

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :
YAHIAOUI Rédha
REZKALLAH Nadjah

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie Civil
Option : Structure

Thème :
Effets des murs de soutènement sur la réponse dynamique des structures retenues

Devant le jury composé de :

M ^r . Omraci Kamel		UAMOB	Président
M ^{me} . ROUABEH Aicha	MAA	UAMOB	Encadreur
M ^{me} . BOUMAIZA Malika	MAA	UAMOB	Co - Encadreur
M ^{me} . MOHAMADI Sadika		UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciement

Tout d'abord, je remercie Allah, le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail de recherche. Le présent travail n'aurait pu être mis au point sans l'aide et les orientations prodiguées par mes directrices de mémoire à savoir, madame Rouabeh.A et madame Boumaiza.M envers lesquelles on adresse tous nos remerciements et nos profondes reconnaissances. Nous remercions également les membres de jury sur leur acceptation d'être les superviseurs de la correction du mémoire. À tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à ce travail. Nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué à mon éducation dans toutes les étapes qu'on a traversées

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail avec un grand amour et une

Sincérité et fierté

A mes parents

A Mes frères et sœurs

Tous mes amis et tous mes professeurs Et mes collègues dans

L'étude et tous ceux qui ont participé à ce travail modeste.

Nadjeh

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents, jamais je ne saurais m'exprimer quant aux sacrifices et aux dévouements qu'avez consacrés à mon éducation et à mes études. Les mots expressifs soient-ils restent faibles pour énoncer ma gratitude hautement profonde.

Pour mes frères et mes chères sœurs et mon cher frère.

Redha

ملخص

خلال أي تحميل ديناميكي لهيكل ما، يوجد تفاعل بينه وبين التربة التحتية. تعتمد الاستجابة الزلزالية لهياكل المباني على طبيعة حركة الأرض و الخصائص الميكانيكية و الفيزيائية للهيكل وتلك الخاصة بالأرض. في هذه الدراسة باستخدام كود للعناصر المحدودة، الاستجابة الديناميكية لنوعين من الهياكل هيكل نحيف و قصير يتأسس على طبقة من التربة و التي بدورها مدعومة على قاعدة صلبة يفترض أنها تمتد أفقياً نحو الألفية ومدعومة بجدار حاجز وتعرض للإثارة الزلزالية على مستوى القاعدة الصلبة.

من خلال النتائج استنتجنا أن الانسحاب الاعظمي في الاتجاه الأفقي يتموضع في قمة البناء بالنسبة لكل الحالات المدروسة وأيضاً هذا الانسحاب يكون أكبر في حالة البناء النحيف

كلمات مفتاحية: تفاعل تربة-هيكل، الاستجابة الزلزالية، جدار الدعم، الاستجابة الديناميكية، طريقة العناصر المنتهية،

ANSYS

Résumé

Lors de tout chargement dynamique d'une structure, il existe une interaction entre elle-même et le sol sous-jacent. La réponse sismique des structures des bâtiments dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol. Dans la présente étude utilisant un code par éléments finis (ANSYS), la réponse dynamique de deux types de structures, (élancée et trapu) qui sont fondées sur une couche de sol qui est à son tour supportée sur un substrat rocheux rigide, supposée s'étendre horizontalement vers l'infini, retenue par un mur de soutènement et soumise à une excitation sismique au niveau du substrat rocheux rigide.

Où on a constaté que le déplacement maximum suivant la direction horizontale réside au sommet de la structure pour tout les cas étudiés. Aussi ce déplacement est supérieur dans le cas des structures élancées que celle des structures trapues.

Mots clés: Interaction sol-structure, la réponse sismique, mur de soutènement, la réponse dynamique, méthode des éléments finis, ANSYS.

Abstract

During any dynamic loading of a structure, there is an interaction between itself and the underlying soil. The seismic response the structure of buildings depend on the nature of movement of the soil, the mechanical and physical properties of the structure and those of the soil. In the present study using the finite element code (ANSYS), the dynamic response of two types of structures, a slender and a squatty which are founded on a soil layer which is supported by a rigid bedrock, assumed to extend horizontally to infinity, retained by a retaining wall and subjected to a seismic excitation at the level of the rigid bedrock. Where it

was noted that the maximum displacement is according to the horizontal direction resides at the top of the structure for all the cases studied. Also this displacement is greater in the case of slender structures than those of squat ones.

Key words: Sol-structure interaction, seismic response, retaining wall, dynamic response, finite element method, ANSYS.

Sommaire

Introduction générale.....	1
I. Synthèse bibliographique sur l'interaction sol-structure	3
I.1 Introduction	4
I.2 Définition de l'interaction sol structure	5
I.3 Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures	6
I .3.1 Pour la structure incorporée dans les roches (base encastrée).....	8
I .3.2 Pour la structure incorporée dans le sol (base flexible).....	8
I.4.: Les conséquences de phénomène d'interaction sol-structure sur les structures:	9
I .5:Déformation de la fondation:	9
I .6:L'amortissement dans le sol:	10
I .6.1:Amortissement hystérétique (matériel):	10
I .6.2:Amortissement géométrique ou radiatif :	12
I .7:Formulation d'un problème d'interaction sols-structure:.....	12
I .8:Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure:.....	15
I .8.1:Méthodes globales ou directes:	16
I .8.2:Méthode des sous-structures:	18
I .8.3:Méthodes hybrides:	24
I .9:Etudes en laboratoire de l'interaction sols-structure:	26
I .9.1:L'essai de cisaillement direct modifié:	26

I .9.2:L'essai de cisaillement direct simple:	27
I .9.3:L'essai de cisaillement annulaire par torsion:	28
I .9.4:L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement):	29
I .10:Conclusion:	30
II. Présentation du code de calcul ANSYS	31
II.1:Introduction:.....	32
II.2: La méthode des éléments finis:.....	32
II.3:Présentation de code de calcul ANSYS:.....	32
II.3.1:ANSYS classique	32
II.3.2:ANSYS workbench.....	32
II.4:Composantes de logiciel ANSYS:	33
II.4.1 ANSYS mechanical:	33
II.4.2 ANSYS CFD (code flotron).....	33
II.4.3 ANSYS EMAG:	33
II.4.4 ANSYSE LS-DYNA.....	33
II.4.5 ANSYS multiphysics	33
II.4.6 ANSYS civil FEM	33
II.4.7 ANSYS géotechnique	34
II.5: Les disciplines représentées dans l'interface utilisateurs graphique (GUI) :	34
II.6: Analyse d'un modèle avec ANSYS:	34
II.6.1:Etape de Prétraitement (Pre-Processing) :.....	34
II.6.2:Etape de solution:	37
II.6.3: L'étape de Post-traitement (Post-Processing):.....	37
II.7: Conclusion	38
III. Modélisation numérique.....	39
III.1 Introduction	40
III.2:Modèles enquêtés:	41
III.2.1:Description:.....	41

III.2.2: Les paramètres de base:	43
III.3: La modélisation numérique par éléments finis :	45
III.3.1:Analyse dynamique:	46
III.4: Conclusion:	59
Conclusion générale	61

Liste des figures

Figure I.1: Schématisation de l'interaction sol-structure.	5
Figure I.2: Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol.	7
Figure I.3: modèle de Voigt	11
Figure I.4: Amortissement interne	11
Figure I.5 : modèle d'interaction sol-structure (ISS).....	13
Figure I.6: Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis ,	17
Figure I.7: modélisation de l'ISS par la méthode globale	17
Figure I.8: Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation: (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles.....	19
Figure I.9: méthode de frontière	21
Figure I.10: Théorème de superposition de	21
Figure I.11: Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire	22
Figure I.12: Méthode de sous-structure : méthode de volume.....	23
Figure I.13: Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS.	25
Figure I.14: Principe de l'essai de cisaillement direct modifié	26
Figure I.15: Principe de l'essai de cisaillement simple, type N.G.1.....	27
Figure I.16: Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.	28
Figure I.17: Principes des essais de cisaillement par torsion; cisaillement annulaire	29
Figure I.18: Principes des essais de cisaillement par torsion; cisaillement par torsion sur cylindre creux.....	29
Figure I.19: Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique (Essai d'arrachement) .	30
Figure. II.1: Domaines d'études de code ANSYS.	34
Figure. II.2: Les fonctions de l'étape de prétraitement (preprocessor).	35
Figure. II.3: bibliothèque des types d'éléments	35
Figure. II.4: caractéristiques d'élément "real constants".	36
Figure. II.5: Les propriétés des matériaux utilisés.....	36
Figure. II.6: La création d'objet d'étude.	36
Figure. II.7: Etape de solution.	37

Figure II.8: Les différentes fonctions de "General Postproc"	38
Figure III.1: Cas dans lesquels le DWSFI est présent (traitement de DSSI habituel non applicable).	41
Figure III.2: Modèles étudiés.	43
Figure III.3: le système de la structure élancée fondée sur la couche de sol non retenue.	46
Figure III.4: Discrétisation par éléments finis du la structure élancée avec le sol adjacent non retenue.	46
Figure III.5: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.	47
Figure III.6: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.	47
Figure III.7: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	47
Figure III.8: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.	48
Figure III.9: le système de la structure élancée fondée sur la couche de sol retenue.	48
Figure III.10: Discrétisation par éléments finis du la structure élancée avec le sol adjacent.	48
Figure III.12: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.	49
Figure III.13: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	49
Figure III.14: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.	50
Figure III.15: le système de la structure squattée fondée sur la couche de sol non retenue... ..	50
Figure III.16: Discrétisation par éléments finis du la structure squattée avec le sol adjacent ..	51
Figure III.17: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.	51
Figure III.18: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.	52
Figure III.19: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	52
Figure III.20: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.	52
Figure III.21: le système de la structure squattée fondée sur la couche de sol retenue.....	53
Figure III.22: Discrétisation par éléments finis du la structure squattée avec le sol adjacent retenue.	53
Figure III.23: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.	54
Figure III.24: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.	54
Figure III.25: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	54
Figure III.26: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.	54
Figure III.27: Déplacement horizontal au sommet de la structure.	55
Figure III.28: Déplacement horizontal à la base de la structure.....	55
Figure III.29: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.....	56
Figure III.30: Déplacement horizontal au sommet de la structure.	56
Figure III.31: Déplacement horizontal à la base de la structure.....	56
Figure III.32: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.....	57
Figure III.33: Déplacement horizontal au sommet de la structure.	57
Figure III.34: Déplacement horizontal à la base de la structure.....	58
Figure III.35: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.....	58
Figure III.36: Déplacement horizontal au sommet de la structure.	58
Figure III.37: Déplacement horizontal à la base de la structure.....	59
Figure III.38: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.....	59

Liste des tableaux

Tableau III.1: Les propriétés mécaniques des matériaux : du structure, du mur et du sol adjacent.....	45
Tableau III.2 : Quatre premières fréquences naturelles du système structure élancée-sol non retenue.	46
Tableau III.3 : Quatre premières fréquences naturelles du système structure élancée-sol retenue.	49
Tableau III.4: Récapitulation des résultats obtenues.....	50
Tableau III.5: Quatre premières fréquences naturelles du système structure squattée-sol non retenue.	51
Tableau III.6: Quatre premières fréquences naturelles du système structure squattée-sol retenue.	53
Tableau III.7: Récapitulation des résultats obtenues.....	55

Introduction générale

Il est largement reconnu que la réponse dynamique d'une structure fondée sur un sol souple différera de la réponse d'une structure identique fondée sur une roche rigide. Deux principales raisons de cette différence de comportement dynamique sont les suivantes: (a) la structure fondée sur un sol souple a plus de degrés de liberté que ceux de la structure montée de manière rigide et donc, des caractéristiques dynamiques différentes et (b) le sol sous le support flexible la structure peut dissiper une partie de l'énergie vibratoire de ce dernier par rayonnement ou amortissement matériel.

La recherche sur l'effet de l'interaction dynamique sol-structure (dénommée désormais DSSI ou SSI) sur les structures a commencé avec un article pionnier de Parmelee (1967) dans lequel l'action de retenue du sol soutenant les fondations de la structure a été modélisée avec succès à travers l'utilisation de ressorts et d'amortisseurs, dont les constantes sont appelées fonctions d'impédance dynamique. Depuis lors, les recherches sur SSI se sont déroulées dans deux directions principales: (a) calcul des fonctions d'impédance dynamique et/ou des coefficients de flexibilité de différents types de fondations et propriétés du sol porteur (configuration et propriétés dynamiques) avec des contributions représentatives celles de Veletsos et Verbic (1973), Bielak (1975), Dobry et Gazetas (1986) et Riggs et Waas (1985), et (b) le développement de diverses méthodes analytiques ou numériques et des investigations expérimentales pour l'analyse des systèmes d'interaction sol-structure, avec contributions représentatives celles de Veletsos et Meek (1974), Jennings et Bielak (1974), Roesset et al. (1973), Bielak (1976), Wu et Smith (1995) et Kausel et al. (1978).

Les systèmes de retenue sont largement utilisés dans le monde entier pour servir à diverses buts dans les structures et les infrastructures (remblais, ponts, ports, etc.). La réponse sismique de divers types de murs qui soutiennent une seule couche de sol a été examinée par un certain nombre de chercheurs dans le passé. Néanmoins, l'interaction dynamique des murs de soutènement avec les structures qu'ils sont généralement retenus n'a pas encore été étudiée. Il est cependant évident que lors d'un événement sismique, la réponse dynamique de chaque composant de ce système complexe (mur, sol et superstructure) peut affecter sensiblement la réponse du reste et vice versa. Le phénomène de l'interaction dynamique mur-sol-structure (DWSSI) est une question assez compliquée qui comprend: (a) l'interaction dynamique entre un mur et une seule couche de sol retenue, et (b) l'interaction dynamique «standard» sol-structure (DSSI) d'une structure avec le sol sous-jacent. L'objectif de notre travail est d'analyser à

l'aide d'une modélisation numérique via le logiciel de calcul ANSYS, l'influence du mur de soutènement sur la réponse dynamique des structures retenues dont on a choisis deux types des structures élancée et squattée.

Chapitre I
***Synthèse bibliographique sur l'interaction sol-
structure***

I.1. Introduction

N'importe ouvrage de génie civil est en contact avec soit le sol soit les roches, ce contact ou cette interaction peut être localisé(e) aux niveaux des fondations de n'importe ouvrage ou bâtiment, soit par exemple un ouvrage d'art; cette interaction peut être plus complexe dans le cas des ouvrages de soutènement, ou totale dans le cas des tunnels. L'interaction sol-structure explique la modification du mouvement du sol (structure) lors d'un séisme du fait de la présence de la structure (sol). L'importance de cette interaction entre le sol et la structure est fonction de la nature de sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. On peut pratiquement négliger cette interaction dans le cas de certains ouvrages fondés de manière superficielle. En revanche, il ne faut pas considérer l'étude de la réponse sismique d'un ouvrage comme un travail isolé mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes puisque la réponse sismique de chaque composant de l'ensemble est influencé par la présence des autres comme par exemple l'influence de la présence de la structure (sol) sur la réponse sismique de sol (structure) ou l'influence de la présence d'un ouvrage de soutènement proximité d'un bâtiment sur la réponse dynamique de celle-ci; rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants, on peut citer : les barrages, centrales nucléaires, les différents types des réservoirs.....etc.

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 (ISS)[1] .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 [2], [3]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [4], [5].

I.2. Définition de l'interaction sol structure

En réalité le sol n'est pas parfaitement rigide. Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (de sol) s'appelle interaction sol-structure; et il couvre deux phénomènes physiques [6] :

- a) L'action et la réaction entre le sol et la structure causant la déformation du sol et des mouvements de la structure. Il s'agit de l'interaction inertielle.
- b) La compatibilité des déplacements entre la fondation, le sol et la structure. Il s'agit de l'interaction cinématique.

Ce phénomène noté généralement (ISS), est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le dimensionnement des bâtiments[7].

La plus grande difficulté d'analyse de l'interaction sol-structure réside dans la prise en compte du sol et de la structure simultanément.

L'aspect fondamentale de l'interaction sol-structure est présenté par la (figure I.1), l'aspect est présenté dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterré dans le sol, mais les conclusions restent applicables pour tout type de fondation, dans une région loin de la fondation dénommée le champ libre, qu'on peut définir comme étant le sol sans la superstructure et la fondation, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe. On distingue:

- a- Les ondes de volume qui peuvent être soit de compression (p) soit de cisaillement (s)
- b- Les ondes de surface qui peuvent être soit de Rayleigh, soit de love(L).

Ces ondes sont de différentes natures qu'on peut dicter par les caractéristiques de la source sismique, également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

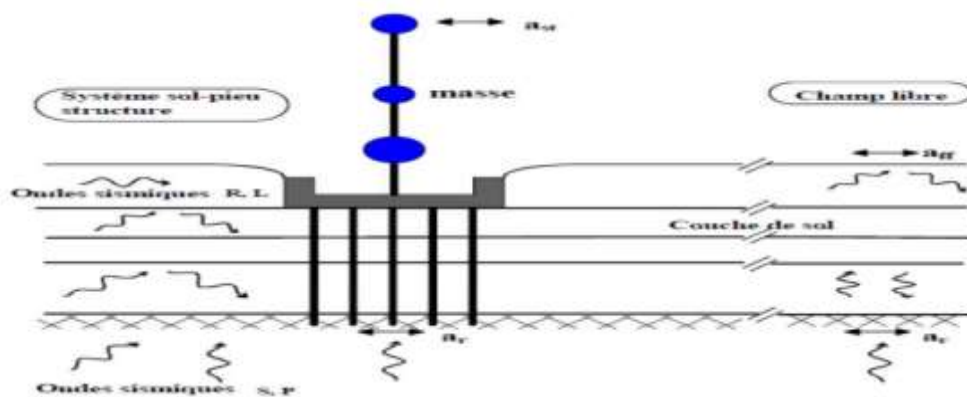


Figure I.1: Schématisation de l'interaction sol-structure [8].

L'excitation sismique ressentie par la structure est une fonction de plusieurs facteurs, on distingue: la source du séisme, les effets du trajet suivi par le séisme ou en outre mots les effets de trajet suivi par les ondes sismiques, des effets du site local et des effets d'Interaction Sol-Structure (ISS). Pour le résultat des trois premiers facteurs cités ci-avant est connu par le mouvement du champ libre du sol. Alors que l'interaction sol-structure (ISS) a une influence significative sur la réponse structurelle au mouvement du champ libre.

I.3. Effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures

La réponse dynamique d'une structure fondée sur un sol souple diffère de la réponse dynamique d'une structure identique fondée sur une roche rigide. Les raisons principales de cette différence dans la comportement dynamique sont:

- a- la structure fondée sur un sol souple a plus de degrés de liberté (DDL) que ceux de la structure montée rigidement ou montée sur une base rigide, et donc on aura des caractéristiques dynamiques (fréquence propre et amortissement) différentes.
- b- le sol sous la structure supportée d'une manière flexible peut dissiper une portion de l'énergie vibratoire de ce dernier par soit amortissement par rayonnement ou soit par amortissement matériel [20].

Ce qu'on peut voir dans ce cas est qu'il n'y a pas d'équivalent à ce dernier dans le cas d'une structure à support rigide, c.-à-d. que la base rigide ne fonctionne pas de la même manière et sa réponse à l'excitation sismique est totalement différente de celle de la base flexible, et par conséquent elle ne pourra pas dissiper une portion d'énergie vibratoire générée par l'action sismique [20]. L'hypothèse de fixation de la base au niveau de la fondation d'une structure peut parfois conduire à des résultats erronés, la validité de cette hypothèse a été étudiée pour la première fois dans [23].

La recherche actuelle sur l'effet de l'interaction dynamique sol-structure (désignée ci-après comme DSSI) sur les structures a été commencé avec [24]. Dans lequel l'action de retenue de sol qui support la fondation de la structure a été modélisée avec succès via des ressorts dépendant de la fréquence et des amortisseurs (impédances dynamiques), qui a constitué le premier modèle de sol physiquement attrayant. Les constantes de ces impédances c.-à-d. les fonctions d'impédance dynamique ont été précédemment calculées dans [25].

Depuis, la recherche sur l'interaction dynamique sol-structure DSSI est déroulé dans deux directions principales:

- a- Le calcul des fonctions d'impédance dynamique et/ou les coefficients de flexibilité de différents types de fondations et des propriétés du sol de support (configuration et propriétés dynamiques) avec des contributions représentatives celles de [26] et [27]
- b- Le développement de diverses méthodes analytiques ou numériques et des investigations expérimentales pour l'analyse des systèmes d'interaction sol-structure, avec des contributions représentatives celles de [28] et [29]. conduisant à un nombre important de publications [20].

Dans [30] on peut trouver un résumé complet compréhensif des enquêtes liées aux DSSI. Pour qu'on puisse évaluer les différents effets de phénomène d'interaction sol-structure (ISS) sur le comportement dynamique des structures en béton armé, nous présentons le modèle de Wolf (1985) (figure I.2). Dans son modèle, Wolf a choisi de prendre deux structures identiques dont la base de chacune est rigide et constituée d'un radier et des murs de soutènement; la première structure est fondée sur les roches et la deuxième est incorporée dans le sol comme on peut voir dans la figure (I.2a). Pour la première structure, elle représente les structures à base encastree, tandis que la deuxième représente celles à base flexible. Wolf a choisi un point à la surface libre des roches (point A) dénommé le point de control pour contrôler le mouvement résultant à partir des excitations sismiques et aussi comparer ces résultats avec celles obtenues à partir de point(O)qui est situé à la base de la structure incorporée dans le sol et le point (B) à la base de la structure fondée sur les roches. Généralement, pour la même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différente de celle de la structure fondée sur les roches (point B) car on a du sol au-dessus des roches qui vont engendrent des modifications de mouvement sismique. Mais pour simplifier l'analyse ces excitations sont supposées les mêmes pour les deux structures [11].

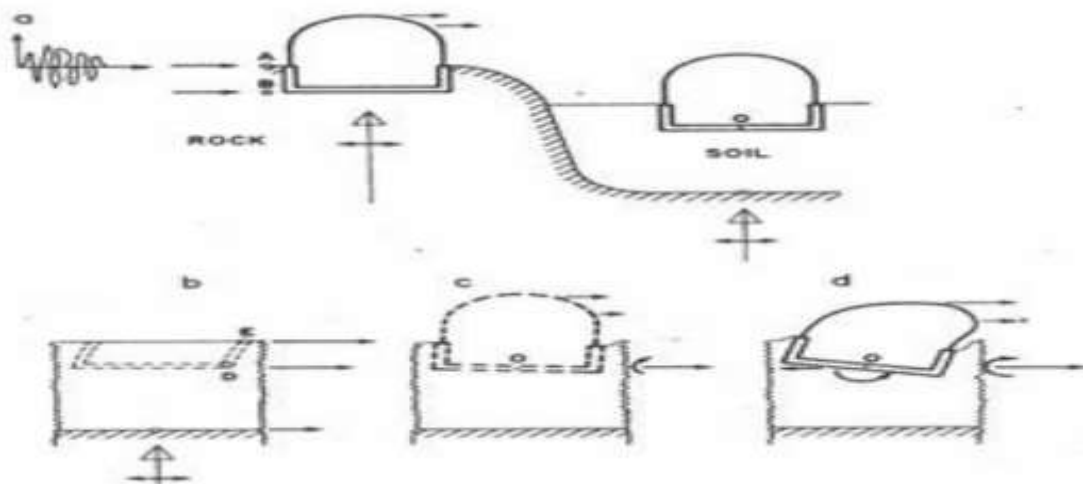


Figure I.2: Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. [9]

I.3.1. Pour la structure incorporée dans les roches (base encastrée)

Lors d'une excitation sismique, la structure doit avoir un moment de reversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais cette structure est incorporée dans un massif de roche raide avec une base encastrée, donc on n'aura pas des déformations additionnelles à la base. L'excitation sismique appliquée engendre un déplacement horizontal qui est égal au mouvement de point de control (A). Aussi, pour ce cas de structure, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de celle-ci [11].

I.3.2. Pour la structure incorporée dans le sol (base flexible)

Dans ce cas on aura deux types d'interaction, dont on doit tenir compte dans le dimensionnement de la fondation, cinématique et inertielle

I.3.2.1. Interaction cinématique

Après l'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure, figure I.2 c) le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure ; figure I.2b) va être modifié et on aura une diminution de mouvement. De plus, on a une différence de rigidité entre la fondation et le sol, cette différence modifier le mouvement puisque le champ d'ondes sismiques incident doit être reflété et diffracté par la fondation et le mouvement totale au voisinage de celle-ci sera modifié. Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations de sol sont transmises à celles-ci et engendre un mouvement de la superstructure, même en l'absence de la superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait de différence de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique [11].

Cette interaction induit un filtrage parfois significatif du mouvement sismique lors de son transfert au bâtiment mais occasionne des rotations d'ensemble de la fondation dont les effets sur l'ouvrage doivent être étudiés. La réponse de la fondation sans superstructure au mouvement sismique incident fournit au concepteur les efforts d'inertie nécessaire au dimensionnement de l'ouvrage. Enfin, dans le cas de fondations superficielles et d'ondes à incidence verticale, il n'y a pas d'interaction cinématique et le mouvement de la fondation sans superstructure est égal au mouvement du sol sans ouvrage [10].

I.3.2.2. Interaction inertielle

Le mouvement induit sur la fondation ou précisément l'interaction cinématique résulte des forces d'inertie dans la structure conduisent à un moment fléchissant et un effort tranchant à la base de la structure en point O (figure I.2d), Puisque le sol est flexible cet effort

et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement [11].

I.4. Les conséquences de phénomène d'interaction sol-structure sur les structures

Une conséquence majeure de l'interaction sol-structure (ISS) est que le mouvement enregistré au niveau de la fondation d'une structure est différent des conditions de champ libre [20]. Dans [21], des analyses paramétriques de la relation entre sol et structure pour déterminer les propriétés dynamiques fondamentales des bâtiments ordinaires ont été réalisées. Les résultats obtenus à partir de cette évaluation paramétrique permet de conclure que l'effet principale de l'interaction sol-structure (ISS) dans la réponse des bâtiments idéales supportées sur un milieu de fondation flexible sont:

1. La réduction des fréquences propres de système de vibration, pour ceux qui sont évalués pour les structures avec les conditions de base rigide.
2. La variation de facteur d'amortissement modale de système, par rapport à l'un qui a été supposé, pour la structure sur une base rigide.
3. La modification des formes modale de vibration de système par rapport à ceux qui ont été obtenus pour les structures à base rigide.

Aussi dans [22], un travail est déjà fait dans le cadre du comportement élastique linéaire du sol, qui consiste à modéliser numériquement l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) tenant compte des non linéarités de comportement de sol et l'étude des phénomènes prépondérants pour la réponse de la structure : fréquence fondamentale, dés amplification, variabilité spatiale du mouvement; qui avait pour bute la compréhension des aspects les plus importants de l'ISS en considérant des configurations types réalistes pour les bâtiments ; ils ont constatés que:

1. Le premier effet de l'ISS est l'allongement de la période fondamentale du système qui est constaté dans tous les résultats.
2. Le rayonnement de l'énergie des ondes loin de la structure se traduit par une augmentation de l'amortissement du système dynamique.
3. Il est intuitivement plausible que l'interaction sol-structure devienne plus importante dans les cas de sols plus souples et de structures plus rigides.

I.5. Déformation de la fondation

On peut avoir des déformations (flexion, axial, cisaillement) des éléments de la fondation qui résultent des forces et des déplacements appliqués par la superstructure et

le sol. Ces déformations sont en relation avec les exigences sismiques pour lesquelles les éléments de la fondation doivent être conçus. Elles peuvent être significatives surtout pour les fondations flexibles comme les radiers et les pieux [12].

I.6. L'amortissement dans le sol

Toute résolution dynamique d'un problème d'interaction sol-structure doit prendre en compte l'amortissement dans le sol, on aura deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure ; un amortissement hystérétique (matériel) et un amortissement radiatif :

I.6.1. Amortissement hystérétique (matériel)

Ce type d'amortissement dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et correspond à la dissipation sous forme de chaleur dans la structure d'une partie de l'énergie injectée dans cette dernière. Dans la pratique on doit toujours distinguer entre les différents amortissements dans les structures, l'un est l'amortissement interne ou structural qui se produit dans les matériaux à l'occasion des déformations qu'ils subissent, et l'autre l'amortissement externe qui correspondent à des frottements divers et se résument essentiellement à ceux qui interviennent le long des interfaces de contact entre la structure et les éléments non structuraux lorsqu'il en existe. En fonction de la nature de sol, l'amortissement dépend de plusieurs paramètres: La fréquence, l'amplitude des déformations, l'état de contraintes, la teneur en eau et l'indice des vides.

Pour modéliser l'effet de cet amortissement, le comportement de sol est modélisé par l'un des deux modèles viscoélastiques qui sont: le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante [13].

I.6.1.1. Le solide de Voigt

Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité (G') placé en parallèle avec un amortissement de viscosité (η) représentant le comportement visqueux du sol (Figure I.3).

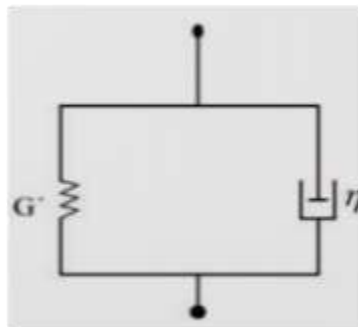


Figure I.3: modèle de Voigt (MERRIBOUT, 2010)

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se <<souvent >> des sollicitations qui lui ont été imposées au cours du temps. La vitesse de déformation joue un rôle important, et l'influence de cette vitesse se traduit par des relations constitutives exprimées sous forme complexes dépendant de la fréquence, reliant les contraintes aux déformations. Pour un milieu unidimensionnel, la relation constitutive qui lie les contraintes (σ) aux déformations (ϵ), est :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \epsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\epsilon e^{i\omega t}) \dots\dots\dots(1.1)$$

Avec : $\eta = 2\xi$ et ω représente la fréquence circulaire.

A partir de cette relation, la relation constitutive liant les amplitudes des contraintes et des déformations s'écrit simplement:

$$\sigma = G' \epsilon + i\eta\omega\epsilon \dots\dots\dots(1.2)$$

I.6.1.2. Modèle hystérétique

Le coefficient d'amortissement ξ peut être obtenu à partir des courbes expérimentales (courbes d'hystérésis), HARDIN et RICHARD (1963) cité par [13]. Celui-ci est alors estimé à partir du coefficient de perte η qui représente le rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à l'énergie potentielle maximum multipliée par 2π .

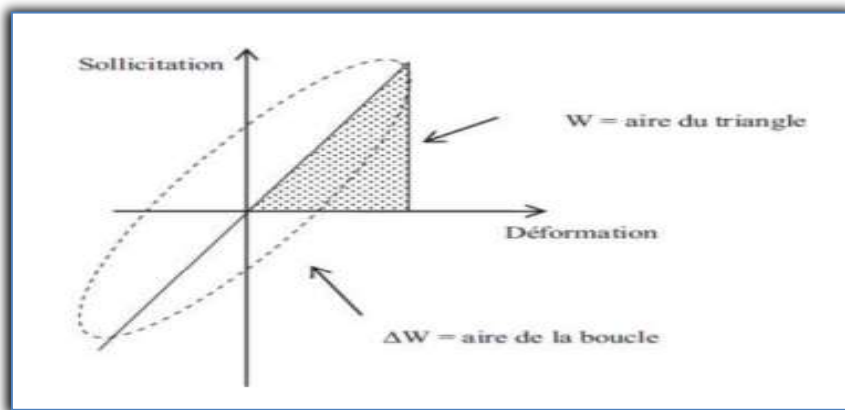


Figure I.4: Amortissement interne (MERRIBOUT, 2010)

En générale les cycles d'hystérésis sont modélisés par des formes elliptiques (figure I.4), et l'expression de ce coefficient de perte est la suivante:

$$\eta = 2 \xi \dots\dots\dots(1.3)$$

Le facteur d'amortissement de type visqueux, défini pour l'oscillateur simple, est donné par:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w}$$

$$\dots\dots\dots(1.4)$$

Et le degré d'amortissement est égale à la moitié du coefficient de perte.

HARDIN et al (1969), cité par [13] ont présenté à partir d'essais une formule empirique donnant le degré d'amortissement pour les sols sans cohésion aux faibles amplitudes (de 10^{-6} à 10^{-4}):

$$\xi = 0,031 \gamma^{0.2} \sigma_m^{0.5} \dots\dots\dots(1.5)$$

Où σ_m est la pression effective moyenne comprise entre 0.025 et 0.15 Mpa, et γ étant le glissement relatif.

I.6.2. Amortissement géométrique ou radiatif

Ce type d'amortissement est dû aux rayonnements des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde. La naissance de ce type d'amortissement est par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol et une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (structure et sol entourant) à travers des ondes en propagation vers l'infini. Une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol pour qu'on puisse prendre en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol-structure. Ce type d'amortissement est en fonction de la fréquence de vibration et il est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

I.7. Formulation d'un problème d'interaction sols-structure

Avant de toute analyse d'un problème d'interaction sol-structure il faut prendre en compte :

- L'interaction avec les structures voisines: l'interaction de la structure avec le sol sous-jacent est influencée par la présence ou l'absence des structures situées a proximité, et on aura la même réponse dynamique dans les deux cas.
- Le comportement non linéaire du sol: le sol a un comportement non linéaire qui résulte l'émergence de plusieurs difficultés dans l'analyse et la résolution d'un problème d'interaction sol-structure.
- La variation des caractéristiques de sol en fonction de la profondeur: chaque couche de sol suivant sa profondeur a des caractéristiques dynamiques, mécaniquesetc. différentes d'autres couches; les couches supérieures n'ont pas les mêmes caractéristiques que les couches inférieures.
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement: le trajet suivi par le champ d'onde incident d'un séisme est très compliquer et pas simple a

déterminer car les ondes sismiques sont de différents types, on trouve des ondes de volume, primaire (p) et seconde qui se propagent dans les solides et les liquides, et des ondes de surface, Love (L) et Rayleigh qui peuvent se propager uniquement suivant les surfaces. Sans oublier de dire qu'on ne peut pas prédire le chemin exact de propagation de ces ondes lors d'un séisme.

➤ Le caractère tridimensionnel du problème.

Il est utile de formuler le problème d'interaction sol-structure avant d'examiner les différentes méthodes de prise ou d'analyse de ce phénomène. Cette formulation est basée sur un modèle d'éléments finis. Ce problème est compliqué de façon qu'on doit faire recours aux méthodes numériques.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol et la fondation vibrent ensemble de manière couplée sous excitations externes. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités de 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 (I.5).

Où :

$$U = u + v$$

U : Déplacement absolu

v: Déplacement de champ libre

u: Déplacement ajoutés

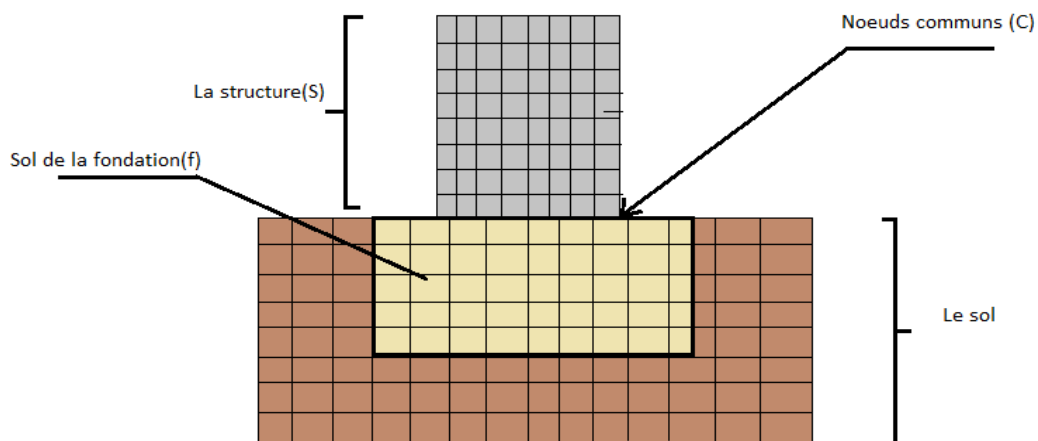


Figure I.5 : modèle d'interaction sol-structure (ISS)

Ce modèle d'interaction sol-structure est divisé en trois ensembles de points nodaux comme suit :

- Les nœuds qui situent à l'intérieure de la structure désignées par "S".

- Les nœuds qui situent au niveau de l'interface de la fondation et de la structure sont désignées par "C".
- Et en fin, les autres nœuds à l'intérieure de la fondation, désignées par la lettre "f".

L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.1$$

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), donnés par:

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad 2.2$$

Il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système, en termes de mouvement absolu. On doit d'abords calculer la réponse dynamique de la fondation sans structure dont le but est d'éviter de résoudre le problème d'interaction sol-structure (ISS) directement. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre .

Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus en termes de déplacements relatifs aux déplacements en champ libre v.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad 2.3$$

L'équation (2.1) peut maintenant être écrite comme suit :

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

$$- \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad 2.4$$

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

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.5$$

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

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.6$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.7$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.4) 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:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad 2.8$$

Où:

[M] : la matrice de masse.

[C] : la matrice d'amortissement.

[K] : la matrice de rigidité de modèle sol-structure.

{u} : les déplacements relatifs ajoutés, existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les cotés et le fond de la fondation.

$\ddot{v}_x(t)$, $\ddot{v}_y(t)$ et $\ddot{v}_z(t)$: Les composantes en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente.

[m_i]: Les matrices de colonnes qui sont des masses de direction pour la structure seulement [49].

I.8. Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure

Pour évaluer la réponse dynamique d'une fondation en tenant compte de l'interaction dynamique sol-structure, les étapes de calcul sont les suivantes :

- Estimer la valeur et les caractéristiques de la charge dynamique appliquée.
- Déterminer les caractéristiques géotechniques et le profil du sol : à savoir, le module de cisaillement G et le taux d'amortissement relatifs aux différentes couches du sol.
- Pré-dimensionner la fondation.
- Évaluer la réponse dynamique de la fondation pré-dimensionnée. Cette étape de conception commence souvent par simplifier le profil du sol servant de base à la fondation. Ensuite, il faut choisir la méthode de calcul de l'interaction dynamique entre le sol et la structure. A ce propos, plusieurs formulations et programmes de calcul ont été développés.
- Vérifier si l'amplitude estimée dans les étapes précédentes est conforme au critère de performance établie. S'il ne l'est pas, il faut répéter la procédure jusqu'à satisfaction.

On distingue trois méthodes d'analyse de phénomène d'interaction sol-structure (ISS) ; la méthode directe ou globale dont le sol et la structure sont analysés comme un système complet et inclus dans le même modèle. La méthode des sous structures où le problème d'interaction sol-structure est décomposé en sous systèmes qui sont ensuite combinées pour former la solution complète. En fin on trouve la méthode hybride qui présente une combinaison des deux autres méthodes globales et celle de sous-structures tout en profitant des avantages de chacune d'elles.

I.8.1. Méthodes globales ou directes

Cette méthode traite le problème de l'ISS dans sa globalité. Son principe consiste à déterminer les mouvements dans le sol et dans la structure simultanément. Dans cette méthode le sol et la structure sont modélisés par des éléments finis. L'avantage de cette méthode est qu'on peut prendre en compte l'hétérogénéité du sol et d'introduire les lois de comportement nécessaire pour la description des non linéarités. La méthode globale de formulation résolue numériquement est confrontée au problème de prise en compte de la propagation des ondes dans un milieu semi-infini tel que le sol. C'est une méthode coûteuse surtout pour les problèmes tridimensionnels. Elle nécessite la maîtrise d'un logiciel de calcul spécialisé. De toute évidence, malgré qu'elle est complexe, cette méthode demeure la plus réaliste. Cependant, il est essentiel de formuler des méthodes plus facile et plus simple. D'ailleurs cette méthode d'analyse peut être schématisée ou représentée par la figure suivante:

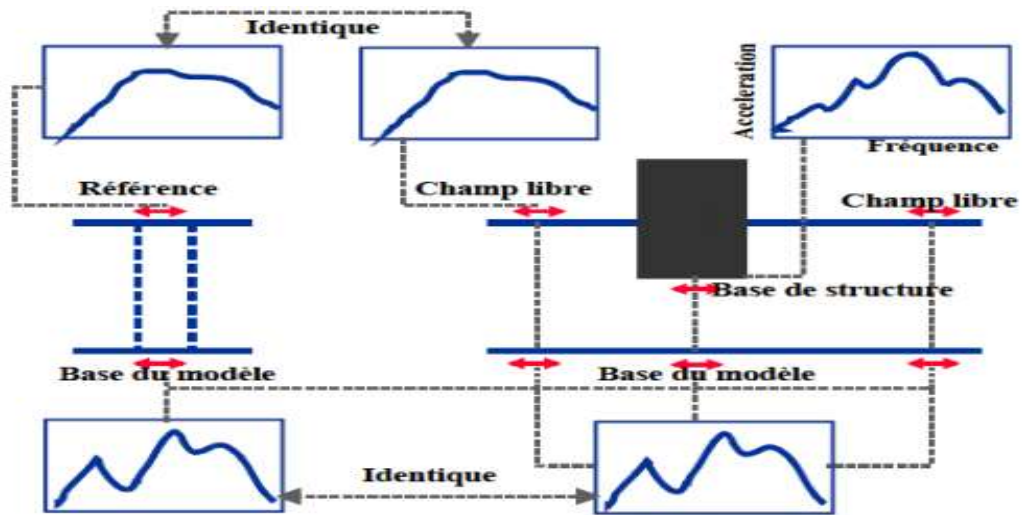


Figure I.6: Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis (Pecker , 2015)

Le problème consiste à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système (sol + fondation + structure)

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{I\}\{\ddot{u}_g\}$$

Telle que :

{U}: le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise.

[M]: la matrice de masse de système.

[K]: la matrice de rigidité de système.

[C]: la matrice d'amortissement de système.

{I}: représente un vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation $\ddot{u}_g(t)$

La résolution directe de ce système d'équation utilise les algorithmes classiques de la méthode des éléments finis (méthode de Newton-Raphson et algorithme d'intégration temporelle de Newmark). [8].

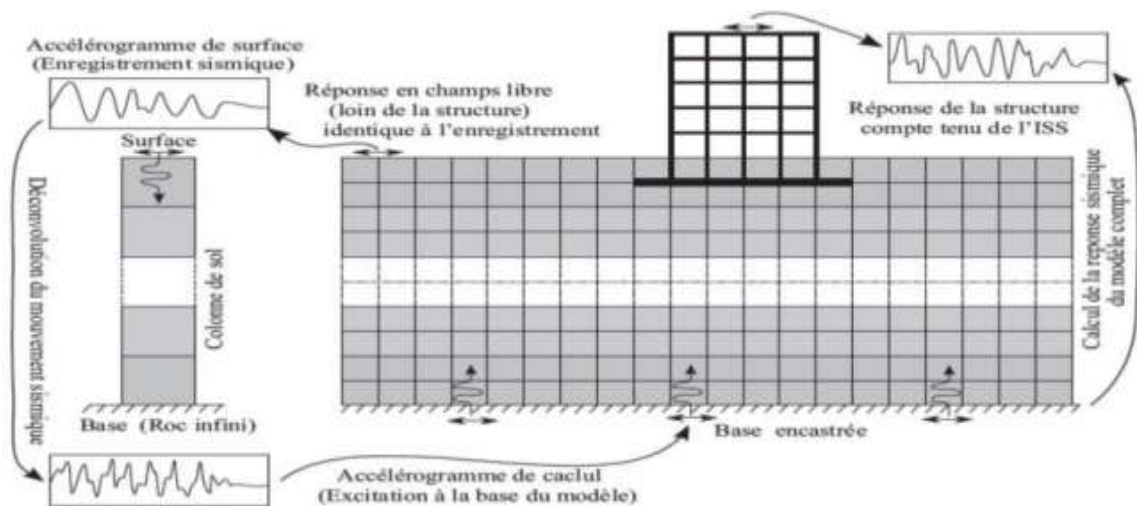


Figure I.7:modélisation de l'ISS par la méthode globale (SEGHIR, 2011).

En théorie, les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptibles 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. Si les méthodes globales sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur, elles requièrent souvent moins de temps humains que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion, ces méthodes globales ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires.

La première difficulté de cette méthode est que cette résolution requiert une bonne connaissance des lois de comportements des matériaux et des frontières entre les différentes parties du système. Par exemple, des lois de contacts, entre la fondation et le sol doivent être prises en compte pour bien reproduire les différents non linéarités (les problèmes de décollement d'une fondation superficielle qui constituent une non-linéarité géométrique) [8].

La deuxième difficulté est la différence de dimension qui existe entre la structure et le massif de sol supportant la fondation. La prise en compte de l'ISS nécessite un très grand nombre d'éléments ce qui engendre des temps de calculs contraignants. Il est d'ailleurs assez difficile de définir de manière précise la frontière de ce massif de sol. En effet, une onde frappant cette frontière peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure, alors qu'en réalité, nous l'avons vu, cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie de l'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif). Des frontières absorbantes devront donc être ajoutées aux limites du massif de sol pour tenir compte de cet amortissement [8].

I.8.2. Méthode des sous-structures

La famille des méthodes de sous-structures est fondée sur le principe de la décomposition des problèmes en étapes successives, chacune de ces étapes est plus facile à résoudre que le problème global, tant du point de vue modélisation que du point de vue calcul. Le plus important dans l'analyse du système sol-fondation est la détermination d'un élément de liaison entre la structure et le système sol-fondation. Dans le domaine élastique linéaire, cet élément de liaison correspond aux fonctions d'impédance qui sont appliquées à la base de la structure afin de déterminer sa réponse.

La méthode des sous structures présente certaines limitations étant donné que l'amortissement est considéré constant durant les analyses et que la superposition des solutions de chaque étape ne correspond à la réponse réelle du système que si toutes les étapes sont entièrement linéaires.

I.8.2.1. Démarche de résolution

Une considération propre des effets d'ISS dans une approche par sous-structure demande:

1. L'évaluation du mouvement du champ libre (en absence de la structure et de la fondation) et des propriétés matériel du sol.
2. L'évaluation des fonctions de transfert pour convertir les mouvements du champ libre aux mouvements qu'il faut appliquer à la fondation.
3. L'incorporation des ressorts et amortisseurs pour représenter la raideur et l'amortissement à l'interface sol-fondation.
4. L'analyse de la réponse du système combiné (structure-ressort/amortisseur) tout en appliquant le mouvement estimé de l'étape (2) à la fondation.

En se basant sur la figure (I.8), [12] explique d'une manière plus détaillée ces étapes :

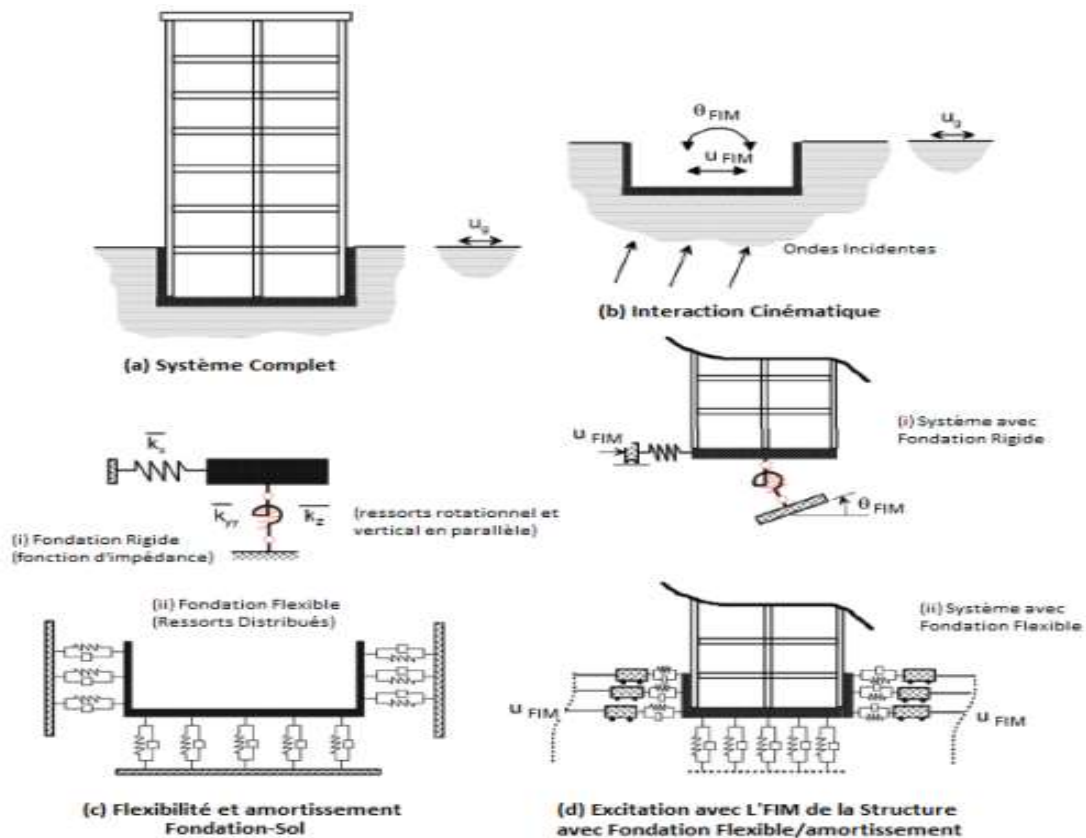


Figure I.8: Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation: (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles. (NEHRP, 2012).

- Premièrement, il faut définir le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (fondation input motion, FIM) qui prend compte de la raideur et de la géométrie de la fondation. Puisque l'inertie est traitée séparément, ce mouvement est estimé en considérant la fondation et la structure sans masse (figure I.8b). En général, ce mouvement diffère du mouvement du champ libre. Elle implique à la fois des

composants de translation et de rotation et représente la sollicitation sismique appliquée à la fondation et le système structurel. La variation entre le mouvement du champ libre et celle de la fondation est exprimée par la fonction de transfert. Cette dernière représente, dans le domaine fréquentiel, le ratio du mouvement de la fondation par rapport au mouvement du champ libre. Puisque les effets inertiels sont négligés, la fonction de transfert représente les effets de l'interaction cinématique seulement. Ainsi pour déterminer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM), il faut au début évaluer la réponse du champ libre du site qui est la variation spatiale et temporelle du mouvement du sol en absence de la structure et de la fondation. Après avoir établi le mouvement en champ libre, des analyses de propagation des ondes sont réalisées pour estimer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM) tout au long de l'interface sol-fondation (figure I.8d).

- Deuxièmement, il faut déterminer les fonctions d'impédance, raideur et amortissement, dépendant de la fréquence et représentant les caractéristiques de l'interaction sol fondation. Ces raideurs et amortissements sont caractérisés en utilisant des modèles de fonction d'impédance relativement simples pour fondation rigide (figure I.8c (i)) ou une série de ressorts et amortisseurs distribués autour de la fondation (figure I.8c (ii)). Le dernier cas de ressorts et amortisseurs distribués sont nécessaires lorsque les éléments de la fondation sont non-rigides, ou lorsque des sollicitations internes sont requises (moments, cisaillement, déformations).
- Troisièmement, la superstructure est modélisée au-dessus de la fondation et le système est excité à travers la fondation en déplaçant les extrémités des ressorts et des amortisseurs tout en utilisant les composants de balancement et de translation du mouvement (FIM) estimé ci-avant. Il faut noter que ce mouvement varie avec la profondeur, alors que dans le cas des ressorts et amortisseurs distribués autour des éléments d'une fondation flexible (figure I.8d (ii)), des déplacements du sol différentiels doivent être appliqués toute au long de la profondeur.

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.

I .8.2.2. Méthode de frontière

La méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel et al. Dont le modèle globale sol-structure est décomposé sous-modèles représentant la structure et le sol

(la figure I.9), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

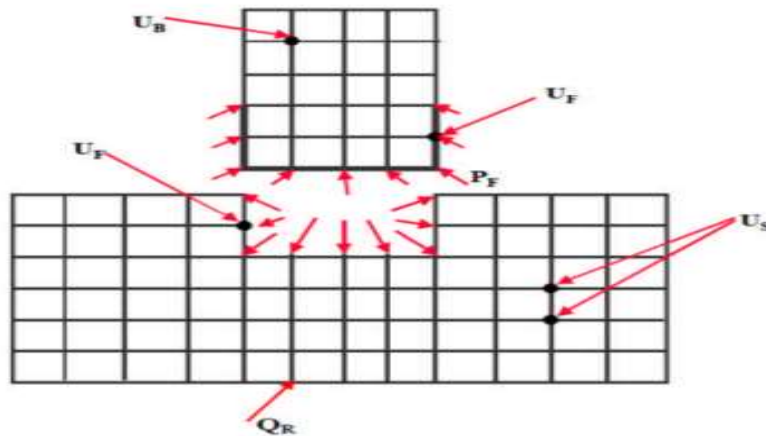


Figure I.9: méthode de frontière (PECKER, 2015)

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel et al . 1978; La démarche est présentée par la figure (I.10).

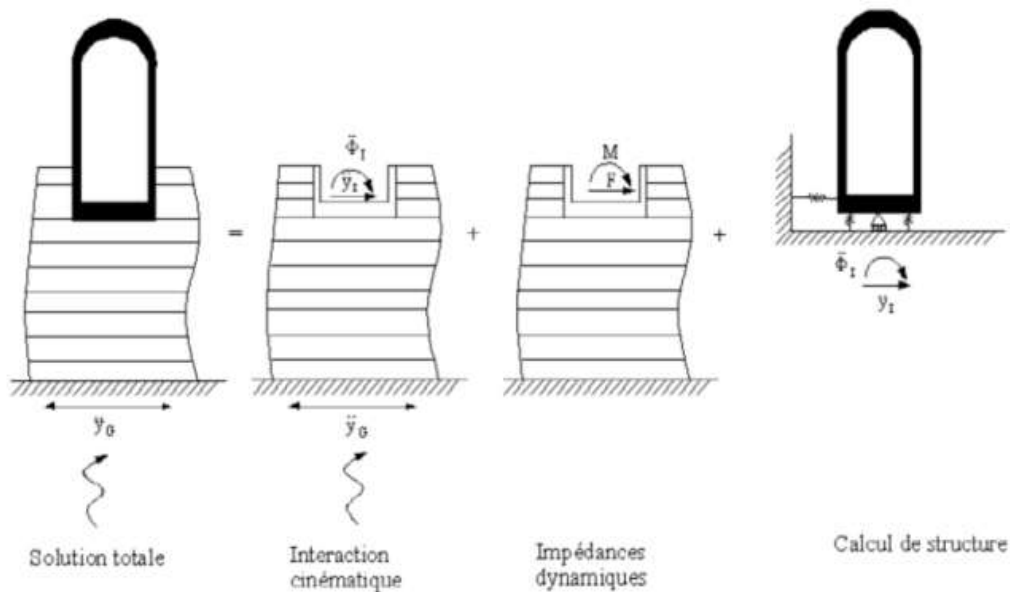


Figure I.10: Théorème de superposition de KAUSEL (PECKER, 2010)

D'un point de vue pratique, cette méthode consiste à décomposer la résolution du problème en trois étapes successives:

- 1) La considération de milieu {sol+fondation rigide sans masse}. L'application de la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déterminons l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. C'est la calculé d'interaction cinématique.
- 2) Le calculé de la matrice d'impédance dynamique de la fondation qui permet d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions.

- 3) Le calcul de la réponse dynamique de la structure supportée par les ressorts d'impédances trouvés en (2) et soumise à la sollicitation calculée en (1).

De nombreuses méthodes existent pour résoudre la première étape et notamment la méthode des équations intégrales [Aubry, 1986, cité par Grange, 2008] et /ou d'éléments frontières [Chebli et al, 2008, cité par Grange, 2008].

La deuxième étape nécessite de calculer des fonctions d'impédances. L'impédance de la fondation caractérise l'effort résultant sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à un déplacement imposé harmonique unitaire. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse posée sur un ressort ayant pour raideur la partie réelle de l'impédance et pour amortissement sa partie imaginaire. On trouve des résultats analytiques pour tout type de fondations données dans [Gazetas, 1991, cité par Grange, 2008] et [Pecker, 1984, cité par Grange, 2008]. Dans le cas générale et pour une fondation possédant six degrés de libertés, la matrice d'impédance reliant les déplacements aux efforts est de dimensions 6x6. Cependant, nous pouvons montrer que pour une fondation superficielle, les termes hors diagonaux de la matrice peuvent être considérés comme nuls [Pecker, 1984, cité par Grange, 2008]; ce qui revient à considérer qu'il n'y a pas de couplage entre les différents degrés de liberté. Par ailleurs chaque terme de la matrice est composé d'une partie réelle traduisant la raideur du système [sol+fondation] et d'une partie imaginaire traduisant l'amortissement. Cet amortissement provient de la radiation des ondes de la fondation vers l'infini. Ces deux termes peuvent à priori dépendre de la fréquence de la sollicitation. Toutefois, dans certains cas, la non dépendance de ces paramètres par rapport à la fréquence pourra constituer une hypothèse acceptable [Pecker, 1984, cité par Grange, 2008] (La figure I.11).

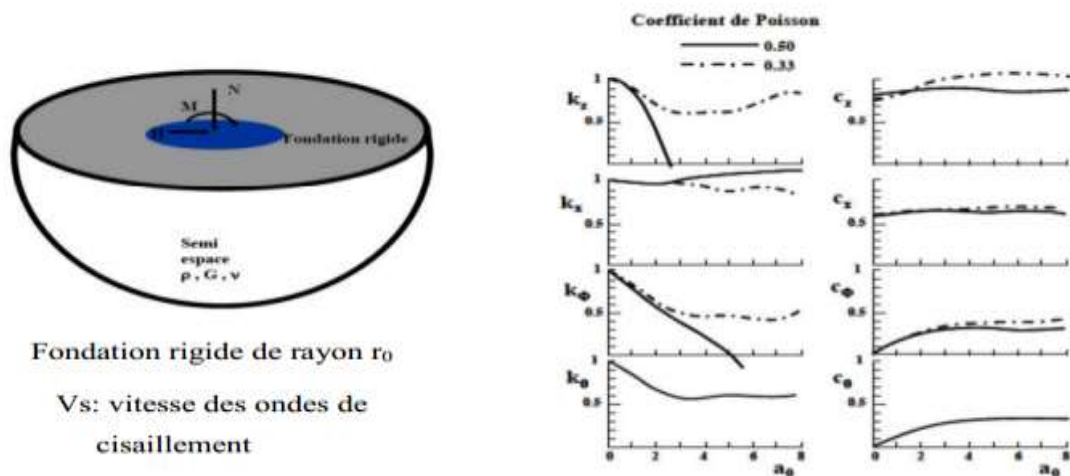


Figure I.11: Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire (PECKER, 2010)

Généralement la méthode des éléments finis est utilisée pour la résolution de la troisième étape qui permet de résoudre l'équation de la dynamique d'une structure liée au sol par un système de ressorts et d'amortissement. Ces méthodes sont assez restreintes puisque, elles sont utilisables uniquement pour des problèmes linéaires. Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bons résultats. [18].

I.8.2.3. Méthode de volume

Dans cette méthode, 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 (Figure I.12).

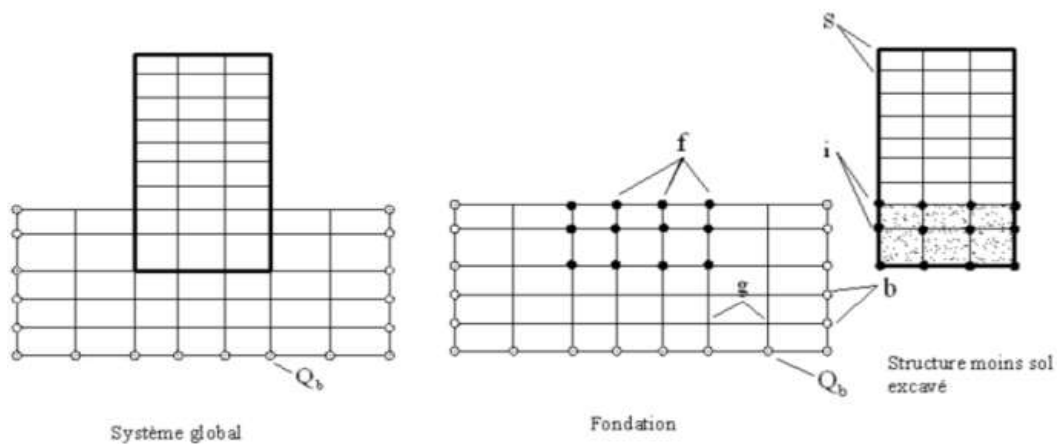


Figure I.12: Méthode de sous-structure : méthode de volume.

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

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad 3.1$$

$[K]$ est la matrice de raideur formée à partir des modules complexes. On prend comme référence la figure I.12, les équations d'équilibre des diverses sou-structures sont:

❖ sol:

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad 3.2$$

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

❖ structure (moins sol excavé):

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad 3.3$$

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

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad 3.4$$

Par soustraction des équations (3.4) et (3.2), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient:

$$\{Q_f\} = [X_f] \{U_f\} - \{U_f^*\} \quad 3.5$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (3.3):

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad 3.6$$

Où: $[X_f]$ est la matrice d'impédance du sol.

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

- La détermination de la réponse en champ libre. Il n'existe aucun problème de diffraction à ce stade ; et si les couches de sol sont horizontales, le problème peut être résolu.
- La détermination de la matrice d'impédance $[X_f]$, qui 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.
- La détermination de la réponse dynamique de la structure. C'est un problème classique.

I.8.3. Méthodes hybrides

Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes des sous-structures. Elles consistent à diviser le sol en deux sous-domaines. Le premier est un champ proche de la structure. Il est formé d'une fondation superficielle et d'un volume fini du sol sous-jacent. Il

inclut toutes non linéarités et hétérogénéités du système. Ces non linéarités sont composées en deux parties ou deux types :

- les non linéarités matérielles (plasticité du sol).
- les non linéarités géométriques (décollement éventuel de la fondation).

Ce champ est incorporé dans le domaine de la superstructure et peut être traité par une méthode directe (la méthode des éléments finis) et aussi le concept du macroélément peut être utilisé.

Le deuxième champ et le champ lointain. Il est constitué de sol seulement et il est pris suffisamment loin de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par L'ISS, en d'autre mots il n'y a pas lieu d'interaction entre le sol et la structure. Ce champ est modélisé par une matrice d'impédance. Ainsi les dissipations d'énergies dues à l'amortissement radiatif peuvent être considérées. Le point délicat des méthodes hybrides est la détermination de la frontière entre les deux domaines qui dépend du problème traité. Dans la méthode des sous structures, les impédances ont servi comme élément de liaison à la base des structures. Dans la logique des méthodes hybrides, cet élément peut être muni d'une loi de comportement non linéaire. Il s'agit d'un macroélément [19] qui reproduit le comportement irréversible du sol en interaction avec la structure. Le macroélément est muni d'une loi de comportement écrite en termes de forces et de déplacements généralisés de la fondation.

I.8.3.1. Concept de macroélément

Comme il est montré dans la figure (I.13) le macroélément, dans le cadre de la méthode des éléments finis, est une boîte à laquelle nous appliquons à son entrée des déplacements et qui permet de calculer en sortie le torseur des efforts associés en considérant diverses non-linéarités.

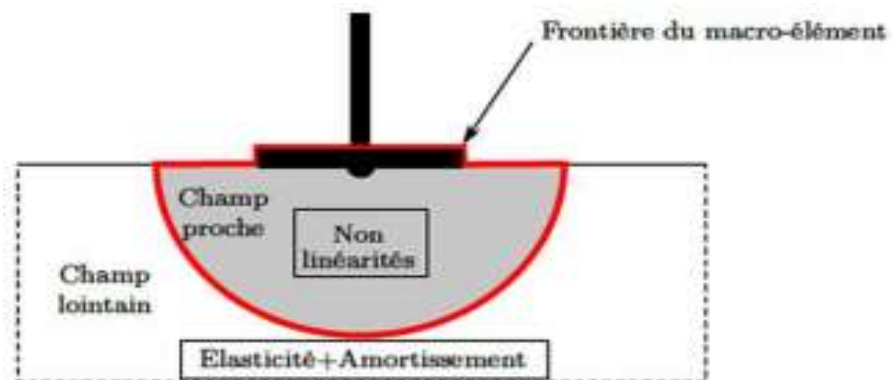


Figure I.13: Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS. (Grange, 2008)

I.9. Etudes en laboratoire de l'interaction sol-structure

Des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures. Plusieurs études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact sont nécessaires pour l'approche de l'interface par un milieu réel auquel on associe une loi de comportement.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois...etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy [31], Wernick[32], Plytas [33], Desai[34] , etc. ...], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Si d'autres types d'appareils sont utilisés, plusieurs inconvénients émergent. Parmi ces inconvénients par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. De nouveaux appareils ont été conçus par de nombreux chercheurs pour éviter ces défauts. Ils appartiennent à l'une des catégories suivantes :

- Appareil de cisaillement simple {type NGI [35], ou type Uesughi et Kishida [36]}
- Appareil de cisaillement par torsion {Yoshimi et Kishida [37], Karachaffi[38], Chehade [39], ou type Lade [40]}
- Appareil de cisaillement axisymétrique (arrachement) { Brumund et Leonards [41]}

I.9.1. L'essai de cisaillement direct modifié

Cette méthode est utilisée pour l'étude des interfaces sols-structures consiste à mettre l'échantillon de sol dans une demi-boîte et à remplacer l'autre demie par une plaque rugueuse (acier, béton, bois, ..., etc).Figure (I.14).

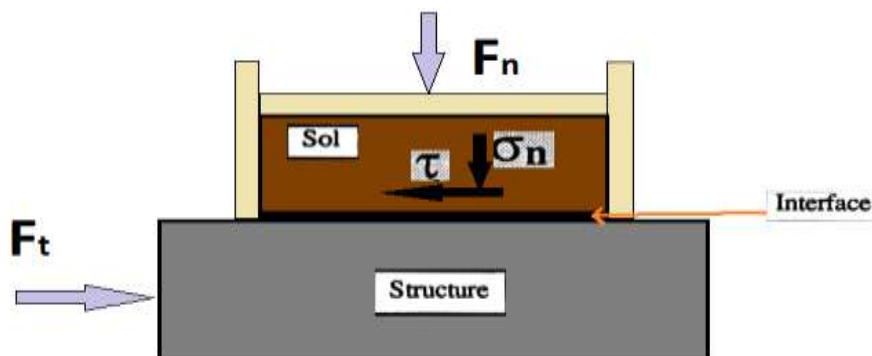


Figure I.14: Principe de l'essai de cisaillement direct modifié

L'essai fournit des caractéristiques mécaniques le long d'une surface de rupture imposée. En plus de sa simplicité, il permet de réaliser différents chemins de sollicitations (contrainte

normale constante, déformation normale constante et rigidité normale imposée) .[42].Ainsi, trois grandes catégories de facteurs ont été étudiées:

- Facteurs relatifs au matériau sol {densité initiale du sol [33], granulométrie du sol [33], [32] , et le type de matériau[31]}.
- Facteurs relatifs à la structure {rigidité de la structure [31],rugosité de la structure[33],[31],[43] et dureté des aspérités de la surface de contact[31],[33]}
- Facteurs extérieurs liés aux conditions d'essais {la contrainte normale initiale [33], [32],[44], le chemin de sollicitation et le nombre de cycles de chargement[33],[34], la forme et la géométrie de la boîte[33]}.

I.9.2. L'essai de cisaillement direct simple

De conception semblable à l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions, cet essai permet à l'échantillon de sol de se déformer librement et uniformément. La différence par rapport au premier type d'essais porte essentiellement sur les conditions aux limites appliquées au sol. Dans ce cadre, deux types d'appareil ont été utilisés pour l'étude du cisaillement des interfaces sol-structures :

I.9.2.1. L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Nonuegian Geotechnical Institute):

Conçu au départ par Bjerrum et Lambva (1966) pour l'étude du cisaillement dans les sols, il a été modifié par la suite par Budhu (1979) [46],et,[47] pour l'étude des interfaces (figure I.15). La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, empêchant toute déformation radiale de l'échantillon, ce qui permet à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement. L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

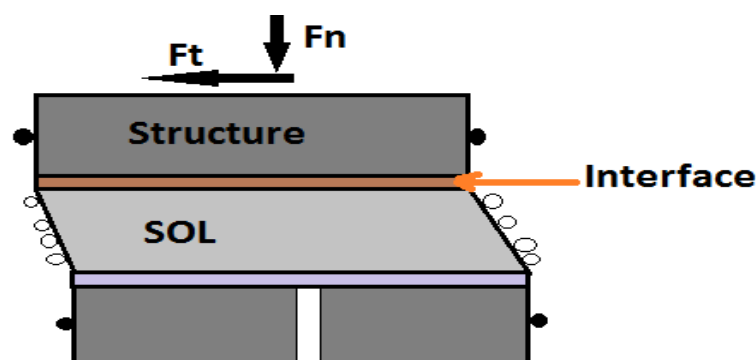


Figure I.15: Principe de l'essai de cisaillement simple, type N.G.1

I.9.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon)

Dans l'appareil d'Uesugi et Kishida, l'échantillon de sol est enfermé dans une demi-boîte rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminium (Figure I.16). Ainsi, le glissement à l'interface est mesuré de la déformation de cisaillement a sein de l'échantillon.

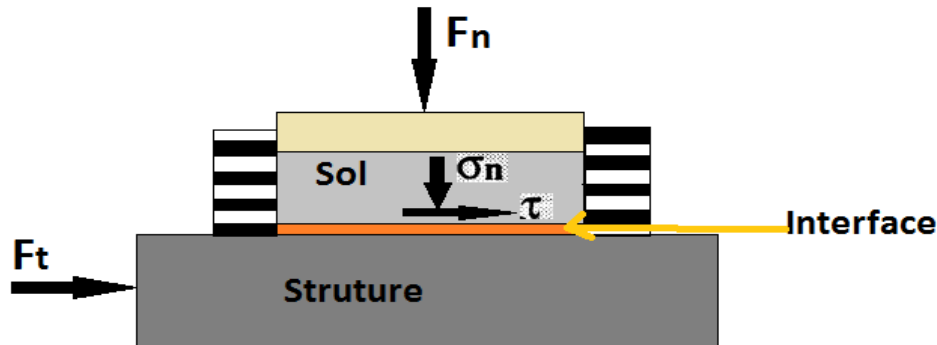


Figure I.16: Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.

I.9.3. L'essai de cisaillement annulaire par torsion

Une des techniques expérimentales récentes en interaction sols-structures : L'essai de cisaillement par torsion. Cette technique, grâce aux possibilités qu'elle offre et à sa fiabilité, a eu un succès important ces dernières années, comme en témoigne le nombre de prototypes [38] qui ont été réalisés. L'échantillon de sol et la partie structure ont une forme annulaire. Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais :

I.9.3.1. L'essai de cisaillement annulaire

Sans confinement (figure I.17). Un modèle type est présenté par Yoshimi et Kishida (1982) [37]. Il a été utilisé pour l'étude du comportement de l'interface entre un sable et un anneau métallique. L'échantillon de sol est enfermé dans un cylindre constitué d'un empilement d'anneaux et de rondelles en aluminium qui peuvent glisser l'un sur l'autre. Cette technique permet de faciliter le cisaillement, et d'assurer l'homogénéité de l'échantillon.

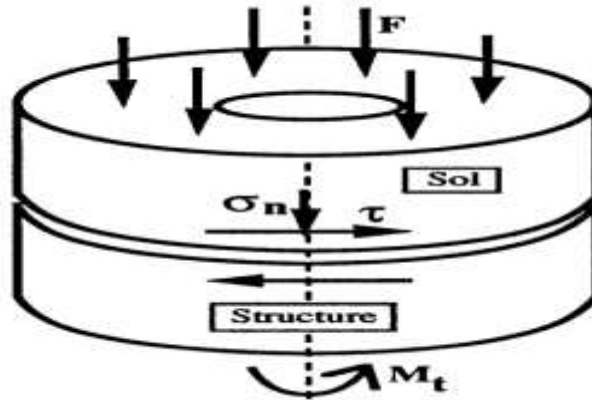


Figure I.17: Principes des essais de cisaillement par torsion; cisaillement annulaire.

I.9.3.2. L'essai de torsion sur cylindre creux

L'échantillon cylindrique creux, de faible épaisseur, est soumis à :

1. des pressions intérieure et extérieure
2. une force axiale
3. un couple de torsion (figure I.18).

L'intérêt de cet essai, utilisé principalement dans l'étude du cisaillement dans les sols, est de pouvoir imposer, à partir d'un état de contraintes donné, une évolution progressive des contraintes aussi bien en direction qu'en ampleur. De nombreux prototypes ont été proposés [Ishihara[45] , Lade[40] , Kharchafi [38], Chehade[39] , ..., etc.].

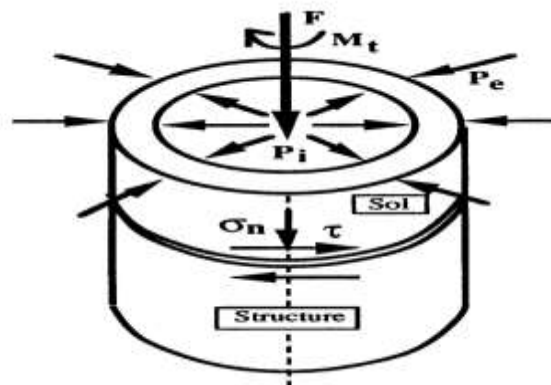


Figure I.18: Principes des essais de cisaillement par torsion; cisaillement par torsion sur cylindre creux.

I.9.4. L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement)

L'essai de cisaillement direct axi-symétrique consiste à l'arrachement d'une barre (acier ou béton) dans un massif de sol. La figure (I.19) montre le dispositif utilisé par Brumund et Léonards[41] . L'échantillon de sol de forme cylindrique est placé dans une membrane en caoutchouc, confiné par une pression extérieure. La force d'arrachement est appliquée directement à la tige, placée le long de l'axe de l'échantillon.

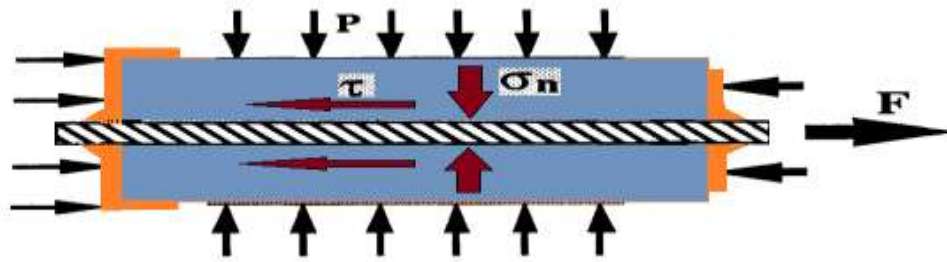


Figure I.19: Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique (Essai d'arrachement)

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons définie l'interaction sol-structure et présenter toutes les notions fondamentales et nécessaire pour la compréhension de ce phénomène. Aussi, on a exposé les diverses méthodes utilisées pour l'analyse et la prise en compte de l'interaction sol-structure dans le calcul des structures. Après quoi, on a mentionné les différentes études expérimentales appropriées faites et essais réalisées en laboratoire pour mieux comprendre et maîtriser l'interaction sol-structure où plusieurs appareils de cisaillement ont été conçus (cisaillement direct modifié, cisaillement simple, cisaillement par torsion et l'essai d'arrachement) dont l'objectif principale été L'établissement des lois de comportement pour les interfaces.

Chapitre II

Présentation du code de calcul ANSYS

II.1. Introduction

Dans le chapitre le code du calcul ANSYS sera présenté dont on définira la méthode des éléments finis sur la quelle le calcul est basé et à la fin on terminera par la méthodologie à suivre pour la création et l'étude d'un modèle ANSYS quelconque.

II.2. La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est utilisé pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles, elle consiste a approcher dans un sous espace de dimensions finis ,un problème s'écrit sous forme variationnelle dans un espace de dimension infinis [49].

Le but est de réaliser des études plus correcte et plus précis ; et aussi pour l'affinement des calcule est des résultats. Aussi pour pouvoir réaliser les calcules qu'on ne peut pas faire et obtenir avec la main.

II.3. Présentation de code de calcul ANSYS

Le fondateur de la société ANSYS Inc Dr. John Swanson, a développé le logiciel ANSYS. ANSYS est un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode des éléments finis est utilisée dans ce logiciel.

Il est utilisé pour simuler d'une grande variété de problème dans les sciences de l'ingénieur, les simulations ont pour objectif la réduction des essais sur les prototypes. Parmi les domaines qu'ils traitent, on trouve es analyses des structurales statiques, dynamiques, mécanique des ruptures, fatigue, voilement, effet de contact, le fluage, le gonflement, transfert de chaleur, acoustique, électronique, magnétique, écoulement des fluides et tous ces calculs peuvent se faire avec et sans effet temporels c.-à-d. dans ou d'hors des domaines de temps. On distingue deux environnements des logiciels permettent de mettre en œuvre le code ANSYS:

II.3.1. ANSYS classique

Le constructeur a développé cette solution logicielle en premier. cette méthode consiste a construire des modèles éléments finis à la géométrie simple, facilement constructible à l'aide d'opérations basiques. Par cet environnement l'utilisateur construit directement un modèle élément finis en se basant sur les commandes disponibles dans les codes ANSYS.

II.3.2. ANSYS workbench

Dans cette plate forme une approche différente a été proposée dans la construction d'un modèle en réutilisant le code ANSYS initiale. Cette plate forme a été particulièrement bien adaptée au traitement de cas à la géométrie complexe 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.

Les outils intégrés au logiciel permettent de résoudre les problèmes de validations des produits de manière efficace. Ces outils permettent aussi d'optimiser le processus de conception ce qui résulte un gain de temps énorme et donc de proposer des produits plus innovants de qualité plus élevée tout en minimisant les couts.

Ce programme s'adapte à plusieurs types de comportement structuraux tel que l'élasticité linéaire et non linéaire et la plasticité. Ce programme possède une bibliothèque d'éléments finis compte une soixantaine types d'éléments finis adapté pour chaque analyse citée au-dessus.

II.4. Composantes de logiciel ANSYS

Plusieurs types de produits du logiciel ANSYS. Peuvent être trouvées en fonction du domaine d'utilisation; on distingue:

II.4.1. ANSYS mechanical

Un produit qui a été développé exclusivement pour les calculs de structures. Il est aussi utilisé pour les modélisations mécaniques comme des éléments creux on peut citer par exemple la tuyauterie pipeline, structures en coque. Le code de calcul peut être utilisé dans pas mal de domaine tels que le génie civil, l'aérospatiale, l'aéronautique....etc.

II.4.2 ANSYS CFD (code flotron)

Consiste à modéliser des écoulements des fluides.

II.4.3 ANSYS EMAG

Le produit suivant est exclusivement adapté au calcul électronique et électromagnétique.

II.4.4 ANSYSE LS-DYNA

Ce code est utilisé pour la simulation des crashes ou les collisions entre corps déformables ce qui aboutit au calcul des chocs; ce code est applicables dans plusieurs domaines.

II.4.5 ANSYS multiphysics

Il regroupe tous les autres produits en un seul programme; c'est le produit le plus complet destiné à tous types d'utilisateurs.

II.4.6 ANSYS civil FEM

Avec ce module on peut 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.

II.4.7. ANSYS géotechnique

C'est un code de calcul qui permet de faire des calculs en géotechniques en offrant des facilités d'utilisations pour les professionnels de ce domaine [48].

II.5. Les disciplines représentées dans l'interface utilisateurs graphique (GUI)

Le code ANSYS est utilisé par les ingénieurs de monde entier dans pratiquement tous les domaines d'ingénierie. On peut trouver dans l'GUI (graphique user interface) comme il est montré dans la figure (II.1) les domaines suivants:

- Structural
- Thermique
- ANSYS fluide (dynamique des fluides numérique)
- Electromagnétique

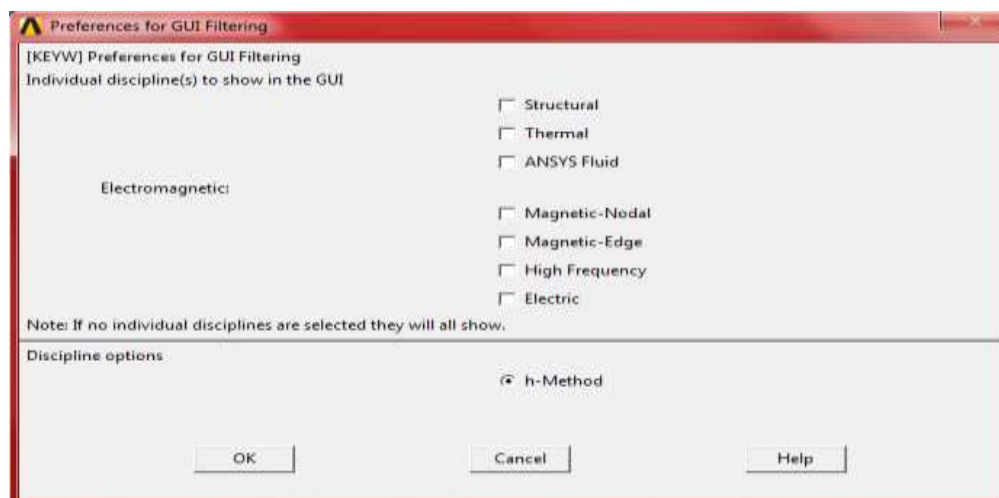


Fig. II.1: Domaines d'études de code ANSYS.

II.6. Analyse d'un modèle avec ANSYS

On peut faire le calcul utilisant ANSYS en statique ou en dynamique, dans le cas de calcul dynamique les calculs peuvent être faite soit en: analyse modale, analyse spectrale, analyse pas à pas ou en analyse transitoire dynamique [48].

II.6.1. Etape de Prétraitement (Pre-Processing)

Principalement est l'étape de construction de modèle c.-à-d. l'établissement de la géométrie de 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. Pout 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. On peut aussi diviser ces géométries les fusionner, 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 élément correspond au type de calcul [48].

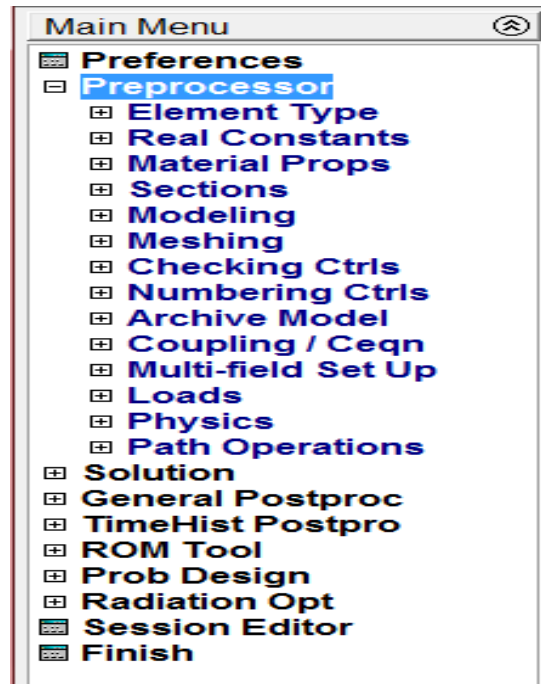


Fig. II.2: Les fonctions de l'étape de prétraitement (preprocesser).

- Dans "élément type" on choisit le type d'élément ou éléments à utiliser dans notre étude et qui convient à notre matériaux et situation étudiée: des éléments fluides, plan, élément de volume.....etc.

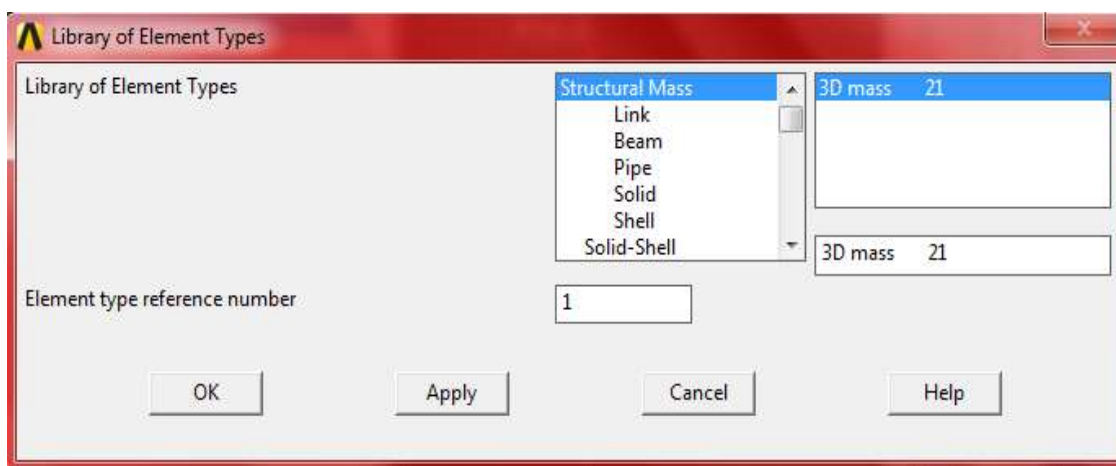


Fig. II.3: bibliothèque des types d'éléments.

- Dans "real constants" on peut introduire les différentes caractéristiques des éléments déjà choisis dans "éléments types" comme il est montré dans la figII.4 par exemple on a choisit un élément de combinaison "ressort combine 14" , on peut introduire les

valeurs suivantes: constant de rigidité K, coefficient d'amortissement Cv1, constant d'amortissement non linéaire Cv2, la longueur initiale ILEN et la force initiale IFOR.

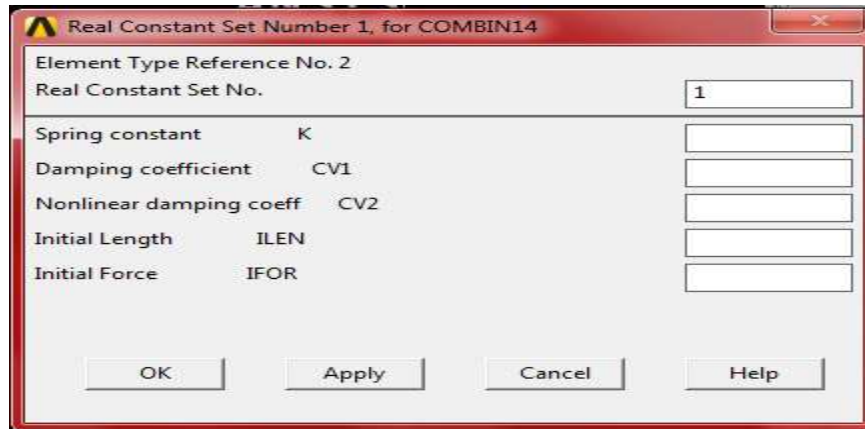


Fig. II.4: caractéristiques d'élément "real constants".

- Dans "material props" on définit les matériaux à utiliser comme on peut voir dans la Fig II.5 par l'introduction de leurs coefficient de poisson PRXY, module d'élasticité EX et leurs densité DENS.

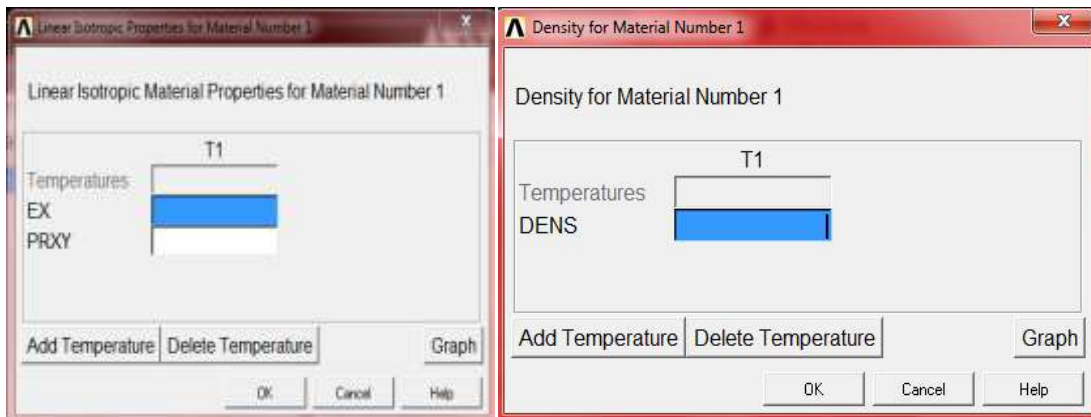


Fig. II.5: Les propriétés des matériaux utilisés.

- Dans "modeling" on va créer notre objet d'étude c.-à-d. notre structure ou géométrie soit par la création des "key-points", des lignes, des surfaces, des volumes.....etc.



Fig. II.6: La création d'objet d'étude.

- Après la création de notre objet d'étude on affectera pour chaque surface, volume le matériau correspondant puis on va utiliser l'option "meshing" pour appliquer un maillage pour discrétiser le système.
- A partir de l'option "define loads" on introduit les conditions aux limites de notre modèle ainsi les différentes charges, forces, pressions.....etc. appliquées sur ce modèle.

II.6.2. Etape de 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 [48].

Premièrement on choisit le type d'analyse qu'on a besoin d'exécuter, ainsi que les détails de chaque analyse. Cette exécution se fait par "solve" après "current LS". Pour obtenir les résultats on doit créer un fichier output ou de sortie avant le début d'exécution.

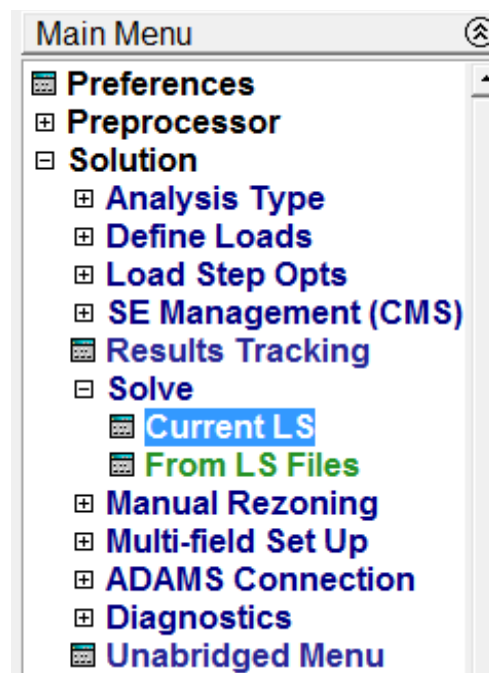


Fig. II.7: Etape de solution.

II.6.3. L'étape de Post-traitement (Post-Processing)

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 [48].

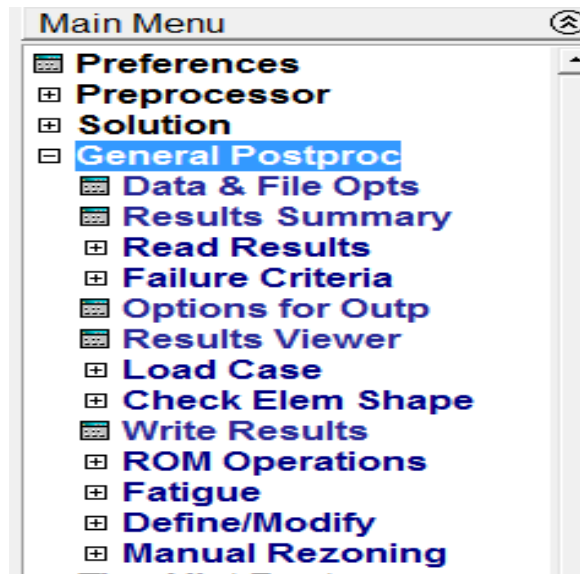


Fig. II.8: Les différentes fonctions de "General Postproc".

- La lecture et l'extraction de n'importe quel résultat se fait dans cette partie: en analyse statique, dynamique et modale.
- Les résultats seront représentés graphiquement ou par des images d'iso valeurs.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le code de calcul utilisé dans notre étude ANSYS. On a commencé par une brève définition ou présentation de la méthode des éléments finis sur laquelle le code est basé. Après quoi on a présenté les environnements de logiciel permettant de mettre en œuvre le code ANSYS et ainsi les composantes de ce code de calcul et à la fin une procédure générale de traitement d'un exemple quelconque utilisant ce code de calcul est donnée.

Chapitre III
Modélisation numérique

III.1 Introduction

Les murs de soutènement sont largement utilisés pour soutenir diverses structures et infrastructures. Cependant, l'interaction dynamique des murs de soutènement avec les structures retenues n'a pas été étudiée, alors qu'il est évident que lors d'un événement sismique la réponse dynamique de chaque composant de ce système complexe (mur, sol, structure) peut affecter sensiblement la réponse de reste et vice versa.

Dans de nombreux cas réels, des murs de soutènement sont utilisés pour soutenir, en dehors des couches de sol, des structures ou des géo structures fondées sur le sol retenu. Il est évident que lors d'un événement sismique, la réponse dynamique de chaque composant de ce système complexe (mur, couche de sol, structure) peut affecter sensiblement la réponse des autres. En d'autres termes, la présence d'un mur de soutènement affectera non seulement la secousse de la surface du sol retenu, mais également la réponse dynamique de tout type de structure retenue. Le phénomène d'interaction dynamique mur-sol-structure (DWSSI) est une question assez compliquée qui comprend:

- (a) l'interaction dynamique entre un mur et une couche de sol retenue,
- (b) l'interaction dynamique unidimensionnelle «standard» sol-structure d'une structure avec son sol sous jacent.

Les problèmes d'interaction dynamique susmentionnés ne sont pas pris en compte avec le réalisme approprié dans les normes sismiques actuelles utilisées dans la pratique moderne de l'ingénierie, comme l'Eurocode 8 (EC8) [50] ou le Code sismique grec (EAK) [51]. Plus précisément, en ce qui concerne la conception des structures de soutènement, l'interaction dynamique entre un mur de soutènement et le sol retenu est ignorée; tandis que d'autre part, la question de l'interaction dynamique sol-structure prise en considération de manière simpliste est considérée a priori comme bénéfique pour une structure, ce qui ne semble pas toujours être le cas [52].

Dans une série d'études récentes ([53] - [54]), les auteurs ont examiné les effets du phénomène d'interaction dynamique mur de soutènement-sol-fondation (DWSFI) qui apparaît dans les cas suivants (comme le montre la figure III.1):

- (a) une structure fondée sur un sol adjacent à un mur de soutènement.
- (b) deux structures adjacentes où la fondation de l'une est retenue par le mur du sous-sol de l'autre.
- (c) des fondations à plusieurs niveaux où les murs du sous-sol inférieurs retiennent les fondations supérieures.

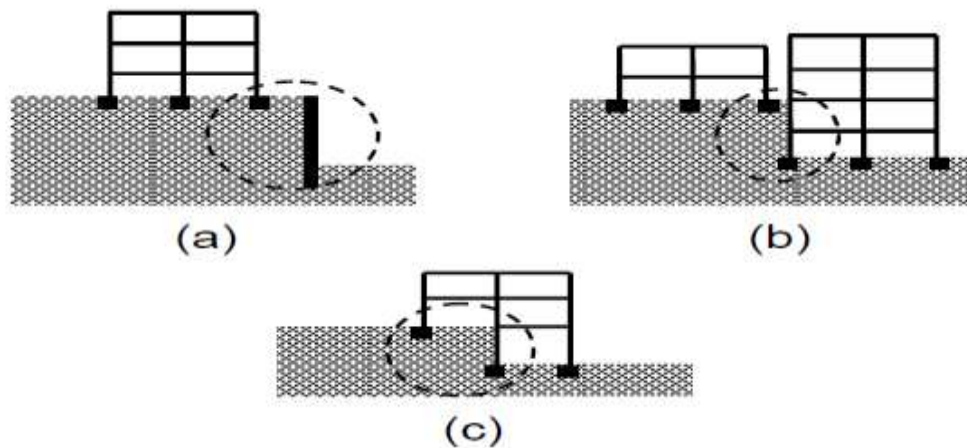


Figure III.1: Cas dans lesquels le DWSFI est présent (traitement de DSSI habituel non applicable).

Dans les cas (a) et (b), le phénomène d'interaction dynamique mur-sol-structure (DWSSI) existe. A titre d'exemple les effets du DWSSI sur la réponse dynamique d'un système SDOF en termes de facteurs d'amplification et de cisaillement de base dynamique et sur la ditresse du mur de soutènement en termes de distribution dynamique de la pression des terres, ont été examinés en [53] - [54] via un modèles propre d'éléments finis.

Dans ce chapitre la réponse dynamique de notre structures l'une est élancée et l'autre est squattée a été étudiée en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure et de la présence de mur de soutènement.

III.2. Modèles enquêtés

III.2.1. Description

Les modèles étudiés sont présentés à la figure III.2 et sont des simplifications des situations décrites à la figure (III.1.a). Le système de sol-structure représenté sur la figure (III.2.a) est composé d'une couche de sol élastique linéaire homogène s'étendant à l'infini dans les deux directions horizontales et ayant :

- épaisseur $H = 8$ m
- un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$
- une densité $\rho = 1800$ kg / m³ et un module de cisaillement G variant en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement V_s

Le long de sa limite horizontale inférieure, la couche de sol est considérée comme totalement fixée sur un substrat rocheux rigide. Une structure est fondée à la surface du sol, où à sa base la structure est considérée comme parfaitement liée au sol sous-jacent, il n'y a donc pas de séparation ni de glissement relatif.

Au système Mur-Sol-Structure illustré à la figure 2b, la couche de sol est considérée comme retenue à l'une de ses limites par un mur de soutènement vertical sans masse, avec un module d'élasticité E_w , le coefficient de Poisson $\nu_w = 0,2$, épaisseur $t_w = 0,2$ m et hauteur $H = 8$ m.

A sa base, la paroi est élastiquement contrainte à la rotation par un ressort de rotation de constante R_θ .

Le mur de soutènement est considéré comme rigide ou conforme. La conformité du mur peut être due soit à la flexibilité structurelle causée par la déformation de son corps et exprimée par l'indice d_w , soit à la conformité en rotation à sa base causée par la rotation élastique à sa base et exprimée par l'indice d_θ , alors qu'elle est contrainte contre le déplacement horizontale à sa base. L'interface mur-sol peut être liée (pas de glissement) ou lisse (pas de contrainte de cisaillement), qui est contrôlée par l'angle de frottement δ . La distance entre le mur de soutènement et la structure est de L . Il n'y a pas de séparation entre le mur et le sol.

Afin d'éliminer les effets d'interaction cinématique dans le cas de conditions de sol unidimensionnelles, les deux systèmes de la figure (III.2) sont excités par une excitation harmonique spatialement invariante qui est imposée au niveau du substratum rocheux rigide.

Ainsi, le mouvement en champ lointain peut être simulé comme une propagation verticale des ondes de cisaillement V_s . Les conditions de sol unidimensionnelles ont été simulées en champ lointain en imposant des contraintes contre le déplacement vertical à une distance horizontale égale à $40H$ du mur. De plus, pour éviter le mouvement vertical du la structure et les extrémités supérieure et inférieure de cette dernière ont été contraintes contre le déplacement vertical. Le rapport d'amortissement des matériaux ξ de toutes les structures impliquées dans les deux systèmes a été considéré comme étant de type hystérétique constant et égal à 5% de la critique. Des conditions de déformation plane ont été supposées pour tous les modèles.

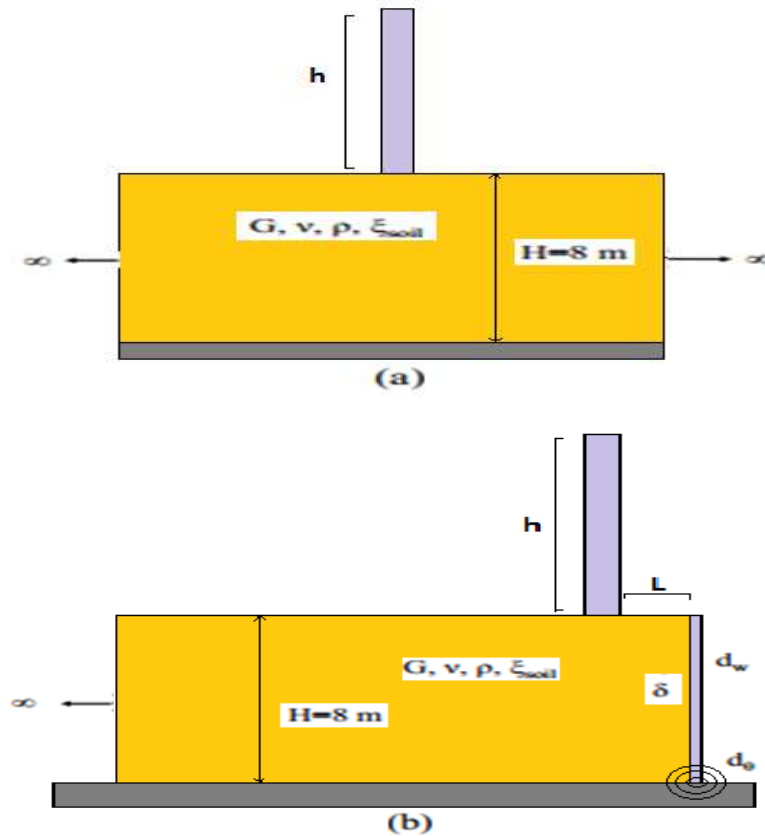


Figure III.2: Modèles étudiés.

III.2.2. Les paramètres de base

Les paramètres des modèles présentés dans la figure III.2 qui sont considérés dans cette étude sont les suivants:

a: La hauteur et l'épaisseur de la structure h et b :

- Pour la structure élancée : $h=6\text{m}$ et un épaisseur de $b=0.6\text{m}$.
- Pour la structure squattée : $h=1.504\text{m}$ et un épaisseur de $b=0.15\text{m}$

b. La vitesse de l'onde de cisaillement sans dimension $\sigma = V_s T_{\text{str}} / h$:

- pour la structure élancée $\sigma = V_s T_{\text{str}} / h = 5.33$ avec $V_s = 193.72 \text{ m/s}$; $T_{\text{str}} = 0.165 \text{ s}$

V_s : la vitesse de l'onde de cisaillement.

T_{str} : la période de la structure.

- on utilisant la valeur de l'onde de cisaillement, on peut calculer la valeur de module de cisaillement (de coulomb) G , et le module d'élasticité (de Young) E , de la couche de sol sur laquelle la structure est fondée.

on a $V_s = \sqrt{G / \rho} \rightarrow G = \rho * (V_s)^2 = 1800 * (193.72)^2 = 67549389.12 \text{ N/m}^2$.

avec : $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$; est la masse volumique de la couche de sol.

on a $G = E / 2 * (1 + \nu) \rightarrow E = G * 2 * (1 + \nu) = 67549389.12 * 2 * (1 + 0.3)$

$$E = 175628411.7 \text{ N/m}^2.$$

Avec : $\nu = 0.3$; est le coefficient de poisson de la couche de sol.

- On peut aussi calculer la fréquence de la structure par :

$$F_{\text{str}} = 1 / T_{\text{str}} = 1 / 0.165 \rightarrow F_{\text{str}} = 6.0606 \text{ (Hz)}.$$

- Pour la structure squattée $\sigma = V_s T_{\text{str}} / h = 22.97$ avec $V_s = 292.35 \text{ m/s}$; $T_{\text{str}} = 0.118 \text{ s}$

V_s : la vitesse de l'onde de cisaillement.

T_{str} : la période de la structure.

- On utilisant la valeur de l'onde de cisaillement, on peut calculer la valeur de module de cisaillement (de coulomb) G , et le module d'élasticité (de Young) E , de la couche de sol sur laquelle la structure est fondée.

$$\text{On a } V_s = \sqrt{G / \rho} \rightarrow G = \rho * (V_s)^2 = 1800 * (292.35)^2 = 153843340.5 \text{ N/m}^2.$$

Avec : $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$; est la masse volumique de la couche de sol.

$$\text{On a } G = E / 2 * (1 + \nu) \rightarrow E = G * 2 * (1 + \nu) = 153843340.5 * 2 * (1 + 0.3)$$

$$E = 399992685.3 \text{ N/m}^2.$$

Avec : $\nu = 0.3$; est le coefficient de poisson de la couche de sol.

- on peut aussi calculer la fréquence de la structure par :

$$F_{\text{str}} = 1 / T_{\text{str}} = 1 / 0.118 \rightarrow F_{\text{str}} = 8.474 \text{ (Hz)}.$$

c. La flexibilité structurelle relative du mur (par rapport au sol):

$d_w = 12GH^3 (1 - \nu_w^2) / (E_w t_w^3)$, qui prend la valeur 0 (mur rigide) et 40 (mur de flexibilité typique).

d. La conformité relative en rotation du mur (par rapport au sol) donnée par $d\theta = GH^2 / R\theta$, qui prend la valeur 0 (mur serré) et 5 (conformité en rotation typique).

e. L'angle de frottement à l'interface mur-sol δ . Lorsqu'il est défini sur $\delta = 0$, l'interface est lisse, tandis que lorsque $\delta \rightarrow \infty$, l'interface est liée.

f. Le rapport de la distance entre la structure et le mur L et la hauteur du mur H , L / H . DWSSI est présent lorsque $L / H = 0,3$ et les conditions de sol unidimensionnelles sont présentes (DSSI) lorsque $L / H \rightarrow \infty$.

Donc la distance entre la structure et le mur de soutènement dans notre étude dont le phénomène DWSSI est considéré :

$$L = 0.3 * H = 0.3 * 8 \rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

g. Le rapport de fréquence p / ω , où p est la fréquence propre circulaire à base fixe de la structure et ω la fréquence circulaire de l'excitation.

III.3. La modélisation numérique par éléments finis

Les systèmes représentés sur la figure (III.2) ont été analysés avec la méthode des éléments finis (ABAQUS (2008), [55]). Le sol et la structure ont été discrétisés en quadrilatères de déformation plane à 8 nœuds avec un intervalle inter nodal égal à (0,4m pour la couche de sol et de 0.2m pour structure élancée et 0.1m pour la structure trapu) , ce qui peut simuler suffisamment le comportement du sol en déformation de cisaillement, évitant ainsi l'erreur numérique associée à l'utilisation d'éléments à 4 nœuds.

Le mur de soutènement a été discrétisé avec des éléments de poutre flexibles à cisaillement quadratique à 3 nœuds , qui tiennent compte des déformations de cisaillement latérales, qui peuvent dans certains cas être importantes. Les inégalités suivantes ont été utilisées:

$$t_w = 0,2 < H / 8 = 1$$

$$t_{str} = 0,6 < h / 8 = 0,75$$

$$t_{str} = 0,15 < h / 8 = 0,19$$

Pour le mur, la structure élancée et la structure squattée respectivement.

On adopte la section suivante pour la modélisation de mur de soutènement comme un élément barre (beam) : $S=0.2 * 1ml$

On vas réaliser deux type d'analyse, modale et transitoire dont les quelle on vas traiter la réponse des deux types des structures élancée et squattée lors d'un séisme avec et sans la présence de mur de soutènement dans l'un des extrémités de la couche de sol sur laquelle la structure est fondée.

Le modèle étudié est :

- Une structure qui est fondée sur une couche de sol de hauteur de $H=8m$ et de longueur de $L=24m$ qui est à son tour retenue ou pas par un mur de soutènement.
- Les propriétés mécaniques des matériaux: de la structure, du mur et du sol adjacent sont récapitulées dans le tableau (III.1).

Matériau L'élément	Module de Young (Mpa)	Coefficient de poisson	La densité (kg/m ³)
La structure et Le mur de soutènement	20000	0.2	2500
Le sol	175.6284117	0.3	1800

Tableau III.1: Les propriétés mécaniques des matériaux : du structure, du mur et du sol adjacent.

III.3.1. Analyse dynamique

III.3.1.1. Analyse modale

III.3.1.1.a. Structure élancée ($h=6m, b=0.6m$) fondée sur une couche de sol non retenue:

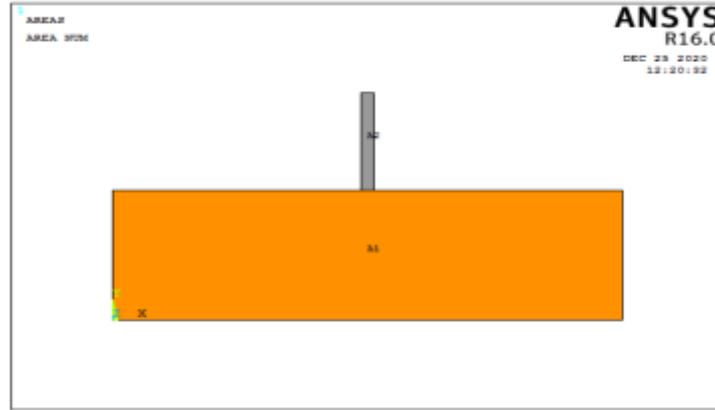


Figure III.3: Le système de la structure élancée fondée sur la couche de sol non retenue.

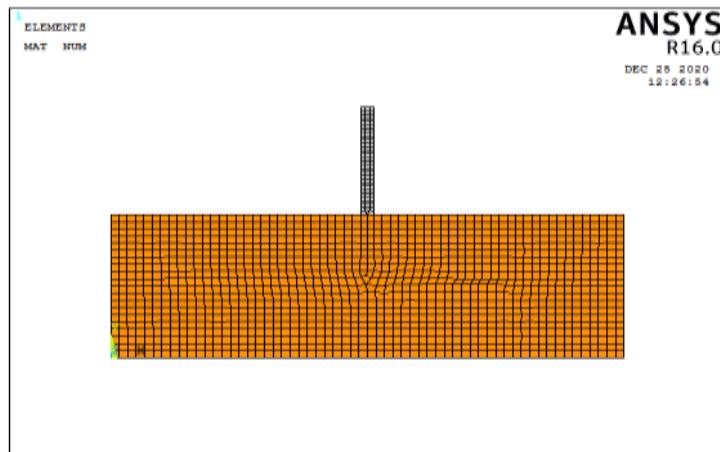


Figure III.4: Discrétisation par éléments finis du la structure élancée avec le sol adjacent non retenue.

Les plus basses quatre fréquences naturelles du système sol-structure élancée sont présentés dans le tableau III.2:

Mode	Fréquence Hz (s^{-1})	Période (seconde)
1	1.92773	0.51874
2	6.02607	0.16595
3	9.06234	0.11035
4	10.4011	0.096144

Tableau III.2 : Quatre premières fréquences naturelles du système structure élancée-sol non retenue.

Les figures suivantes représentent les quatre modes de déformations:

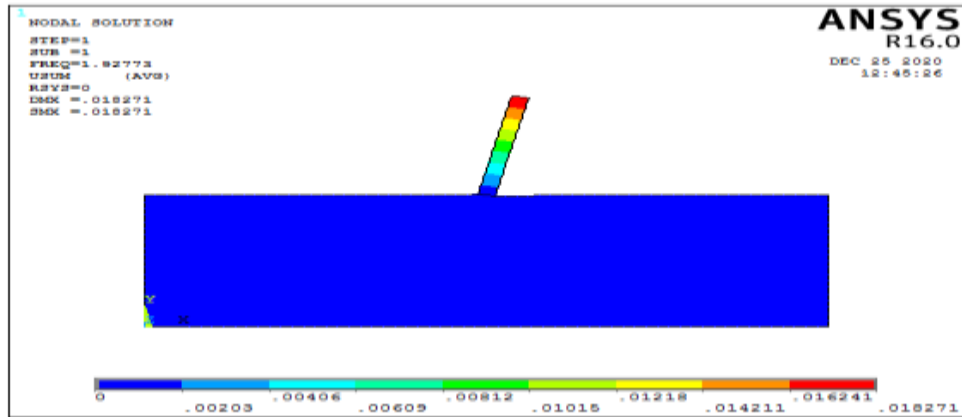


Figure III.5: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

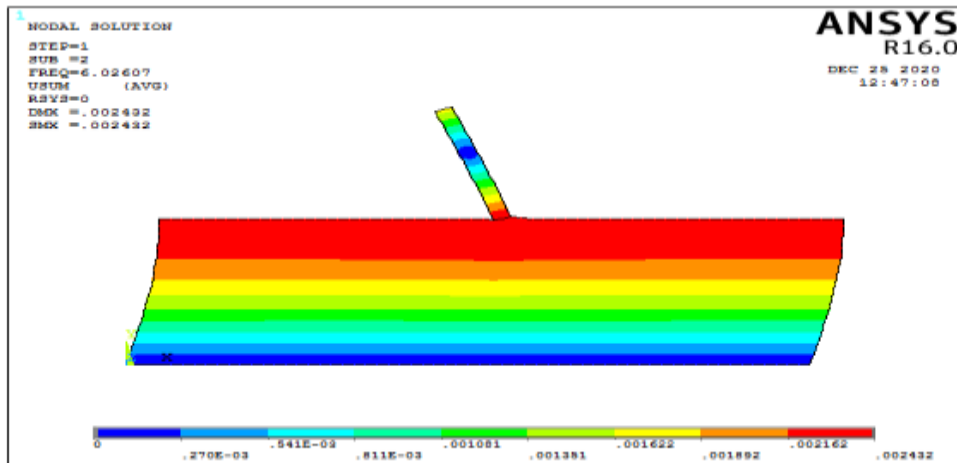


Figure III.6: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

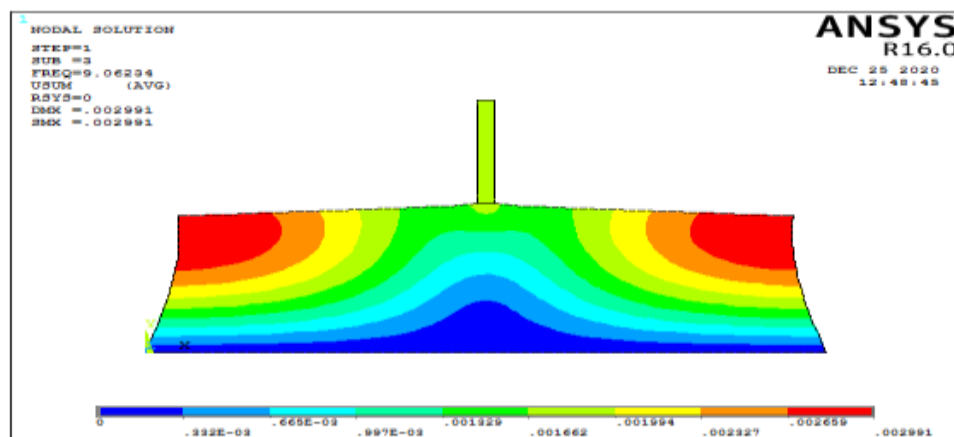


Figure III.7: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.

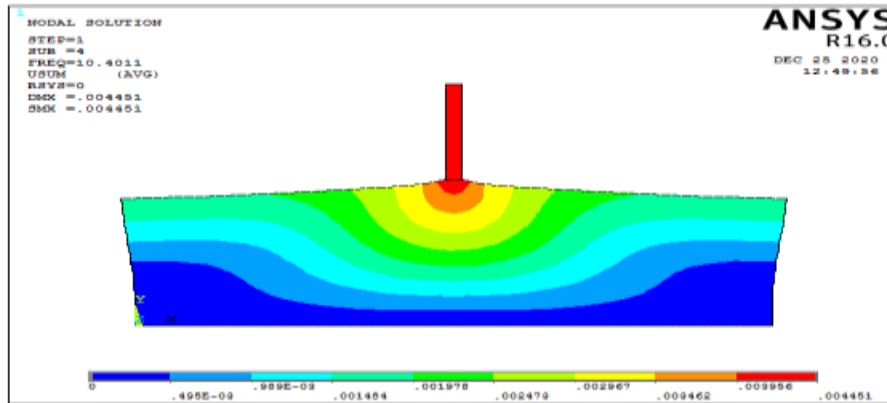


Figure III.8: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.

III.3.1.1.b. Structure élancée ($h=6\text{m}$, $b=0.6\text{m}$) fondée sur une couche de sol retenue:

Dans la modélisation le mur de soutènement est choisi d'être un élément barre posé à l'extrémité droite de la couche de sol toute au long de sa hauteur ($H_{\text{mur}}=8\text{m}$), c'est pour cette raison qu'il n'est pas visible dans les cas dans lesquels il a été modélisé.



Figure III.9: Le système de la structure élancée fondée sur la couche de sol retenue.

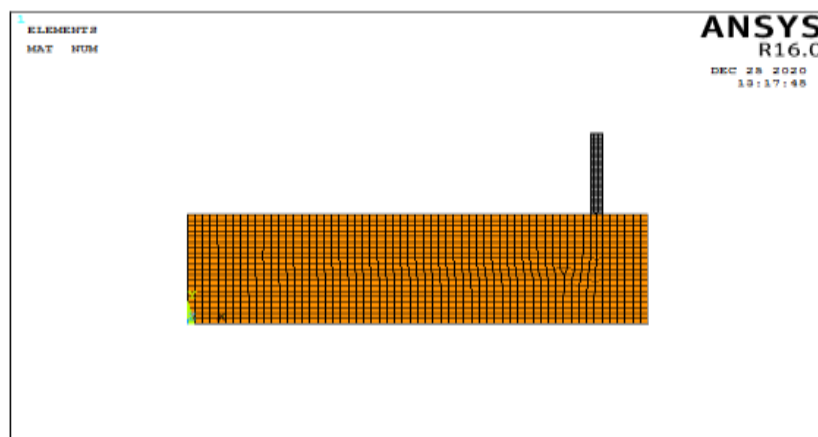


Figure III.10: Discrétisation par éléments finis de la structure élancée avec le sol adjacent retenue.

Les plus basses quatre fréquences naturelles du système sol-structure élançée avec mur de soutènement sont présentés dans le tableau III.3:

Mode	Fréquence Hz (s^{-1})	Période (seconde)
1	1.92809	0.51865
2	5.98283	0.16714
3	7.05767	0.14169
4	8.93057	0.11197

Tableau III.3 : Quatre premières fréquences naturelles du système structure élançée-sol retenue.

Les figures suivantes représentent les quatre modes de déformations:

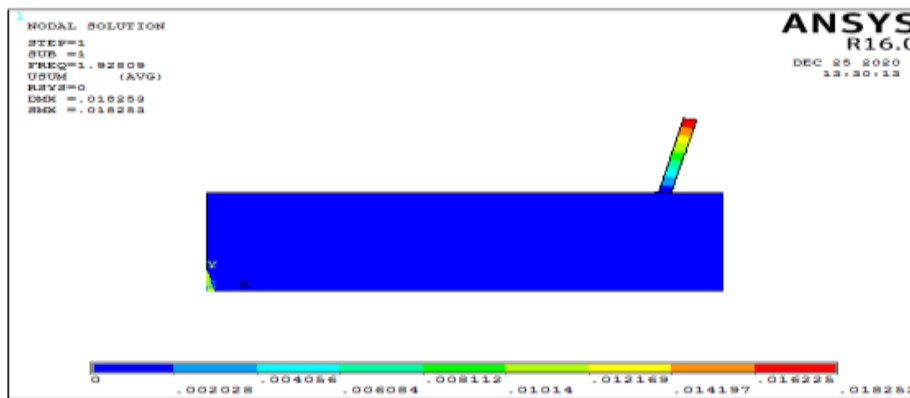


Figure III.11: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

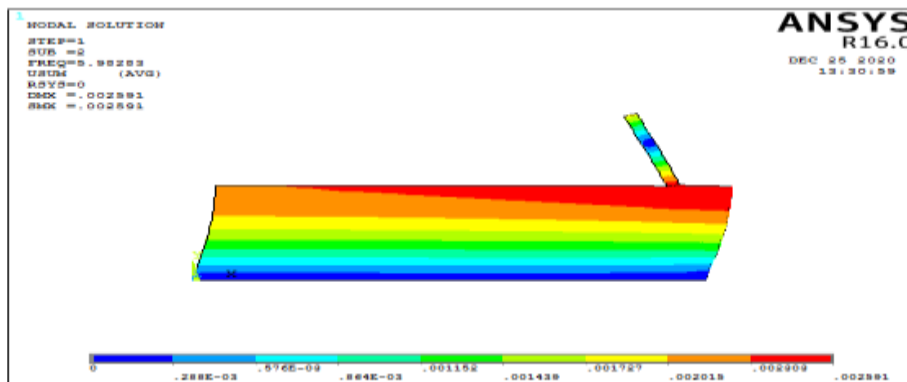


Figure III.12: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

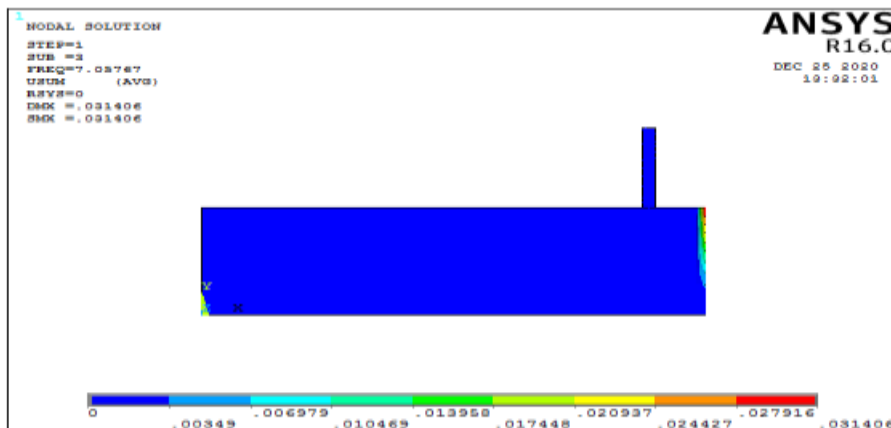


Figure III.13: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.

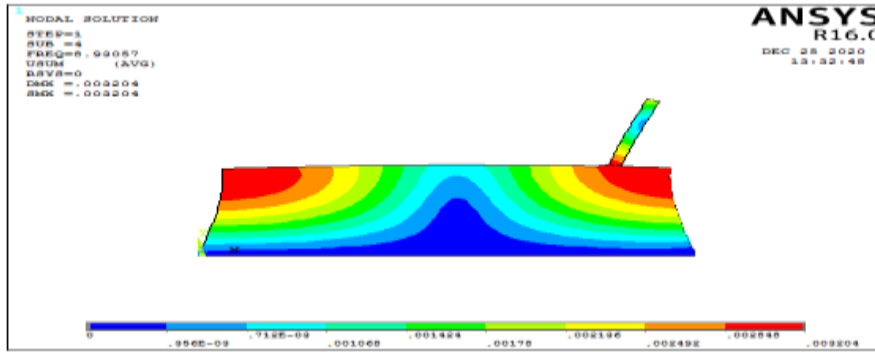


Figure III.14: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.

	Structure élancée non retenue		Structure élancée retenue	
Mode	Fréquence (Hz)	Période (S)	Fréquence (Hz)	Période (S)
1	1.92773	0.51874	1.92809	0.51865
2	6.02607	0.16595	5.98283	0.16714
3	9.06234	0.11035	7.05767	0.14169
4	10.4011	0.096144	8.93057	0.11197

Tableau III.4: Récapitulation des résultats obtenus.

D'après les tableaux III.4 qui récapitule les résultats des fréquences et périodes obtenues pour le système étudié:

On peut voir une diminution de la fréquence de système après l'ajout de mur de soutènement pour les modes 2,3 et 4 sauf que le premier mode où une diminution très petite qui est presque peut être considérée négligeable de 1.92773 Hz à 1.92809 Hz. Donc les périodes augmentent sauf bien sure pour le premier mode dont la période a diminuée.

III.3.1.1.c: Structure trapu (h=1.504m, b=0.15m) fondée sur une couche de sol non retenue:

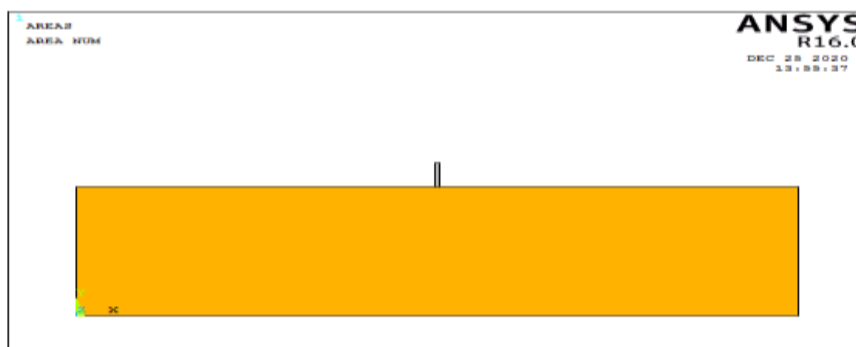


Figure III.15: Le système de la structure trapu fondée sur la couche de sol non retenue.

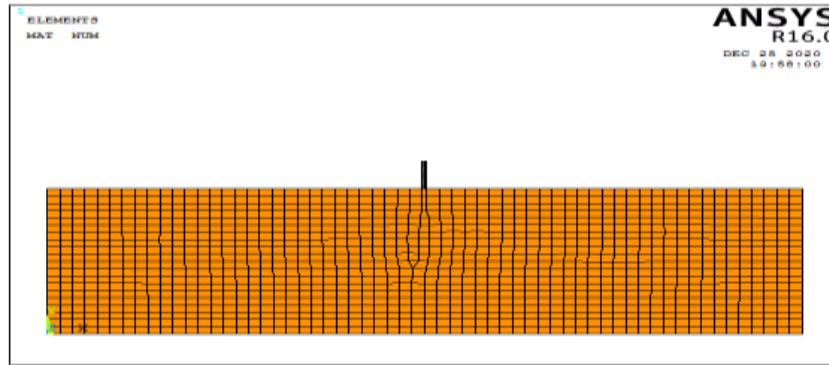


Figure III.16: Discrétisation par éléments finis de la structure squattée avec le sol adjacent non retenue.

Les plus basses quatre fréquences naturelles du système sol-structure élançée avec mur de soutènement sont présentés dans le tableau III.4:

Mode	Fréquence Hz (s^{-1})	Période (seconde)
1	6.03878	0.16560
2	9.13644	0.10945
3	9.43995	0.10593
4	11.0817	0.090239

Tableau III.5: Quatre premières fréquences naturelles du système structure squattée-sol non retenue.

Les figures suivantes représentent les quatre modes de déformations:

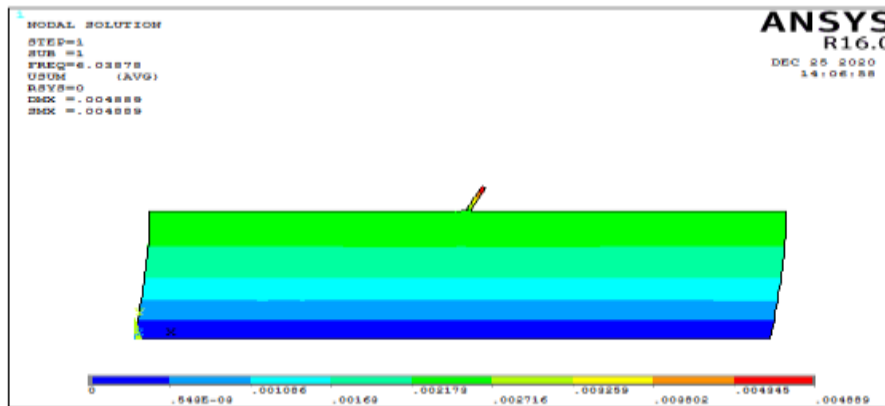


Figure III.17: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

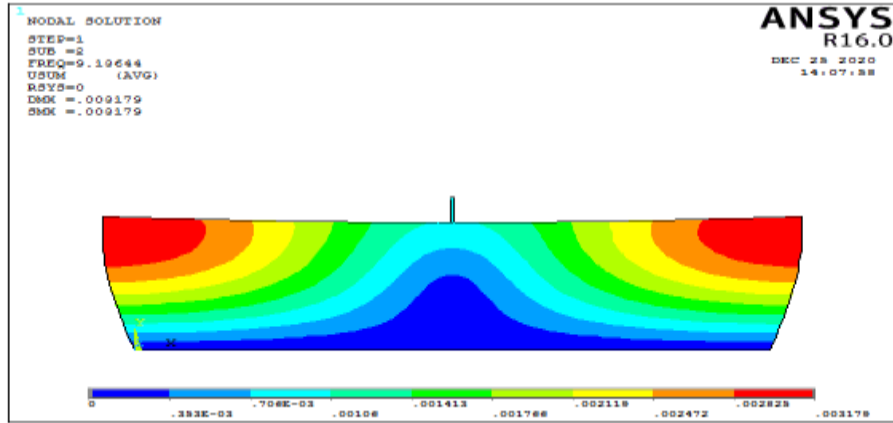


Figure III.18: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

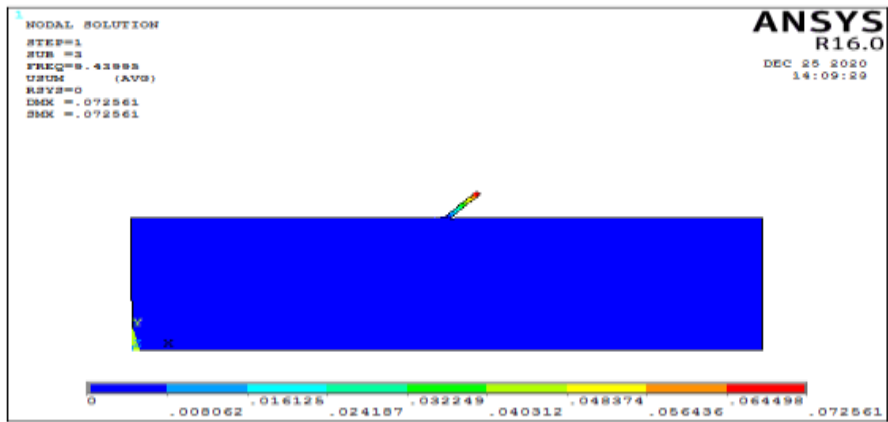


Figure III.19: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.

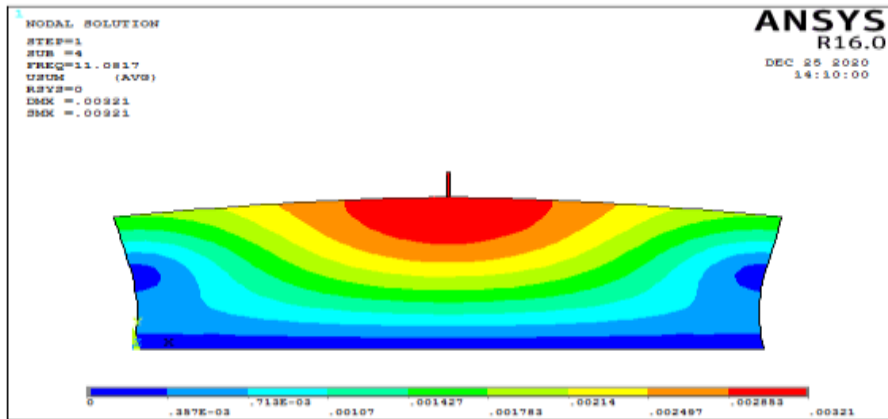


Figure III.20: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.

III.3.1.1.d: Structure trapu ($h=1.504\text{m}, b=0.15\text{m}$) fondée sur une couche de sol retenue:



Figure III.21: Le système de la structure trapu fondée sur la couche de sol retenue.

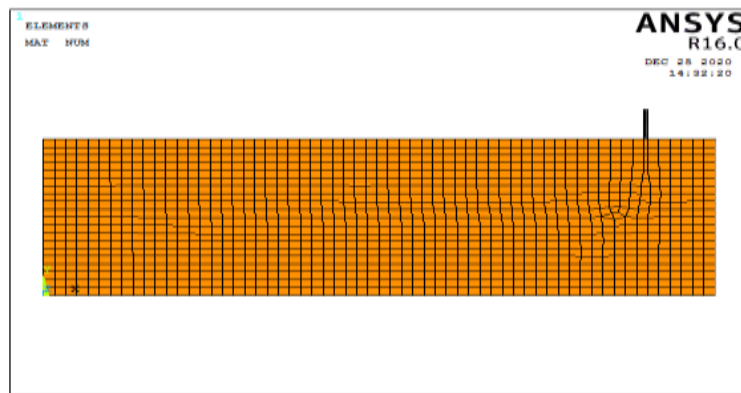


Figure III.22: Discrétisation par éléments finis de la structure squattée avec le sol adjacent retenue.

Les plus basses quatre fréquences naturelles du système sol-structure élançée avec mur de soutènement sont présentés dans le tableau III.5:

Mode	Fréquence Hz (s^{-1})	Période (seconde)
1	6.02021	0.16611
2	7.05767	0.14169
3	8.91791	0.11213
4	9.58444	0.10434

Tableau III.6: Quatre premières fréquences naturelles du système structure squattée-sol retenue.

Les figures suivantes représentent les quatre modes de déformations:

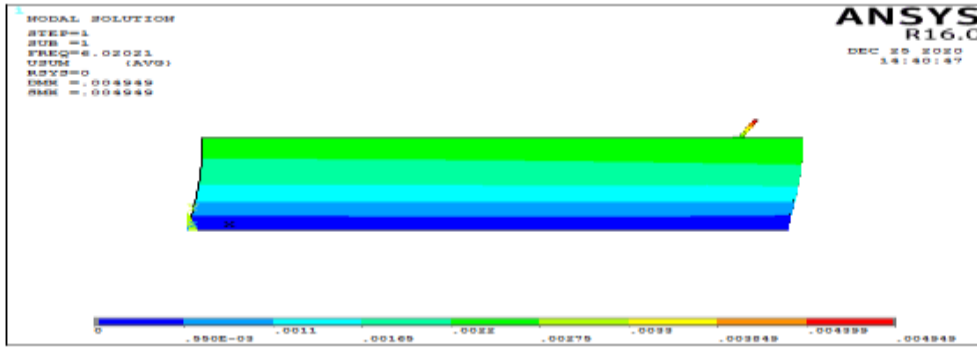


Figure III.23: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

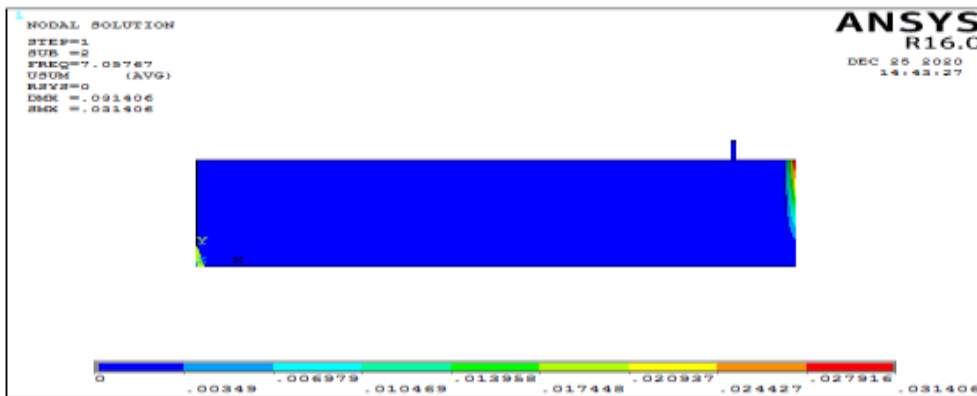


Figure III.24: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

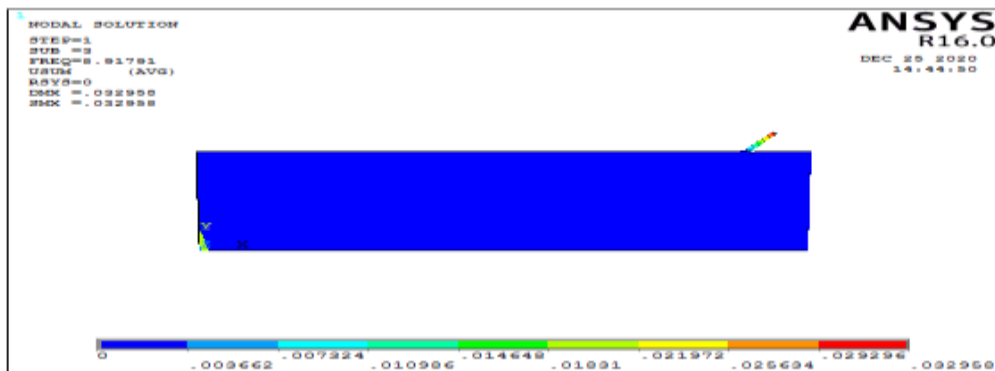


Figure III.25: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.

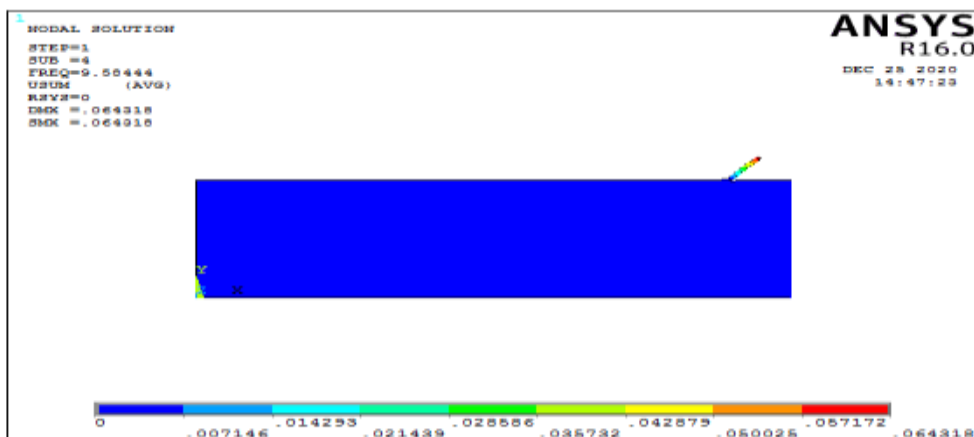


Figure III.26: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.

Mode	Structure squattée non retenue		Structure squattée retenue	
	Fréquence (Hz)	Période (S)	Fréquence (Hz)	Période (S)
1	6.03878	0.16560	6.02021	0.16611
2	9.13644	0.10945	7.05767	0.14169
3	9.43995	0.10593	8.91791	0.11213
4	11.0817	0.090239	9.58444	0.10434

Tableau III.7: Récapitulation des résultats obtenus.

D'après les tableaux III.7 qui récapitule les résultats des fréquences et périodes obtenues pour le système étudié: on peut voir une diminution de la fréquence de système après l'ajout de mur de soutènement pour tous les modes de 1 à 4. Donc on aura une augmentation des périodes.

III.3.1.2. Analyse transitoire

Pour réaliser cette analyse, une force d'excitation de valeur:

$$F_{exc}=0.35*g = 0.35*9.81 = 3.43 \text{ m/s}^2$$

La force a été appliquée à la base de système au niveau de substrat rocheux rigide.

III.3.1.2.a: Structure élancée (h=6m, b=0.6m) fondée sur une couche de sol non retenue:

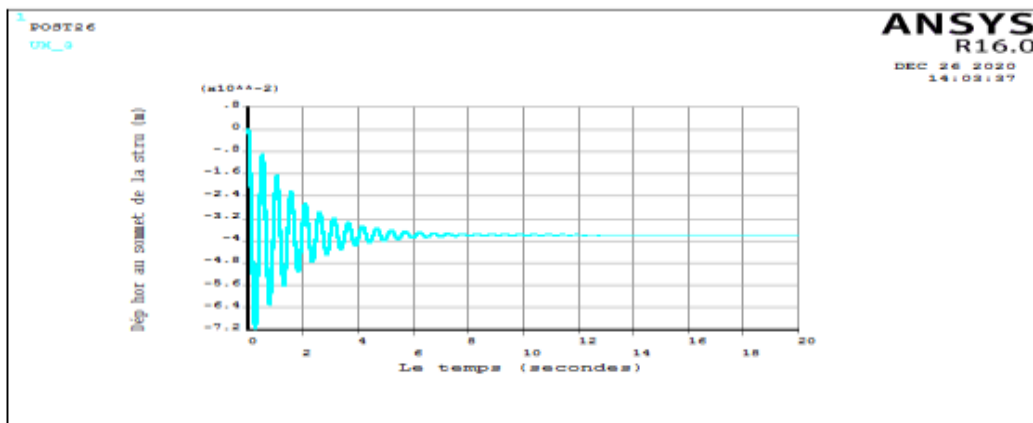


Figure III.27: Déplacement horizontal au sommet de la structure.

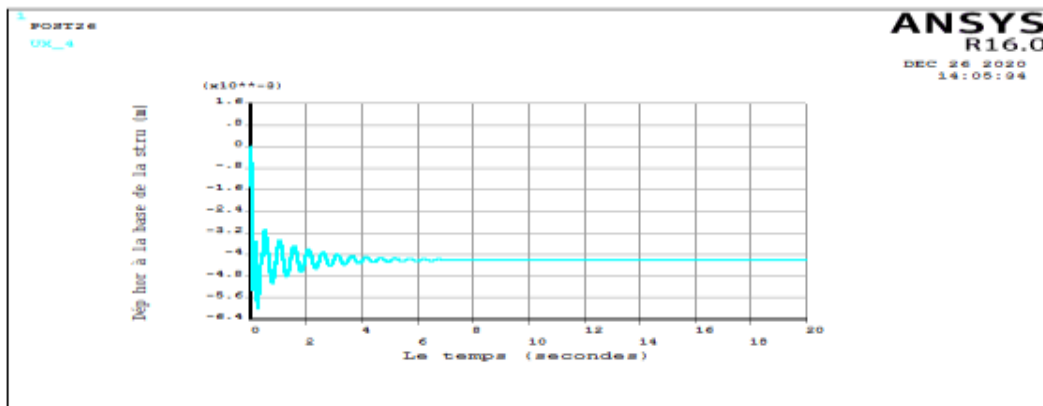


Figure III.28: Déplacement horizontal à la base de la structure.

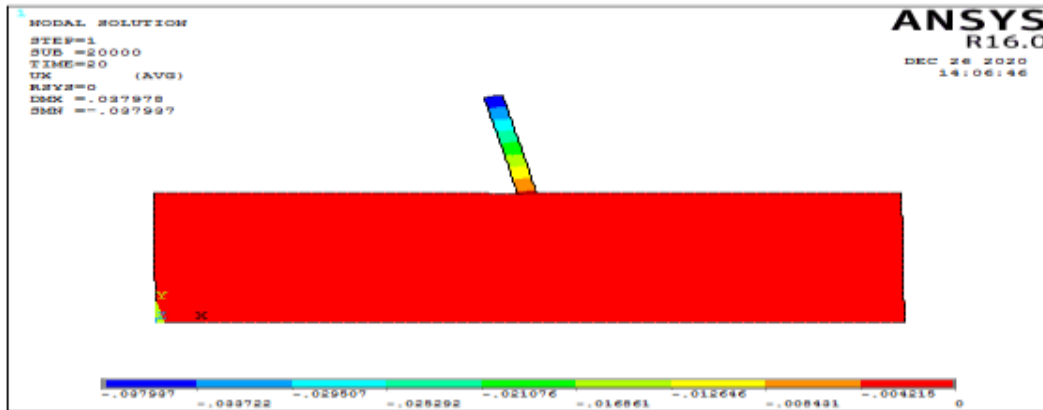


Figure III.29: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.

D'après les figures III.27 et III.28 qui représentent le déplacement horizontale au sommet et à la base de la structure élancée non retenue on peut voir que le déplacement horizontale au sommet de la structure qui est de l'ordre de (cm,) et largement supérieure à celui au niveau de la base de cette structure qui est de l'ordre de (mm).

Aussi dans la figure III.29 on peut voir clairement que le déplacement maximum suivant la direction horizontale est au niveau de sommet de la structure et égale à $D_{max} = 3.797$ cm.

III.3.1.2.b: Structure élancée (h=6m,b=0.6m) fondée sur une couche de sol retenue:

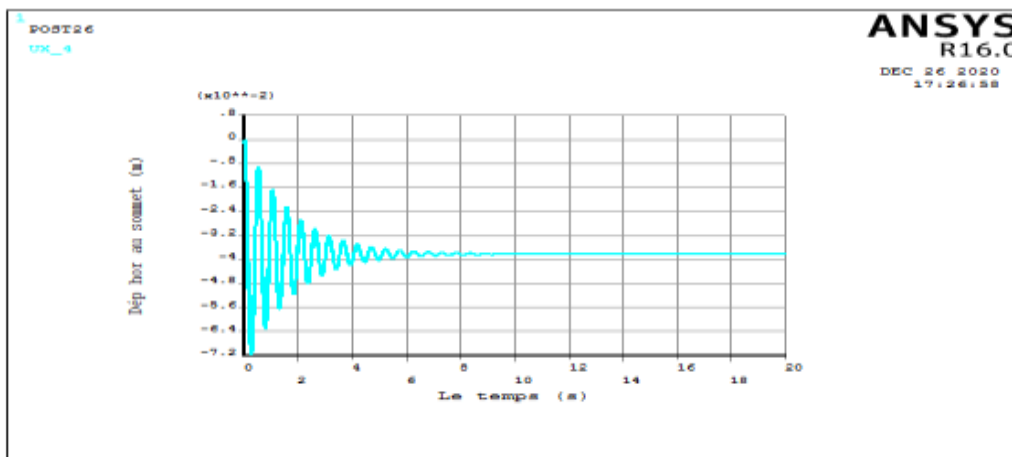


Figure III.30: Déplacement horizontal au sommet de la structure.

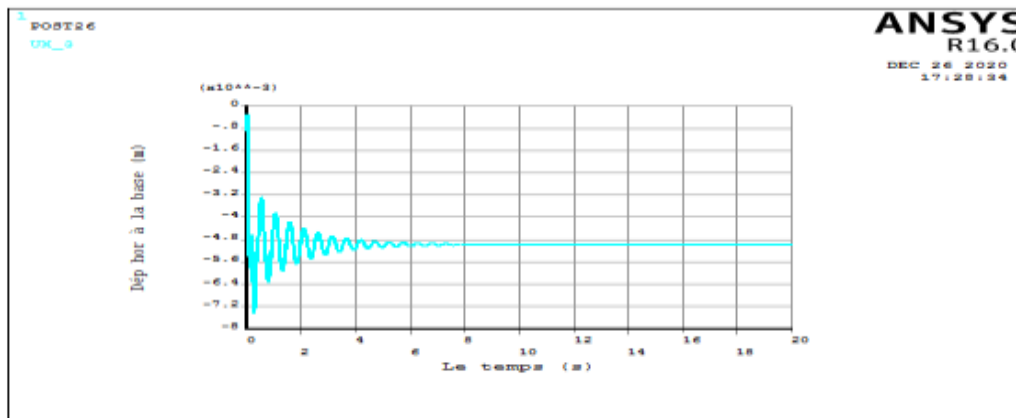


Figure III.31: Déplacement horizontal à la base de la structure.

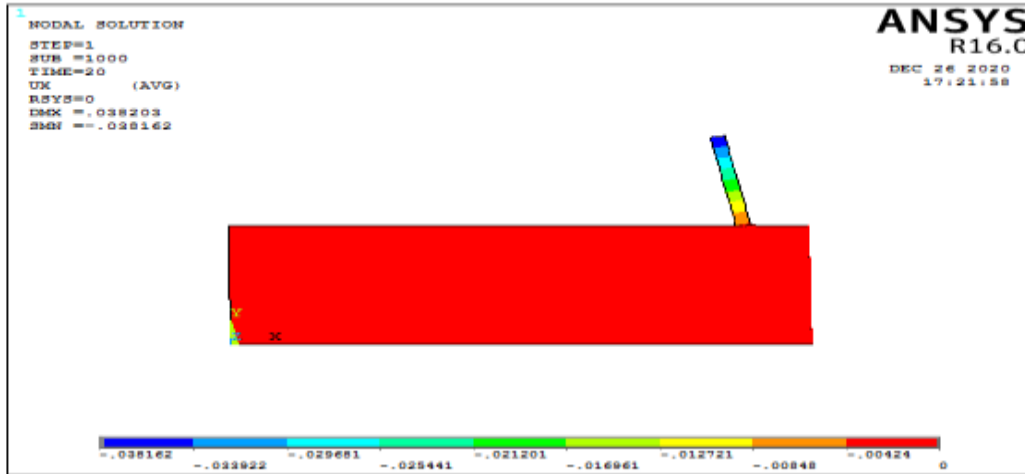


Figure III.32: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.

D'après les figures III.30 et III.31 et comme le cas précédent qui représentent le déplacement horizontale au sommet et à la base de la structure élancée retenue on peut voire que le déplacement horizontale au sommet de la structure qui est de l'ordre de (cm,) et largement supérieure à celui au niveau de la base de cette structure qui est de l'ordre de (mm).

Aussi dans la figure III.32 on peut voire clairement que le déplacement maximum suivant la direction horizontale est au niveau de sommet de la structure et égale à $D_{max} = 3.820$ cm.

III.3.1.2.c: Structure trapu ($h=1.504m, b=0.15m$) fondée sur une couche de sol non retenue:

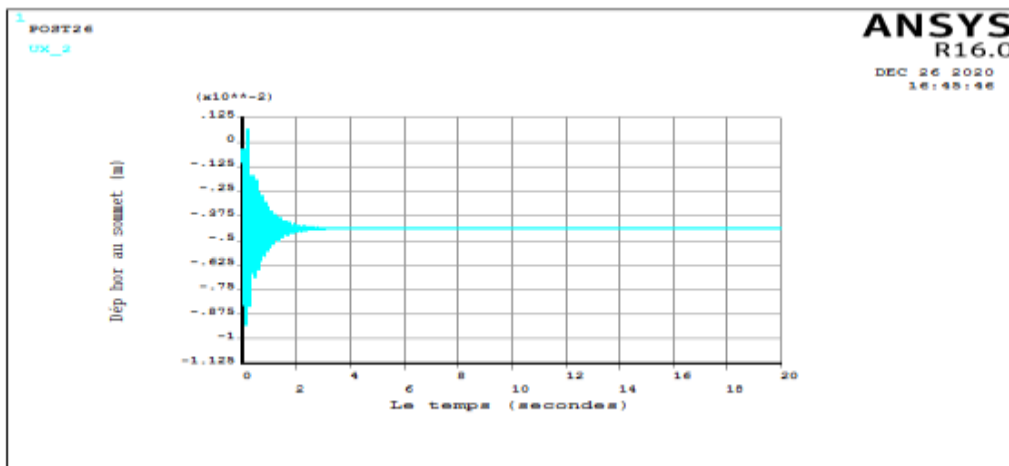


Figure III.33: Déplacement horizontal au sommet de la structure.

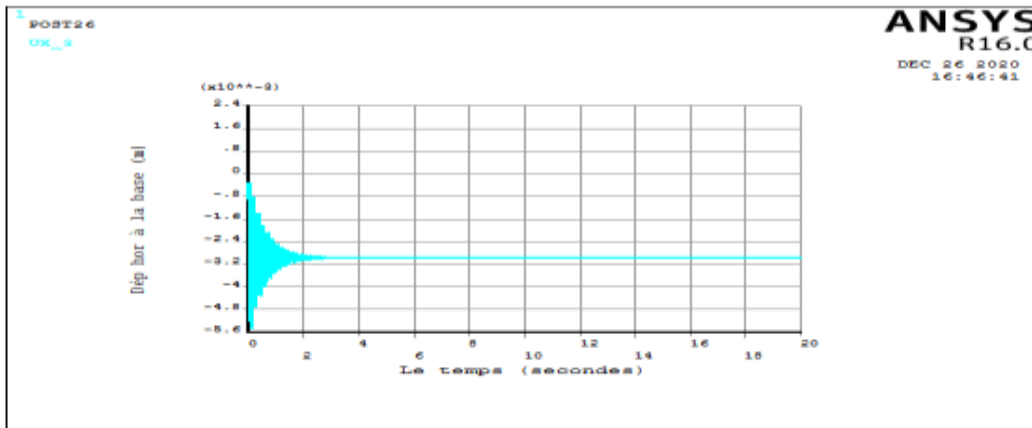


Figure III.34: Déplacement horizontal à la base de la structure.

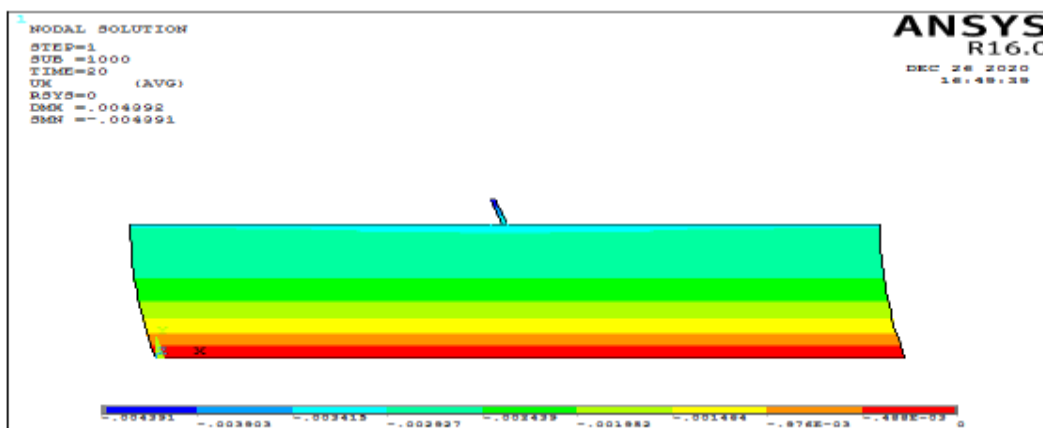


Figure III.35: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.

D'après les figures III.33 et III.34 qui représentent le déplacement horizontale au sommet et à la base de la structure squattée non retenue on peut voire que le déplacement horizontale au sommet de la structure qui est de l'ordre de (cm,) et largement supérieure à celui au niveau de la base de cette structure qui est de l'ordre de (mm).

Aussi dans la figure III.35 on peut voire clairement que le déplacement maximum suivant la direction horizontale est au niveau de sommet de la structure et égale à $D_{\max} = 4.392$ mm.

III.3.1.2.d: Structure trapu (h=1.504m,b=0.15m) fondée sur une couche de sol retenue:

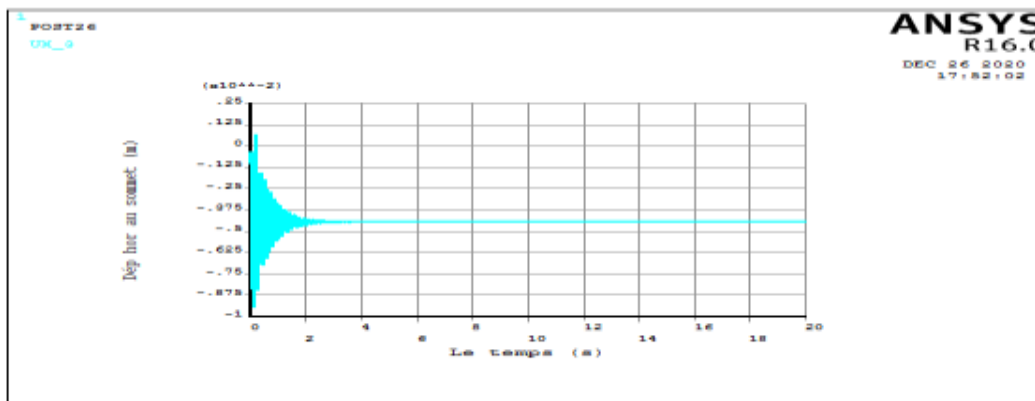


Figure III.36: Déplacement horizontal au sommet de la structure.

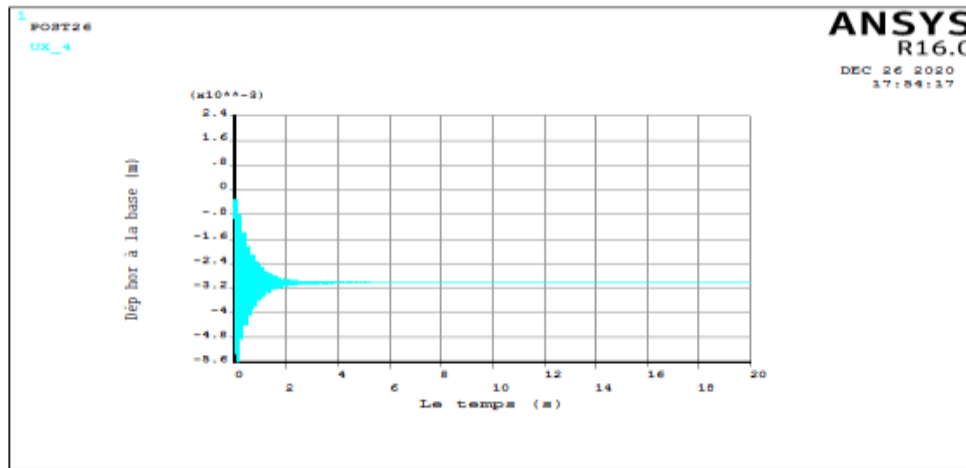


Figure III.37: Déplacement horizontal à la base de la structure.

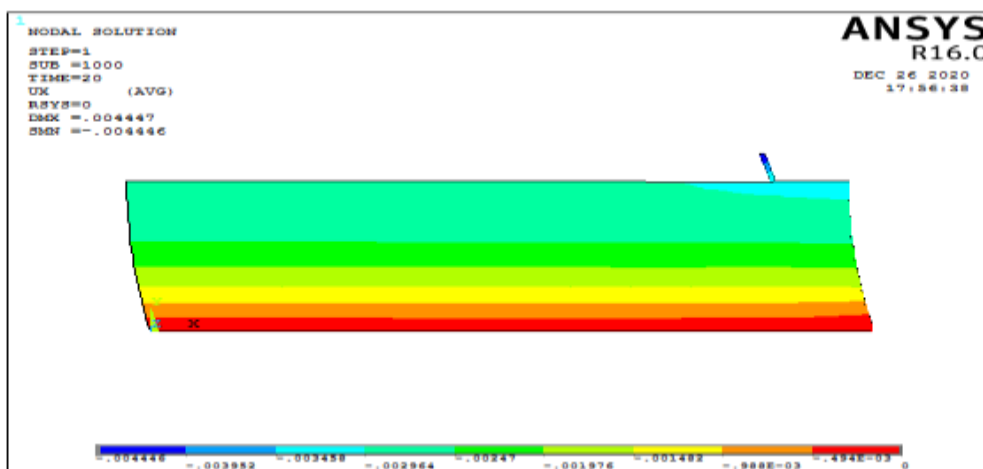


Figure III.38: Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système.

D'après les figures III.36 et III.37 qui représentent le déplacement horizontal au sommet et à la base de la structure squattée retenue on peut voir que le déplacement horizontal au sommet de la structure qui est de l'ordre de (cm,) et largement supérieure à celui au niveau de la base de cette structure qui est de l'ordre de (mm).

Aussi dans la figure III.38 on peut voir clairement que le déplacement maximum suivant la direction horizontale est au niveau de sommet de la structure et égale à $D_{\max} = 4.447$ mm.

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre deux analyses ont été réalisées, l'une est modale et l'autre est transitoire sur des systèmes qui se composent d'une structure reposant sur une couche de sol en tenant compte de l'absence et de la présence d'un mur de soutènement qui retient la couche de sol.

Quatre cas ont été considérés dans cette analyse:

- Une structure élancée fondée sur une couche de sol libre.
- Le même système précédent avec un mur de soutènement qui retient la couche de sol.

- Une structure squattée fondée sur une couche de sol libre.
- Le même système précédent avec un mur de soutènement qui retient la couche de sol.

D'après les résultats numériques obtenues on remarque que:

- Pour la structure élancée, on a observé une diminution des fréquences (augmentation des périodes) de notre système modélisé après l'ajout de mur de soutènement dans la modélisation pour les modes de 2 à 4 sauf que pour le premier mode où on a obtenues une augmentation très faible de la fréquence de 1.92773 Hz à 1.92809 Hz.
- Pour la structure squattée, on observé aussi une diminution des fréquences (augmentation des périodes) après l'ajout de mur de soutènement pour tous les quatre modes de 1 à 4.

On a observé aussi que les fréquences de système de la structure squattée avant et après le retient de la couche de sol avec le mur de soutènement sont supérieure à celles de la structure élancée avant et après le retient de la couche de sol avec un mur de soutènement pour les quatre modes, donc la période d'une structure élancée fondée sur une couche de sol retenue avec un mur de soutènement ou pas et supérieure à celle de la structure squattée. Donc on peut constater que plus la hauteur d'une structure augmente, plus la période augmente et plus la fréquence diminue.

On a observé pour la structure élancée et squattée que le déplacement suivant la direction horizontale au sommet est largement supérieure à celui à la base sans ou avec la présence de mur de soutènement.

Le déplacement horizontale maximale de système sol-structure et mur-sol-structure réside au sommet de la structure élancée ou squattée.

Conclusion générale

Malgré la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, le phénomène d'interaction dynamique mur-sol-structure (DWSSI) 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 présent travail a comporté l'étude de l'influence des murs de soutènements sur la réponse dynamique des structures retenues. Il s'agit d'une modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis via le logiciel de calcul ANSYS(R16.0) .

Premièrement on réaliser une modélisation de la structure fondée la couche de sol libre; ici nous sommes dans le cas des conditions unidimensionnelles, après on a placer un mur de soutènement à l'une des extrémités de la couche de sol qui vas créer des conditions bidimensionnelles de sol. L'étude est réalisée on appliquant une action d'excitation d'amplitude $F_{exc}=0.035g$ à la base au niveau de substrat rocheux rigide.

Pour les résultats, on a basée sur les déplacements suivant la direction horizontale et les fréquences de système et d'après les résultats obtenues on a constaté que:

Après la mise en place de mur de soutènement les fréquences des deux types de structures élancée et squattée diminuent donc des périodes plus grandes.

Références bibliographiques

- [1] **Wong HL, Luco JE.** “Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape”. *Earthquake Eng Struct Dyn* 1976;4:587–97.
- [2] **Smith HA, Wu WH, Borja RI** Structural control considering soil-structure interaction effects. *Earthq Eng Struct Dyn* 1994; 23:609–626.
- [3] **Mihailo DT, Maria IT, 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.*
- [4] **John PW, Chongmin S.** “Some cornerstones of dynamic soil–structure interaction”. *Eng Struct* 2002;24:13–28.
- [5] **M. TAMAHOULT et T. BRANCI,** influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef., 2010.
- [6] **[Stewart et al., 1999] Stewart, J. P., Fenves, G. L., and Seed, R. B. (1999).** Seismic soil-structure interaction in building :analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(1) :26–37.
- [7] **Lefbvre et Thérroux,** interaction sol-structure pour le design de bâtiments sur fondations superficielles, 2011.
- [8] **A.PECKER,** Dynamique des structures, Ecole des Ponts paris, Département Génie Civil et Construction, 2010.
- [9] **WOLF J. P., (1985).** Dynamic Soil-Structure Interaction. HALL W. J., Ed, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632
- [10] **D. Clouteau,** << Quand les batiments changent le mouvement sismique, Ecole Centrale Paris,>> 2002.
- [11] **WOLF J. P., (1985).** Dynamic Soil-Structure Interaction. HALL W. J., Ed, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
- [12] NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP), APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), CONSORTIUM OF UNIVERSITIES FOR RESEARCH IN EARTHQUAKE ENGINEERING (CUREE), 2012. Soil-Structure Interaction for Building Structures. National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, MD 20899.
- [13] **f. MERRIBOUT,** analyse de la transmission au sol des vibrations à partir d'une structure vibrante , thèse doctorat en génie civil, Département de génie civil, Faculté des Sciences de L'ingénieur, Université Mentouri Constantine., 2010.
- [14] **PECKER A., 2015.** Interaction sol-structure. In *Dynamique des structures et des ouvrages.* École des Ponts ParisTech.
- [15] **A. SEGHIR,** Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure, Application à l'étude des barrages poids en béton, Thèse doctorat, Département de Génie Civil, 2011.
- [16] **S. Grange et al,** Modèle simplifié 3D de l'interaction sol-structure application au génie parasismique, 2008.
-

- [17] **S. Grange**, Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure application au Génie parasismique, Thèse de Doctorat en Modélisation et Expérimentation en Mécanique de Solides,, Grenoble, 2008.
- [18] **Pitilakis et al**, Modèle simplifié 3D de l'interaction sol-structure interaction in shaking table testing, 2008.
- [19] [**Crémer et al., 2001**] Crémer, C., Pecker, A., and Davenne, L. (2001). Cyclic macro element for soil-structure interaction : material and geometrical non linearities. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,25 :1257– "U1284.
- [20] **Papazafeiropoulos_G , Psarropoulos_P.N , Tsompanakis_Y**. Effects of retaining walls on the dynamic reponse of retained structures , Department of Applied sciences, Technical University of Crete, Chania, Greece,
Department of Infrastructure Engineering, Hellenic Air -force Academy , Athens, Greece.
- [21] **SALVADOR SAFINA** , Relationship soil-structure upon fundamental dynamics ,properties of ordinary buildings; Veceszulean Foundation for Seismological Research , FUNVISIS, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.
- [22] **Ali Gandomzadeh, Jean-François Semblat, Lius Fabian Bonilla**, Interaction dynamique sol-structure: Influence des non-linéarités de Comportement du Sol, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) , 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15, France,
Institut de Radioprotection et de Sureté Nucléaire (IRSN), 31, avenue de la Division Leclerc 92260, Fontenay-aux-Roses, France.
- [23] **G.W. Housner**, Interaction of building and ground during earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America,47, 1957.
- [24] **R.A. Parmelee**, Building-foundation interaction effects, Journal of the Engineering Mechanics Division, 93:EM2, 131-152, 1967.
- [25] **G.N. Bycroft**, Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a SemiInfinite Elastic Space and on an Elastic Stratum, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, No. 948, Vol. 248, pp. 327-368, 1956.
- [26] **A.S. Veletsos, and B. Verbic**, Vibration of viscoelastic foundations, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2:1, 87-102, 1973.
- [27] **H.R. Riggs and G. Waas**, Influence of foundation flexibility on soilstructure interaction, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 13:5, 597-615, 1985.
- [28] **A.S. Veletsos and J.W. Meek**, Dynamic behavior of building-foundation systems, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3:2, 121-138, 1974
- [29] **E. Kausel, R.V. Whitman, J.P. Morray and F. Elsabee**, The spring method for embedded foundations, Journal of Nuclear Engineering and Design, 48:2-3, 377-392, 1978.
- [30] **E. Kausel**, Early history of soil–structure interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 822–832, 2010
- [31] **POTYONDY J.G. (1961)** - "Skin friction between various soils and construction materials" - Geotechnique, 24, no 4, Dec. 1961, pp. 339-353
- [32] **WERNICK E. (1977)** - "Stress and strains on the surface of anchors" - Revue Française de Géotechnique, no spécial 1977, pp. 113-1 19
-

- [33] **PLYTAS C. (1985)** - "Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires - smichires" - Thèse de Docteur-Ingénieur Université des Sciences et Médicaie de Grenoble, I.M.G.
- [34] **DESAI C.S., DRUMM E.C. and ZAMAN M.M. (1985)** - "Cyclic testing and modelling of interfaces" - Jour. of Geotch. Eng., Vol. 11 1, no 6, June 1985, pp. 793-815
- [35] **VUCETIC M. and LACASSE S. (1982)** - "Specimen size effet in simple shear test" - Joum. Geoth. Engin. Division, ASCE, Vol. 18, no GT 12, December 1982, pp. 1567-1585
- [36] **UESUGI M. and KISHIDA H. (1986)** - "Influent factors of friction between steel and dry sands" - Sols and Foundations, Vol. 26, no 2, June 1986, pp. 33-46
- [37] **YOSHIMI Y. and KISHIDA T. (1981)** - "A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces" - Geotechnical testing Journal, GT JODJ, Vol. 4, no 4, December 1981, pp. 145-152
- [38] **KHARCHAFI M. (1988)** - "Contribution h l'étude du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations rotationnelles" - Thèse de Doctorat, E.N.T.P.E. Lyon
- [39] **CHEHADE R (1989)** - "Contribution 2i l'étude du comportement des géomatériaux pulvéments sous des sollicitations rotationnelles - Réalisation d'un appareil de torsion" - Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille.
- [40] **LADE P.V. (1975)** - "Torsion shear ksts on cohesionless soil" - 5 th Panam Conference. Buenos Aires, Argentine, Vol. 1
- [41] **BRUMUNDI W.F. and LEONARDS G.A. (1973)** - "Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials" - Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol. 1, no 2, March 1973, pp. 162-165
- [42] **BOULON M. (1987)** - "Développement d'une boîte de cisaillement annulaire" - Rapport no 3 du projet "Cisaillement localisé", Greco-Géomatériaux, pp. 369-380
- [43] **OYNUGA D. (1989)** - "Comportement de l'interface sol pulvémlenVacier" - Journées de Génie Civil de l Rennes, pp. 49-56 I
- [44] **BUTTERFIELD R. and ANDRAWES K.Z. (1972)** - "On the angles of friction between sand and plane surfaces" - Journal of Terrarmechanics, Vol. 8, no 4, 1972, pp. 15-23
- [45] **ISHIHARA K. and al (1972)** - "Liquefaction satureci sand in triaxial torsion shear test" - Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, no 2,1972, pp. 19-39
- [46] **BUDHU M. (1984)** - "Non uniformities imposed by simple shear apparatus". Can. Geotech. Jour. 20, pp. 125-137
- [47] **BUDHU M. (1985)** - "Lateral stresses observed in two simple shear apparatus" - Journ. of Geotech. Engin., Vol. 11 1, no 6, June 1985, pp. 698-71 1
- [48] **ANSYS**. Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA,(2009).
- [49] **LEBOUKH FATEH** , contribution à l'analyse dynamique d'un mur de soutènement en béton, mémoire présenté pour l'obtention de diplôme de master académique, université MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [50] **EC8**, «Eurocode 8: Design of structures for earthqism resistance», norme européenne CEN-ENV-1998-1,Comité européen de normalisation, Bruxelles, 2004.
- [51] **EAK**, «Code sismique grec», Ministère des travaux publics, Athènes, Grèce, 2000.
-

- [52] **Mylonakis G. et Gazetas G.** «Interaction sismique sol-structure: bénéfique ou préjudiciable?», *Journal of Earthquake Engineering*,4 (3), 277-301,2000.
- [53] **P.N. Psarropoulos, G. Papazafeiropoulos and Y. Tsompanakis**, Dynamic interaction of retaining walls with retained soil and structures, *COMPADYN – 2nd International conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*, Greece, 2009.
- [54] **G. Papazafeiropoulos**, Study of the dynamic retaining wall-retained soil structure interaction, M.Sc. Thesis, Division of Mechanics, Department of Applied Sciences, Technical University of Crete, Greece, 2010.
- [55] **ABAQUS (2008)**. Analysis User's Manual, Version 6.8, Simulia, Dassault Systèmes, Providence, RI, USA.
-