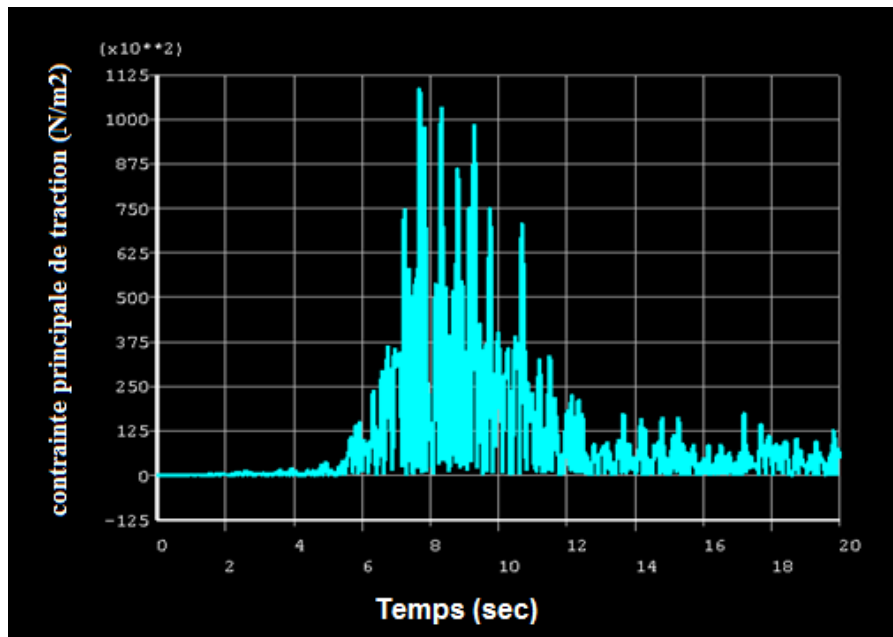


Figure IV.13 : Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au sommet du mur.

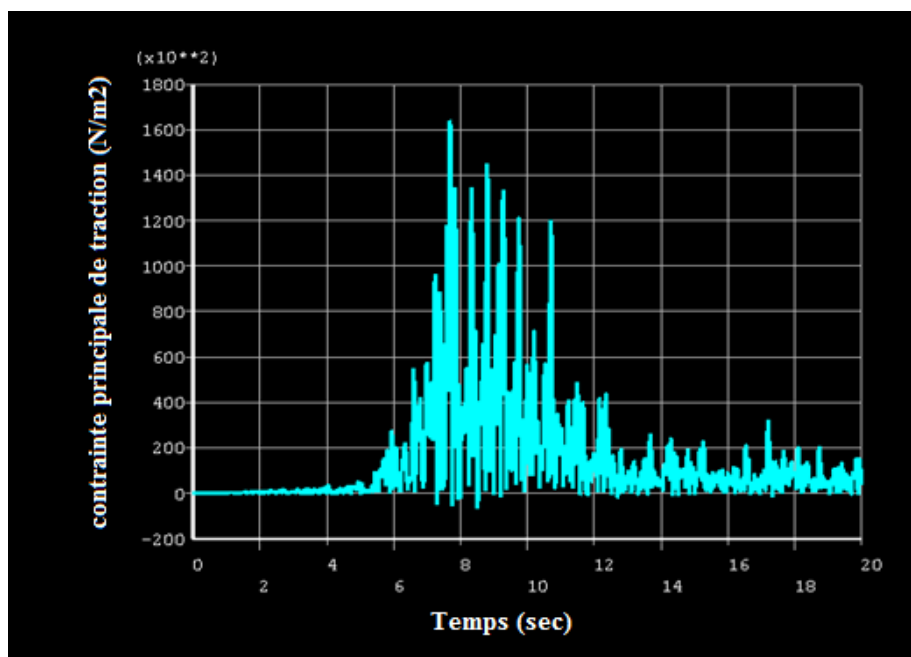


Figure IV.14 : Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au pied du mur.

IV.3.2.3 Variation des contraintes principales de compression

Les figures IV.15 et IV.16 montrent la variation des contraintes principales 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 -118489 N/m^2 , tandis que, elle atteint

de -228483 N/m^2 au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du mur.

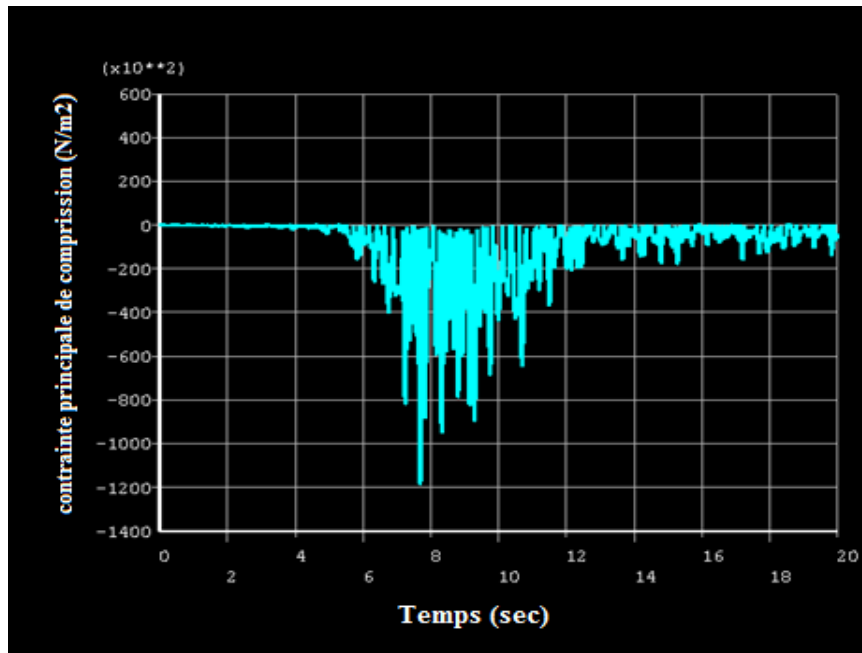


Figure IV.15 : Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au sommet du mur.

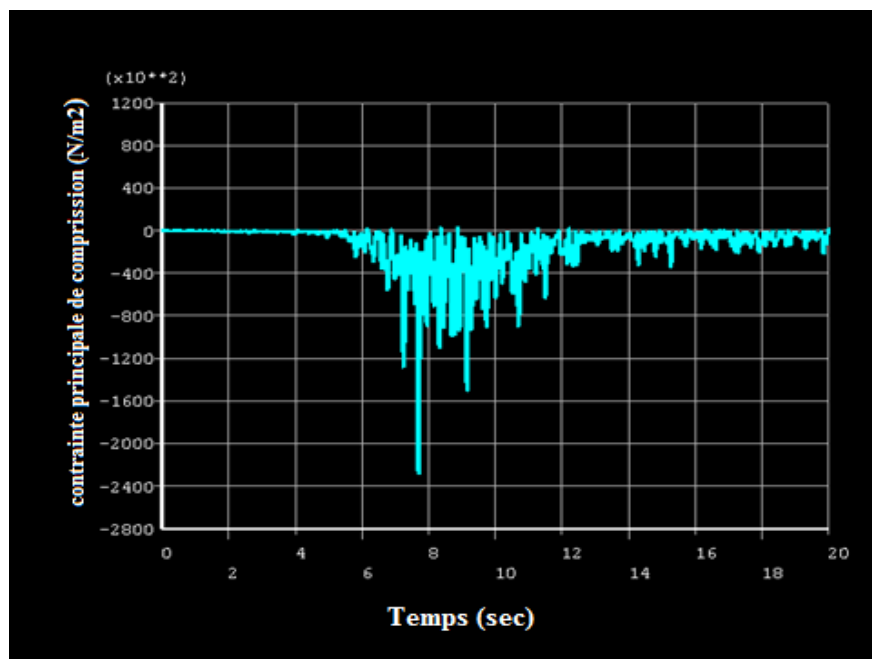


Figure IV.16 : Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au pied du mur.

Les figures IV.17 et IV.18 montrent les contours des contraintes principales de traction et de compression du système mur-sol, respectivement.

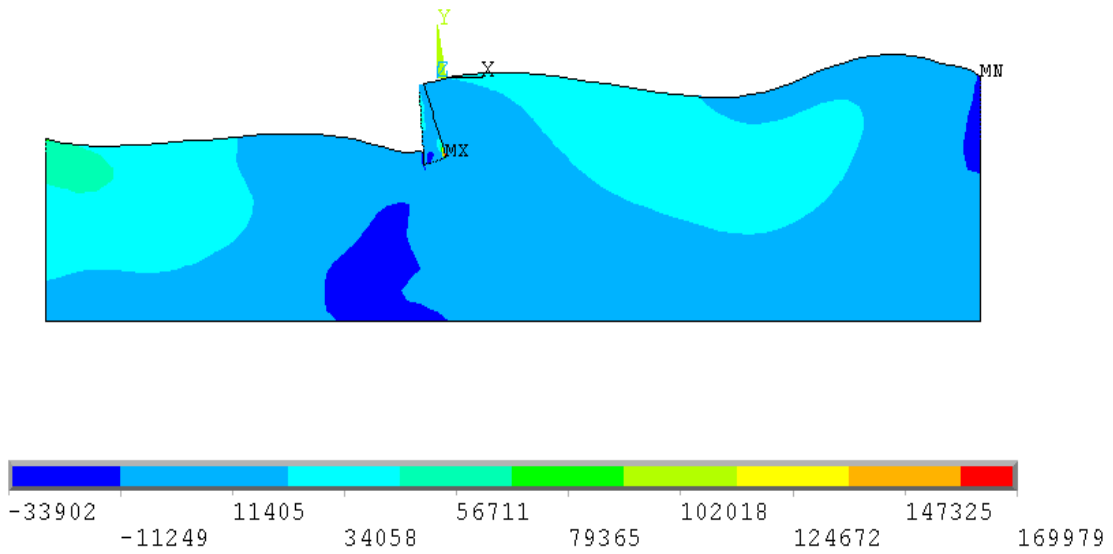


Figure IV.17 : Contours des contraintes principales de traction du système mur-sol.

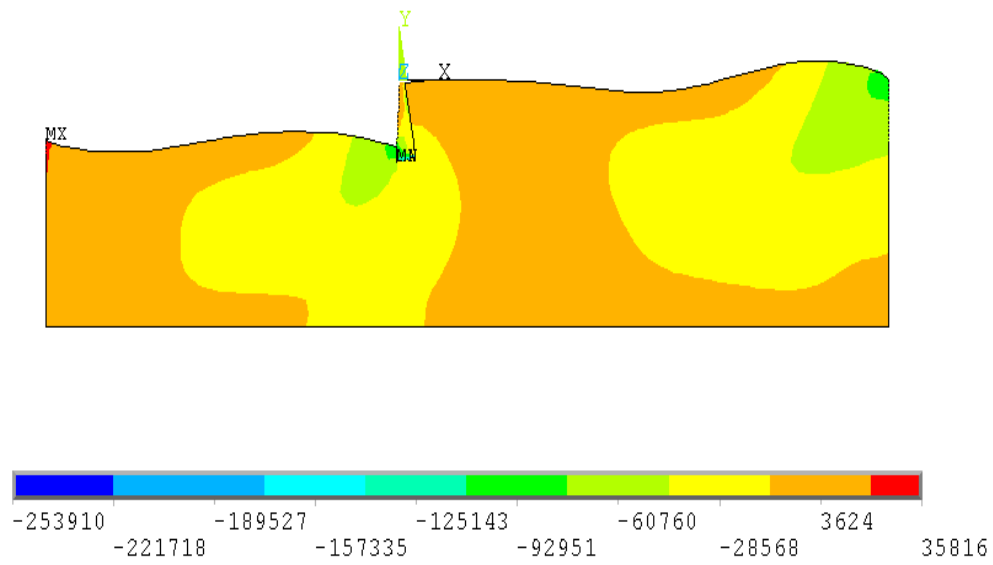


Figure IV.18 : Contours des contraintes principales de compression du système mur-sol.

IV.4 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.

Conclusion Générale

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 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.

Référence bibliographique

- 1) **M. BAZIZ. Karim** . Effet de la variabilité des Paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement, 2011" MEMOIRE DE MAGISTERE " université mouloud Mammeri , tizi ouzou .
- 2) **DJABRI MOHAMED** .Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont , "mémoire de magister " , 2013 université de Mohamed Khider – Biskra.
- 3) **ANSYS**. Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).
- 4) **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.
- 5) **DERRARDJA IMENE**. Contribution à l'analyse du comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique " mémoire de master " 2016 ; université Mohamed Boudiaf M'sila.
- 6) **ZERGUINE SALAH** . Estimation des pression actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismiques ."mémoire de magister " 2013 , université de Mohamed Khider – Biskra.
- 7) **Coulomb C.A. (1776)**. “ Essai sur une application des règles des maximise et minimise a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture ” Mémoires de l'Académie Royale pres Divers Savants, Vol. 7
- 8) **Evgeny Barkanov**. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- 9) **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.
- 10) **HIRANE HICHAM** . Evaluation de la pression dynamique active sur les mur de soutènement par approche numérique . ."mémoire de magister " , 2015 , université des frères mentouri Constantine .
- 11) **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.
- 12) **RUOABEH AICHA** . comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique, "mémoire de magister " 2013 , université M'hamed Bougara –Boumerdes .

Référence bibliographique

- 13) **John, P.W. and Chongmin, S.** Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. Eng. Struct. 2002; 24:13-28.
- 14) **Kramer.S.L (1996)**, "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- 15) **Lysmer, J. (1978)**. Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCE-Conference on soil dynamics and earthquake engineering.
- 16) **HAOUAM HOUDA** . Etude numérique d'un mur de soutènement en sol stable et renforcé avec fibres et géogrilles
- 17) **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.
- 18) **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.
- 19) **Pecker, A.** Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
- 20) **Pecker, A.** Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- 21) **Rankine W. (1857)**. "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147

Résumé

Résumé :

La conception des structures de soutènement des terres sous l'action d'un tremblement de terre est encore un art en évolution. Les secousses sismiques violentes induisent souvent la rupture des structures de soutènement. Avec peu d'opportunité de comparaison avec des ouvrages auscultés et observés, les méthodes de calcul théorique disponibles en littérature semblent être limitées. Ainsi, il est noté une insuffisance de compréhension de l'interaction complexe sol-structure.

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.

ملخص :

إن تصميم المنشآت الساندة للأتربة تحت تأثير الهزات الأرضية هي لحد الآن فن في طور النمو، الهزات الأرضية الشديدة الناجمة عن الزلازل تؤدي غالباً إلى تحطيم المنشآت الساندة للأتربة. يقلل من إمعان النظر في تجهيز ومقارنة بعض المنشآت، تكاد طرق الحساب التحليلي المتوفرة تكون محدودة القدرة على تفسير بعض الظواهر، كما أنه من الواضح أن هناك عدم إلمام بظاهرة التفاعل بين التربة والمنشأ.

تدل القوى الحقيقية للجدران الإستنادية والتشوه مشكلة معقدة من التفاعل التربة و الهيكل. الاستجابة الديناميكية لأبسط نوع من الجدران الإستنادية هي معقدة للغاية. حركة الجدار تعتمد على الاستجابة من التربة الكامنة، والاستجابة للجسر، والاستجابة بالقصور الذاتي والعاطفة من الجدار نفسه وطبيعة حركة الإدخال.

العمل الحالي هو تقديم استجابة من الجدار الإستنادي أثناء وقوع زلزال وأهمية الأخذ بعين الاعتبار سلوك التربة المجاورة في نزوح دائم للجدار. وتجرى هذه الدراسات باستخدام نموذج العناصر المحدودة. في كل التحليلات، يفترض الكلمة تكون بمثابة وسيلة متجانسة ويوجد في السور بطريقة مرنة خطية. وقد وضعت هذه النماذج باستخدام ANSYS، برنامج العناصر المحددة.

يتم التعبير عن استجابة من حيث التسارع، والسرعة، والنزوح والتوتر. في سياق النماذج العددية لدراسة هذه المشاكل، يمكننا تحديد كيانين مختلفين. الأول يتوافق مع المواد والأخذ بعين الاعتبار من سلوكهم. الجزء الثاني هو نوع من الحمل المفروض، وهذا هو القول، لإشارة الدخل.

كلمات مفتاحية: الإبقاء على الجدار، تفاعل التربة البنينة، طريقة العناصر المحدودة والاستجابة الديناميكية، ANSYS.