

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil
Spécialité : Ingénierie des Structures

Thème :

**ETUDE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DE L'INTERACTION
SOL-STRUCTURE**

Présenté en Juin 2014 par :

M^{er} MILOUDI MOHAMMED

M^{elle} RAMDANI FATIMA ZAHRA

Devant le jury composé de :

Dr ZADJAOUI A.

Président

Dr ZENDAGUI D

Examineur

M^{me} DJAFOUR N

Examinatrice

Dr BENADLA Zahira

Encadreur

Dr MEDDANE Nassima

Encadreur

Dédicaces

De la part de Ramdani Fatima Zahra ;

Je dédie ce travail à mes chers parents, jamais je ne saurais m'exprimer quant aux sacrifices et aux dévouements que vous 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 ma chère amie zeyneb.

Et surtout à mes chéris Yassir et Hatim

A tous mes amis avec lesquels j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

A toute la famille Ramdani et Fakih et pour toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

De la part Miloudi Mohammed;

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à mon père et ma mère pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

Pour mes chères sœurs et à mes neveux khalil et oussama

Pour mes très chers amis :

«Mohammedi, Mahdeli, Koraib, Benmouna, Maarouf, Zino, Ilyas, Sohaib
Zeyneb, Asma, Zahia, Halima»

et toute la promotion Génie-Civil 2013-2014

A toutes les Familles MILOUDI ET RAMDANI

A tous ceux qui m'aiment.

Merci

Remerciements

Tout d'abord, louange à « Allah » qui nous a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et nous a inspiré les bons pas et les justes reflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aurait pu aboutir.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à nos encadreurs : Dr *BENADLA Zahira* et Dr *MEDDANE Nassima* pour les orientations et les conseils qu'ils nous ont prodigué durant l'évolution de notre projet.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à *M^{me} DJAFOUR N.* ainsi que Dr. *ZENDAGUI D.* Merci d'avoir pris le temps d'examiner ce projet. Nous remercions également *Dr. ZADJAOUI A.* de nous faire l'honneur de présider ce jury et aussi pour son aide précieuse.

Nous exprimons notre parfaite reconnaissance à *AISSAOUI.S* pour son aide précieuse.

A toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce travail.

Résumé

Ce travail, consiste à étudier le comportement des structures en interaction avec le sol tout en considérant les comportements non-linéaires à la fois, de la structure et du sol d'assise. L'identification de ce régime permet de concevoir efficacement la structure et renseigne sur les éléments importants à considérer lors du calcul et du dimensionnement. Trois types de non-linéarités ont été traités d'une manière séparée puis en les combinant. L'étude est purement dynamique. A savoir, une étude modale a été menée en premier lieu, afin de voir l'influence de l'Interaction sol-structures sur les fréquences fondamentales des bâtiments. Plusieurs cas de figure ont été testés. Après quoi, une étude dynamique transitoire a été effectuée dans le but de définir le comportement de la structure. Les comparaisons ont été faites en considérant les séismes nationaux de Boumerdès (2003) et De Ain-Temouchent (1999). L'analyse a été effectuée par le logiciel de calcul ANSYS V11.

Mots clés : *Interaction sol-structure, modale, transitoire, non-linéaire, contact, loi de comportement.*

Abstract

In this work, the behavior of the structures is studying by considering Soil-Structures interaction and tacking nonlinear behaviors, of the structure and the soil. The identification of this regime allows to effectively designing the structure and provides information on the important elements to consider during calculation and dimensioning. Three types of nonlinearities were treated separately and then combining them. The study is purely dynamic. To know, a modal study was conducted in the first, to see the influence of the soil-structure Interaction on fundamental frequencies of buildings. Several scenarios were tested. After which, a transient dynamic study was conducted to define the behavior of the structure. The comparisons were made by considering the national earthquakes, the Boumerdes earthquake (2003) and Ain-Temouchent earthquake (1999). The analysis was performed by the software ANSYS V11.

Keywords: soil-structure Interaction, modal, transient, nonlinear, contact, low of behavior.

ملخص

في هذا المشروع تتم دراسة سلوك البنايات تفاعلا مع التربة المحيطة بهن، بغية النظر في سلوك اللاخطي للهيكل والأرض، على حد سواء. تحديد هذا النظام يسمح بتصميم الهيكل بطريقة فعالة، ويقدم معلومات عن العناصر الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار حين الحساب والتصميم. ثلاثة أنواع من اللاخطيات درست بصفة منفصلة، وبعد ذلك بحضورهم مع بعض. هذه دراسة ديناميكية بحتة. أجريت أولا، دراسة مشروطة، لمعرفة تأثير التفاعل، البنية - التربة على الترددات الأساسية للمباني، تم اختبار العديد من السيناريوهات. بعد ذلك، أجريت دراسة ديناميكية عابرة لمعرفة سلوك البنية. تمت المقارنات باستعمال زلازلين وطنيين، الزلزال الذي هز بومرداس في 2003 والذي وقع في عين-تموشنت سنة 1999. جل التحليلات المقامة في هذه الدراسة قد تمت باستعمال البرنامج الحسابي .ANSYS V11

كلمات مفتاحية : التفاعل البنية-التربة، مشروطة، عابرة، اللاخطية، الاتصال، قانون السلوك

Table des matières

Dédicaces.....	i
REMERCIEMENTS	ii
Résumé	iii
Introduction générale.....	2
CHAPITRE 1 : Généralités	
1.1. Introduction	5
1.2. Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS)	6
1.3. Les composantes de l'interaction	7
1.3.1. Interaction cinématique.....	7
1.3.2. Interaction inertielle	8
1.4. L'Amortissement dans le sol.....	8
1.4.1. Amortissement matériel	8
a. Le solide de Voigt.....	9
b. Modèle à hystérésis constante	10
1.4.2. Amortissement géométrique ou radiatif.....	11
1.5. Analyse de l'Interaction Sol Structure	11
1.5.1. Méthodes globales	11
1.5.2. Méthodes de sous-structure.....	13
a. Méthodes de frontière	14
1.5.3. Méthodes de volume	17
a. Méthodes hybrides.....	17
1.6. Analyse en utilisant des éléments ressorts équivalents	19
1.6.1. Modélisation du sol par éléments ressort.....	19
1.6.2. Hypothèses de calcul.....	20
1.6.3. Calcul des raideurs	21
1.7. Les non-linéarités	23
1.7.1. Comportement Non-linéaire	23
1.7.2. Les trois types de non-linéarités	24
a. Les Non-linéarités Géométriques	24
b. Les Non-linéarités de Matériau	25

c. Les Non-linéarités de Statut	25
1.8. Conclusion.....	26

CHAPITRE 2 : Non- linéarité géométrique appliquée aux bâtiments

2.1. Introduction	28
2.2 Étude modale des structures de type bâtiments.....	28
2.2.1 Modèle de référence.....	28
a. Modèle numérique	29
b. Bâtiments à plusieurs niveaux	33
c. Batiment a plusieurs ouverture.....	34
2.3 Étude transitoire	35
2.3.1 Cas de Boumerdès.....	35
a. Portique à un seul niveau	35
b. Portique à plusieurs étages	36
c. Portique à plusieurs ouverture et plusieurs étages.....	38
2.2.1 Cas de Ain Temouchent	41
a. Portique à un niveau	41
b. Portiques à plusieurs étages	42
c. Portique à plusieurs ouverture et plusieurs étages.....	44
2.4 Conclusion.....	47

CHAPITRE 3 : Influence de la non- linéarité de contact et matérielle

3.1 Introduction	49
3.2 La non-linéarité de contact.....	49
3.2.1 Modélisation.....	49
a. Caractéristique des matériaux	52
b. Application du contact	52
3.2.2. Résultats et interprétations.....	54
a. Cas de Boumerdès	55
b. Cas de Ain-Temouchent	56
3.3 La non linéarité matérielle.....	58
3.3.1 Présentation de modèle.....	59
3.3.2 Résultats et interprétations.....	60
3.3.3 Etats de contraintes et de déformations.....	62

3.4 Conclusion.....	65
Conclusions generale.....	70
Références bibliographie	71
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Schématisation de l'interaction sol-structure.....	7
Figure 1. 2 : Modèle de Voigt.....	9
Figure 1. 3 : Amortissement interne.....	10
Figure 1. 4 : Modélisation de l'ISS par la méthode globale.....	12
Figure 1. 5 : Méthode de frontière.....	14
Figure 1. 6 : Théorème de superposition de KAUSEL.....	15
Figure1.7 :Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker.....	16
Figure 1. 8 : Méthode de volume.....	17.
Figure 1. 9 : Méthode Hybride.....	18
Figure1.10 : Modèle tenant en compte de l'ISS.....	20
Figure 1.11 : Détermination des paramètres de la fondation.....	22
Figure1.12 : Comportement de non –linéarité.....	23
Figure 1.13 : Exemple explique la non-linéarité géométrique.....	24
Figure1.14 : loi de comportement de l'acier et caoutchouc.....	24
Figure 1.15 : exemple représente la non-linéarité de contact.....	25
Figure 1.16 les types de non linéarités.....	25
Figure 2. 1 : Modèle sans prise et en tenant en compte de l'ISS.....	29
Figure 2. 2.a : L'élément BEAM 4 (Ansys Documentation).....	30
Figure 2.2.b : l'élément COMBIN14 (Ansys Documentation.....	30
Figure 2.2.c : Le choix du ddl de l'élément COMBIN1.....	30
Figure 2. 3 : maillage du portique.....	31
Figure 2. 4.a : la déformée de mode fondamental.....	32
Figure 2.4.b : résultats des modes (listing).....	32
Figure 2.5 : modes fondamentaux d'un bâtiment à plusieurs étages (3,5et10).....	33

Figure 2.6. : la déformée de mode fondamental d'un bâtiment à 10 étages et de plusieurs ouvertures	34
Figure 2.7 a : déplacement horizontal au point A.....	36
Figure 2.7 b : vitesse au point A.....	36
Figure 2.7 c : l'accélération au point A.....	36
Figure 2.8 a : déplacement horizontal au point A.....	37
Figure 2.8 b : vitesse au point A.....	37
Figure 2.8 c : l'accélération au point A.....	37
Figure 2.9 a : déplacement horizontal au point A.....	39
Figure 2.9 b : vitesse au point A.....	39
Figure 2.9 c : l'accélération au point A.....	39
Figure 2.10 : déplacement des nœuds dans le cas fixe et en ISS	40
Figure 2.11 a : déplacement horizontal au point A.....	42
Figure 2.11 b : vitesse au point A.....	42
Figure 2.11 c : l'accélération au point A.....	42
Figure 2.12 a : déplacement horizontal au point A.....	43
Figure 2.12 b : vitesse au point A.....	43
Figure 2.12 c : l'accélération au point A.....	43
Figure 2.13 a : déplacement horizontal au point A.....	45
Figure 2.13 b : vitesse au point A.....	45
Figure 2.13 c : l'accélération au point A.....	46
Figure 3. 10 : modélisation du sol	50
Figure 3. 11 : Elément fini quadrilatéral PLANE42.....	50
Figure 3. 12 : couches de sol considérées.....	51
Figure 3. 13: Maillage du système sol-fondation-structure	51
Figure 3. 14 : Éléments de contact (CONTA172 & TARGE169).....	52

Figure 3. 15: Affectation de contact sol-structure	53
Figure 3.16: Réglage des paramètres de contact	54
Figure 3. 17: Types de contact entre le sol et la fondation	54
Figure 3. 18: L'Accélération au point référence A	55
Figure 3.10 : Déplacement horizontal au point A	55
Figure 3.11 : L'accélération au point A pour une couche de 30m	57
Figure3.12 : Déplacement Horizontal U_x pour une couche de 30m	57
Figure 3.13 : L'accélération au point A pour une couche de 40m	57
Figure3.14 : Déplacement horizontal U_x pour une couche de 40 m	57
Figure 3.15 : Loi de comportement du sol d'assise.....	59
Figure 3.16 : Introduction de la loi de comportement du sol d'assise.....	60
Figure 3.17.a: Déplacement horizontal au point A.....	61
Figure 3.17.b: la vitesse au point A.....	61
Figure 3.17.c : l'Accélération au point référence A.....	61
Figure 3.18: position des points références	63
Figure 3.19 : Comportement du point A de 5 ^{ème} analyse.....	63
Figure 3.20 : Comportent du point B de 5 ^{ème} analyse.....	64
Figure 3. 21 : Comportement du point C cas de 5 ^{ème} analyse.....	64
Figure 3. 22 : concentrations de la contrainte dans le cas de 5 ^{ème} analyse.....	65

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 : classification sismique des site selon le RPA.....	23
Tableau 2. 2 : caractéristiques mécanique du système étudié.....	31
Tableau 2. 2 : résultats des fréquences propres de bâtiments a 3, 5 et 10 étages.....	33
Tableau 2. 3 : résultats des fréquences propres de bâtiments a 3, 5 et 10 étages plusieurs ouvertures.....	34
Tableau 2. 4 : résultats des réponses sismiques.....	38
Tableau 2. 5 : résultats des réponses sismiques.....	40
Tableau 2. 6 : résultats des réponses maximales de N niveaux.....	44
Tableau 2.7 : résultats des déplacements vitesse et accélération de cas plusieurs ouvertures.....	47
Tableau 3. 1 : comparaison des valeurs maximales (Boumerdés).....	55
Tableau 3. 2 : comparaison des valeurs maximal(Ain-Temouchente).....	58
Tableau 3. 3 : comparaison des valeurs maximales(Boumerdés).....	62

Liste des symboles

<i>A</i> : L'aire de la fondation ;	<i>K_{ss}</i> : Rigidité relative sol structure ;
<i>a, b</i> : Longueur et largeur de la fondation ;	<i>L</i> : Distance entre les poteaux (portée) ;
<i>B</i> : Section du poteau	<i>L_f</i> : Longueur de fondation ;
<i>G_s</i> : Module de cisaillement du sol ;	<i>[M]</i> : Matrice de masse ;
<i>H</i> : Module de cisaillement du sol ;	<i>N_e</i> : Nombre d'étages ;
<i>{I}</i> : Vecteur unité ;	<i>N_o</i> : Nombre d'ouverture ;
<i>[K]</i> : Matrice de rigidité à la flexion de la Structure	<i>t</i> : Temps ;
<i>K_v</i> : Rigidité de translation verticale de la fondation ;	<i>u</i> : Déplacement du système ;
<i>K_h</i> : Rigidité de translation horizontale de la fondation ;	<i>ũ</i> : Vitesse du système ;
<i>K</i> : Rigidité de rotation ;	<i>ü</i> : Accélération du sol ;
	<i>V_s</i> : Vitesse d'ondes dans le sol

Lettres grecques :

α : Paramètre relatif à la densité de la structure et du sol ;	ϑ : Coefficient de Poisson ;
$\alpha\theta$: Paramètre dépendant de la rigidité de la fondation ;	ξ : Coefficient d'amortissement ;
β : Coefficient de correction dépend de l'élanement mécanique ;	ξ : Coefficient d'amortissement de translation d'une fondation de rayon r
σ : la contrainte	ξx : Coefficient d'amortissement de translation d'une fondation de rayon r
βz : Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation) ;	$\xi\theta$: Coefficient d'amortissement de rotation d'une fondation de rayon r ;
βx : Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation) ;	ρ : Masse volumique [KN/m ³] ;
γ : Glissement relatif ;	σ : Contrainte normale dans une direction ;
∂ : Dérivée partielle ;	σm : Pression effective moyenne ;
ε : Déformation ;	ω : Fréquence circulaire ;
η : Viscosité représentant le comportement visqueux du sol ;	ω : Pulsation de la structure en tenant compte de l'ISS.
θ : Coefficient d'application ;	
λ : Elancement mécanique ;	

Abréviations :

BEM	: Boundary Element Method (Méthode des éléments de frontière) ;
DDL	: Degré De Liberté ;
ISS	: Interaction sol-structure ;
MEF	: Méthode des Eléments Finis ;
RPA	: Règlement Parasismique Algérien.

Introduction générale

L'interaction sol-structure (ISS) est une discipline de la mécanique appliquée qui s'appuie sur le 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'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 ISS . Cette dernière est souvent négligée par les ingénieurs lors de l'analyse et du design d'un bâtiment. Pourtant, ce phénomène a beaucoup d'influence lors de l'étude du comportement d'un bâtiment (TAMAHOULT, 2001)Le premier aspect est la sécurité, puisque la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'ISS. De plus, l'utilisation normale peut aussi être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels. Finalement, les couts de constructions choisies, qui eux-mêmes, sont influencés par la répartition des efforts découlant de l'ISS. Pour cette raison, plusieurs recherches sont faites dans ce domaine.

L'objectif de notre travail est d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique, via le logiciel de calcul ANSYS, l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur les bâtiments et d'étudier l'effet du comportement non linéaire du sol sur l'interaction sol-fondation-structure.

Le document est présenté en trois chapitres, en plus d'une introduction générale et une conclusion générale.

Dans le chapitre 1, nous commençons notre mémoire par présenter les aspects nécessaires pour la compréhension du phénomène d'ISS ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissement. Ensuite, nous décrivons les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS. Egalement, nous avons mis le point sur le comportement non-linéaire des structures en spécifiant les différentes non-linéarités.

Après quoi, en chapitre 2, nous proposons à l'aide d'une modélisation numérique d'analyser l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale en traitant des exemples de portiques à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures. Que nous allons renforcer par une étude transitoire afin de déterminer la réponse de la structure sans et avec l'effet de l'ISS. Pour cette partie deux séismes nationaux ont été utilisés et comparés, à savoir le séisme de Boumerdès et celui de Ain-Temouchent. Les études faites dans ce chapitre ont été menées, en considérant un type des trois non-linéarités. Il s'agit de la non-linéarité géométrique.

Enfin, dans le chapitre 3, nous introduisons les deux autres non-linéarités. Pour la non-linéarité de contact, nous avons considéré des éléments de contact entre le sol et la fondation. Pour la non-linéarité matérielle, nous avons introduit une loi de comportement élasto-plastique relative au sol. Les résultats dynamiques ont été comparés en termes de déplacements et accélérations. Nous avons également vérifié l'état de contraintes et de déformations dans la structure, sol et fondations.

Notre document est renforcé par des annexes et de références bibliographiques.

Chapitre 1 : Généralités

1.1 Introduction

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastree dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastree dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir: le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. Le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol. Enfin, lors du chargement dynamique du sol, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée une, par un amortissement matériel du aux non linéarités du sol et de la fondation et deux, par le rayonnement des ondes dans le massif du sol semi-infini.

Ainsi, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est les problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

En revanche, ce phénomène noté généralement (ISS), est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le dimensionnement des bâtiments (Lefebvre, et al., 2011). En effet, la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'Interaction sol-structure, ce qui influe sur la sécurité du bâtiment. De plus, l'utilisation normale « sans ISS » peut être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels.

Finalement, les coûts de construction sont influencés par les sections et les fondations choisies, qui elles-mêmes, sont influencées par la répartition des efforts découlant de l'interaction sol-structure.

Ce chapitre s'articule en deux étapes, tout d'abord nous allons présenter le phénomène d'Interaction Sol-Structure, ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissement. Ensuite, les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS seront décrites et détaillées, et enfin les différents types de non-linéarités.

1.2 Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS)

Nous avons évoqué au paragraphe précédent que le comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide ; lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre ; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifient sa réponse... etc. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle *interaction sol – structure*.

La figure 1.1 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le *champ libre*, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des *ondes de volume*, compression (P) et cisaillement (S), des *ondes de surface* (Rayleigh, Love). La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

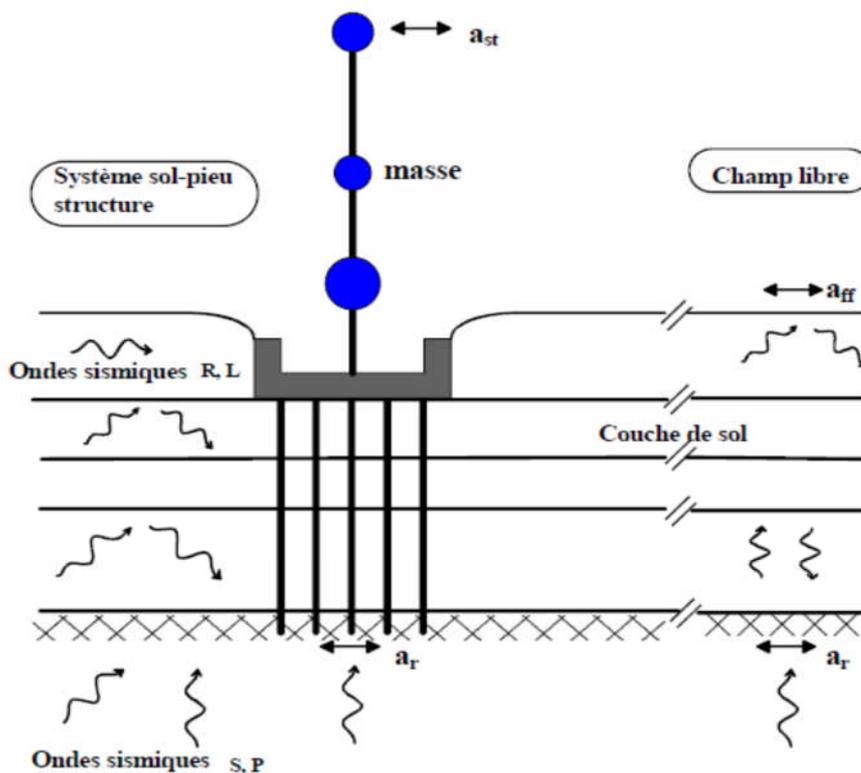


Figure 1. 1 : Schématisation de l'interaction sol-structure (PECKER, 2010)

1.3 Les composantes de l'interaction

Il existe deux types d'interaction, cinématique et inertielle dont on doit tenir compte dans le dimensionnement de la fondation.

1.2.1 Interaction cinématique

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

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 nécessaires 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.(Clouteau, 2002)

1.2.2 Interaction inertielle

La définition de l'interaction inertielle réside dans le fait d'inclure la masse de la structure, qui va induire des efforts d'inerties et des moments supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. (Boumaïza, 2010)

1.3 L'Amortissement dans le sol

La résolution dynamique d'un problème d'interaction sol-structure doit prendre en compte l'amortissement dans le sol qui est divisé en deux types : l'amortissement matériel et l'amortissement géométrique ou radiatif.

1.3.1 Amortissement matériel

Ce type d'amortissement correspond à la dissipation sous forme de chaleur dans la structure d'une partie de l'énergie injectée dans cette dernière.

Dans la pratique il faut faire une distinction entre l'amortissement interne ou structural qui se produit dans les matériaux à l'occasion des déformations qu'ils subissent, et les amortissements externes 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 du sol, l'amortissement dépend de la fréquence, de l'amplitude des déformations, de l'état de contraintes, de la teneur en eau et de l'indice des vides.

Pour modéliser l'effet de cet amortissement, le comportement du sol est modélisé par l'un des deux modèles viscoélastiques qui sont : Le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante.(MERRIBOUT, 2010)

a. 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 (Figure1.2).

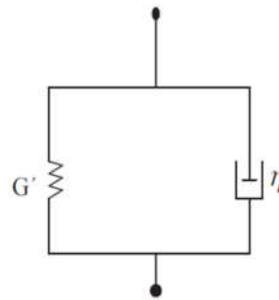


Figure 1. 2 : Modèle de Voigt (MERRIBOUT, 2010)

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se « souvient » 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 :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \epsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\epsilon e^{i\omega t}) \quad (1. 1)$$

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 :

$$\sigma = G' \epsilon + i\eta\omega\epsilon \quad (1. 2)$$

b. Modèle à hystérésis constante

Le coefficient d'amortissement ξ peut être obtenu à partir des courbes expérimentales (courbes d'hystérésis), HARDIN et RICHARD (1963) cité par (MERRIBOUT, 2010). 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 .

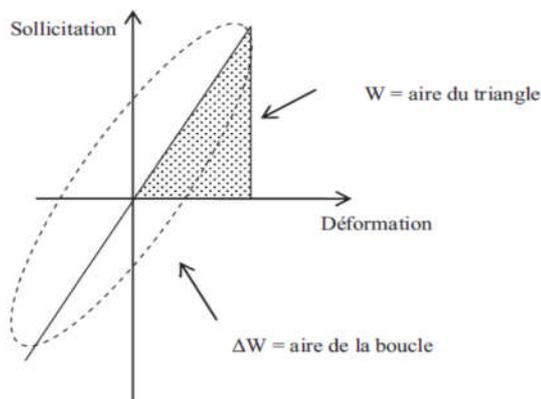


Figure 1. 3 : Amortissement interne (MERRIBOUT, 2010)

En général, les cycles d'hystérésis sont modélisés par des formes elliptiques (figure 1.3), et l'expression de ce coefficient de perte est la suivante :

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

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

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} \quad (1.4)$$

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

HARDIN & al (1969), cité par (MERRIBOUT, 2010) 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}) :

$$\xi = 0,031 \gamma^{0.2} \sigma m^{0.5} \quad (1.5)$$

Où σ_m est la pression effective moyenne comprise entre 0,025 et 0,15 Mpa, et γ le glissement relatif.

1.3.2 Amortissement géométrique ou radiatif

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (Structure et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol -structure, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est en fonction de la fréquence de vibration. L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

1.4 Analyse de l'Interaction Sol Structure

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'interaction sol-structure. Parmi lesquelles, nous distinguons les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes. Ces méthodes sont désignées sous le nom méthodes de sous structure. Et il existe les méthodes hybrides qui consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes, nous allons les présenter par la suite.

1.4.1 Méthodes globales

Ce sont les méthodes les plus directes mais souvent plus complexes, en particulier à cause de leur temps de calcul. On modélise le sol et la structure par des éléments finis. On utilise directement l'accélérogramme à la roche et on obtient l'accélérogramme en champ libre, et l'accélérogramme à la base de la structure, ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure (figure 1.4).

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

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\{\ddot{u}_g\} \quad (1.6)$$

Où {U} représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise.[M], [K], [C]sont respectivement les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du 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).(PECKER, 2010)

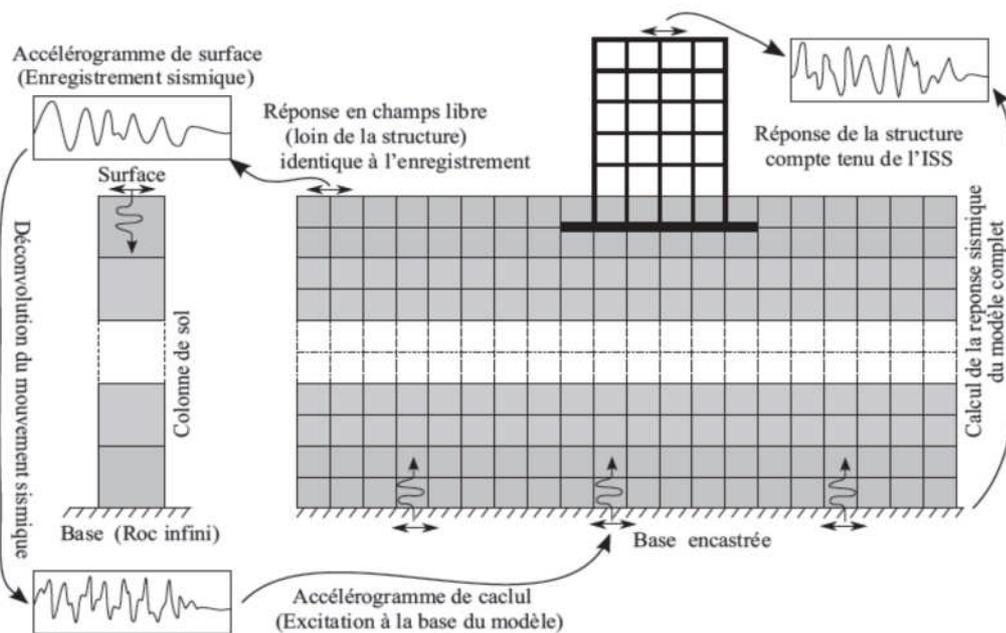


Figure 1. 4: Modélisation de l'ISS par la méthode globale (SEGHIR, 2011).

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 humain 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.(Boumaïza, 2010).

La première difficulté de cette méthode 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).(PECKER, 2010)

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.(PECKER, 2010)

Mais un des principaux avantages des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.(Boumaïza, 2010)

1.4.2 Méthodes de sous-structure

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition. L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que le problème global. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires.(Boumaïza, 2010).

Les différentes méthodes de sous-structure se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

a. Méthodes de frontière

Le modèle global est décomposé en sous-modèles, illustré à la figure 1.8, tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

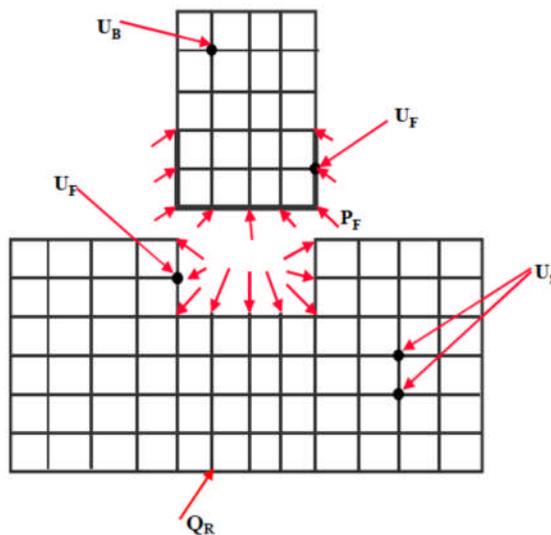


Figure 1. 5 : Méthode de frontière (PECKER, 2010).

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel et al. 1978, cité par (Boumaïza, 2010). Cette démarche est illustrée par la figure 1.5 :

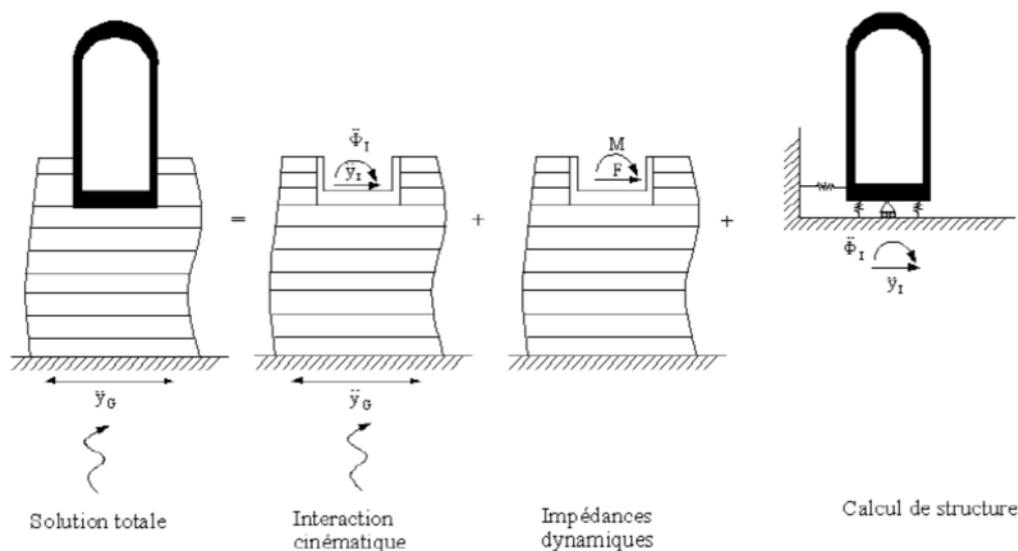


Figure 1. 6: Théorème de superposition de KAUSEL (PECKER, 2010).

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

1. Nous considérons le milieu {sol+fondation rigide sans masse}. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déterminons l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. C'est le calcul de l'interaction cinématique.
2. Nous calculons la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions.
3. Nous calculons 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)] ou d'éléments frontières [Chebli et al., 2008, cité par (Grange, 2008)].

La deuxième étape nécessite le calcul 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. Des résultats analytiques pour tout type de

fondations sont données dans [Gazetas, 1991, cité par (Grange, 2008)] et [Pecker, 1984, cité par (Grange, 2008)]. Dans le cas général et pour une fondation possédant six degrés de libertés, la matrice d'impédance reliant les déplacements aux efforts est de dimension 6×6 . 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 (figure 1.6). 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)] (voir figure 1.7).

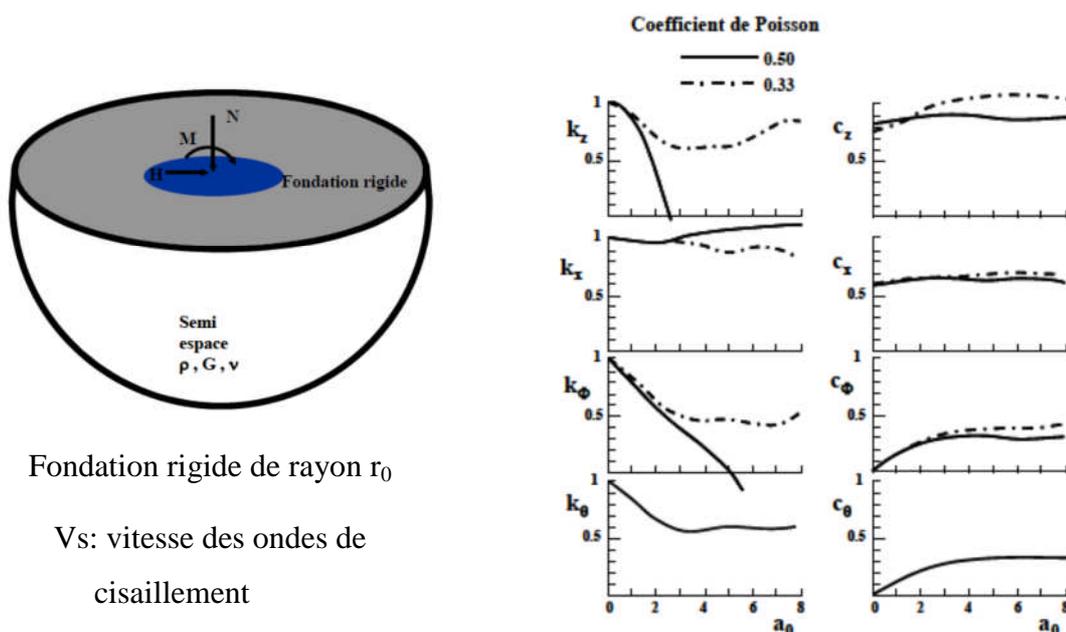


Figure 1. 7: Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker(PECKER, 2010).

La troisième étape est en général résolue avec la méthode des éléments finis permettant de résoudre l'équation de la dynamique d'une structure liée au sol par un système de ressorts et d'amortisseurs.

Ces méthodes sont assez restreintes puisque, comme tout problème de superposition, elles ne sont utilisables uniquement que pour des problèmes linéaires.

Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bons résultats. (Pitilakis, et al., 2008)

Dans le cas général, la fondation n'est pas infiniment rigide, le problème à résoudre est plus complexe. La structure, considérée flexible, est reliée aux impédances de sol, est soumise à un système de sollicitations multiples à chacune de ses liaisons avec le sol.

1.4.3 Méthodes de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol (figure 1.8).

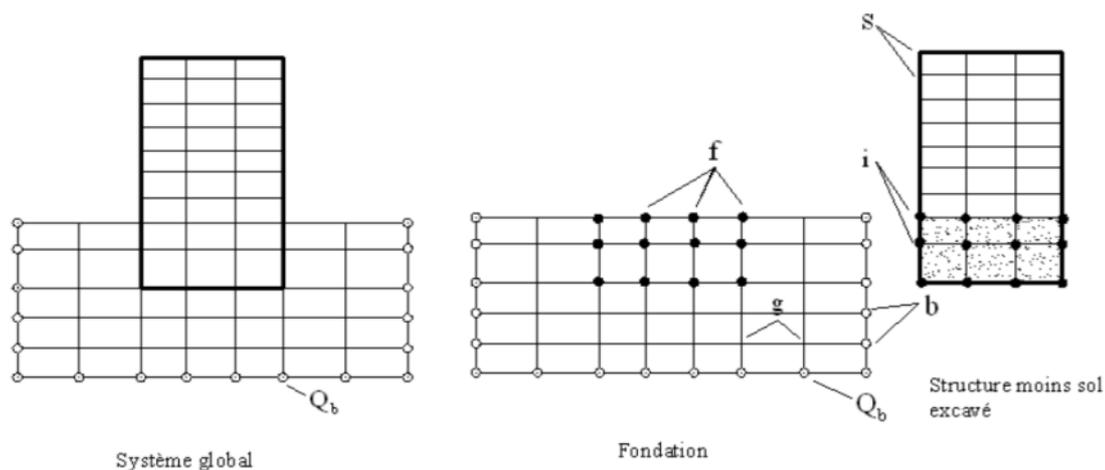


Figure 1. 8: Méthode de volume (Boumaïza, 2010)

a. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines (figure 1.9). Le premier sous domaine: le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré

élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques. Le deuxième sous-domaine: le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis.

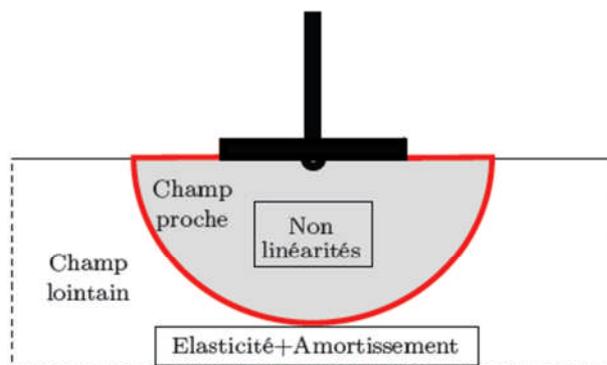


Figure 1. 9: Méthode Hybride(Grange, 2008)

Afin de traiter les non-linéarités à l'intérieur de ce champ proche, outre la méthode classique des éléments finis, le concept de macro-éléments peut être utilisé.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. GUPTA et al cité par (Boumaïza, 2010) ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, de toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

Concept du macroélément

Le macroélément est un élément de liaison placée à la base de la superstructure, qui est muni d'une loi de comportement non-linéaire et permet de rétablir les couplages dynamiques (linéaires et/ou non-linéaires) entre la superstructure et le sol au niveau de la fondation.

Il regroupe conceptuellement les notions du champ proche et du champ lointain dans sa loi de comportement : la partie linéaire de cette loi reproduit les effets du champ lointain (impédances dynamiques) et la partie non-linéaire celui du champ proche.

1.4.4 Analyse en utilisant des éléments ressorts équivalents

a. Modélisation du sol par éléments ressort

Le comportement du sol a été tout d'abord modélisé par des ressorts de sol définissant les réactions élastiques de ce dernier à l'égard des composantes de déplacement statique de la fondation. Les ressorts de sol ont été déterminés en premier lieu selon l'hypothèse de (Penzien, 1980) de coefficient de ballast représentant une réaction élastique du sol par unité de surface et de déplacement. Ces coefficients expérimentaux ou empiriques ne sont toutefois applicables que dans un domaine très restreint de dimension et de charge de fondation. Une évolution plus précise des ressorts de sol a été faite en considérant le sol comme un semi-espace élastique homogène (milieu semi-infini élastique). Le problème a été traité pour la fondation circulaire selon la méthode de (Deleuze, 1967) et (Newmark-Resenblueth, 1971), et la méthode simplifiée de (V. Davidovici, 1999). Pour les autres types de fondations superficielles, on peut déterminer les rigidités d'après la méthode de (Cevaer-Sieffert, 1967).

Comme il a été indiqué précédemment le sol est représenté par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, voir figure 1.10.

Notre étude se fait sur un type de fondation qui est une semelle rectangulaire, donc le sol sera modélisé par des ressorts horizontaux, des ressorts verticaux et de rotations. La raideur de ces ressorts est calculée par les formules de (Newmark-Resenblueth, 1971)

La méthode des ressorts de sol est basée sur une réaction élastique on ne tient pas compte de la masse de sol participant au mouvement.

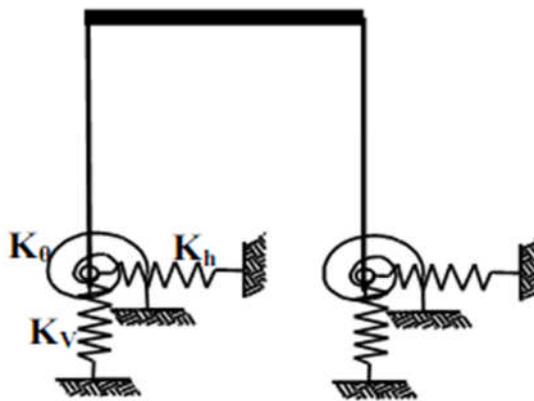


Figure 1.10 : Modèle tenant en compte de l'ISS

b. Hypothèses de calcul

Lors des tremblements de terre, une instabilité du sol peut apparaître qui entraîne des déplacements importants de la surface; il en résulte généralement des dégâts considérables dans les structures. Ainsi, un sol ayant une structure granulaire de faible compacité, comme par exemple un remblai récent, risque de présenter des tassements importants après passage des ondes sismiques; il s'agit en quelque sorte d'une consolidation sous l'effet des vibrations. Lorsque le terrain est en pente, ce phénomène peut aussi provoquer des glissements.

Dans les sols saturés d'eau et composés de matériaux à structure granulaire de faible compacité, les vibrations font apparaître des pressions interstitielles supplémentaires dont l'importance est parfois suffisante pour mettre les grains en flottaison. Ce phénomène appelé liquéfaction provoque une instabilité dont la conséquence est parfois le renversement des bâtiments (Zacek, 1996).

Il est évidemment impossible de justifier la stabilité d'une construction lorsque le sol présente un danger de tassement ou de liquéfaction; on doit, dans ce cas, utiliser certaines hypothèses simplificatrices ne modifiant pas la valeur comparative des résultats.

Leur choix est examiné ci-après : (Davidovivi, 1999)

-le mouvement du sol à la base du bâtiment est supposé identique à celui du champ libre. Dans les cas courants, on constate, que cette approximation est acceptable.

-On peut assimiler le sol à un milieu semi-infini élastique (demi-espace élastique) caractérisé par un module d'élasticité dynamique E et un coefficient de poisson ν . Le sol

de fondation est idéal; horizontal, sain. Cette homogénéité est sur une épaisseur relativement importante.

- La valeur de l'amortissement du sol est sous-estimée puis qu'on ne fait pas intervenir l'amortissement du sol, toujours supérieur à celui des matériaux de constructions, Il en résulte une surestimation de la réponse.

-Le sol reste toujours dans le domaine élastique sous l'action sismique. On suppose donc, qu'il n'y a pas d'excursion des grains dans le domaine anélastique, et le sol ne présente pas un risque de liquéfaction.

-Le sol est stable on ne présente pas de déformations permanentes (tassements négligeables, pas de cassure des grains).

-le comportement du sol est linéaire ou non-linéaire : pour les constructions courantes, le taux de travail de sol est choisi avec une marge de sécurité importante pour les charges verticales statiques. Sous l'effet de la sollicitation sismique de rotation, la contrainte verticale sur la fondation est au plus doublée (en admettant une répartition linéaire et le non soulèvement d'un bord).

La structure repose sur des semelles superficielles en béton de section carrée.

c. Calcul des raideurs

On représente le sol par un système de ressorts élastiques discrets de translation (K_h horizontal et vertical K_v et de rotation K_θ), on obtient trois (03) raideurs de sol qui sont les suivantes:

- ✓ raideur de translation verticale K_v
- ✓ raideur de translation horizontale K_h
- ✓ raideur de torsion K_θ

Les coefficients de raideur sont calculés pour chaque direction sismique (horizontale, verticale et de rotation). Ils sont donnés par les formules 1.7 à ,1.9 pour les fondations rectangulaires (Newmark & Rosemblyeth 1971) :

$$K_v = \frac{G_s}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{A} \quad (1.7)$$

$$K_h = 2(1 + \nu)G_s\beta_x\sqrt{A} \tag{1.8}$$

$$K_\theta = \frac{1+\nu}{4}G_s\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A} \tag{1.9}$$

Où :

K_v, K_h : rigidités de translations, verticale et horizontale ;

K_θ : rigidité de rotation ;

A : l'aire de la fondation ($A = a * b$) avec a et b représentent respectivement la longueur et la largeur de la fondation.

β_z et β_x : paramètres dépendant du rapport a/b . (figure 1.11)

G_s . : Module de cisaillement ou $G_s = \rho \times V_s$

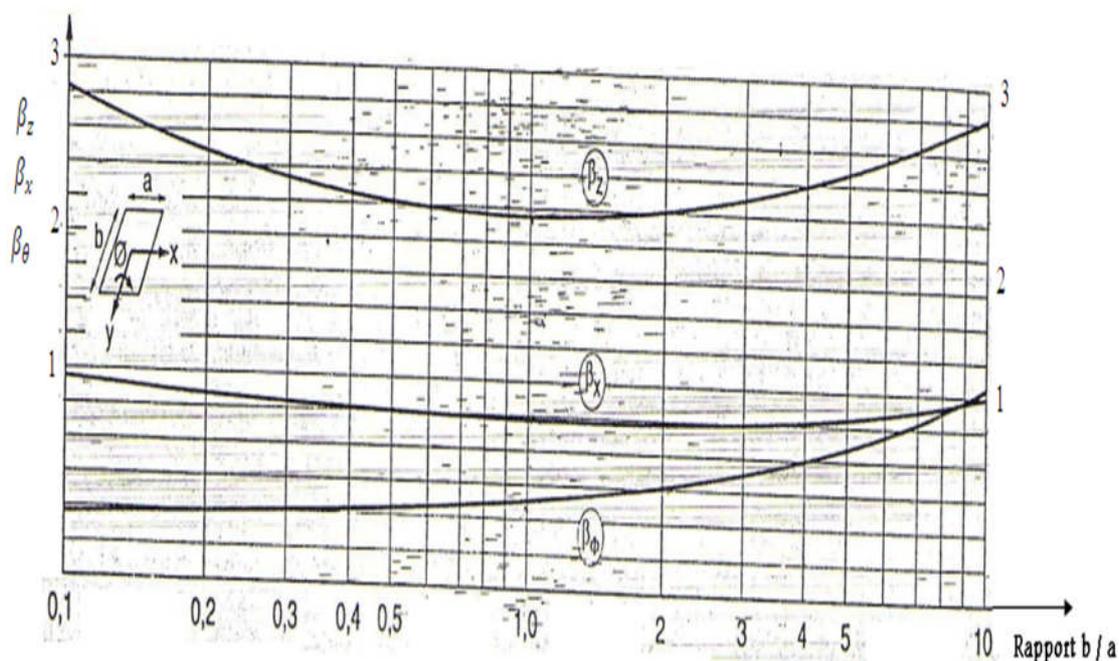


figure 1.11 Détermination des paramètres de la fondation β_z et β_x .

Pour les valeurs de E et ν présentées sont dépendants de la classification des sites. Dans le tableau (1.1), nous exposons la classification de sols selon le RPA 2003.

Tableau 1.1 classification sismique des sites selon le RPA

Catégorie	Description	Vs(m/s)
S ₁	Rocheux	800
S ₂	Ferme	400-800
S ₃	Meuble	200-400
S ₄	Très meuble	100-200

1.5 Les non-linéarités

Après avoir exposé les différentes définitions de l'Interaction sol-structures ainsi que les méthodes qui peuvent être utilisées pour représenter ce phénomène. Ça serait très intéressant d'exposer qu'est ce que le comportement non-linéaire ? et comment peut-on le modéliser ?

1.5.1 Comportement Non-linéaire

Une structure est *non-linéaire* si le chargement entraîne des changements sensibles de sa rigidité. Un changement de rigidité est typiquement causé par

- ✓ Des déformations au-delà de la limite élastique (plasticité) ce qui est connu sous le nom de non- linéarités matérielle ;
- ✓ De grands déplacements (ex : une canne à pêche chargée) ce qu'on appelle la non-linéarité Géométrique ;
- ✓ Un contact entre deux corps appelé également la non-linéarité de Statut.



a) Déformation plastique b) Grands déplacements c) Un contact entre deux corps

Figure 1.12 : Comportement non-linéaire

Le comportement non-linéaire d’une structure résulte d’un certain nombre de raisons qu’on peut classer en trois grandes catégories.

1.5.2 La Non-linéarité Géométrique

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importants. Dans ce cas les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d’équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les variations géométriques. Ceci affecte les relations forces-Déplacements, car des forces internes supplémentaires sont générées, si ces déplacements causent de grandes déformations alors les termes non linéaires de déformation doivent être pris en compte.

Donc on peut dire que si une structure est soumise à de grandes déformations, la variation de sa configuration géométrique peut causer un comportement non-linéaire.

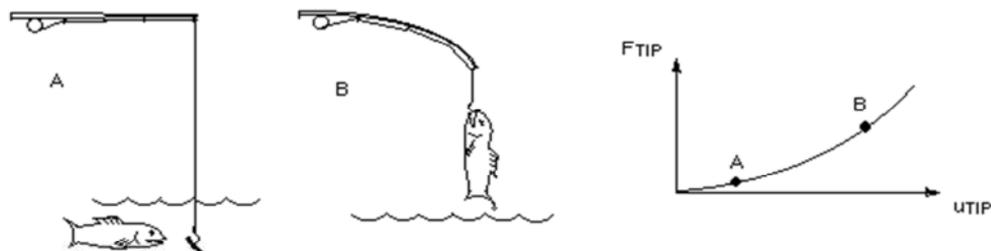


Figure 1.13 exemple de non-linéarité géométrique

Dans cet exemple, le bout de la canne fléchit sous une charge latérale. Cette charge en augmentant cause un changement de géométrie tel que le bras de levier diminue (déplacement de la charge), entraînant un raidissement de la réponse de la canne.

1.5.3 La Non-linéarité Matérielle

Elles se produisent dans le cas où le comportement du matériau ne peut plus être considéré comme élastique linéaire. Ces non linéarités sont propres au matériau et les paramètres physiques supposés indépendants des déplacements. Les non linéarités peuvent être :

1. instantanées comme l'élasticité non linéaire, la plasticité, la fissuration
2. différées comme le cas du fluage, du retrait, de la viscosité...etc.

la figure 1.14 décrit la loi de comportement contrainte-déformation non-linéaire de deux types de matériau (acier et Caoutchouc)

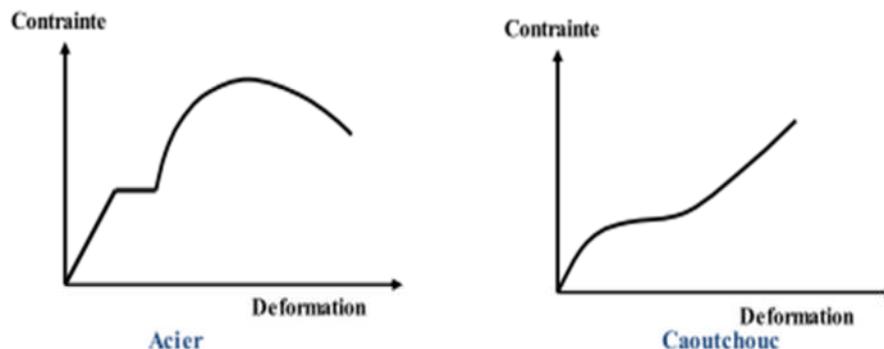


Figure 1.14 lois de comportement de l'acier et caoutchouc

1.5.4 La Non-linéarité de Statut

Un changement de statut qui cause un changement brusque de rigidité est une autre cause courante de comportement non-linéaire. Par exemple :

- ✓ un câble peut changer de statut de flasque à tendu
- ✓ deux parties d'un assemblage peuvent venir en contact
- ✓ par usinage, de la matière précontrainte peut être extraite

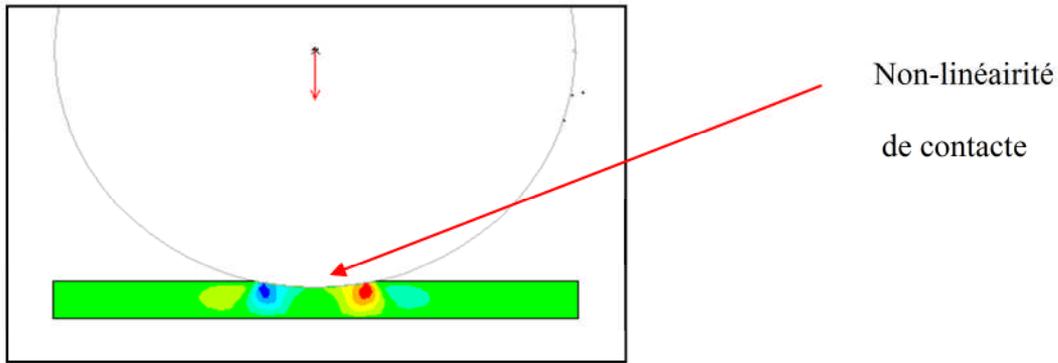


Figure 1.15 exemple représentant la non-linéarité de contact

Les trois non-linéarités présentées auparavant peuvent être présentes séparément, comme nous pouvons les croiser dans un même problème. A titre d'exemple, la figure 1.16 présente un problème mécanique entre deux matériaux de rigidités différentes qui sont reliés côte à côte. Alors, l'interface entre les deux matériaux peut être considérée comme non-linéaire, si nous introduisons l'effet de contact. Egalement, Le matériau 2 présente un comportement plastique, d'où l'intérêt d'introduire son comportement non-linéaire (matériel). Tandis que le matériau 1 présente des non-linéarités géométriques.

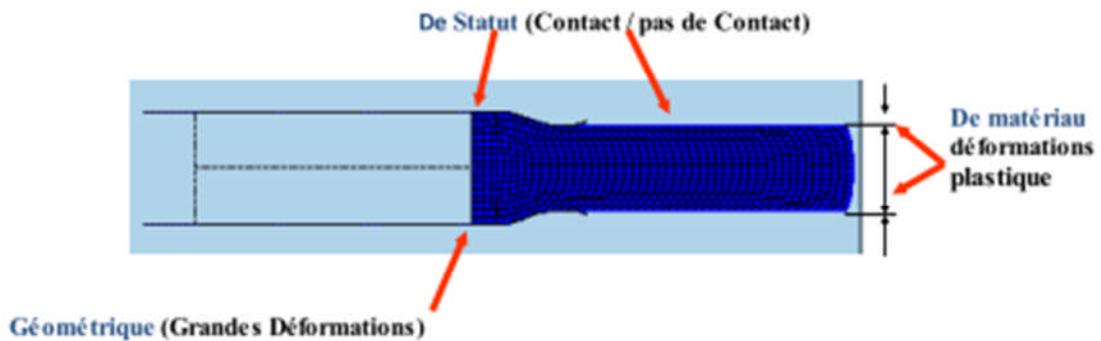


Figure 1.16 les types de non linéarités

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini toutes les notions nécessaires pour la compréhension du phénomène de l'interaction sol-structure. Egalement nous avons exposé

les différentes méthodes utilisables afin de prendre en compte l'ISS dans le calcul des structures. Après quoi, les différentes non-linéarités ont été exposées. Ces non-linéarités seront traitées d'une manière détaillée dans les chapitres suivants. A commencer par la non-linéarité géométrique décrite en chapitre 2.

Chapitre 2 :
Non- linéarité géométrique
appliquée aux bâtiments

2.1 Introduction

La période fondamentale de structures de type bâtiment constitue un paramètre essentiel dans la conception et le calcul de structures en zone sismique. Ce paramètre est généralement calculé en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques. Ces formules négligent généralement l'interaction sol-structure. Or, cette interaction peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure et conduire ainsi à un mauvais dimensionnement de la structure.

Dans ce chapitre, on propose d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique en utilisant un logiciel des éléments finis ANSYS, pour voir l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale des exemples de portiques à plusieurs étages et plusieurs ouvertures.

Après quoi, une étude transitoire sera faite afin de déterminer la réponse de la structure. Dans ce chapitre nous considérons la non-linéarité géométrique de la structure, et nous allons procéder les comparaisons entre la structure encastree et celle en introduisant l'effet de l'ISS. Afin de voir l'effet de l'intensité du séisme sur les bâtiments, nous avons choisi de traiter deux cas de séismes nationaux de faible et de forte intensité. Il s'agit de séisme d'Ain Témouchent (1999) et celui de Boumerdès (2003).

2.2 Étude modale des structures de type bâtiments

Dans cette partie, nous allons étudier l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale d'une structure en considérant un modèle de portique simple constitué de deux poteaux et une poutre représentant le plancher.

L'intégration du phénomène de l'ISS est réalisée en modélisant l'ensemble sol-fondation à l'aide de 6 ressorts : 3 en translation et 3 en rotation. Ce modèle a été proposé par de nombreux auteurs, à citer Parmelee en 1967, Veletsos et al. (1974, 1975, 1977), Jennings & Bielak (1973), Wolf (1985) et Aviles et al. (1996, 1998).

Ensuite les résultats de cette analyse seront affrontés aux ceux trouvés d'un autre modèle où l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base sera considérée.

2.2.1 Modèle de référence

Une approche numérique est utilisée en considérant la méthode des éléments finis moyennant le logiciel de calcul (Ansys). La structure modélisée est représentée sur la figure (2.1). Il s'agit d'une structure en béton ayant les caractéristiques suivantes :

- Section des poteaux : $0,5 \times 0,5 \longrightarrow I_p = (0,5)^4 / 12 = 0,00521 \text{ m}^4$

- Epaisseur de plancher : $h=0,21$ m.
- Longueur de la travée : $L=5$ m.
- La hauteur du poteau : $H=4$ m.
- La rigidité des poteaux $E_p=32000$ MPa.

La structure repose sur des semelles superficielles carrées en béton de 2 m de côté. Le calcul des raideurs de ressorts en utilisant les relations chapitre précédent (1.7), (1.8) et (1.9) donne :

$$K_v = 124500 \text{ KN/m} ; K_h = 104000 \text{ KN/m} \text{ et } K_\theta = 104000 \text{ KN.m/rd} .$$

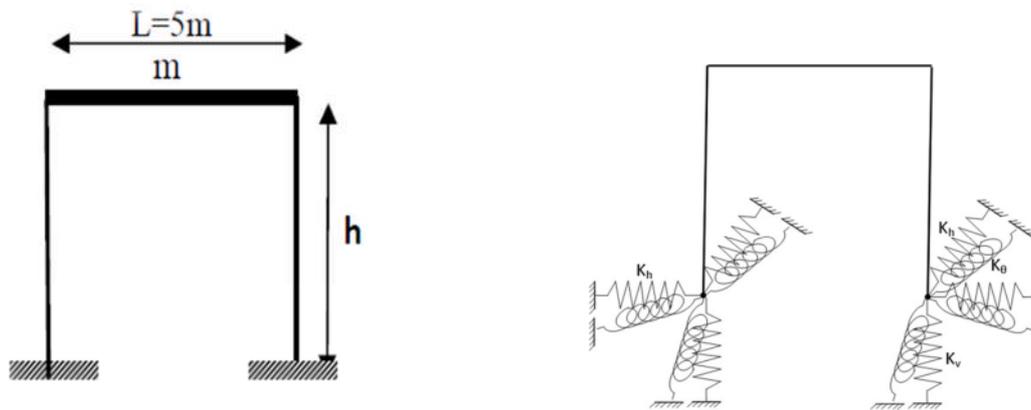


Figure 2. 1 : Modèle sans prise et en tenant en compte de l'ISS.

a. Modèle numérique

En utilisant des éléments finis unidimensionnels de type poutre appelés « BEAM4 », figure (2.2.a). Celui-ci peut travailler en traction-compression ainsi que la torsion. Il possède six degrés de liberté à chaque nœud (les trois translations ainsi que les trois rotations suivant les directions X, Y et Z).

Pour le modèle en tenant compte de l'ISS les ressorts sont modélisés par des éléments de type ressorts nommés « COMBIN14 » représenté en figure (2.2.b). Cet élément a la capacité de travailler longitudinalement ou en torsion dans des applications unidimensionnelles, bi ou tri dimensionnelles.

Dans notre cas, un seul degré de liberté est activé à la fois puisque les deux nœuds relatifs au côté sol et côté fondation coïncident. Nous devons appliquer six ressorts en changeant à

chaque fois le bon degré de liberté (figure 2.2.c) avec les rigidités calculées auparavant (K_v , K_h et K_0).

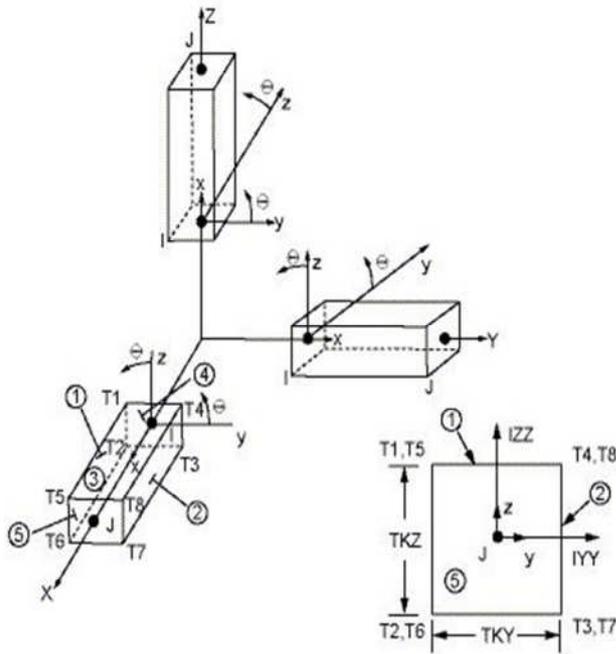


Figure 2. 2.a : L'élément BEAM 4 (Ansys Documentation)

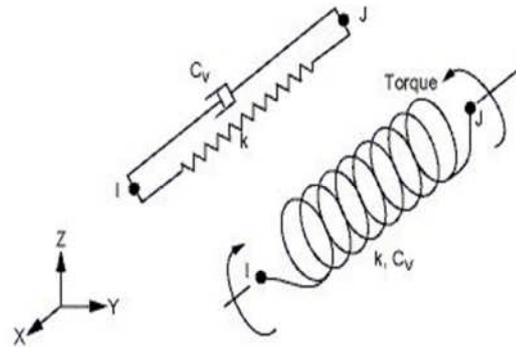


Figure 2.2.b : l'élément COMBIN14 (Ansys Documentation)

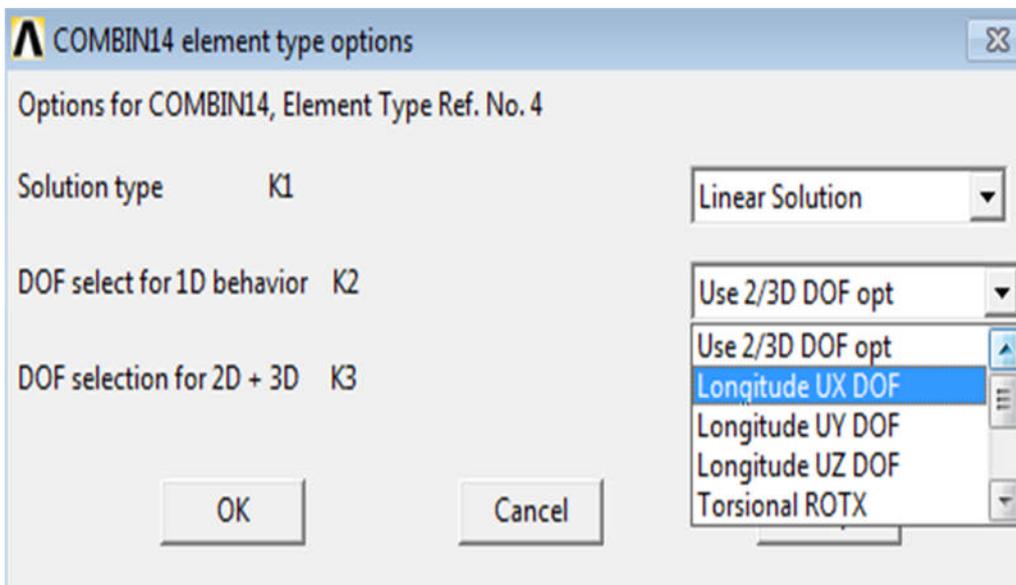


Figure 2.2.c : Le choix du ddl de l'élément COMBIN1

La figure 2-3 montre un maillage typique 2D par élément finis. Pour ce passage géométrie en éléments finis, nous devons passer par trois étapes. Tout d'abord, nous devons définir les attributs, c'est-à-dire nous devons préciser pour les différentes parties de la structures les sections correspondantes ainsi que les types de matériaux et enfin le type d'éléments que nous allons utilisés pour mailler la structure. En effet, nous avons déjà précisé que les poteaux et les poutres sont maillés par des éléments poutres 'Beam 4' alors que niveau des nœuds de fondations nous introduisons des éléments ressorts 'combin14'.

La seconde étape consiste à spécifier les paramètres de contrôle du maillage, c'est-à-dire définir la taille des mailles que nous devons utiliser pour mailler la structure. Nous avons le choix entre un maillage fin et un maillage grossier selon la complexité du problème. A vrai dire, une étude de sensibilité doit être faite afin de choisir le bon compromis entre le coût et la qualité des résultats. Une fois ces deux étapes sont définies, nous pouvons procéder au maillage.

Le modèle numérique que nous avons choisi pour cette première étude est composé de 33 Nœuds et de 42 Éléments en comptant les douze éléments ressorts dans la figure 2.1.



Figure 2. 3 : maillage du portique

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (sol, béton) sont représentées dans le tableau 2.1

Tableau 2. 1 : Caractéristiques mécaniques du système étudié

	Masse volumique γ (KN/m ³)	Module de Young E (Mpa)	Coefficient de Poisson ν
Sol	20	52	0,3
structure	24,5	32000	0,2

En tenant compte des deux cas, encastéré et considèrent L’ISS, et après avoir eu les résultats de l’analyse modale du portique, nous avons relevé les différents modes fondamentaux. Pour le premier cas , le calcul nous a donné une fréquence de 8,13 Hz et pour le second, en tenant compte de l’ISS, nous avons une diminution de 32% .Quel que soit le cas traité (encastéré ou en considérant L’ISS) , le mode fondamentale trouvé représente le mode de translation suivant la direction X (figure 2.4 a) et la figure (2.4 b) représente un exemple listing des modes extraits ainsi que les facteurs de participation de masse. Le mode pour lequel le ‘‘ RATION ‘‘ (Rapport) est proche de 1 est le mode fondamental. Ce paramètre représente le rapport entre la masse participative et la masse totale de la structure.

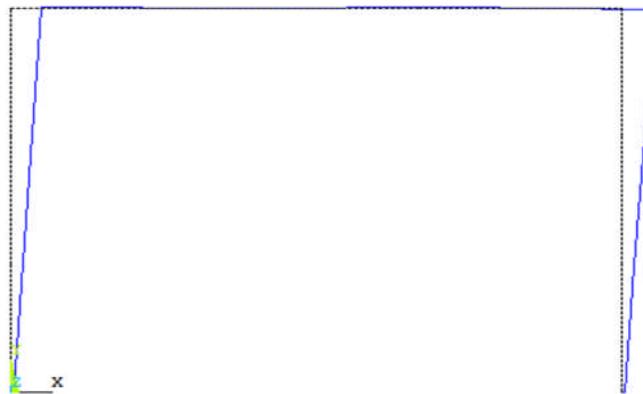


Figure 2. 4.a : la déformée de mode fondamental.

```

***** PARTICIPATION FACTOR CALCULATION ***** X DIRECTION
MODE      FREQUENCY      PERIOD      PARTIC. FACTOR      RATIO      EFFECTIVE MASS      CUMULATIVE
                                         MASS FRACTION
1         3.22067         0.31049    -0.34506E-14       0.000000   0.119067E-28       0.676404E-33
2         5.52735         0.18092     128.11             1.000000   16412.8            0.932390
3         9.18664         0.10885    -0.49032E-13       0.000000   0.240417E-26       0.932390
4         14.7569         0.67765E-01 0.44623E-13       0.000000   0.199122E-26       0.932390
5         15.5896         0.64146E-01 -0.14962E-13      0.000000   0.223870E-27       0.932390
6         25.0373         0.39940E-01 4.3362             0.033847   18.8027            0.933458
7         36.7524         0.27209E-01 0.94596E-12       0.000000   0.894838E-24       0.933458
8         47.6466         0.20988E-01 34.225            0.267145   1171.33            1.000000
9         53.5534         0.18673E-01 -0.17136E-10      0.000000   0.293626E-21       1.000000
10        58.8798         0.16984E-01 0.10389E-09       0.000000   0.107936E-19       1.000000
    
```

Figure 2.4.b : résultats des modes (listing).

b. Bâtiments à plusieurs niveaux

Nous allons refaire la même étude modale pour des bâtiments à plusieurs niveaux. Pour ce fait, nous avons considéré trois cas de figures (3 étages, 5 étages et 10 étages). Les figures 2.5 et 2.6 représentent les modes fondamentaux trouvés pour les différentes situations. Egalement, nous récapitulons dans le tableau 2.2 les valeurs des fréquences fondamentales trouvées dans les deux cas fixe et en tenant compte de l'ISS. Nous remarquons que nous avons une diminution dans la fréquence fondamentale si nous comparons entre les cas fixes et ceux en ISS, et ceci quelle que soit la situation (3, 5 ou 10 étages). La variation est comprise en 24% et 31%. Cette différence augmente en augmentant le nombre d'étage.

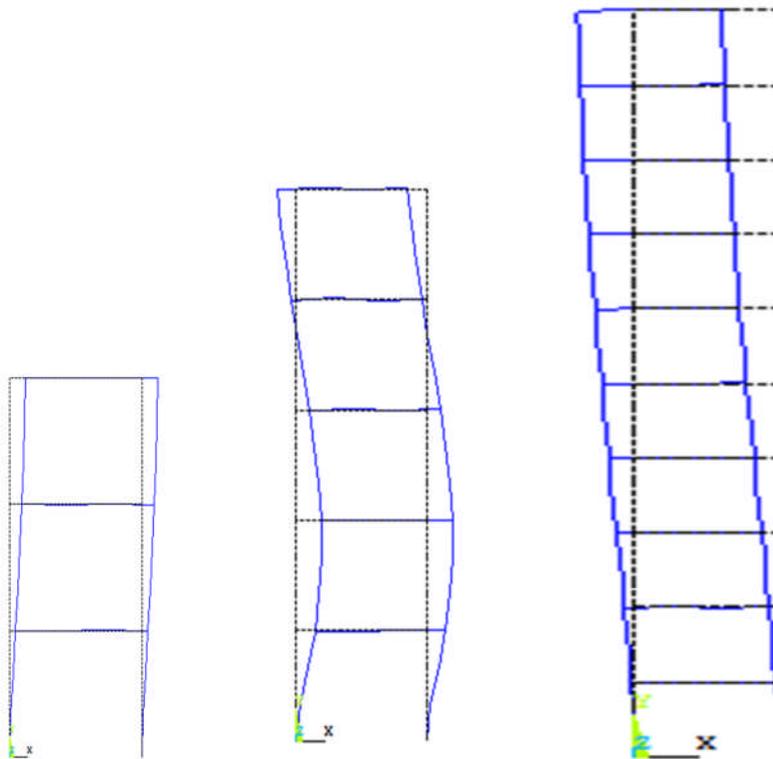
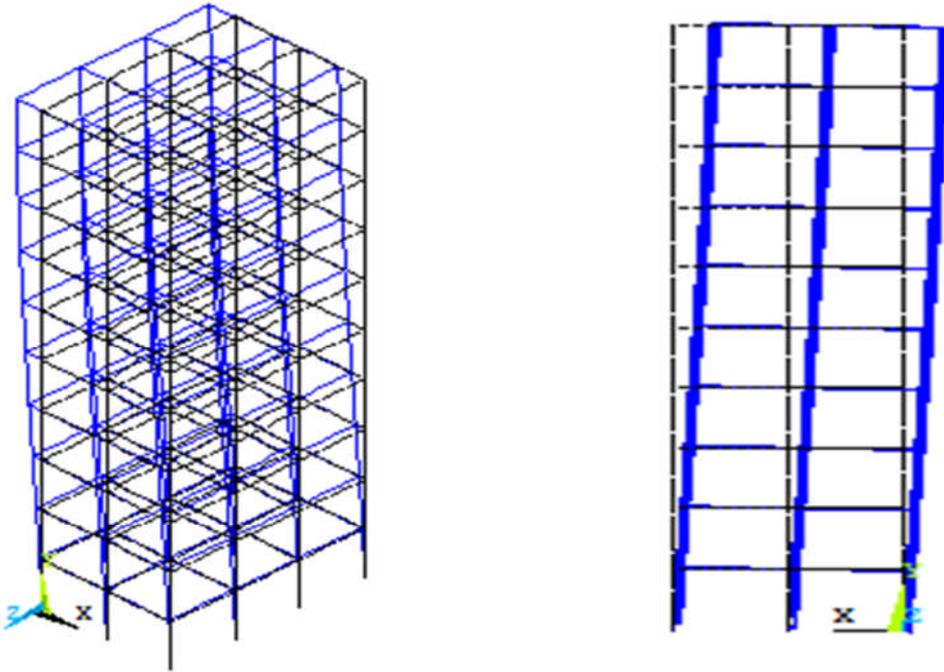


Figure 2.5 : modes fondamentaux d'un bâtiment à plusieurs étages (3,5et10)

Tableau 2. 2 : résultats des fréquences propres de bâtiments à 3, 5 et 10 étages.

Nombre des Etages	Fréquence propre(HZ)		Pourcentage de différence (%)
	FIXE	ISS	
Portique a 3 étages	2,54174	1,94342	24
Portique a 5 étages	1,45040	1,09547	25
Portique a 10 étages	0,6610	0,462527	31

c. Portique a plusieurs ouverture



a) La déformation de portique en 3D b) La déformation de portique suivant l'axe x

Figure 2.6. : la déformée de mode fondamental d'un bâtiment à 10 étages et de plusieurs ouvertures

Le tableau 2.3 montre l'influence de l'interaction sol-structure sur les fréquences des bâtiments. On note que les valeurs de fréquence obtenues pour le cas ISS sont inférieures aux valeurs obtenues au cas fixe. On remarque que les pourcentages diminuent en augmentant le nombre d'étages ceci s'explique par le fait d'augmenter les étages, l'effet de l'encastrement devient négligeable sur le portique le plus élevé du bâtiment. En effet nous pouvons remarquer une diminution de 72% entre le cas de 3 étages et celui de 10 étages.

Tableau 2. 3 : résultats des fréquences propre des bâtiments à 3,5 et 10 étages a plusieurs ouverture

Nombre d'étages	La Fréquence propre		Pourcentage de différence (%)
	fixe	ISS	
3 étages	1,8829	0,7382	60,8
5 étages	1,0946	0,4676	57,28
10 étages	0,5215	0,2273	56,41

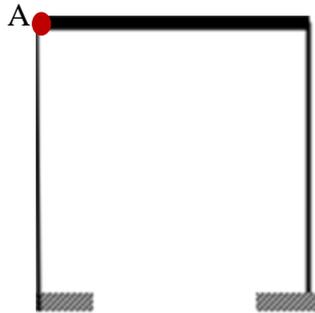
2.3 Étude transitoire

Dans cette partie de notre étude on a pris comme exemples deux séismes majeurs dans notre pays, le séisme de " BOUMERDES " et celui de " AIN TEMOUCHENT " en tenant compte toujours des deux cas, encasturé et en considérant l'ISS. Entre ces deux cas, on va comparer les déplacements, les vitesses et les accélérations. En appliquant ça sur l'exemple de référence ainsi que des exemples de portique à plusieurs étages ($N_e=3, 5, 10$) et plusieurs ouvertures.

Après la modélisation de chaque exemple on a obtenu les résultats suivants :

2.3.1 Cas de Boumerdès

Les résultats sont relevés au point A, le plus élevé de la structure.



a. Portique à un seul niveau

Les figures 2.7a à 2.7c représentent respectivement les déplacements, les vitesses et les accélérations entre les deux cas de calcul : encasturé et en ISS.

Nous remarquons que les résultats de l'ISS sont plus importants que ceux du cas encasturé. En effet, les déplacements ont augmenté de **79%**, les vitesses de **77%** et les accélérations de **74%**.

Nous avons soulevé également que les maximums observés dans le cas de ISS sont décalés par rapport aux autres cas (fixe). À titre d'exemple, le déplacement max (figur2.7.a) est survenu en **8,65** secondes alors que dans le cas encasturé il est à **7,46** secondes.

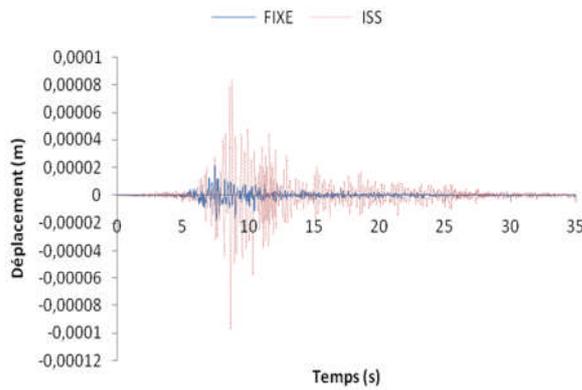


Figure 2.7 a : déplacement horizontal
au point A

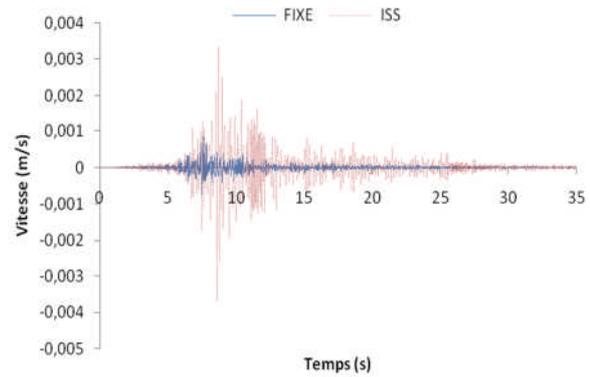


Figure 2.7 b : vitesse au point
référence A

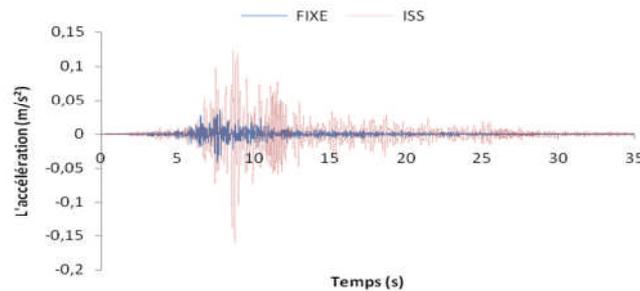


Figure 2.7 c : l'accélération au point A.

b. Portique à plusieurs étages

Les résultats trouvés jusqu'à présent concernent un portique simple, nous allons maintenant vérifier l'interprétation pour des portiques à plusieurs niveaux.

Nous avons choisi trois cas, un portique à 3 niveaux ($N_e=3$) un autre à 5 niveaux et enfin $N_e=10$.

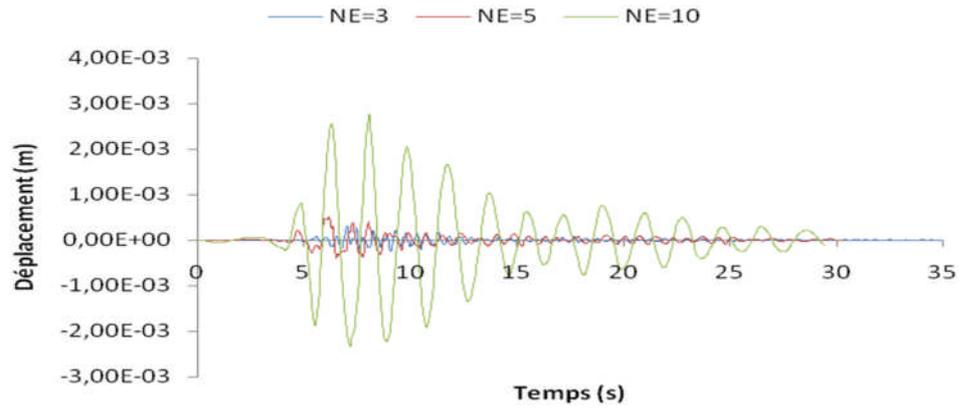


Figure 2.8 a : déplacement horizontal au point A

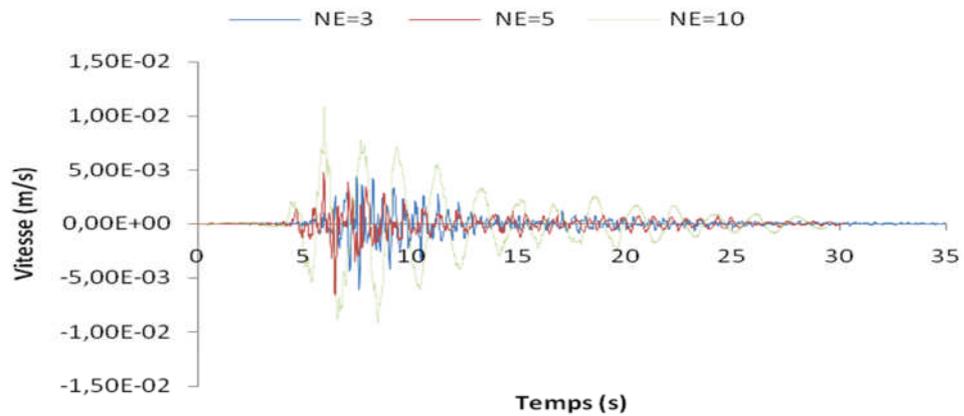


Figure 2.8 b : vitesse au point A

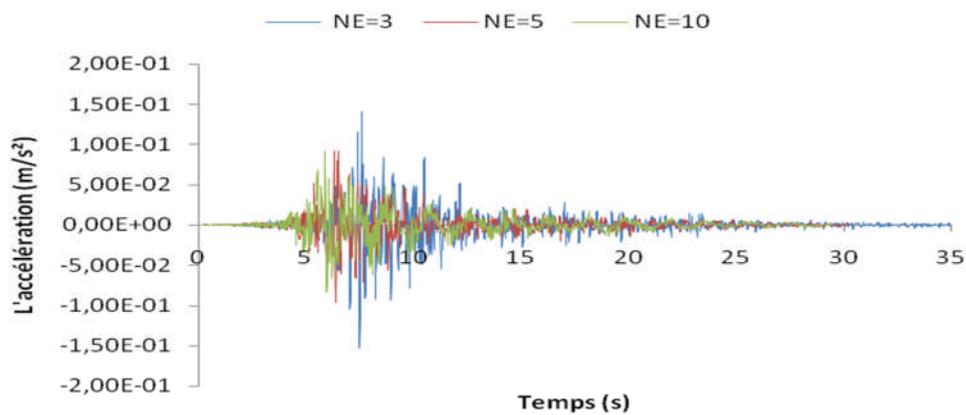


Figure 2.8 c : l'accélération au point A

Les figures de 2.8.a jusqu'à 2.8.c représentent une comparaison entre les réponses des bâtiments à différents niveaux dans le cas ISS. Concernent la première figure qui représente la variation de déplacement, on remarque que le déplacement augmente avec l'augmentation de nombre des niveaux des bâtiments. Pour la différence entre le cas ISS et le cas fixe, on déduit

que cette différence diminue si on ajoute des étages. Par exemple, pour un portique à un seul étage la différence est égale à **79%** et pour 3 étages on a **50%** et enfin pour 10 étages, la valeur devient **24%**. La figure 2.8.b et 2.8.c on a relevé les mêmes remarques. En revanche, pour la dernière figure, on observe qu'à partir de 5 étages l'accélération de cas ISS devient inférieure à celle du cas fixe.

Tous les résultats des graphes sont résumés dans le tableau 2.4.

Tableau 2. 4 : résultats des réponses sismiques

		U(mm)	V(m/s)	A(m/s ²)
1 étage	FIXE	6,4051x10 ⁻²	0,00254	0,1271
	ISS	2,4933 x10 ⁻¹	0,0111	0,4847
	Diff	79%	77%	74%
3 étages	FIXE	0,049814	0,012392	0,4353
	ISS	0,099125	0,01907	0,4772
	Diff	50%	35%	9%
5 étages	FIXE	1 ,0015	0,0139119	0,30985
	ISS	1,5623	0,020098	0,2905
	Diff	36%	30%	-6%
10 étages	FIXE	6,3656	0,2978	0,309
	ISS	8,36282	0,032659	0,2768
	Diff	24%	10%	-8%

c. Portique à plusieurs ouverture et plusieurs étages

L'exemple traité dans le paragraphe précédent concerne un portique à une seule ouverture, alors qu'en réalité un bâtiment est constitué de plusieurs ouvertures dans les deux sens horizontaux.

Dans cette partie, on considère des bâtiments à 3, 5 et 10 niveaux en prenant 2 ouvertures suivant X et 3 ouvertures dans la direction Z. En sachant que (X, Z) représentent les deux directions horizontales.

Les figures 2.9.a à 2.9.c représentent respectivement les déplacements, vitesses et accélérations au point référence 'A'. Tout d'abord, nous remarquons que les courbes de chaque figure représentent les mêmes allures. Egalement, le cas de 10 étages présente une

période plus importante que les deux autres cas. A la fin de l'excitation, le déplacement reste loin du zéro (figure 2.9.a), ce qui signifie qu'il faut plus de temps pour une structure à 10 niveaux pour s'amortir qu'une structure à 3 ou 5 étages. Cette particularité est spécifique à la non-linéarité géométrique qui devient plus significative dans des bâtiments plus élancés.

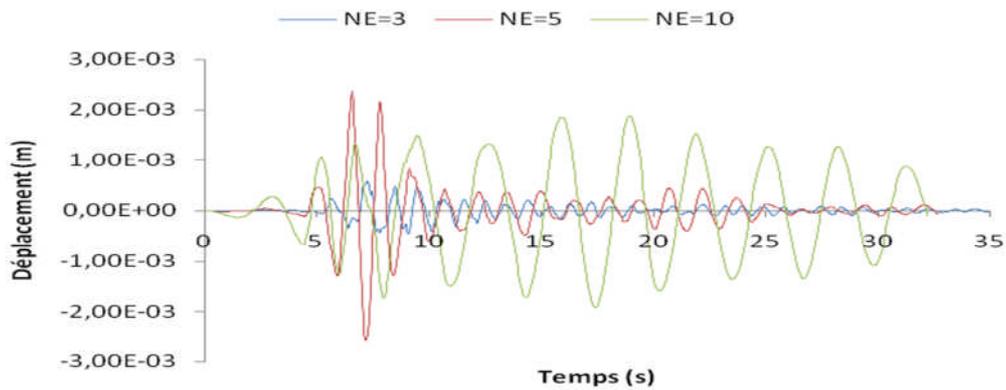


Figure 2.9 a : Déplacement horizontal au point A

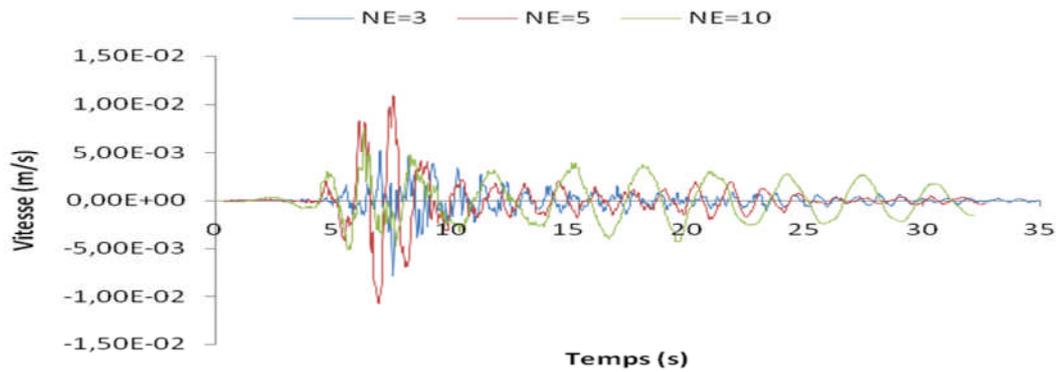


Figure 2.9 b : vitesse au point A.

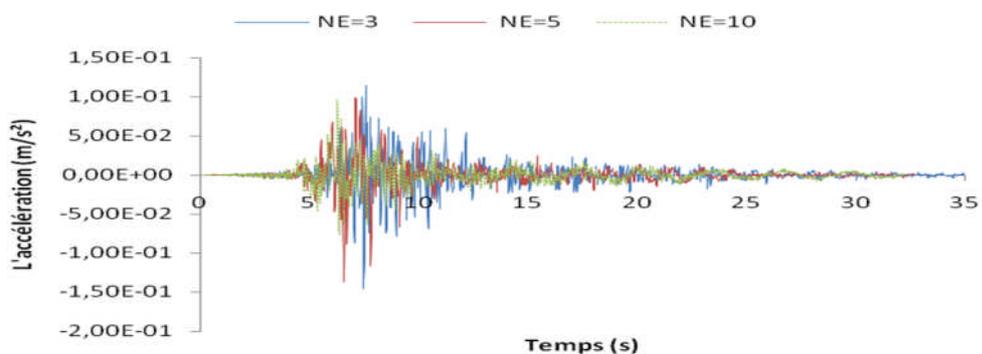


Figure 2.9 c : l'accélération au point A

Le déplacement de L'ISS augmente de **83 %** vis-à-vis de l'encastrement pour un portique à 5 étages alors qu'on relève une diminution dans le cas d'un bâtiment à 10 étages et les figure 2.10 explique brièvement cette diminution.

Concernent la vitesse de L'ISS, elle augmente de **51 %** que celle de l'encastrement (tableau 2.5). Pour les vitesses, le cas ISS et d'après la figure 2.9.b on peut déduire qu'il n'y a pas une grande différence si on change la hauteur de bâtiment.

Pour l'accélération, L'ISS présente une augmentation de **37 %** que dans le cas encastrement pour un bâtiment à 5 niveaux, alors que cette différence est modérée pour un bâtiment à 10 étages. Tous les résultats sont résumés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : résultats des réponses sismiques

		U(mm)	V(m/s)	A(m/s ²)
3 étages	FIXE	0,7552	0,0142	0,3741
	ISS	1,7937	0,0244	0,4446
	Diff	58%	42%	16%
5 étages	FIXE	1,3499	0,0163	0,2638
	ISS	7,8177	0,0328	0,4162
	Diff	83%	50%	37%
10 étages	FIXE	6,4695	0,0280	0,2965
	ISS	5,8125	0,0229	0,2878
	Diff	-10%	-18%	-3%

Au niveau de 10 étage, on observe que le déplacement de l'ISS est inférieur à celui de l'encastrement avec un pourcentage de **10%**, on peut expliquer ceci avec les figure 2.10.a et 2.10.b.

le déplacement au niveau de la base dans chaque poteau suivant l'axe Z (figure 2.10.c), on remarque que le déplacement à la 1^{ère} ligne est plus important par rapport à la ligne 02 et 03 jusque 04. Cette variation est non linéaire ceci peut s'expliquer par le fait que les ressorts sur la première ligne sont freinés par les ressorts des autres lignes. Egalement, les ressorts de la lignes 2 sont influencés par ceux des lignes supérieures (ligne3 et ligne4) et ainsi de suite. Il existe donc une interaction entre les différentes lignes de ressorts, ce qui va diminuer de l'intensité des déformations. En effet, à un moment donné des ressorts de la ligne1 changent de la direction d'oscillation alors que les autres lignes continuent dans la même direction ce qui crée une réaction négative pour les ressorts de la ligne1.

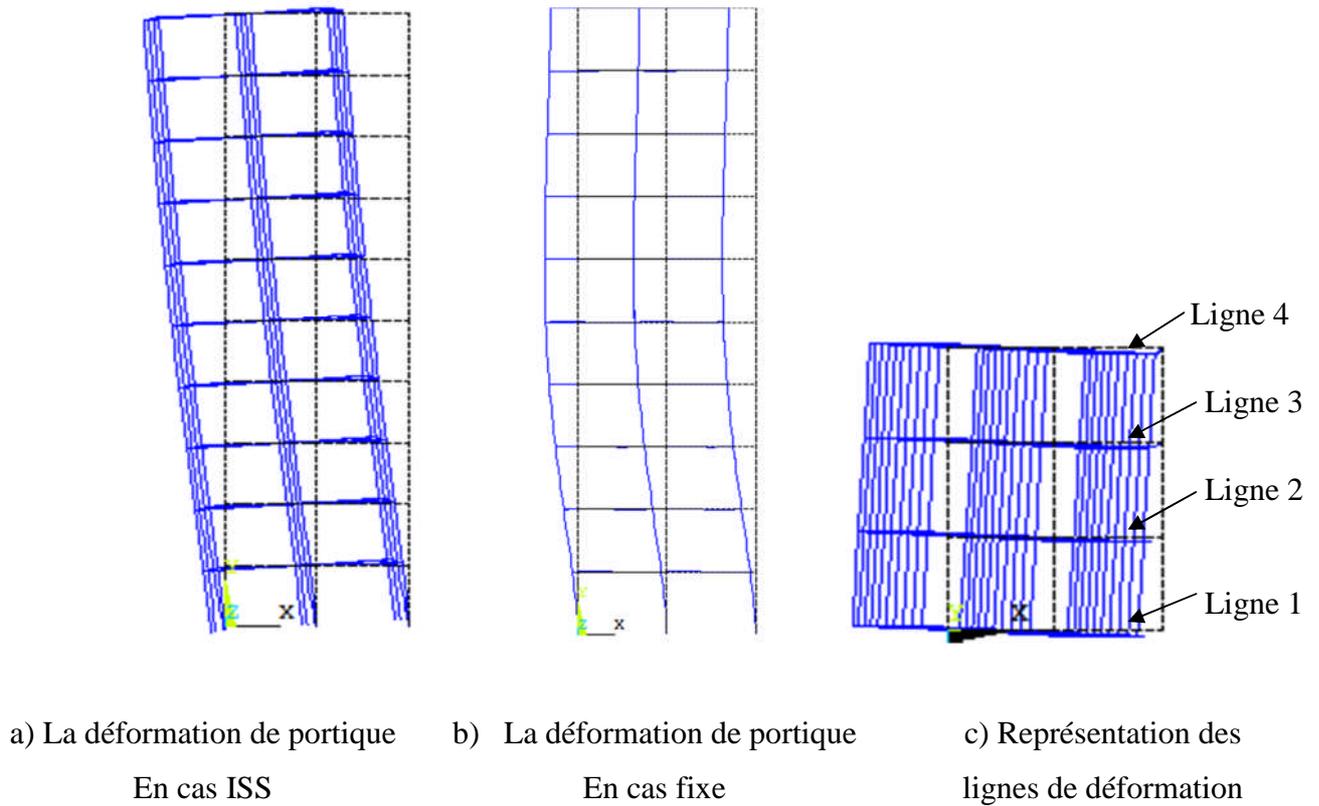


Figure 2.10 le déplacement des nœuds dans le cas fixe et en ISS

2.2.1 Cas de Ain Temouchent

a. Portique à un niveau

Nous avons considéré dans cette partie un séisme plus faible que celui de Boumerdès afin de voir l'influence de l'ISS sur les bâtiments pour ceci, nous avons choisi le séisme d'Ain Temouchent que nous avons appliqué aux différents cas traités précédemment (Boumerdès).

Les même remarque a été observé que le cas de Boumerdès que la différence ente le cas ISS et fixe dans le cas d'un séisme fort est plus importante que celui d'un séisme faible. Nous représentons en graphes les résultats trouvés (figure 2.11.a à 2.11.c).

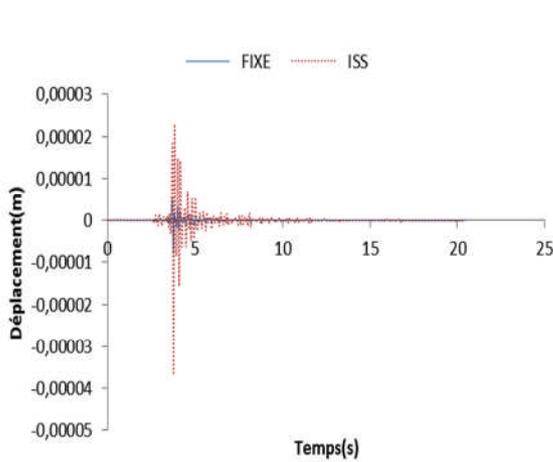


Figure 2.11. a Déplacement horizontal au point A

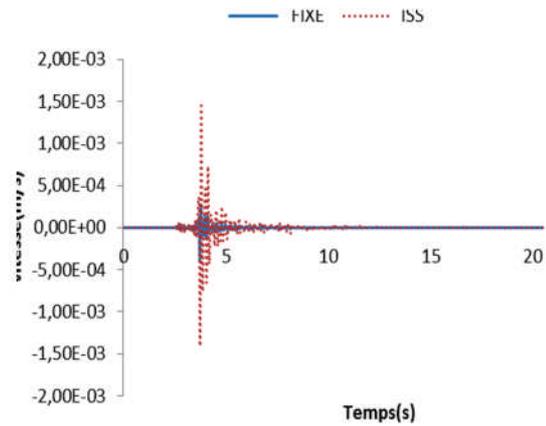


Figure 2.11. b La vitesse au point A

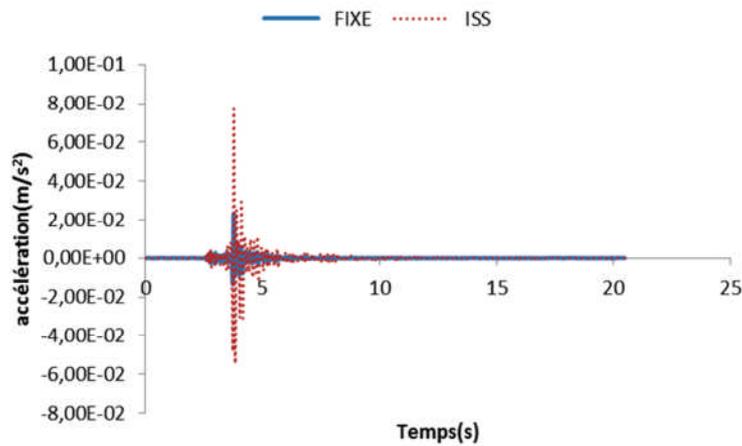


Figure2.11. c : l'accélération au point A.

b. Portiques à plusieurs étages

De la même manière, nous exprimons les trois cas traités (3, 5 et 10 étages) sur les figures 2.12.a à 2.12.c. La même remarque en ce qui concerne les déplacements a été soulevée, à savoir les périodes dans le cas de 10 étages sont plus importantes que les deux autres cas. En ce qui concerne les vitesses et accélérations, les résultats sont similaires pour les trois cas traités.

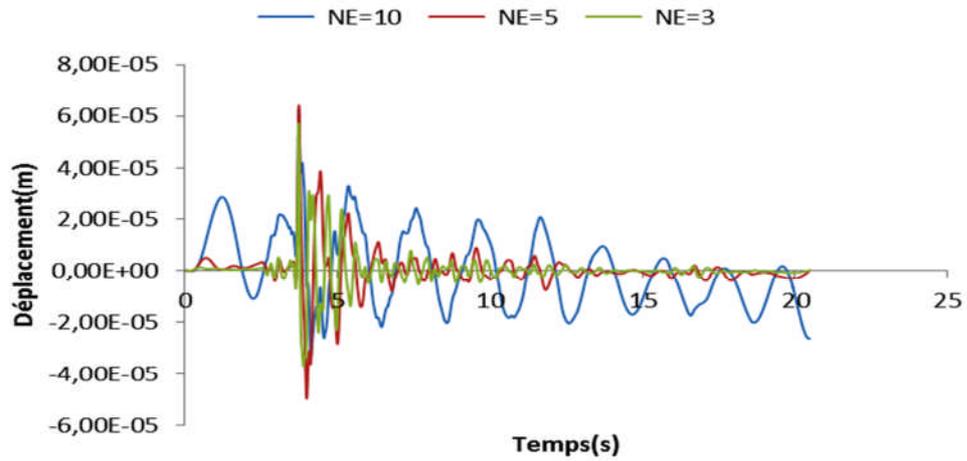


Figure 2.12. a Déplacement horizontal au point A

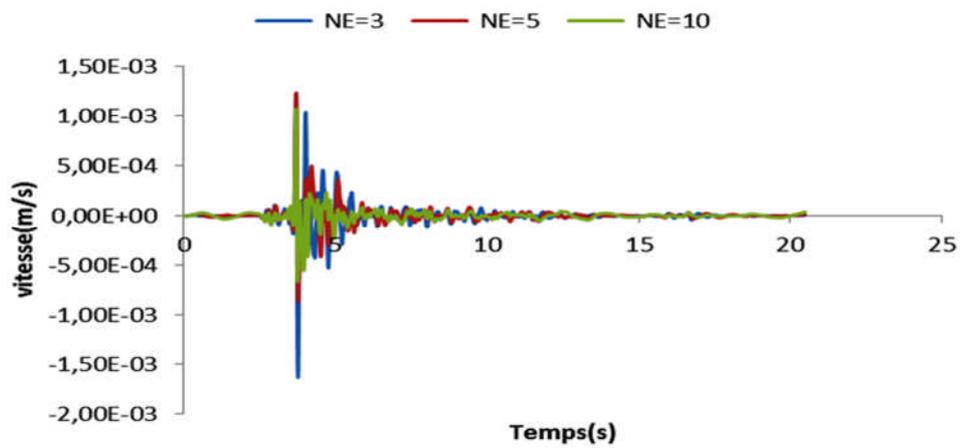


Figure 2.12 b : la vitesse au point A.

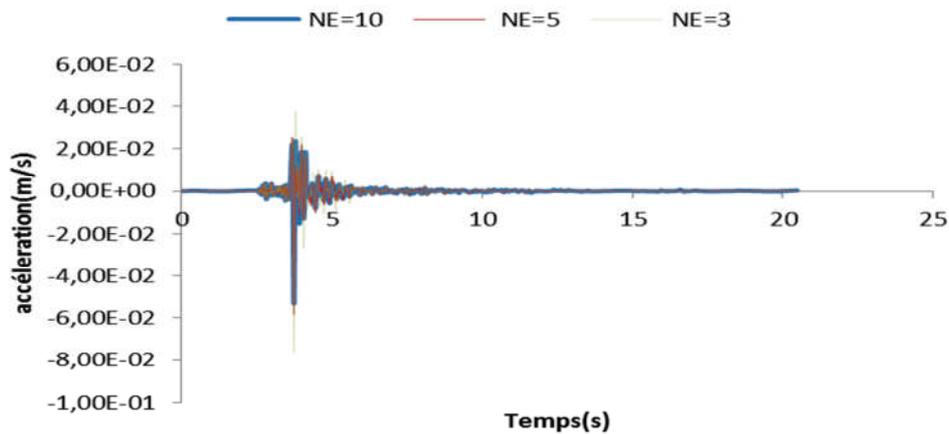


Figure 2.12 c : l'accélération au point A

Nous représentons également la comparaison entre les différents cas ISS et fixe en annexe A.2. Le tableau 2.4 récapitule les valeurs maximales de chaque cas.

Tableau 2. 6 : résultats des réponses maximales de N niveaux.

		U(mm)	V(m/s)	A(m/s ²)
3 étages	FIXE	5,28421x10 ⁻³	0,00085848	0,045788
	ISS	5,71976x10 ⁻²	0,0011954	0,0381416
	Diff	90,76%	28,22%	-70,26%
5 étages	FIXE	5,48605x10 ⁻²	0,00109283	0,0231957
	ISS	6,41464x10 ⁻²	0,00122837	0,0253926
	Diff	14,48%	11,08%	8,65%
10 étages	FIXE	5,71638x10 ⁻²	0,00106755	0,0241878
	ISS	6,2803x10 ⁻²	0,00104357	0,0236555
	Diff	8,97%	-2,99%	-2,20%

Plusieurs remarques peuvent être déduites de ce tableau :

1. Quel que soit le nombre d'étages le déplacement dans l'état ISS est plus grand que celui du cas fixe.
2. Si on ajoute plus d'étages la différence entre cas ISS et fixe va diminuer et on peut voir ça dans le pourcentage d'augmentation par exemple pour un portique d'un étage le pourcentage est égal à **56,5476%** et dans le cas où on ajoute deux autres étages, le pourcentage va diminuer à **27,76%**.
3. D'après les figures, on peut voir un décalage du temps de **0,75s** à la valeur maximale entre le système encasté et ISS dans le cas de portique à 1 seul étage.

Concernant la vitesse on remarque que les valeurs maximales varient entre **0,273705mm/s** et **1,06755mm/s** dans le cas fixe et entre **1,4465mm/s** et **1,04357mm/s** dans le cas ISS. Ces valeurs montrent que la vitesse dans le système où on utilise des ressorts (combine 14) est plus importante que dans le système encasté.

Enfin, pour l'accélération maximale, on remarque que les valeurs obtenues pour les deux cas sont très proches.

Mais dans le cas de séisme de Boumedés, les valeurs maximales de déplacements, vitesses et accélérations sont plus importantes que dans le cas de séisme d'Ain Temouchent, et ceci revient au degré de sismicité.

c. Portique à plusieurs ouverture et plusieurs étages

On ce qui concerne les résultats de plusieurs ouvertures, nous avons considéré un cas où, on a 2 ouvertures suivant X et 3 ouvertures suivant la direction Z.

D'après la figure 2.13.a on remarque que si le nombre d'étages augmente donc il faut plus de temps pour que la structure s'amortie, aussi on peut voir que le déplacement des portiques est différent à la première seconde, pour les déplacements de bâtiment au niveau du point A. On déduit qu'il n'y a pas une grande différence entre une structure à 3 et 5 niveaux. Pour la vitesse et l'accélération, on remarque que les valeurs des 3 exemples sont proches.

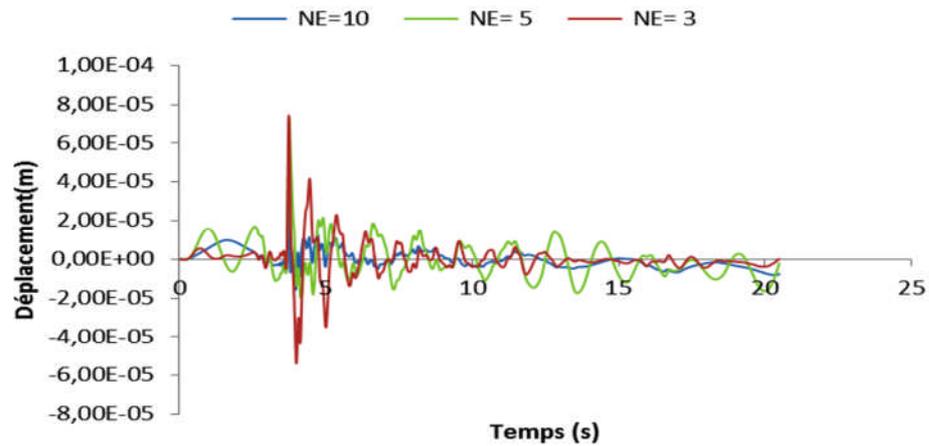


Figure 2.13 a : le déplacement au point A

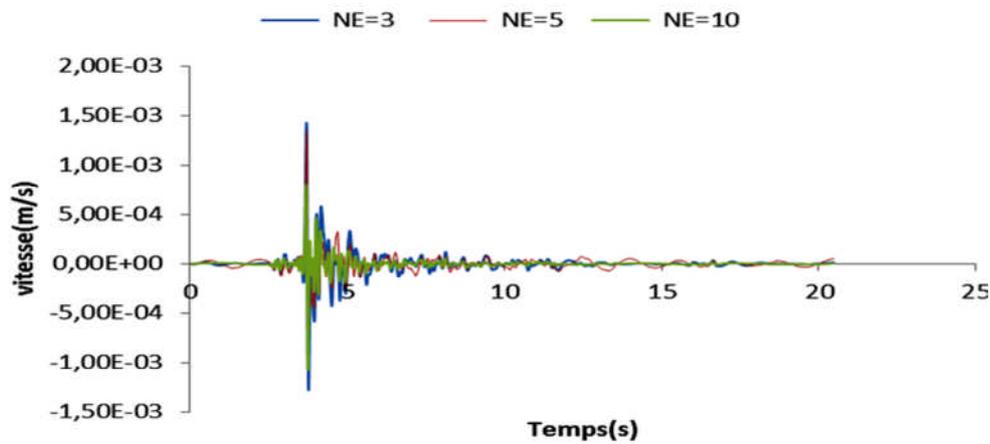


Figure 2.13 b : la vitesse au point A

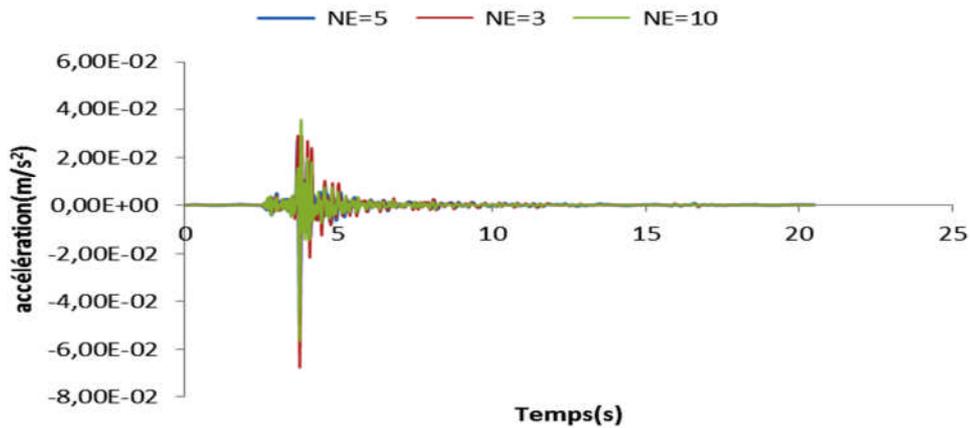


Figure 2.13 c : l'accélération au point A.

Si on compare ces résultats avec les résultats du cas de Boumerdès, on remarque que les déplacements, vitesses et accélération pour les différents exemples traités sont plus importants que ceux trouvés dans le cas de Ain Temouchent. Pour le déplacement du bâtiment à 10 étages, on voit que pour le cas de Ain Temouchent, on a toujours des valeurs importantes dans le cas ISS que celui encasturé. En revanche, pour le séisme de Boumerdès, le cas fixe est plus grand que le cas ISS.

Dans le tableau 2.5 on remarque que le déplacement maximal dans le cas ISS reste toujours supérieur au cas fixe. Pour la vitesse de cas où on prend l'ISS, la valeur varie entre **1,0252 mm/s** et **1,04675 mm/s** est ces valeurs démontrent que la vitesse dans le cas ISS est plus grand que le cas fixe.

Concernent l'accélération on remarque le pourcentage augmente à part le portique de 3 étages où on a une diminution de pourcentage.

Tableau 2. 7 : résultats des déplacements vitesses et accélération de cas plusieurs ouvertures

		U(mm)	V(m/s)	A(m/s ²)
3 étages	FIXE	4,96629x10 ⁻²	0,0010252	0,0340437
	ISS	7,44164*10 ⁻²	0,00142586	0,0291266
	Diff	33,26%	28,10%	-15,42%
5 étages	FIXE	5,62872*10 ⁻²	0,00107171	0,0222707
	ISS	7,22516*10 ⁻²	0,00134466	0,0273525
	Diff	22,02%	28,10%	15,42%
10 étages	FIXE	4,8634*10 ⁻²	0,00102789	0,024761
	ISS	5,9585*10 ⁻²	0,00104675	0,0226668
	Diff	15,26%	6,96%	-8,33%

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre une étude transitoire a été réalisée en considérant la non-linéarité géométrique, c'est-à-dire grands déplacements. On a traité des portiques avec différents niveaux et on applique deux types de séismes, un fort et l'autre faible. D'après cette étude, nous avons démontré que plus la hauteur de bâtiment augmente plus la différence entre le cas ISS et fixe diminue. Egalement, la non linéarité géométrique est bien visible dans le cas de bâtiment à 10 étages. La structure réagit d'une manière différente que pour des structures moins élevées.

Le chapitre 3 sera consacré à la non--linéarité de contact tout en gardant la non-linéarité géométrique.

Chapitre 3 :
Influence de la non- linéarité de
contact et matérielle

3.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons introduire deux types de non-linéarités Tout d'abord, nous considérons une non-linéarité de statut en introduisant des éléments de contact entre la fondation et le sol d'assise. Après quoi nous rajoutons en seconde partie la non-linéarité matérielle. Dans cette dernière, nous considérons un comportement élasto-plastique du sol.

3.2 La non-linéarité de contact

Dans cette partie une modélisation bidimensionnelle est étudiée, dans laquelle une non-linéarité de contact est considérée. Cette approche, nous permettra de voir l'influence de ce type de non-linéarités sur les structures de type bâtiment. Ainsi comparer les résultats trouvés aux modèles traités dans le chapitre précédent. A savoir, les éléments de type ressorts. En effet, le modèle bidimensionnel traité peut s'approcher plus du modèle réel.

Pour raison de simplification, seul le modèle de référence sera considéré. Donc, les comparaisons vont concerner que les deux modèles, encasté et en considérant l'ISS, par moyen d'éléments ressorts de type COMBIN14. Tout en gardant bien sûr, la non-linéarité géométrique considérée au chapitre 2.

3.2.1 Modélisation

Une approche numérique est utilisée en considérant la méthode des éléments finis moyennant le logiciel de calcul (Ansys). La structure modélisée est représentée sur la figure (3.1). Il s'agit d'une structure en béton ayant les mêmes caractéristiques considérées dans le chapitre précédent en modélisant le sol par des éléments quadrilatéraux de type plaque à quatre nœuds, appelés (PLANE 42), figure 3.2, ainsi que la structure. Celle-ci repose sur des semelles superficielles carrées en béton de 2 m de côté.

Nous avons considéré également une profondeur de 50 m sur une largeur de 105 m, afin d'éliminer tout effet contraignant du sol sur la structure, et qui vient fausser les résultats.

Cinq types d'analyses transitoires sont traités, tout en considérant plusieurs profondeurs de l'excitation sismique. Ces analyses concernent toujours les deux séismes traités (Boumerdès et Ain-Temouchent). Ces profondeurs ont été considérées afin de modéliser au mieux la position de la secousse et son effet sur les déplacements, vitesses et accélérations.

- ✓ 1^{ère} analyse : Séisme appliqué sur une couche de 10m à une profondeur de 40 m de la structure.
- ✓ 2^{ème} analyse : Séisme appliqué sur une couche de 20m à une profondeur de 30 m.
- ✓ 3^{ème} analyse : Séisme appliqué sur une couche de 30m à une profondeur de 20 m.
- ✓ 4^{ème} analyse : Séisme appliqué sur une couche de 40m à une profondeur de 10 m.
- ✓ 5^{ème} analyse : Séisme appliqué sur tout le sol

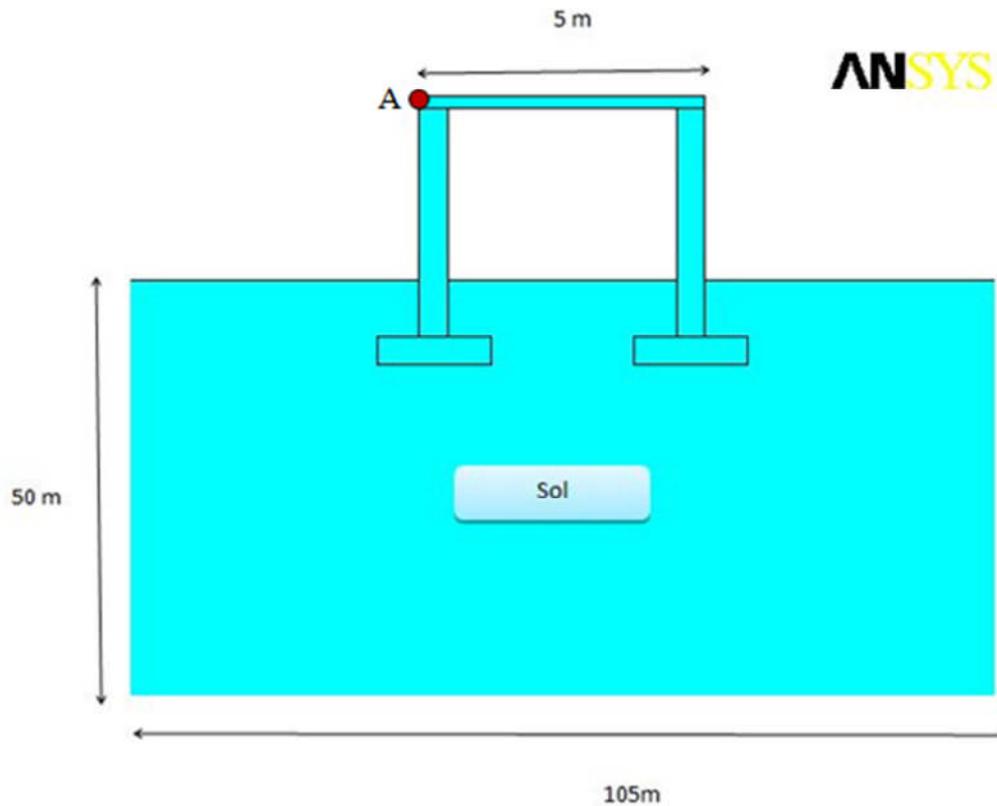


Figure 3.1: modélisation du sol

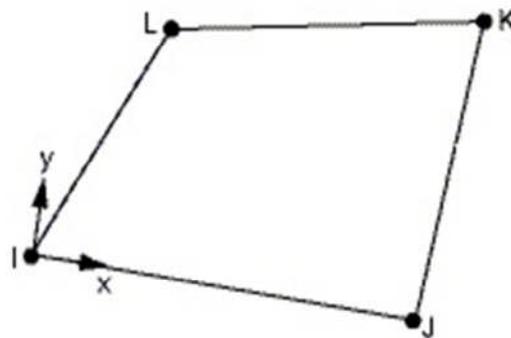


Figure 3.2 : Elément fini quadrilatéral PLANE 42

Le modèle géométrique représenté en figure 3.3 a été fait d’une manière très explicite afin d’appliquer le chargement plus facilement. Nous avons considéré cinq couches de 10 m d’épaisseur. Au niveau de la dernière couche un substratum a été considéré. C'est-à-dire, que nous bloquons les déplacements (U_x et U_y) au niveau de la profondeur 50m. En revanche sur les parties latérales, nous ne bloquons que les déplacements horizontaux ($U_x=0$). La figure 3.4 représente le maillage adopté pour notre étude.

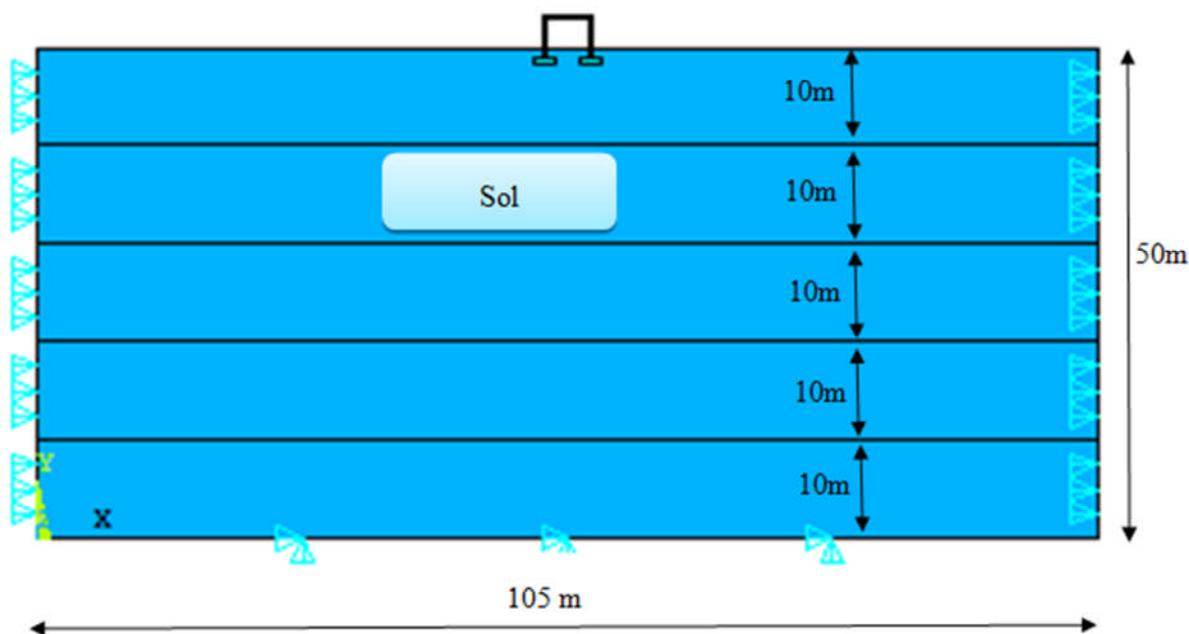


Figure 3. 3 : couches de sol considérées

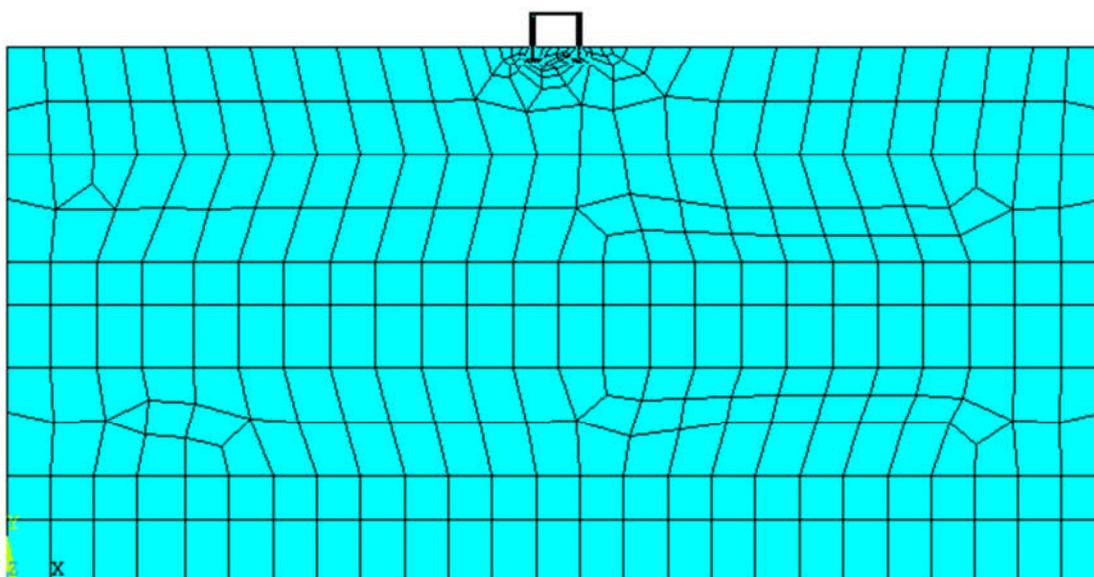


Figure 3.4. Maillage du système sol-fondation-structure

a. Caractéristique des matériaux

Le sol est considéré comme homogène, isotrope et élastique et ses propriétés sont les suivantes : un module de Young de 52MPa, un coefficient de Poisson égal à 0.3 et un poids volumique de 2000 kN/m.

Les propriétés de la fondation (en béton armé) sont les suivantes : un module de Young de 32000MPa, un coefficient de Poisson de 0.2, un poids volumique de 2450 kN/m et un coefficient de frottement (sol-fondation) μ de 0.1

On applique un amortissement de 5% pour le sol et la structure.

b. Application du contact

Pour appliquer le contact, nous avons besoin de définir les deux paramètres essentiels pour ceci. A savoir, le contact (Contact) et la cible (Target). Le premier représente la partie du modèle déformable, et le second représente la partie rigide. C'est-à-dire, si nous cherchons à étudier le comportement de la superstructure, dans ce cas là, il faut définir la partie structure comme contact et la partie sol comme cible et vis versa. Si nous nous intéressons à la partie sol nous la définissons comme contact et la structure comme cible. Dans notre cas nous avons maillé la structure et le sol ce qui permet d'utiliser un contact flexible entre les deux structures. C'est-à-dire une qui influe sur l'autre. Dans ce cas là, il n'y a pas de différence entre la partie contact et la partie cible.

Pour définir ces éléments contacts, il s'agit des éléments finis d'épaisseur nulle qui viennent relier nœuds à nœuds, les deux parties de maillages (Contact et Target) (figure 3.5) tout en restant flexible au mouvement de chaque paire de nœuds reliés.

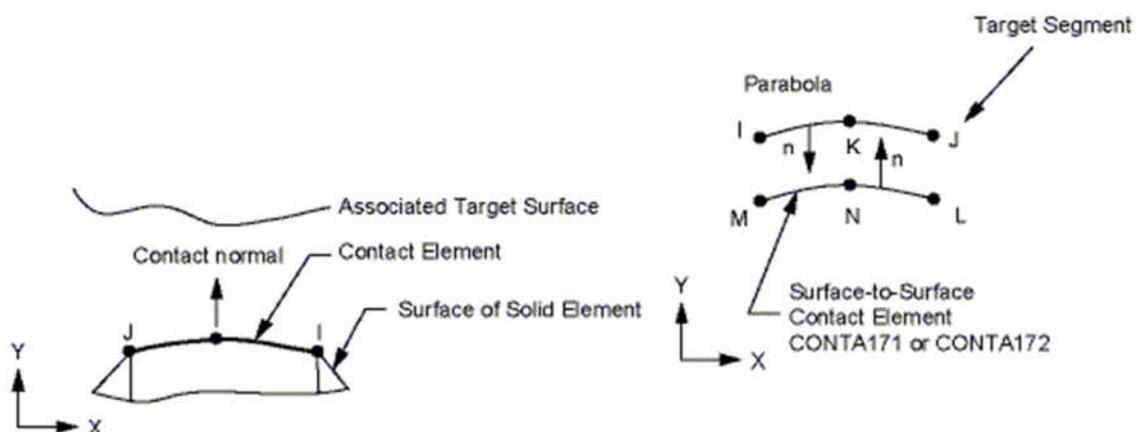


Figure 3.5 éléments de contact (CONTA172 & TARGE169)

Le contact est appliqué aux interfaces fondations-sol. Il se fait entre les deux lignes superposées représentant la fondation et le sol. La fenêtre de la figure 3.6 s'ouvre où la mention « line » et sélectionnée par défaut ainsi que le type de la cible. Vu que le sol est également maillé, le contact est considéré comme flexible ; c'est-à-dire que les deux corps se déforment. Nous définissons la partie cible en cliquant sur le bouton « Pick Target » et en allant définir les parties concernées. De la même manière sera définie la partie contact, en procédant à l'étape suivante « Next> ».

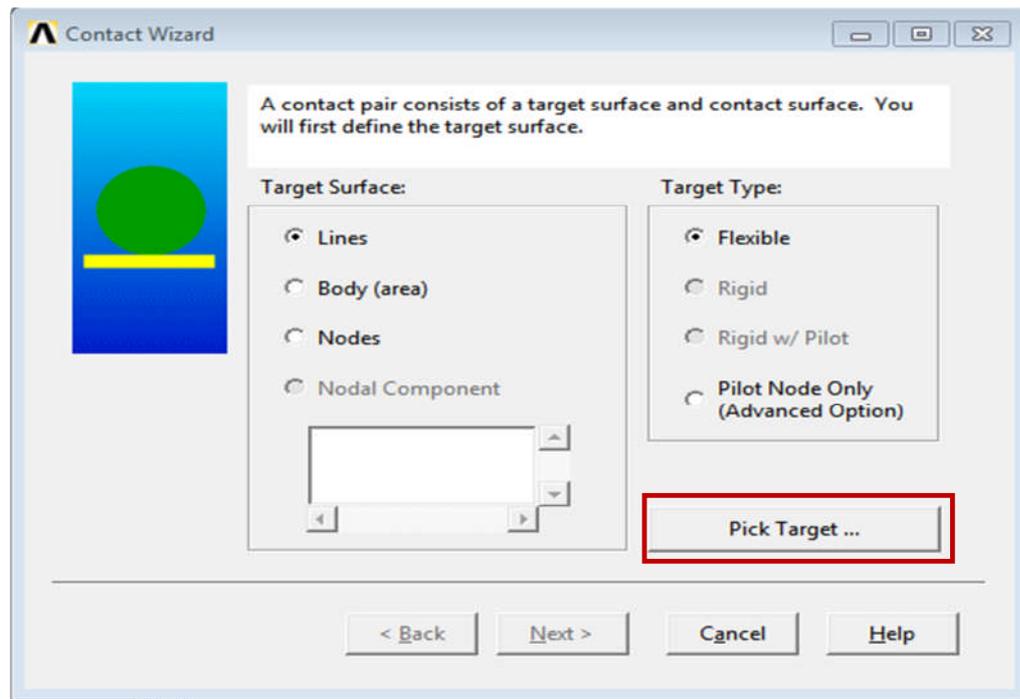


Figure 3.6 : affectation de contact sol-structure

Nous avons pris une tolérance très minime pour que les deux corps ne puissent pas se mélanger en affectant un coefficient de pénétration de 1×10^{-30} (figure 3.7).

Après quoi le type de contact a été défini. En effet, nous pouvons avoir plusieurs types de comportement (standard, collé, collé toujours ou initialement, rugueux ...etc.). Dans notre cas un comportement collé tout le temps a été adopté « bonded always » (figures 3.7 et 3.8) car quelque soit le déplacement de la structure, elle restera toujours collée au sol par effet de gravité.

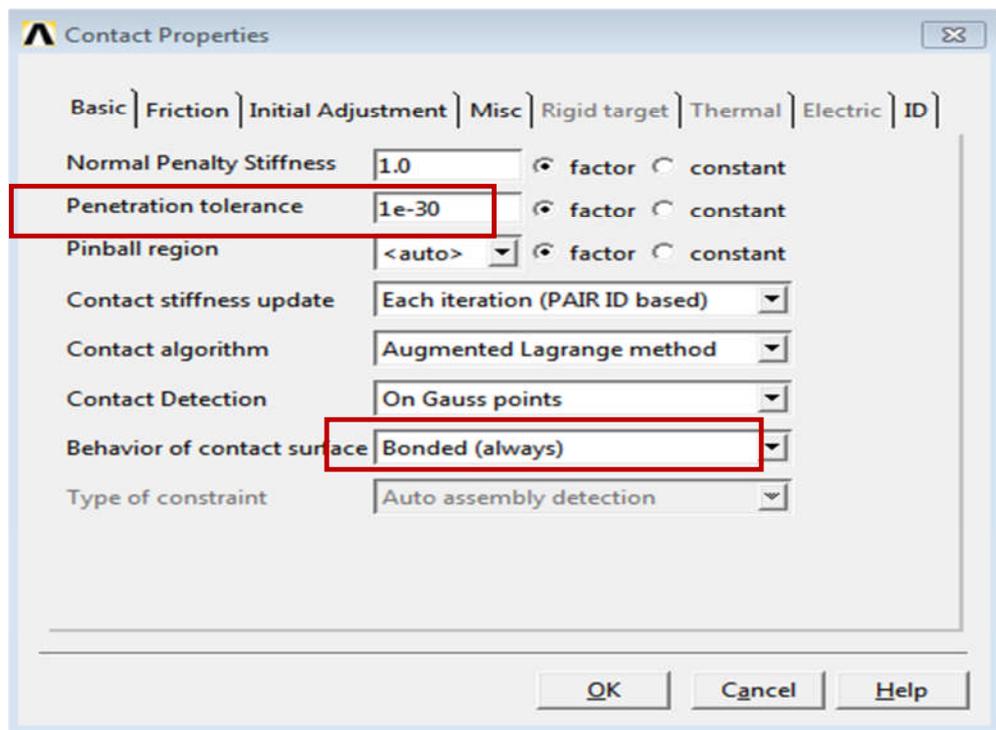


Figure 3.7 : Réglage des paramètres de contact

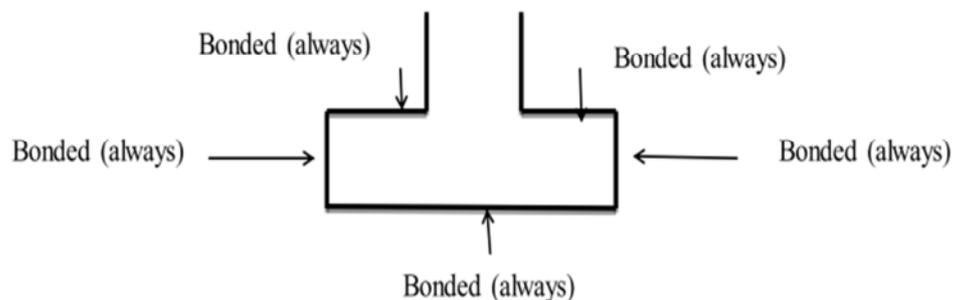


Figure 3.8: types de contact entre le sol et la fondation

3.2.2. Résultats et interprétations

Une analyse transitoire a été réalisée en introduisant les accélérogrammes relatifs aux séismes de Boumerdès (2003) et celui de Ain-Temouchent (1999). Les résultats seront interprétés en se référant aux ceux trouvés en utilisant les éléments ressorts et le cas fixe.

a. Cas de Boumerdès

La direction du séisme considérée est celle de la direction x de notre repère. Cinq analyses ont été faites, où nous avons fait varier l'épaisseur de la couche de sol excitée par le séisme, comme nous l'avons précisé au paragraphe 3.2. Nous représentons sur les graphes les accélérations et déplacements. Après chaque résultat, nous avons relevé les valeurs maximales que nous avons comparées avec les cas déjà traités au chapitre 2. Nous résumons ensuite ces différentes comparaisons dans le tableau 3.1. Tout d'abord, il faut noter que les allures des courbes trouvées pour les différents cas sont similaires, ce qui nous a permis de représenter un cas de figure. Effectivement, nous représentons sur les figures 3.9 et 3.10 les résultats trouvés dans le cas d'une excitation appliquée sur une couche de sol de 10 m à 40 m de profondeur vis-à-vis de la structure. Les résultats sont relevés au point référence utilisé précédemment, il s'agit du point situé à l'étage « Point A, figure 3.1 ».

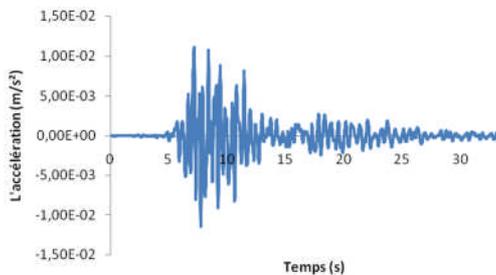


Figure 3.9 : l'Accélération au point référence A

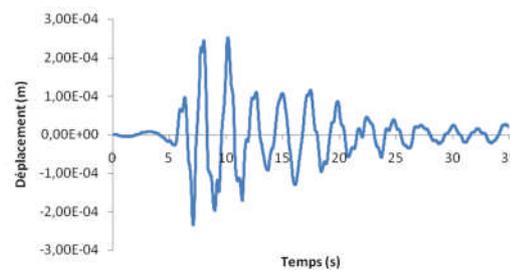


Figure 3.10 : Déplacement horizontal au point A

Tableau 3.1 : Comparaison des valeurs maximales (Boumerdès)

Epaisseur de la couche de sol excité	Déplacement max(mm)	Accélération max(m/s ²)
50 m	5,75	0,2684
40m	3,87	0,1046
30m	2,23	0,0724
20m	1,00	0,0393
10m	0,251	0,0114
Valeurs ISS	0,29	0,48
Valeurs Fixe	0,0064	0,12

D'après les valeurs mentionnées dans le tableau 3.1, nous remarquons que les déplacements maximums dépassent largement les valeurs obtenues en considérant le modèle fixe. En effet, le déplacement est pratiquement nul au niveau du point A, alors qu'il est nettement supérieur en considérant les modèles avec ISS. En revanche, les valeurs trouvées en utilisant le modèle 2D sont comparables aux celles trouvées par la méthode ISS en utilisant les ressorts COMBIN14. Nous pouvons constater que les valeurs les plus proches sont celles en considérant une excitation à une profondeur de 40 m. Ce qui veut dire que pour considérer les valeurs ISS, nous supposons que le séisme s'est produit à 40 m de la surface libre.

Maintenant, si nous regardons les accélérations, nous remarquons que les valeurs trouvées sont beaucoup plus petites vis-à-vis du cas ISS. Cette variation va de 2 fois plus jusqu'à 42 fois, si nous considérons le cas où nous avons trouvés les mêmes déplacements (40 m de profondeur).

Nous pouvons conclure que le cas ISS présente une majoration des accélérations. En ce qui concerne le cas fixe, la valeur de l'accélération est comparable aux cas 2D considérés. Il faut noter que seule la valeur où l'excitation est considérée pour tout le sol dépasse l'accélération fixe.

b. Cas de Ain-Temouchent

La même démarche a été suivie que le cas précédent. Nous représentons en graphes les résultats trouvés. Les courbes ont les mêmes allures pour les cinq cas traités. Nous illustrons en figures 3.11 jusqu'à 3.14 les deux cas suivants :

- Une couche de 30 m à une profondeur de 20 m.
- Une couche de 40 m à une profondeur de 10 m.

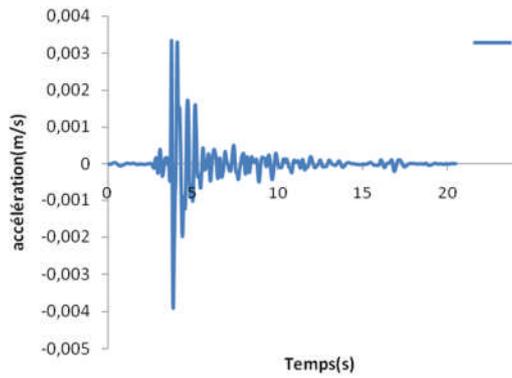


Figure 3.11 : L'accélération au point A pour une couche de 30m

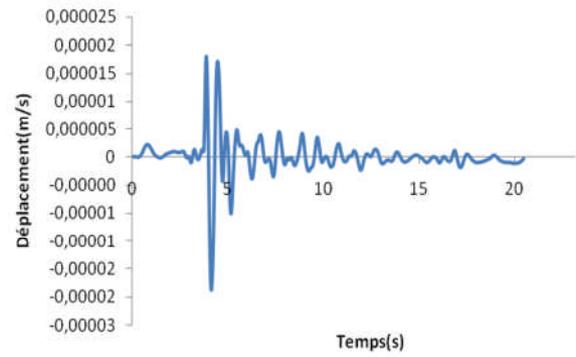


Figure 3.12 : Déplacement Horizontal Ux pour une couche de 30m

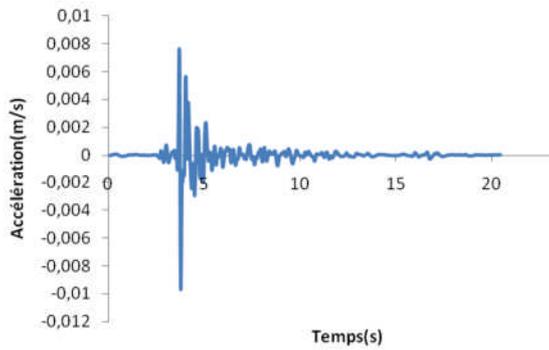


Figure 3.13 : L'accélération au point A pour une couche de 40m

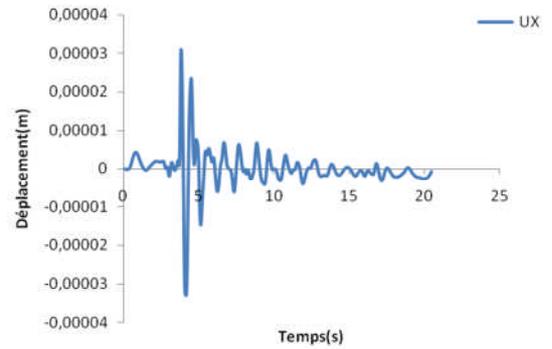


Figure 3.14: Déplacement horizontal Ux pour une couche de 40 m

Comme pour le cas de Boumerdès, nous représentons dans le tableau 3.2 la comparaison des déplacements et accélérations maximums relatifs au cas de Ain-Temouchent.

Tableau 3.2 : Comparaison des valeurs maximales (Ain-Temouchent)

Epaisseur de la couche de sol excité	Déplacement max(mm)	Accélération max(m/s ²)
50m	$4,703.10^{-2}$	0,0230
40m	$3,294.10^{-2}$	0,0097
30m	$2,381.10^{-2}$	0,0039
20m	$9,516.10^{-3}$	0,00193
10m	$3,443.10^{-3}$	0,000638
Valeurs ISS	$2,29.10^{-2}$	0,07
Valeurs Fixe	$5,28.10^{-3}$	0,022

D'après les résultats obtenus, nous relevons la même remarque faite dans le cas de séisme de Boumerdès. A savoir, les déplacements trouvés en calcul ISS sont comparables au cas 2D traité dans ce chapitre. Cette valeur double pratiquement pour une excitation du sol entier (50m). La valeur ISS correspond à une profondeur vers les 30 m. Alors que dans le cas fixe cette valeur est largement comparable à une excitation plus faible, correspondant à une profondeur de plus de 40m. En revanche, les valeurs des accélérations trouvées pour les différentes profondeurs sont comparables au cas fixe. En effet, l'accélération la plus importante correspondant à une excitation totale du sol qui est de $0,023\text{m/s}^2$ correspond exactement au cas fixe, et qui vaut $0,022\text{m/s}^2$. Si nous regardons le cas ISS, la valeur est trois fois plus le maximum trouvé par les deux autres cas (Fixe et 2D).

Les résultats trouvés ici viennent réconforter ceux trouvés pour le cas de Boumerdès à savoir, les modèles ISS traités aux chapitres 2 viennent pour représenter d'une manière les déplacements, mais majorent largement les accélérations. Alors que le modèle fixe reste représentatif pour ces dernières et figure non représentatif pour les déplacements.

3.3 La non linéarité matérielle

Cette partie du travail est consacrée à la non-linéarité matérielle que nous allons considérer pour le sol d'assise. Nous avons repris le même modèle traité au paragraphe précédent, c'est-à-dire en considérant les deux non-linéarités (géométrique et de contact) et en

introduisant une loi de comportement d'un sol de nature argileuse. Il s'agit d'une argile blanche avec forte proportion de Kaolinite.

Le comportement de sol a été considéré en entrant une courbe représentative $\sigma=f(\epsilon)$. Où σ représente la contrainte et ϵ étant la déformation. Cette courbe a été déterminée expérimentalement par essai triaxial. Les résultats sont à comparer à ceux trouvés jusqu'à présent.

3.3.1 Présentation de modèle

Nous reprenons le modèle référence traité précédemment en introduisant cette fois-ci une non-linéarité relative au matériau sol. A partir de la courbe $\sigma = f(\epsilon)$, nous avons pu calculer le module de Young qui est de 87 MPa. La valeur reste du même ordre de grandeur que les chapitres précédents (52 MPa). Pour le coefficient de Poisson, nous avons opté pour une valeur de 0,3. La masse volumique utilisée est de 2000 kg/m^3 . Quand à l'amortissement, il est pris égal à 5%.

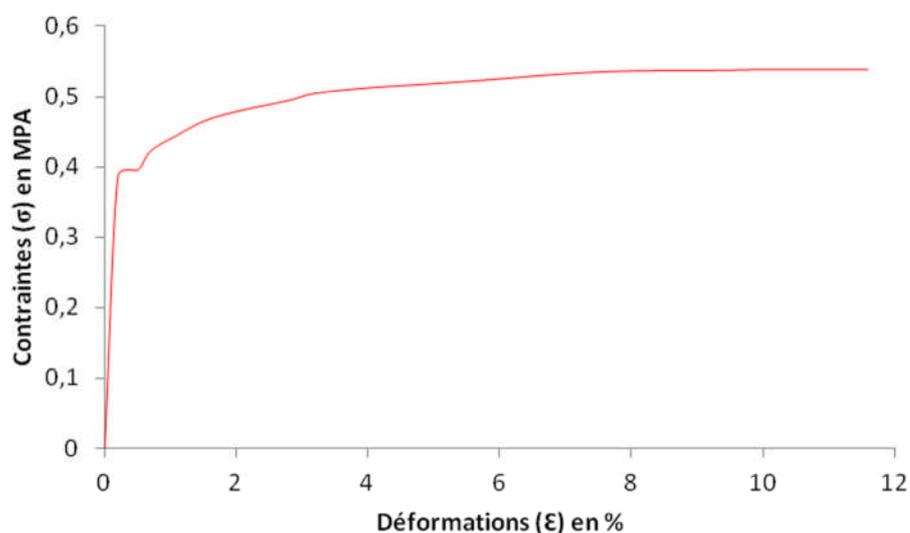


Figure 3.15 : Loi de comportement du sol d'assise

Pour introduire cette donnée dans le logiciel ANSYS nous suivons les étapes suivantes. Tout d'abord nous devons définir la partie élastique de la courbe de comportement, à savoir le module de Young et le coefficient de Poisson, en passant par Linear>Elastic>Isotropic. Après quoi, nous devons introduire la partie non-linéaire de la courbe Cette non-linéarité sera définie par un ensemble de points contraintes-déformations (STRESS-STRAIN) que nous allons trouver dans la partie Nonlinear>Elastic>Multilinear Elastic.(figure 4.2).

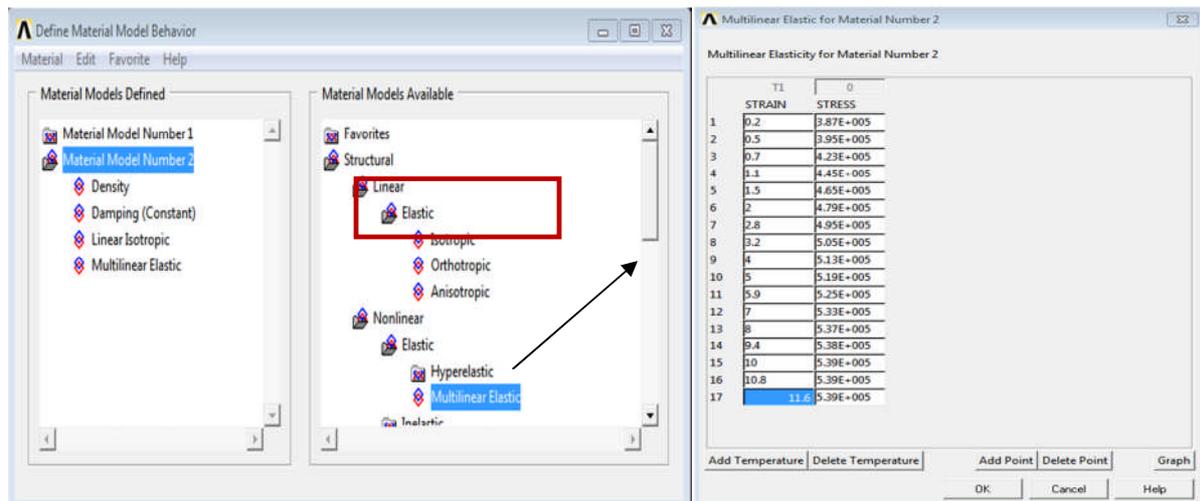


Figure 3.16 : Introduction de la loi de comportement du sol d'assise

3.3.2 Résultats et interprétations

Dans cette partie, nous avons considéré un type de séisme afin de faire notre étude sismique de notre modèle, le séisme de Boumerdès.

La direction du séisme considérée est celle de la direction x de notre repère. Cinq analyses ont été faites, où nous avons fait varier l'épaisseur de la couche de sol excitée par le séisme. Après chaque résultat, nous avons relevé les valeurs maximales que nous avons comparées avec les cas déjà traités au chapitre 2.

Réponse sismique de la structure Les figures 4.3.a à 4.3.c représente le déplacement, la vitesse et l'accélération au point de référence A. Ces résultats sont donnés en appliquant une excitation à la première 10m du sol d'assise qui se situe à une profondeur de 40m. Les autres courbes tracées, pour les autres cas de figures, représentent les mêmes allures de déplacement que le cas de l'ISS.

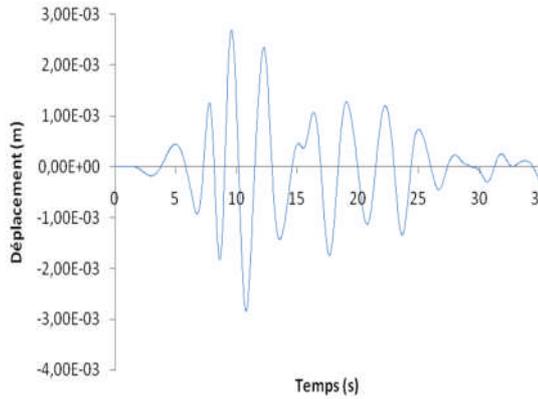


Figure 3.17.a: Déplacement horizontal au point A

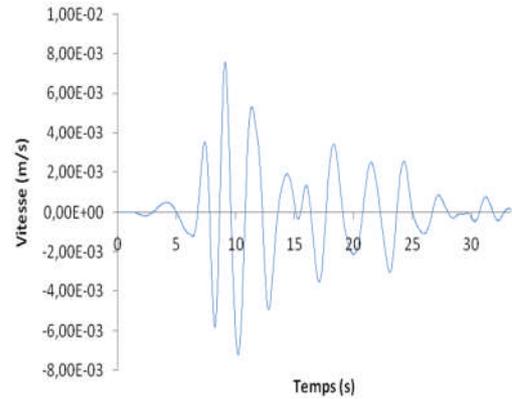


Figure 3.17.b: la vitesse au point A

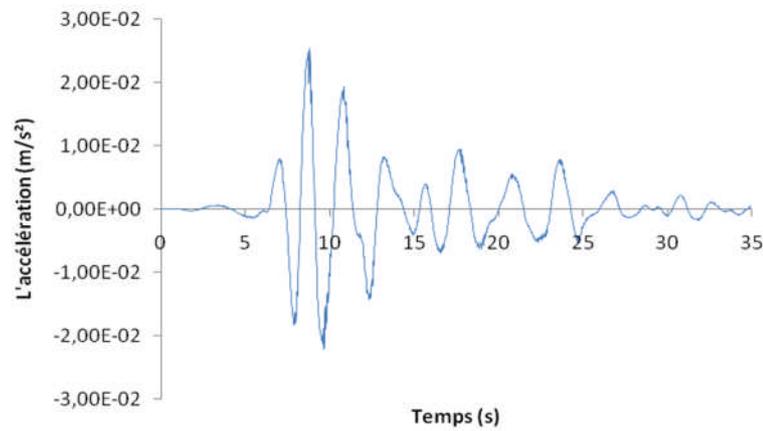


Figure 3.17.c : l'Accélération au point référence A

D'après les valeurs mentionnées dans le tableau 3.1, nous remarquons que les déplacements maximums dépassent largement les valeurs obtenues en considérant le modèle fixe. Elles sont supérieures que celles obtenues au cas ISS..Si nous regardons les accélérations, nous remarquons que les valeurs trouvées sont beaucoup plus petites vis-à-vis du cas ISS.

Concernent la vitesse on remarque que les valeurs sont comparables entre le cas 2D et l'ISS, est 4 fois plus du cas encastéré.

Tableau 3.3 : Comparaison des valeurs maximales (Boumerdès)

Epaisseur de la couche de sol excité	Déplacement max(mm)	Vitesse max(m/s)	Accélération max(m/s ²)
50 m	4	0.0113	0.139
40m	3.5	0.0093	0.030
30m	3.3	0.00826	0.0252
20m	2.8	0.0076	0.0253
10m	1.6	0.0058	0.023
Valeurs ISS	0,29	0.011	0.48
Valeurs Fixe	0,0064	0.0025	0.12

3.3.3 Etats de contraintes et de déformations

Nous traçons dans ce qui suit la contrainte en fonction de la déformation au point A. nous constatons que malgré l'excitation provoqué par le séisme de Boumedès, le comportement du point référence « A » reste dans le domaine linéaire (figure 3.19). En revanche, le comportement du sol s'est plastifié. La figure 3.20 présente le comportement d'un point que nous avons choisi dans le sol, et que nous avons appelé point « B » (figure 3.18).

Nous relevons également un point représentatif (point « C ») (Figure 3.18) afin de voir si celle-ci a été affectée par le comportement plastique du sol qui concerne la fondation nous trouvons que le comportement au niveau de fondation reste élastique (Figure 3. 21).

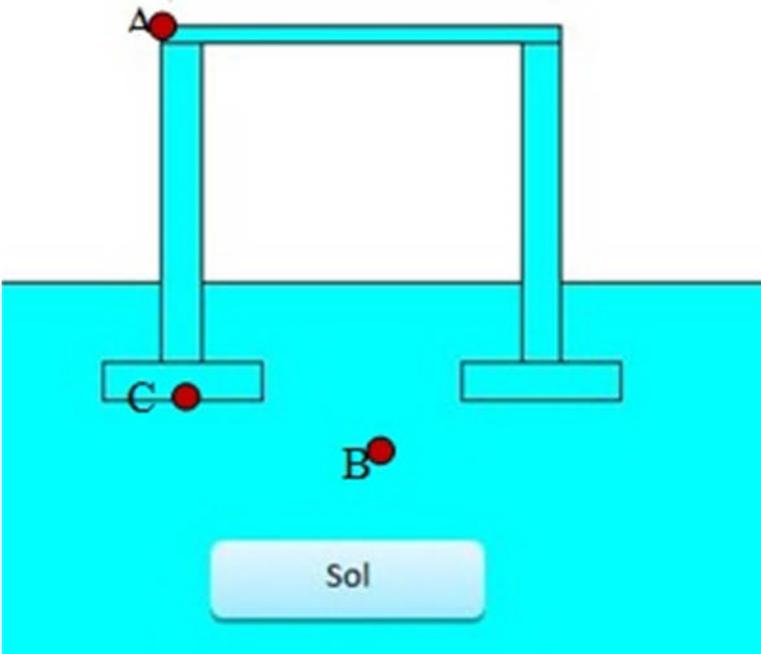


Figure 3.18 : position des points références

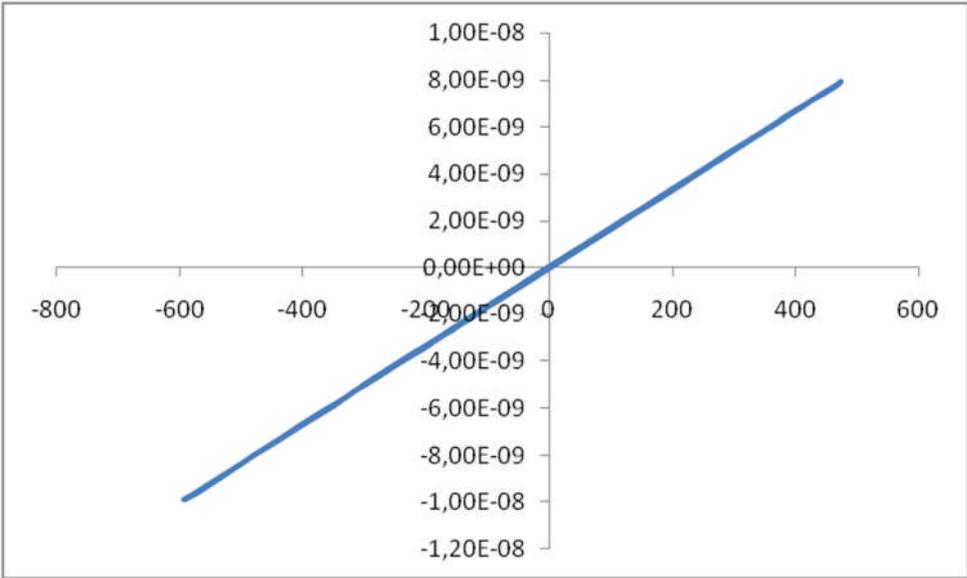


Figure 3.19: Contraintes-déformations en point A cas de 5^{ème} analyse

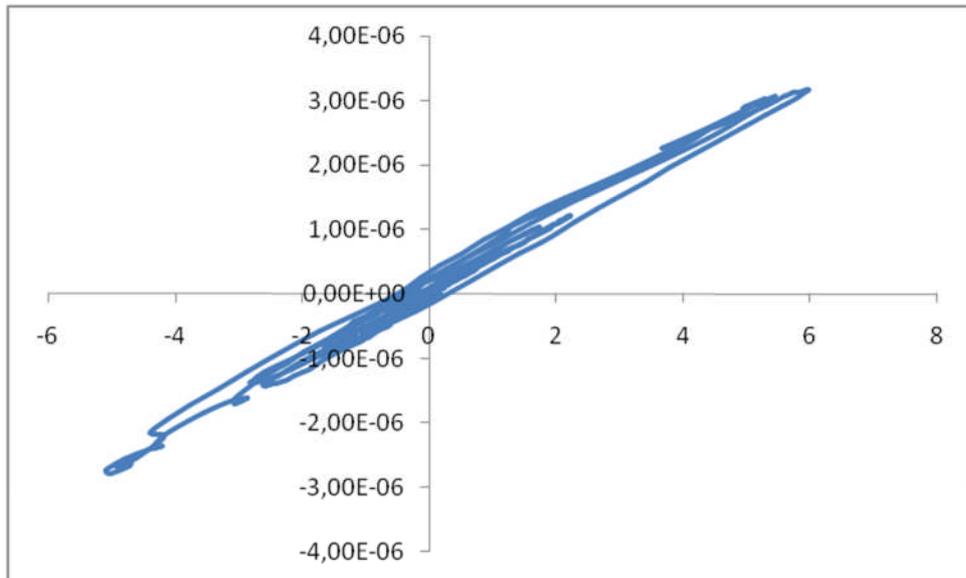


Figure 3.20 : Comportement du point B cas de 5^{ème} analyse

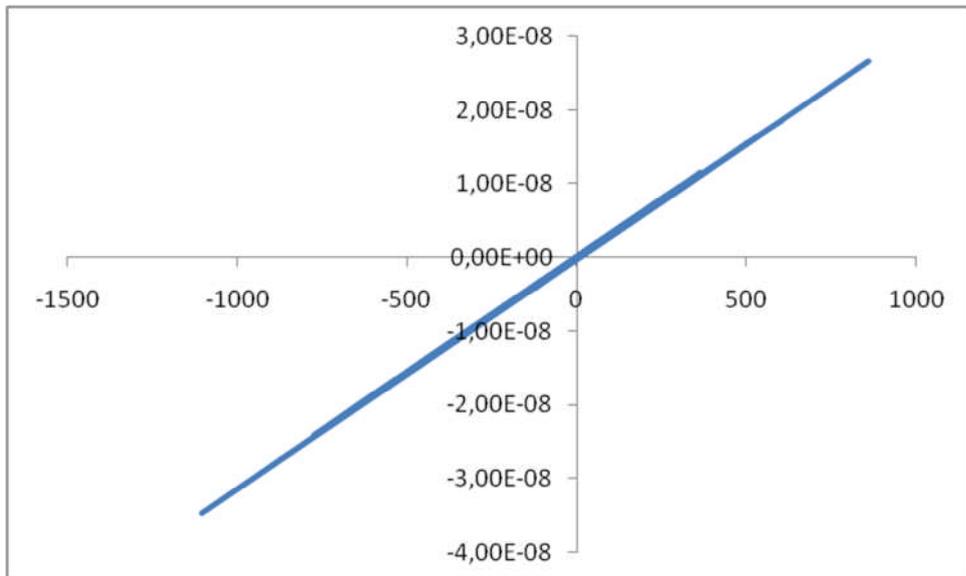


Figure 3.21 : Comportement du point C cas de 5^{ème} analyse

La figure 3.22 représente l'état de contraintes relevées au moment du déplacement maximal qui a été enregistré à 8.74. Nous observons une concentration de contraintes au niveau du plancher. Ces valeurs restent en dessous de la limite élastique, et elles valent 27138 Pa.

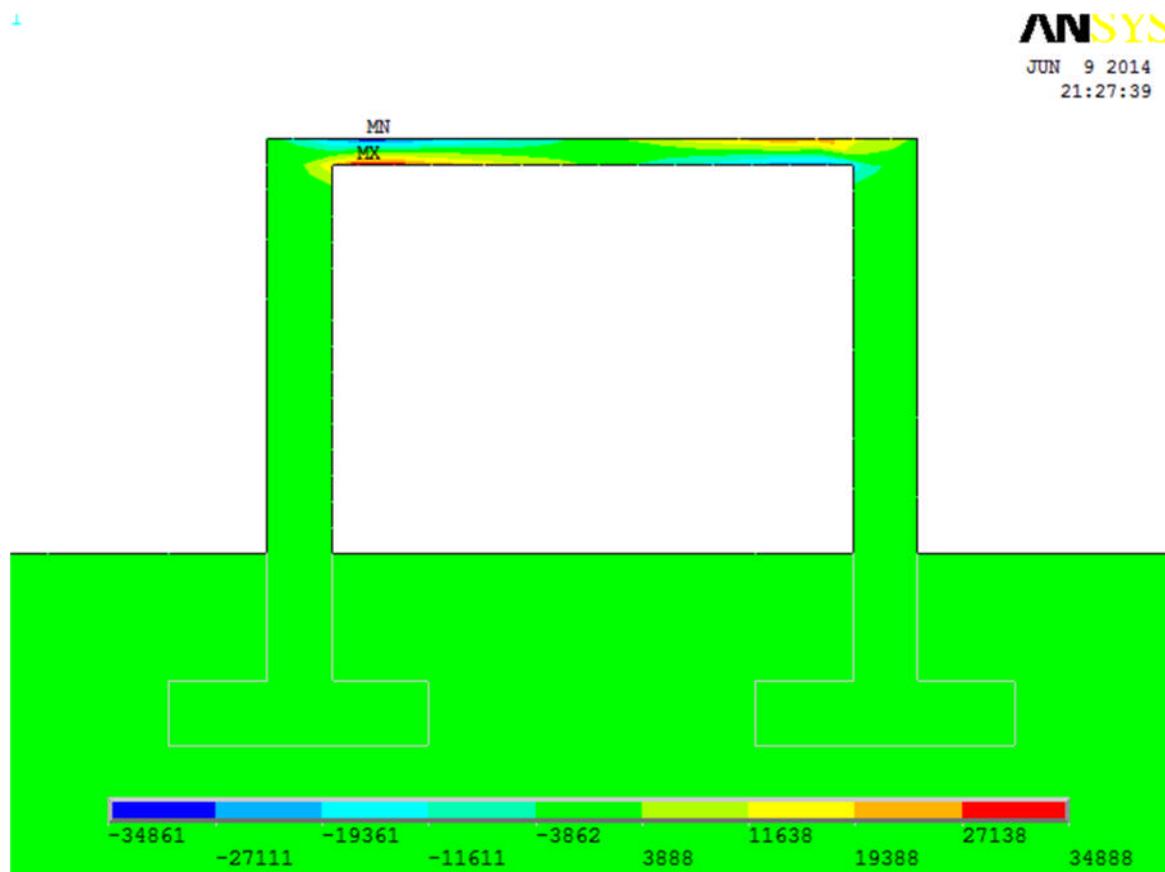


Figure 3. 22 : concentrations de la contrainte dans le cas de 5^{ème} analyse

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre une étude 2D a été réalisée en considérant les non-linéarités, de contact et matérielle. Ce modèle nous a permis de tirer une conclusion primordiale concernant les cas traités dans le chapitre 2. A savoir, que les modèles ISS en utilisant les ressorts simulent bien les déplacements et non les accélérations qui sont majorées. Le modèle fixe quant à lui présente parfaitement les accélérations et minimise les déplacements.

Egalement, nous avons conclu que les résultats restent très influencés par la position du séisme vis-à-vis de la structure. Plus l'épicentre de séisme est proche de notre fondation, plus les résultats sont importants. Le séisme de Boumerdès qui est un séisme fort par rapport à Ain Temouchent, présente une équivalence entre le cas ISS et celui où une excitation est à 40 m de profondeur de la fondation. Alors que pour l'excitation de Ain Temouchent, il faut l'appliquer encore plus haut (30m de profondeur) pour atteindre les valeurs ISS.

Le fait de rajouter la non-linéarité matérielle appliquée au sol d'assise, n'a pas modifié les conclusions tirées auparavant.

En termes de contraintes-Déformation on remarque que la contrainte maximale est plus proche au point A

Les conclusions données dans ce chapitre concernent un bâtiment à un seul niveau, reste à les confirmer pour une structure plus haute. Car nous avons vu précédemment qu'en fonction de la hauteur de la structure, la différence entre le cas Fixe et ISS diminue en termes de déplacements.

Conclusion générale

Le présent travail a comporté l'étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur les constructions de type bâtiment avec des fondations superficielles. Il s'agit d'une modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis via le logiciel de calcul ANSYS. Nous nous sommes intéressés plus particulièrement au comportement non-linéaire de la structure et celui du sol d'assise.

Tout d'abord, la structure a été modélisée par des éléments poutres, or l'ensemble sol-fondation a été modélisé à l'aide de six ressorts (3 en translation et 3 en rotation) dont les rigidités ont été déterminées à l'aide des expressions proposées dans la littérature.

L'étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale des structures de type bâtiment a montré que celle-ci peut réduire d'une manière très importante la première fréquence des structures.

Après quoi, une étude transitoire a été faite en considérant les séismes de Boumerdès (2003) et de Ain Temouchent (1999). Celle-ci nous a permis de comparer et de voir l'influence de l'intensité du séisme sur la réponse sismique de la structure. L'interprétation a été faite en matière de déplacements, vitesses et accélérations. Dans cette partie nous avons considéré que la non-linéarité géométrique. Les résultats montrent que le fait de prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure augmente d'une manière considérable l'accélération ainsi que les déplacements au niveau du dernier étage du bâtiment. Nous avons démontré également que plus la hauteur de bâtiment augmente plus la différence entre le cas ISS et fixe diminue. Aussi, la non-linéarité géométrique est bien visible dans le cas de bâtiment à 10 étages. La structure réagit d'une manière différente que pour des structures moins élevées.

Ensuite, une modélisation bidimensionnelle a été considérée représentant le sol et la structure. Des éléments finis quadratiques ont été utilisés et pour le sol et pour la structure. Nous avons rajouté dans un premier temps la non-linéarité de contact qui a été appliquée entre la fondation et le sol. L'excitation a été appliquée par tranche de 10m du substratum à la surface libre. Les résultats ont montré que le cas ISS, traité avec des ressorts, présente une majoration des accélérations. A l'inverse du cas fixe, où ces valeurs sont comparables aux valeurs trouvées dans le cas 2D. Il faut noter que seule la valeur où l'excitation est considérée pour tout le sol dépasse l'accélération fixe.

Nous avons rajouté ensuite la non-linéarité matérielle, en considérant une loi de comportement élastoplastique du sol d'assise. Ce rajout n'a pas changé les conclusions

présentées auparavant. Il faut noter également que les mêmes conclusions ont été signalées pour les deux séismes testés. Les résultats mentionnés dans cette partie concernent juste une structure à un seul niveau. Qui reste à confirmer pour des structures plus hautes.

Enfin, ce travail n'est que le début vers d'autres études plus approfondies. Il serait très fructueux d'introduire d'autres complexités et d'approfondir l'interprétation des résultats en situant les périodes fondamentales des bâtiments sur les spectres des accélérations afin de mieux cerner le phénomène de l'interaction sol-structures.

Références bibliographiques

A.Capra,V. Davidovici, Calcul dynamique des structures en zone sismique, Editions Eyrolles, 3^{ème} éditions, Paris, **1984**.

A.PECKER, Dynamique des structures, Ecole des Ponts paris, Département Génie Civil et Construction, 2010.

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.

b. Ghania et m. meksaouine, Mécanisme De Rupture De Sol Pour Un Pieu Par La Théorie De L'analyse Limite, 2010.

D. Clouteau, «Quand les bâtiments changent le mouvement sismique, Ecole Centrale Paris,» 2002.

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.

G. Deleuze, " Réponse à un mouvement sismique d'un édifice pose sur un sol élastique " Annale de l'ITBTP n° 234, Paris. 1967.

G. Sieffer , F.Cevaer, " Manuel des fonction d'impédance- Fondations superficielles, Ouest " , Paris. 1967

J. Penzien, Dynamique des structures, Tome 1: Principes fondamentaux, Editions Pluralis, 1980

L. KHALIL, Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiment analyse dans les domaines linéaire et non linéaire, Thèse doctorat, Département de Génie Civil, université de Lille science et technologie, Lille, 2009.

Lefebvre et Thérooux, interaction sol-structure pour le design de bâtiments sur fondations superficielles, 2011.

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 Sciences de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef., 2010.

M. Zacek, Construction parasismique, Editions Parenthèses. Marseille, 1996.

Newmark-Resenblueth : Fundamentals of earthquake engineering. Prentice- Hall :

Englewood Cliffs, Nj, 1971.

Pitilakis et al, Numerical simulation of dynamic soil–structure interaction in shaking table testing, 2008.

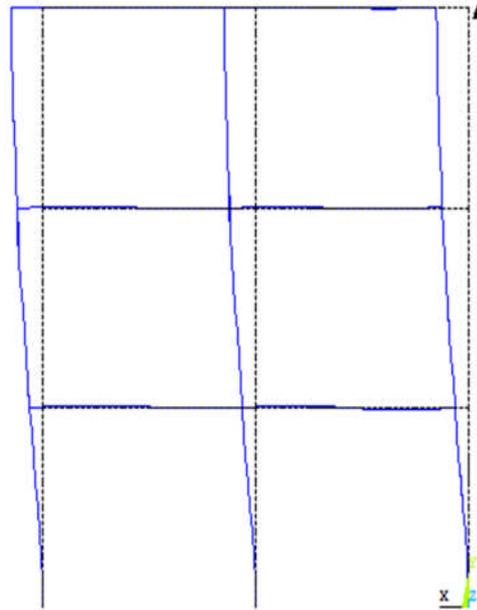
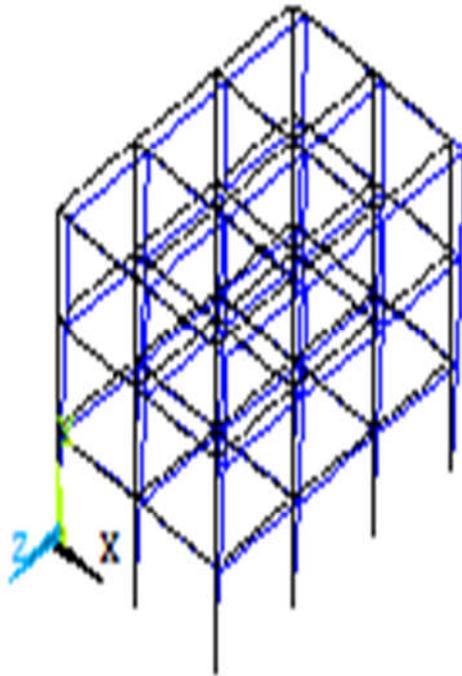
s. grange et al, Modèle simplifié 3D de l’interaction sol structure application au génie parasismique, 2008.

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.

Shahrour et al, prise en compte de la rigidité sol-structure dans le calcul d’un portique sur sol élastique, 2002.

Annexe A :
Modèles numériques utilisés et extraction
de résultats

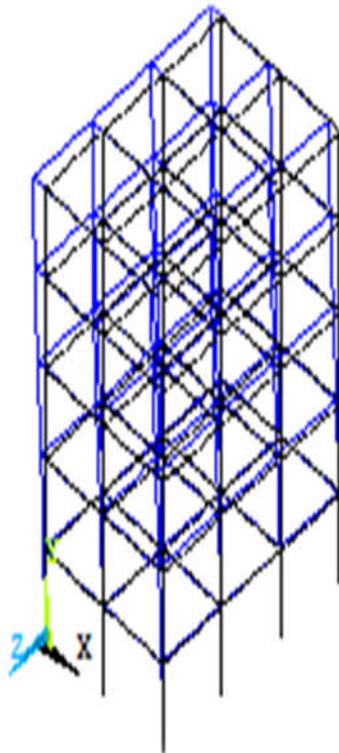
A.1. Modèles numériques



a) La déformation de portique en 3D

La déformation de portique suivant l'axe x

Figure A.1.a : la déformée de mode fondamental à 3 étages de plusieurs ouverture



a) La déformation de portique en 3D

b) La déformation de portique suivant l'axe x

Figure A.1.b : la déformée de mode fondamental à 5 étages de plusieurs ouverture

A.2. Les résultats de calculs

Dans cette partie nous allons présenter quelques modèles de fichiers typiques de différentes analyses modales réalisées au chapitre 2. Nous n'avons pas pu représenter tous les fichiers extraits à cause de leur nombre important, c'est pour cela nous allons présenter qu'un seul cas de chaque partie traitée.

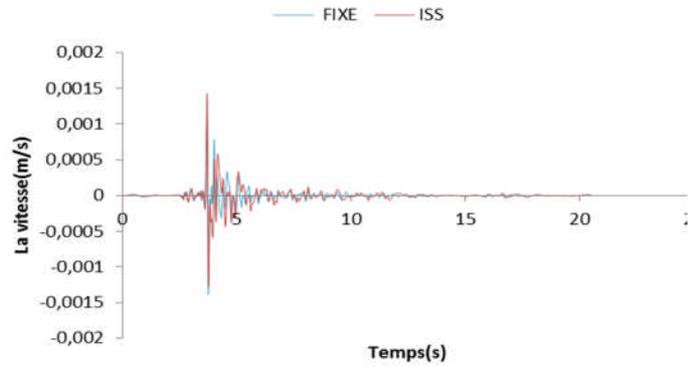
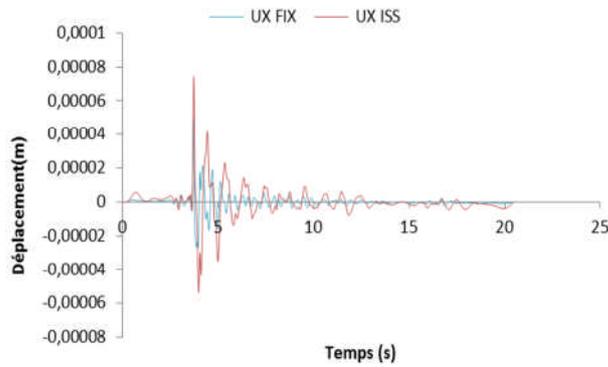
A.2.1. Extraction des résultats

Nous présentons dans cette partie, des exemples d'une étude paramétrique afin de voir l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale . Dans ces cas explicatif, nous avons présenté la différence des fréquences propre entre cas fixe et sous l'effet d'ISS.

Annexe B :
Modélisation des bâtiments à n niveau
Avec la considération des grands
déplacements

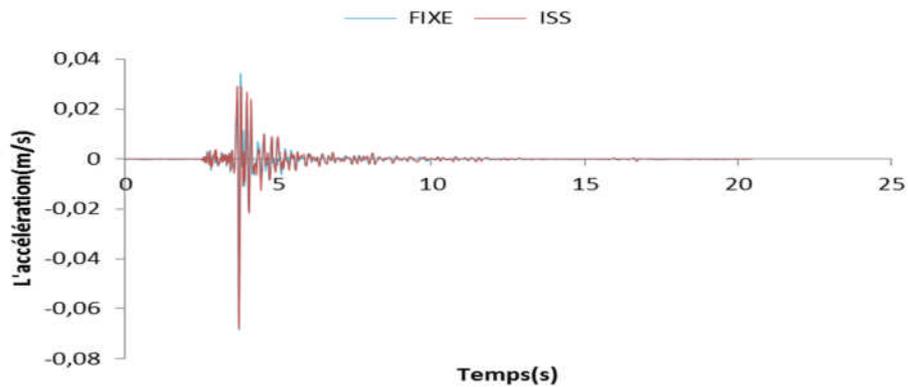
Cas de Ain-Témouchent

Les réponses d'un bâtiment à 3 étages avec plusieurs ouvertures



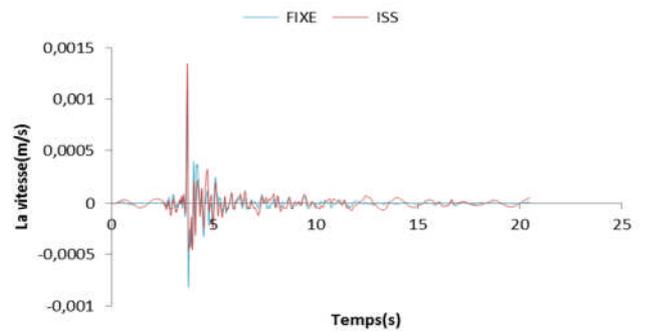
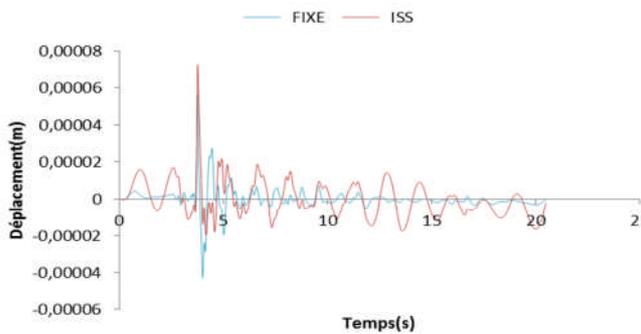
B.2.1 la comparaison entre les déplacements de cas fixe et en ISS

B.2.2 la comparaison entre les vitesses de cas fixe et en ISS



B.2.3 la comparaison entre les vitesses de cas fixe et en ISS

Les réponses d'un bâtiment à 5 étages avec plusieurs ouvertures

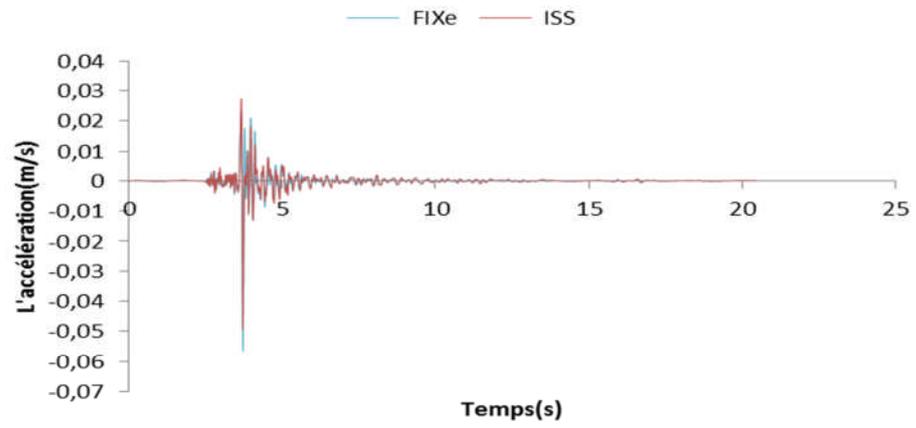


B.2.4 la comparaison entre les déplacements de cas

B.2.5 la comparaison entre les vitesses de cas

fixe et en ISS

fixe et en ISS



A.2.6 la comparaison ente les vitesses de cas Fixe et en ISS