

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

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
du MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème

**Etude de la réponse dynamique des structures de type
bâtiments sous l'effet du comportement non-linéaire du sol
d'assise**

Présenté en Juin 2016 par :

M^{er} SEMAR ABDELKADER

M^{er} BOUKAIS AMAR

Devant le Jury composé de :

Dr ZENDAGUI D
Dr DJAFOUR N
Dr MAATALAH M
Dr BENADLA Zahira
Dr MEDDANE Nassima

Président
Examinatrice
Examineur
Encadreur
Encadreur

Dédicace

De la part Boukais Amar

Avec un grand amour et un grand respect, je dédie ce modeste

Travail à :

- ❖ *Mes parents en guise de reconnaissance et de respect pour tout l'effort qu'ils ont consentis pour mon éducation et formation.*
 - ❖ *L'âme de mes grands-parents et ma très chère sœur.*
- ❖ *A mes sœurs << DJAMILA ; MERIEM ; SOUAD ; RABHA et HASSIBA >>.*
 - ❖ *Mon très cher frère << ABD-EL AZZIZ >>.*
 - ❖ *Mes neveux LOBNA et AISSA.*
- ❖ *Mon grand-père << ALI >> et Ma grand-mère, mes oncles sur tout << OMAR >>, mon cousin << AHMED >> et toute la famille << BOUKAIS >>*
- ❖ *Mes amis(es) les plus chers << ABD-EL KARIM ; BELHADI MOHAMMED ; BENDDADA MOHAMMED ; SALIM ; KHALED ; YAHIA et YUCEF >>.*
- ❖ *A tous ceux qui ne figurent pas dans ces dédicaces mais qui ont leurs parts.*
- ❖ *Frimerais que vous trouviez ici l'expression de mon chaleureux remerciement tout en souhaitant que ce travail soit le symbole non de la fin de mes études mais du début d'une carrière ou j'ai beaucoup à apprendre*

De la part Semar Abd-el kader

Avec un grand amour et un grand respect, je dédie ce modeste Travail à :

Mes parents en guise de reconnaissance et de respect pour tout l'effort qu'ils ont consentis pour mon éducation et formation.

L'âme de mes grands parents et mon oncle NOUR-EDDINE.

A mes frères MOHAMMED ; IMAD ; DJAWED et MOUNIR,

Ma grande mère MERIEM et mes oncles AHMED ;

LAKHDAR ; NAIMA ; AHMED et TAHAR,

Mes cousins HINDA ; IKRAM ; YAMINA ; AMINA et NOUR-

EDDINE. Et toute la famille SEMAR,

Mes amis(es) les plus chers NASR-EDDINE ; MOHAMED ; YAHIA ;

SALAH ; RACHID ; SOFYANE et ABDESSALLAM.

A tous ceux qui ne figurent pas dans ces dédicaces mais qui ont leurs parts.

A tous la promotion de master 2 de Génie Civil

Frimerais que vous trouviez ici l'expression de mon chaleureux tout en souhaitant que ce travail soit le symbole non de la fin de mes études mais du début d'une carrière ou j'ai beaucoup à apprendre.

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant qui nous a donnés la Santé, le courage et la foi pour arriver à ce jour.

Ce présent mémoire a été effectués sous la direction des docteurs BENADLA ZAHIRA et MEDDANE NASSIMA, à qui nous voudrions exprimer nos sincères remerciements pour leurs disponibilité, leurs commentaires et leurs critiques constructives.

Nous voudrions aussi remercier plus particulièrement monsieur ZENDAGUIE.DJAWED d'avoir accepter de présider le jury.

Nous remercions également les membres de jury Mme DJAFOURN et monsieur MAATALAH.M pour le temps consacré à la lecture de ce travail et pour leurs remarques éventuelles.

Vos remerciements vont aussi à Mme BENDIOUIS.A, Melle BOURRABEH.M et BENYELLES.M et BOUIDDOUH.Y pour la documentation et les informations mise à notre disposition, tout au long de cette période de travail.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département du génie civil de l'université de TLEMCEEN.

Enfin, nous ne pourrions finir nos remerciements sans penser à nos chers parents, nos oncles, nos familles et nos amis, dont le soutien et l'encouragement ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

Ce travail consiste à étudier l'influence du comportement non-linéaire du sol sur la réponse dynamique d'une structure de type bâtiment. Une structure de forme simple à un 1SDDL reposant sur une fondation isolée a été modélisée. L'ensemble surmontant un massif de sol supposé homogène dans un premier temps, ensuite stratifié dans un second temps. L'analyse a été effectuée à l'aide d'une modélisation numérique en utilisant le logiciel d'éléments finis ANSYS V11. Une étude modale a été menée en premier lieu afin de voir l'effet de la non-linéarité du sol sur la réponse dynamique de la structure. Après quoi, une étude dynamique transitoire a été menée. Le signal de Boumerdès (21 mai 2003) a été utilisé. Les résultats sont présentés en termes d'accélération, déplacements et efforts internes.

Mot clés : réponse dynamique ; loi de comportement, non-linéarité, éléments finis.

Abstract

This work consists in studying the influence of the non-linear behavior of the ground on the dynamic response of a structure of the building type. A structure of form simple to a 1SDOF resting on an insulated foundation was modeled. The unit surmounting a solid mass of ground presumably homogeneous initially then laminated in the second time. To analyze was carried out using a numerical modeling by using the software of finite elements ANSYS V11. A modal study was initially undertaken in order to see the effect of the non-linearity of the ground on the dynamic response of the structure. After which, a transitory dynamic study was small. The signal of Boumerdès (May 21 2003) was used. The results are presented in terms of accelerations, displacements and efforts internal.

Keywords: dynamic response; low of behavior; nonlinear; finite elements

المخلص

في هذا المشروع تتم دراسة تأثير السلوك غير الخطي للتربة على الاستجابة الديناميكية للبنية. الدراسة تمت على نموذج بسيط البنية (عمود على أساس معزول). نفترض التربة متجانسة في بادئ الأمر ثم ذات طبقات في المرة الثانية. جل التحليلات المقامة في هذه الدراسة قد تمت باستعمال البرنامج الحاسوبي ANSYS V11 أجريت أولاً، دراسة مشروطة، لمعرفة تأثير التربة الغير خطية على الاستجابة الديناميكية للبنية. بعد ذلك أجريت دراسة ديناميكية عابرة. تمت الدراسة باستعمال زلزال وطني، الزلزال الذي هز بومرداس في 21 ماي 2003. النتائج المعروضة عبارة عن تسارعات، قوى داخلية و الحركة على مستوى ثلاث نقاط مختلفة.

كلمات مفتاحيه: الاستجابة الديناميكية، قانون السلوك، غير الخطي، العناصر المحدودة.

Table des matières :

Dédicace.....	i
REMERCIEMENTS.....	iii
Résumé.....	iv
Introduction générale.....	1

CHAPITRE 1 : Généralités

1.1 Introduction.....	4
1.2 Comportement non linéaire du sol	4
1.2.1 Plasticité du sol.....	4
1.2.2 Critères de plasticité usuels dans la mécanique des sols.....	9
1.3 Méthodes de détermination de la réponse dynamique dans le sol.....	11
1.3.1 Limite absorbante.....	12
1.3.2 Limite transmetteuse.....	12
1.3.3 Propagation des ondes sismiques.....	13
1.3.4 Caractéristiques d'un séisme	16
1.4 Classification des zones sismiques en Algérie	17
1.4.1 Quelques séismes historiques.....	18
1.5 Méthodes de résolution des systèmes non-linéaires	18
1.5.1 Méthode globale	19
1.5.2 Méthodes hybrides.....	20
1.6 Conclusion	22

CHAPITRE 2 : Effet de la non-linéarité du sol sur le comportement dynamique d'une structure 3D

2.1 Introduction.....	24
2.2 Définition du modèle	24
2.2.1 Modélisation du système (Structure-Fondation)	25

2.2.2	Modélisation du sol	26
2.2.3	Maillage et conditions aux limites	27
2.2.4	Comportement non-linéaire du sol.....	28
2.3	Résultats et interprétations	30
2.3.1	Les points de contrôle	30
2.3.2	Les résultats de référence.....	31
2.3.3	Cas de sol homogène.....	32
2.3.3	Cas de sol stratifié	35
2.3.4	Comparaison entre les types de profils de sol dans le cas linéaire.....	38
2.3.5	Comparaison entre les types de profils de sol dans le cas non linéaire..	39
2.4	Conclusion	41

CHAPITRE 3 :Effet du comportement non-linéaire du sol sur la réponse dynamique de la structure

3.1	Introduction.....	44
3.2	Modélisation.....	44
3.3	Résultats et interprétation.....	45
3.3.1	Effet de la non-linéarité dans le cas de sol homogène.....	45
3.3.2	Effet de la non-linéarité dans le cas de sol stratifié	48
3.3.3	Effet du profil de sol dans le cas linéaire.....	51
3.3.4	Effet du profil de sol dans le cas non-linéaire	53
3.4	Conclusion	54
	Conclusion générales.....	55
	Références bibliographiques.....	58

Liste des figures

Figure 1.1: Surface de charge en plasticité.....	5
Figure 1.2 : les modes de variation de l'écrouissage.....	7
Figure 1.3: Modèles d'écrouissage isotrope.....	8
Figure 1.4: Modèles d'écrouissage cinématique.....	9
Figure 1.5 : critère de Mohr-Coulomb.....	10
Figure 1.6 : le critère de Drücker-Prager.....	11
Figure1.7 : Mouvement des particules au passage d'une onde S.....	15
Figure1.8 : Mouvement des particules au passage d'une onde P.....	15
Figure 1.9 : Les ondes sismiques "Love "et "Rayleigh"	16
Figure 1.10 : Zone sismique du territoire national.....	17
Figure 1.11 : Les séismes majeurs en ALGERIE.....	18
Figure 1.12 : Méthode Hybride... ..	19
Figure 1.13 : Structure générale du macro-élément de Chatzigogos.....	20
Figure 1.14 : La structure générale du macro-élément: (a) décomposition en Champs proche et champ lointain (b) système analogique.....	21
Figure 1.15: la méthode globale.....	21
Figure 2.1 : système sol-structure.....	24
Figure 2.2 : système structure fondation.....	25
Figure 2.3(b): L'élément Plane42.....	26
Figure 2.3(a) : L'élément Beam4.....	26
Figure 2.3(b) : L'élément Plane42.....	26
Figure (2.4a): Schémas des systèmes (sol-fondation-structure) utilisés (Profil du sol Homogène).....	26
Figure (2.4b): Schémas des systèmes (sol-fondation-structure) utilisés (Profil du sol stratifié horizontalement).....	26
Figure 2.5 : Élément de référence « Solid45 ».....	27

Figure 2.6 (a) : Maillage de la structure.....	28
Figure 2.6.(b) : conditions aux limites.....	28
Figure 2.7 : Définition des paramètres non-linéaires selon Drucker Prager.....	28
Figure 2.8 : Loi de comportement du sable lâche.....	29
Figure 2.9: introduction des propriétés matérielle non-linéaire du sable lâche.....	29
Figure2.10 : position des points de contrôle.....	30
Figure 2.11(a) : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène (Rapport de déplacements (tp/ff) linéaire et non linéaire en fonction de la fréquence).....	31
Figure 2.11(b) : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène (Rapport de déplacements (ff/bd) linéaire et non linéaire en fonction de la fréquence)	31
Figure 2.12(a) : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié (Rapport de déplacements (tp/ff) linéaire et non linéaire en fonction de la fréquence).....	31
Figure 2.12(b) : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié (Rapport de déplacements (ff/bd) linéaire et non linéaire en fonction de la fréquence).....	31
Figure 2.13 : Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène.....	32
Figure 2.14 : Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène.....	33
Figure 2.15 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol homogène linéaire....	34
Figure 2.16 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol homogène non linéaire.....	34
Figure 2.17 : Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié.....	35
Figure 2.18 : Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié.....	36
Figure 2.19 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol stratifié linéaire.....	37
Figure 2.20 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol stratifié non linéaire.....	37

Figure 2.21 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas linéaire (tp/ff).....	38
Figure 2.22 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas non-linéaire (ff/bd).....	39
Figure 2.23 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas non-linéaire (tp/ff).....	40
Figure 2.24 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas non-linéaire (ff/bd).....	40
Figure 3.1 : Accélérogramme de Boumerdès.....	43
Figure 3.2 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « tp », cas de sol homogène.....	45
Figure 3.3 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « ff », cas de sol homogène.....	45
Figure 3.4 : Effet de la non-linéarité sur le déplacement au point « tp », cas de sol homogène.....	46
Figure 3.5 : Effet de la non-linéarité sur le déplacement au point « ff », cas de sol homogène.....	46
Figure 3.6 : Effet de la non-linéarité du sol sur les contraintes au point « ff », cas de sol homogène.....	47
Figure 3.7 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « tp », cas de sol stratifié.....	48
Figure 3.8 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « ff », cas de sol stratifié.....	48
Figure 3.9 : Effet de la non-linéarité sur les déplacements au point « tp », cas de sol stratifié.....	49
Figure 3.10 : Effet de la non-linéarité sur les déplacements au point « ff », cas de sol stratifié.....	49
Figure 3.11 : Effet de la non-linéarité sur les contraintes au point « ff », cas de sol stratifié.....	50
Figure 3.12 : comparaison en déplacements entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire.....	51
Figure 3.13 : comparaison en accélérations entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire.....	51

Figure 3.14 : comparaison en contraintes entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire.....	52
Figure 3.15 : comparaison en accélérations entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire.....	53
Figure 3.16 : comparaison en déplacements entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire.....	53
Figure 3.17 : comparaison en contraintes entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire.....	54

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques de la structure.....	25
Tableau 2.2 : paramètres géotechniques des deux modèles.....	27
Tableau 3.1 : Propriétés élastiques du sol.....	44

Les notations principales :

Liste de symbole :

a, b : Longueur et largeur de poteau ;

[M] : Matrice masse ;

[C] : Matrice d'amortissement ;

[K] : Matrice de la rigidité ;

w : Poids de la dalle ;

E : Module de Young ;

V_s : Vitesse d'ondes dans le sol ;

t : Temps ;

Notation et opérateurs de Tensorial :

tr (.) : trace de tenseur ;

[.] : Bond d'une quantité ;

. : Produit scalaire ;

Lettre grecque :

ε : Déformation totale ;

ε^e : Déformation élastique ;

ε^p : Déformation plastique ;

σ : Contrainte normal dans une direction ;

λ : Elancement mécanique ;

φ : Angle de frottement ;

ξ : Coefficient d'amortissement ;

ρ : Masse volumique [KN/m^3] ;

Abréviations :

DDL : Degré de liberté ;

ISS : Interaction sol-structure ;

MEF : Méthode des Eléments Finis ;

RPA : Règlement parasismique Algérien ;

Introduction Générale

Introduction Générale

L'amélioration constante des technologies dans le domaine du génie civil et des matériaux permet de concevoir des ouvrages innovants sans cesse, de plus en plus légers et élancés.

La bonne conception de ces ouvrages repose fortement sur une qualité de la modélisation. Or, un modèle numérique n'est qu'une approximation du modèle physique, retrouvé dans la nature. Le concepteur donc, pose souvent des hypothèses simplificatrices afin de minimiser la complexité du problème traité. Parmi ces hypothèses, le comportement du sol, pris souvent linéaire et élastique. En revanche, ce dernier, étant la base de toute construction, son comportement agit d'une manière significative sur la conception des structures, notamment dans le domaine dynamique. En effet, le comportement non-linéaire du sol peut amplifier ou réduire la réponse dynamique du système sol- structure.

En fin, L'importance économique de ce problème et les connaissances théoriques sur ce type de comportement sont aujourd'hui encore limité et lacunaire pour faire les recherches dans ce domaine.

L'objectif de notre travail est d'analyser l'influence du comportement non linéaire du sol et voir son effet sur la réponse dynamique de la structure.

Dans ce mémoire, l'étude sera réalisée à l'aide d'une modélisation numérique du système sol-structure via le logiciel de calcul ANSYS. Le modèle choisi est une structure tridimensionnelle, composée d'un bâtiment modélisé par un système à un seul degré de liberté (SSDDL), reposant sur un massif de sol.

Le document est composé de trois chapitres, une introduction et une conclusion, générales.

Dans le chapitre 1, nous commençons notre mémoire par présenter les aspects nécessaires du comportement non linéaire du sol et quelques méthodes pour déterminer la réponse dynamique dans le sol, et plus particulièrement, la méthode des éléments finis. Également, nous présenterons la situation sismique en Algérie, en précisant quelques caractéristiques. Aussi, quelques travaux de recherches seront résumés afin d'introduire notre démarche pour ce mémoire.

Dans le chapitre 2, nous proposons à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle dynamique du système sol-structure. Dans celle-ci, l'effet de la non-linéarité matérielle du sol sur le comportement dynamique de la structure sera étudié. La structure, dans ce cas là, sera modélisée par un système à un seul degré de liberté(SSDDL), tandis que le sol sera pris comme homogène en premier lieu, ensuite stratifié dans un second lieu. Donc, dans cette partie, quatre cas de figures sont à considérer, sols (linéaire et non-linéaire) Composition (homogène et stratifié).

Dans le chapitre 3, la structure sera confrontée à un cas réel du séisme (séisme de Boumerdès) et voir l'influence de la non-linéarité sur la réponse dynamique de la structure. Ceci en comparant les différentes entités (accélérations, déplacements et contraintes).

Chapitre 1 : Généralités

1.1 Introduction

Dans l'analyse sismique d'une structure fondée sur le sol, le mouvement attendu à sa base est pratiquement identique à celui qui serait enregistré au même point en l'absence de la structure, pour étudier la réponse de la structure considérée. Dans le cas d'une structure fondée sur un sol, il faut généralement tenir compte de deux phénomènes différents. Le premier phénomène concerne la capacité du sol à modifier soit les amplitudes, soit le contenu fréquentiel des ondes sismiques incidentes. Et le deuxième phénomène concerne l'interaction sol-structure (ISS) qui provoque d'une part à une modification supplémentaire du mouvement sismique à la base de la structure et d'autre part, à une modification du champ d'onde dans le sol.

Pour résoudre le problème de la réponse d'une structure fondée sur le sol, il faut tenir en compte des hypothèses. Parmi ces hypothèses, celle supposant un comportement linéaire du sol est une des plus contestées. Les distorsions induites par un mouvement sismique d'amplitude significative peuvent sortir du domaine d'élasticité, le comportement du sol est donc non-linéaire. Il est en effet possible d'obtenir des amplitudes moindres à fréquence moyenne et haute.

Ces effets conduisent donc à une évolution de la raideur à la base de la structure d'une part et de la dissipation énergétique dans le sol d'autre part. En conséquence, il est très important de développer des méthodes pour la prise en compte de la non-linéarité du comportement du sol.

Les effets de comportement non-linéaire du sol peuvent provoquer des problèmes au niveau de la base de la structure, et des diminutions de la réponse de cette dernière.

Dans ce chapitre, nous allons discuter la non-linéarité du sol et ses paramètres. Ensuite, nous présentons quelques méthodes utilisées pour la détermination de la réponse dynamique du sol. L'état du séisme en Algérie ainsi que les méthodes de résolution des systèmes de sols non-linéaires.

1.2 Comportement non linéaire du sol

Le comportement non linéaire du sol se décompose en deux types, le premier est la non-linéarité géométrique présentant le phénomène de décollement et le deuxième est la non-linéarité matérielle présentant la plasticité du sol.

1.2.1 Plasticité du sol

Presque tous les matériaux présentent une phase de leur comportement qui est élastique. C'est-à-dire que si l'amplitude de déformation n'est pas trop grande il n'y a pas de déformation irréversible. L'objet du critère de plasticité est de préciser la limite du domaine d'élasticité, ce qui correspond aux conditions pour lesquelles apparaissent des déformations irréversibles. Les critères sont le plus souvent exprimés en fonction de la contrainte. [4]

$$f(\underline{\sigma}) = 0 \quad (1.1)$$

Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles. La décomposition usuelle, mais qui n'est pas forcément la seule, est la suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (1.2)$$

Avec : ε les déformations totales, ε^e les déformations élastiques et ε^p les déformations plastiques.

Les modèles élasto-plastiques s'appuient sur les trois concepts fondamentaux suivants :

- Le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique;
- La règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.
- La règle d'écrouissage.

A- Surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique).

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire f de la contrainte σ_{ij} , appelée surface de charge du matériau telle que :

$f(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à l'intérieur du domaine,

$f(\sigma_{ij}) = 0$ correspond à la frontière du domaine,

$f(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine,

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma_{ij})=0$, deux cas de comportement élasto-plastique sont possibles : la surface f n'évolue pas (modèle élasto-plastique parfait) ou bien la surface f évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage). [5]

La figure (1.1) présente la surface de charge en plasticité :

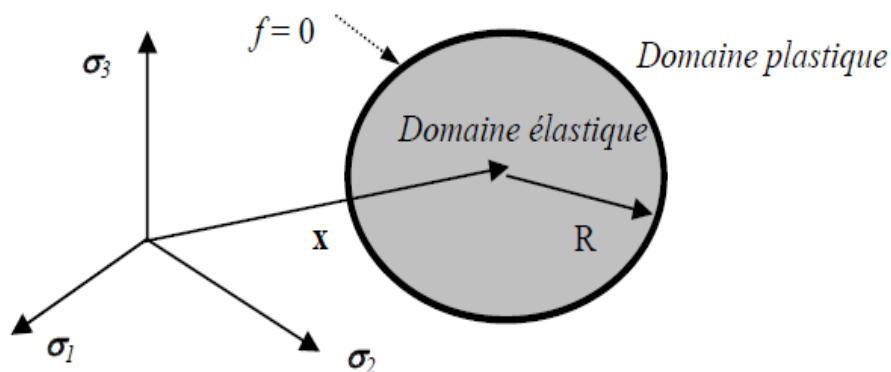


Figure (1.1) : Surface de charge en plasticité

B- Lois d'écoulement

Ce sont les règles qui vont permettre de définir la vitesse de déformation plastique ou viscoplastique lorsqu'on n'est en élasticité. L'étude des modèles rhéologiques a montré la nature des équations mise en jeu pour ce qui concerne l'intensité de la vitesse d'écoulement.

Celle-ci est liée à la vitesse de contrainte ou de déformation totale pour un matériau plastique, et à l'état actuel de contrainte et des variables internes pour un matériau viscoplastique. Pour la généralisation au cas tridimensionnel, il importe de se préoccuper également de la direction de l'écoulement. [5]

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{dF}{\partial \sigma} \quad (1.3)$$

C- Lois d'écrouissage

Dans toute transformation réelle, l'énergie mécanique fournie au matériau n'est restituée par le matériau qu'en partie (déformation élastique), l'autre partie (loi de conservation de l'énergie) est dissipée sous l'une des formes suivantes :

- Augmentation de la température (chaleur spécifique),
- Changement d'état de certains constituants (chaleur latente),
- Production de chaleur cédée au milieu environnant,
- Modification de la structure interne du matériau (mouvement de dislocations, glissement relatif inter-grains, création de nouvelles fissures,...)

Cette modification (ou réarrangement) de la structure intime du matériau durant une transformation conduit à un nouvel état, dans lequel le matériau a les mêmes propriétés donc le même domaine d'élasticité (phase parfaite ou à écrouissage nul) ou à un domaine d'élasticité plus petit (phase adoucissante ou à écrouissage négatif) ou plus grand (phase durcissant ou à écrouissage positif). L'écriture de l'écrouissage est une tâche très complexe, qui dépend étroitement de la classe du matériau étudié. Certains matériaux présentent même des évolutions durcissant puis adoucissantes au cours d'une sollicitation cyclique par exemple. Le type d'écrouissage peut, par ailleurs, être modifié par des trajets de chargements complexes ou par le vieillissement du matériau. Et l'effet de sur-écrouissage peut être ignoré par le comportement choisi. [6]

Trois variations de l'écrouissage des matériaux sont données par trois modes : l'écrouissage positive, sans écrouissage et l'écrouissage négatif comme présente la figure suivante :

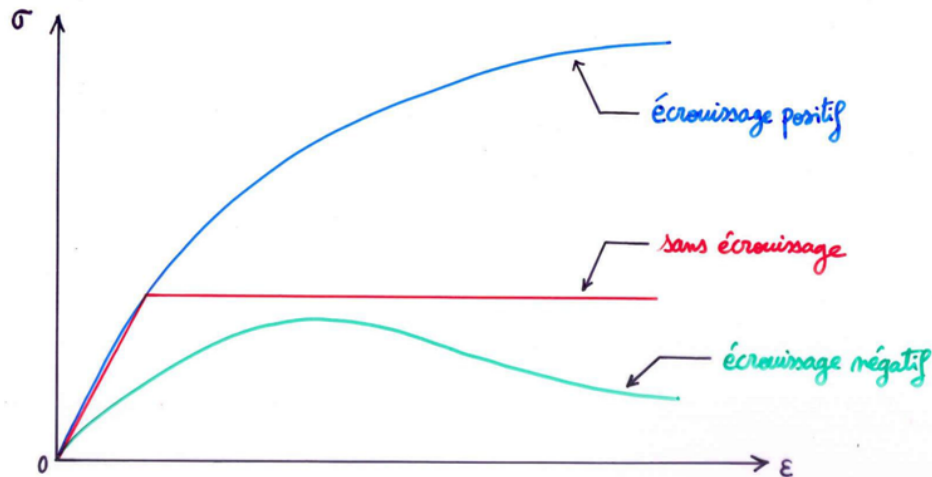


Figure (1.2) : les modes de variation de l'érouissage

Les lois d'érouissage sont donc les règles qui caractérisent l'évolution des variables d'érouissage au cours de la déformation inélastique. Les principales classes d'érouissage sont l'érouissage isotrope et l'érouissage cinématique. [5]

C.1 érouissage isotrope

Les lois élastoplastiques à érouissage isotrope permettent de modéliser une augmentation de la taille de domaine élastique avec la déformation plastique identique dans toutes les directions. [7]

La déformation plastique entraîne un "agrandissement" isotrope du critère (la surface de charge subit une homothétie dans l'espace des contraintes principales). La variable d'érouissage est de type scalaire, on la note p , elle est liée à l'amplitude des déformations plastiques, sa variable associée R est également scalaire. La transformation du critère peut se noter de la manière suivante : (On note f_0 le critère initial) : cité par [4]

$$f(\underline{\sigma}, R) = f_0(\underline{\sigma}) - R(p) \quad (1.4)$$

La figure (1.3) présent l'érouissage isotrope :

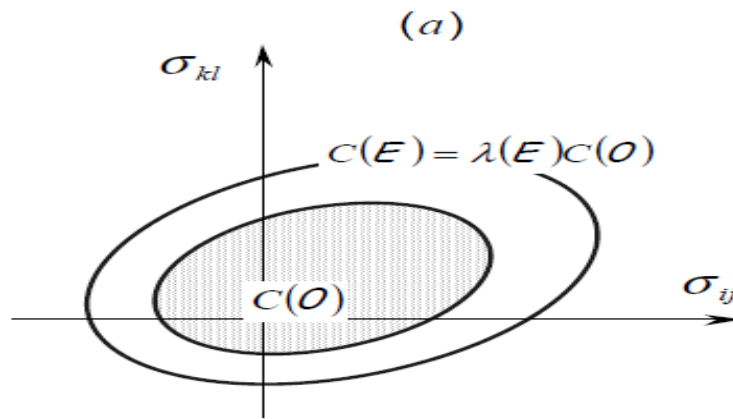


Figure (1.3): Modèles d'écrouissage isotrope. [8].

C.2 écrouissage cinématique

La déformation plastique entraîne une translation de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales. La variable d'écrouissage est de type tensoriel, elle est liée à la déformation plastique, la variable associée est également tensorielle. L'évolution du critère peut se noter de la manière suivant : cité par [4]

$$f(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{X}}) = f_0(\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) \tag{1.5}$$

La figure (1.4) illustre le modèle d'écrouissage cinématique. Dans ce type d'écrouissage il y a un écrouissage linéaire et non linéaire. [7]

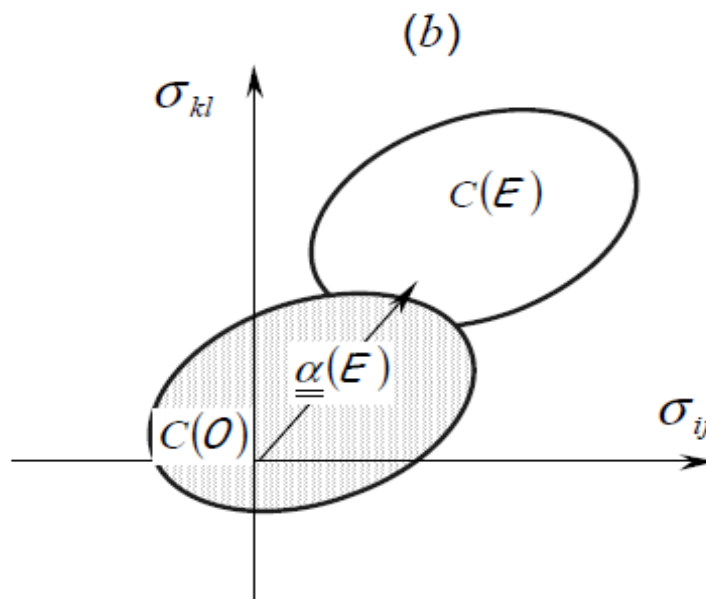


Figure (1.4): Modèles d'écrouissage cinématique. [8].

1.2.2 Critères de plasticité usuels dans la mécanique des sols

Il y a deux types de critères, ceux faisant intervenir la pression hydrostatique et d'autres qui n'en dépendent pas. Nous allons présenter dans cette partie quelques critères de rupture. Pour notre étude le critère de Drucker-Prager a été utilisé et adapté au cas de sol.

a. Critère de Von-Mises

Ce critère ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique, on considère que le seuil de plasticité est lié à l'énergie élastique de cisaillement. Cela revient à négliger l'influence du troisième invariant. Dans la mesure où la trace du tenseur des contraintes n'intervient pas, le critère le plus simple est celui qui n'utilise que le second invariant du déviateur des contraintes, ou encore l'invariant J (contrainte équivalente au sens de Von-Mises) :

$$J = \sigma_{eq} = (\sqrt{3J_2}) \quad (1.6)$$

$$J_1 = \text{trace}(s) = 0$$

$$J_2 = \left(\frac{1}{2}\right) \text{trace}(s)^2 = \left(\frac{1}{2}\right) s_{ij} s_{ji}$$

$$J_3 = \left(\frac{1}{3}\right) \text{trace}(s)^3 = \left(\frac{1}{3}\right) s_{ij} s_{jk} s_{ki}$$

Sont les invariants du déviateur (s) du tenseur de contraintes.

Ceci correspond à une sphère dans l'espace des tenseurs s symétriques (expression quadratique des composantes s_{ij} , qui sont toutes équivalentes), soit, si σ_y est la limite d'élasticité en traction, la fonction de charge est définie par :

$$f(\sigma) = J - \sigma_y \quad (1.7)$$

b. Critère de Mohr-Coulomb

Il fait intervenir le cisaillement maximum et la contrainte « moyenne », représentée par le centre du cercle de Mohr correspondant au cisaillement maximum, soit :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \quad \text{avec } \sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1 \quad (1.8)$$

Ce critère est sous-tendu par la notion de frottement, et suppose que le cisaillement maximal que peut subir le matériau (T_t en figure 1.5 (a)) est d'autant plus grand que la contrainte normale de compression est élevée. La limite admissible constitue une courbe intrinsèque dans le plan de Mohr. La formule énoncée ci-dessus est obtenue avec une règle de frottement linéaire :

$$|T_t| < -\tan(\varphi) T_n + c \quad (1.9)$$

La constante c est la cohésion, correspondant à la contrainte de cisaillement qui peut être supportée par le matériau sous contrainte moyenne nulle. L'angle φ désigne le frottement interne du matériau. Si c est nul et φ non nul, le matériau est dit pulvérulent. Si φ est nul et c non nul, le matériau est purement cohérent.

Dans le plan déviateur, on obtient un hexagone irrégulier :

$$TS = \frac{2\sqrt{6}(c \cos\varphi - p \sin\varphi)}{3 + \sin\varphi}, CS = \frac{2\sqrt{6}(-c \cos\varphi - p \sin\varphi)}{3 - \sin\varphi}$$

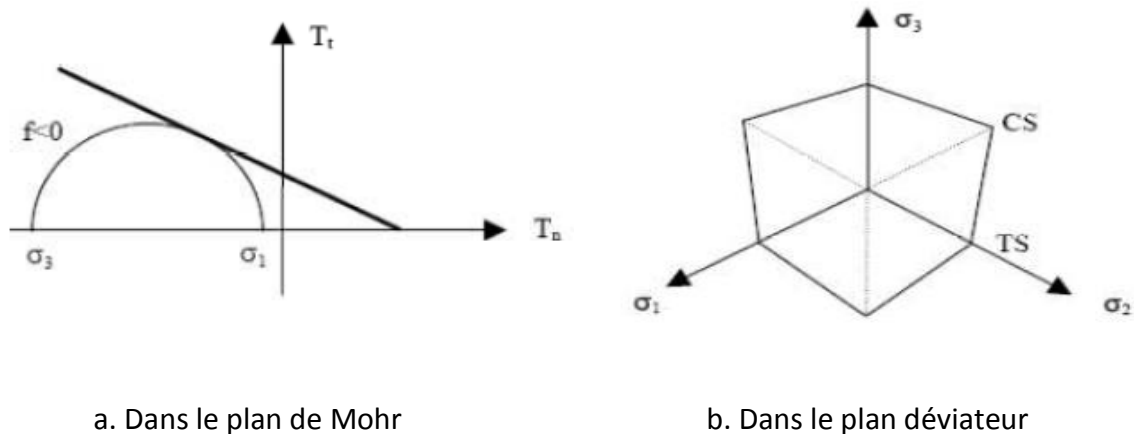


Figure 1.5 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb.

c. Critère de Drücker-Prager

C'est une extension du critère de Von-Mises, combinaison linéaire du deuxième invariant du déviateur et de la trace du tenseur des contraintes. C'est un cercle dans le plan déviateur, qui dépend de l'altitude sur la trisectrice des axes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ de contraintes principales (figure 1.6 (a)):

$$f(\sigma) = J - \frac{\sigma_y - \alpha I_1}{1 - \alpha} \tag{1.10}$$

$I_1 = \text{trace}(\sigma) = \sigma_{ii}$;

$I_2 = (1/2) \text{trace}(\sigma^2) = (1/2) \sigma_{ij} \sigma_{ji}$;

$I_3 = (1/3) \text{trace}(\sigma^3) = (1/3) \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki}$ Sont des invariants du tenseur des contraintes.

La limite d'élasticité en traction reste σ_y et la limite d'élasticité en compression est : $\sigma_y / (1 - 2\alpha)$. Le coefficient α dépend du matériau, il est bien entendu compris entre 0 et 0.5, et on retrouve le critère de Von Mises pour $\alpha = 0$ (figure 1.6 (b)).

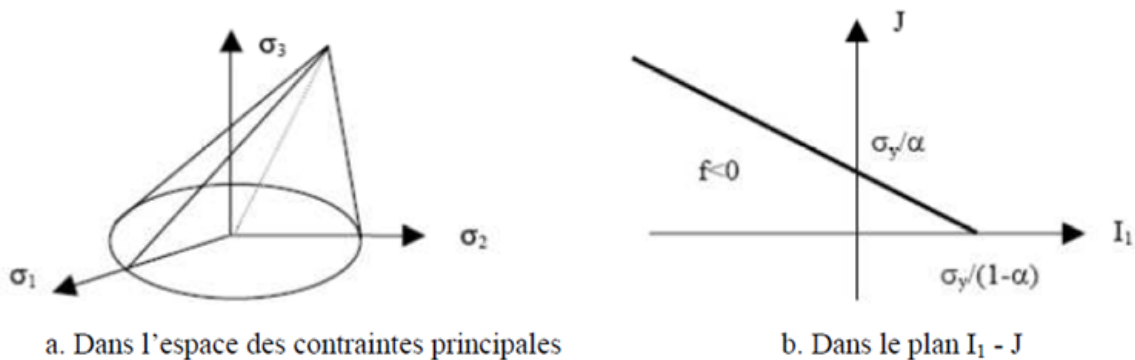


Figure 1.6 : le critère de Drücker-Prager. [5]

1.3 Méthodes de détermination de la réponse dynamique dans le sol

Il y a plusieurs méthodes pour la détermination de la réponse dynamique dans le sol par exemple : les méthodes analytiques, les méthodes numériques, méthodes semi-analytiques et les méthodes expérimentales. En général, en numérique, on parle plus souvent de la méthode des éléments finis. Du fait de sa nature discrète, cette méthode est plus flexible que les méthodes analytiques dans le sens où elle peut traiter des problèmes de géométrie complexe (encastrement, sol stratifié,...etc.). Néanmoins, elle est plus approximative. Aussi pour des raisons d'économie, son utilisation, en dynamique des sols, est généralement limitée à des problèmes à deux dimensions. [9]

Les problèmes géotechniques peuvent être traités soit par des éléments finis ou bien par des différences finies. Parmi les travaux, nous pouvons citer :

Griffiths *et al.* (2002) ont recouru à de multiples analyses par éléments finis afin d'évaluer l'effet sur la capacité portante des sols cohérents avec une cohésion vue comme une variable stochastique, cité par [11]

Lee & Salgado (2005) ont ainsi pu valider leur méthode à l'aide d'analyses numériques non-linéaires par éléments finis, cité par [11]

Cette méthode est couramment utilisée dans le calcul des structures. Néanmoins, son utilisation en dynamique des sols et en particulier dans le domaine des vibrations des fondations nécessite une adaptation. Tout d'abord, il faut représenter avec une fiabilité suffisante la nature infinie du problème (fondation + sol) par un modèle discrétisé (fondation + partie infinie du sol). Ensuite, imposer au modèle des conditions aux limites afin d'éviter toute réflexion des ondes à ce niveau.

Deux conditions aux limites sont généralement utilisées :

La limite absorbante (absorbing boundary) et la limite transmettrice (transmitting boundary).

1.3.1 Limite absorbante

La limite absorbante (ou visqueuse) a été développée par Lysmer et Kuhlemeyer pour l'étude par éléments finis des vibrations de fondations en surface ou partiellement encastées dans un sol semi-infini.

Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes P (ondes de compression) et les ondes S (ondes de cisaillement) puissent être totalement absorbées au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à partir de la théorie de propagation unidimensionnelle des ondes. Cependant, pour que cette limite soit efficace, elle devrait être placée à une certaine distance de la fondation. [9]

Kuhlemeyer a montré que l'utilisation de cette limite dans le cas d'un sol stratifié semi-infini ne fournit pas de résultats assez fiables. Ceci résulte de la difficulté à quantifier l'énergie transportée par les ondes P et S à cause des réflexions et des réfractions de ces ondes au niveau des strates. [9]

1.3.2 Limite transmetteuse

La frontière transmetteuse est caractérisée par une transmission totale des ondes aux frontières. Celle-ci a été présentée par Waas et consiste à appliquer aux frontières du modèle à discrétiser les forces nécessaires pour maintenir l'équilibre entre le modèle et la partie du sol non discrétisé. [9]

Ces forces s'obtiennent à partir des considérations de propagation des ondes dans la partie non discrétisée sous l'hypothèse d'une propagation horizontale parallèle aux strates.

En utilisant cette frontière, Waas a étudié (par éléments finis) les vibrations verticales et de torsion d'une fondation (encastrée ou non) dans un sol multicouche limité par un substratum infiniment rigide. Seul le cas de déformation plane ou axisymétrique a été considéré. [9]

En utilisant la même démarche, Chiang a obtenu les oscillations verticales, horizontales et de flexion d'une fondation rectangulaire infiniment longue. L'utilisation de cette frontière conduit à des économies considérables (par rapport à la limite absorbante) du fait qu'elle peut être placée directement à côté de la fondation, cependant, son utilisation étant limitée au cas de déformation bidimensionnelle.[9]

Cette méthode a l'avantage de préserver la nature tridimensionnelle du problème (à cause de la présence de la coordonnée angulaire à travers les séries de Fourier) et de ramener en même temps l'étude du problème à deux dimensions, ce qui entraîne une économie importante en termes de stockage (par rapport aux méthodes tridimensionnelles). [9]

L'étude par éléments finis des vibrations des fondations en utilisant la limite transmetteuse a pour avantage de prendre en considération de façon efficace l'influence de la partie du sol non discrétisé sur le modèle discrétisé. Son inconvénient est d'augmenter la taille du problème en termes de stockage, ceci limite l'utilisation de cette méthode à des cas de vibration qui peuvent être ramenés à une analyse bidimensionnelle tel que le cas des fondations rectangulaires assez longues ou celui des fondations cylindriques. Néanmoins, les fondations carrées peuvent être traitées comme des fondations cylindriques en imposant une surface égale pour les deux fondations. [9]

1.3.3 Propagation des ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, appelées des répliques.

On distingue les ondes des volumes qui traversent la terre et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et superposent sur les enregistrements des sismomètres. [11]

1.3.3.1 Ondes de volume

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

a. Ondes primaires ou ondes longitudinales (P)

Ce type d'ondes fait osciller les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages. Ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre; Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées). [11]

b. Ondes secondaires ou ondes de cisaillements (S)

Elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages. [11]

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

- ρ : Densité du milieu [Ns^2/m^4];
- G : Module de cisaillement dynamique [N/m^2];
- E : Module d'élasticité dynamique [N/m^2];
- ν : Coefficient de Poisson;
- λ : Constante de Lamé;

On a :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.11)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.12)$$

Dans la théorie de l'élasticité: $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$; $\nu = \left(\frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}\right)$.

Avec : σ est la contrainte normale dans une direction;

ε_L ; ε Représentent les déformations dans la même direction de σ et dans la direction perpendiculaire;

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

Pour les ondes P (m/s) :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1.13)$$

Pour les ondes S :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1.14)$$

La connaissance de la vitesse des ondes V_s est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E , G , ...etc.) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol – structure: $G = \rho V_s^2$ et $\lambda + 2G = \rho V_p^2$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées dans les observatoires sismologiques du monde entier.[11]

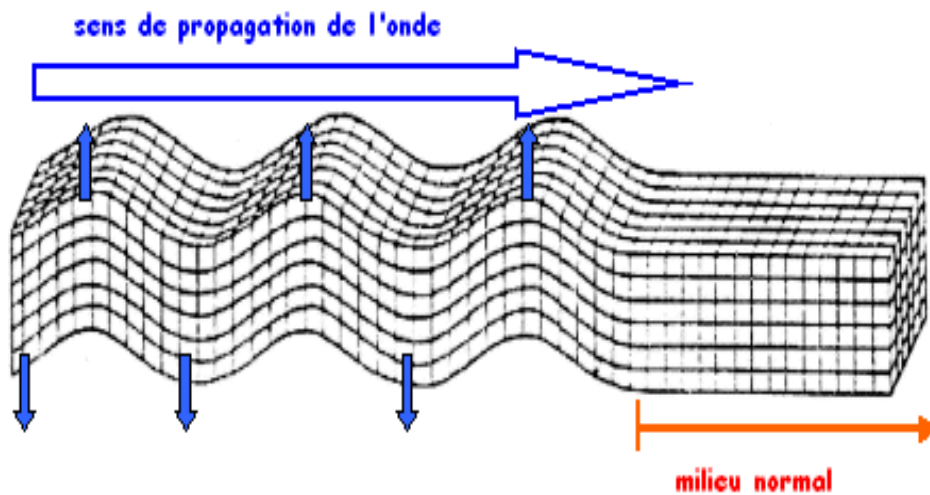


Figure (1.7) : Mouvement des particules au passage d'une onde S. [11]

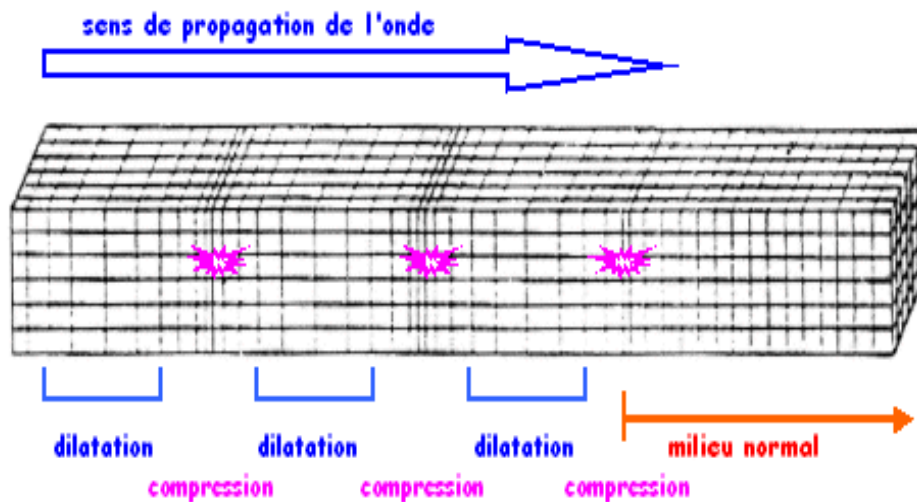


Figure (1.8) : Mouvement des particules au passage d'une onde P. [11]

1.3.3.2 Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface de deux types:

a. Ondes de Rayleigh(R)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol. [11]

b. Ondes de Love (L)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement. [11]

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes (P).

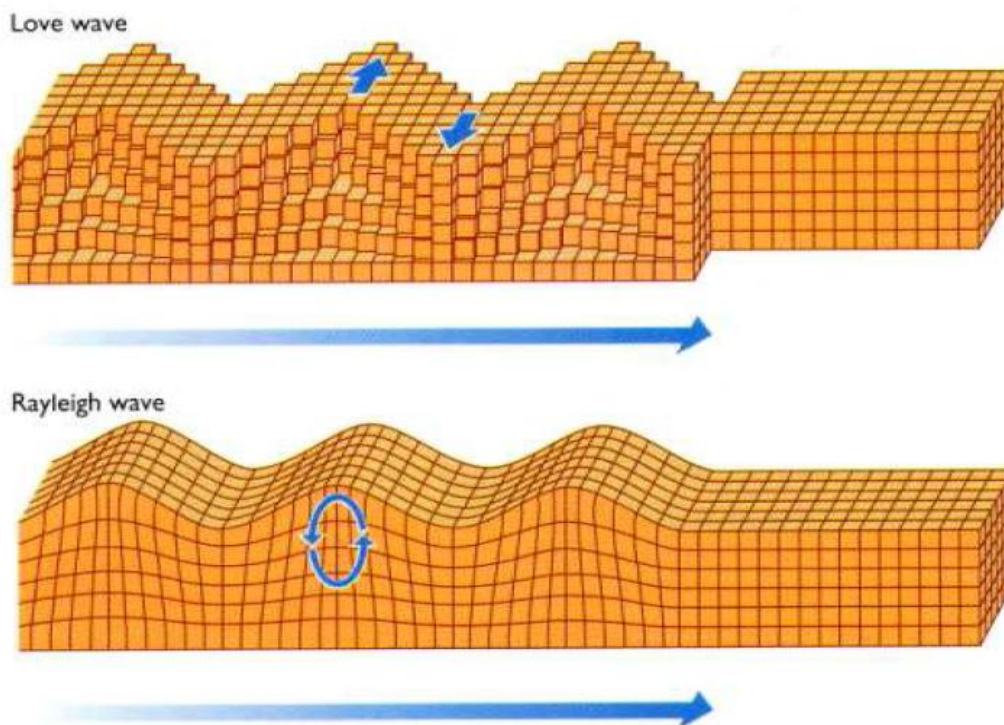


Figure (1.9) : Les ondes sismiques "Love "et "Rayleigh". [11]

1.3.4 Caractéristiques d'un séisme

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la

réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel. Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

L'accélérogramme qui représente l'évolution de l'accélération du sol en fonction du temps. Et le spectre de réponse. En effet, la pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes. L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour : [11]

-synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogrammes aux contenus très différents ;

- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction ;

- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique.

1.4 Classification des zones sismiques en Algérie

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en «zones de sismicité» à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions. Le zonage sismique adopté en Algérie est donné par la représentation suivante:[12]

- 1- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- 2 - Zone 1 : Sismicité faible.
- 3 - Zone 2: «a» et «b» : Sismicité moyenne.
- 4 - Zone 3 : Sismicité élevée.

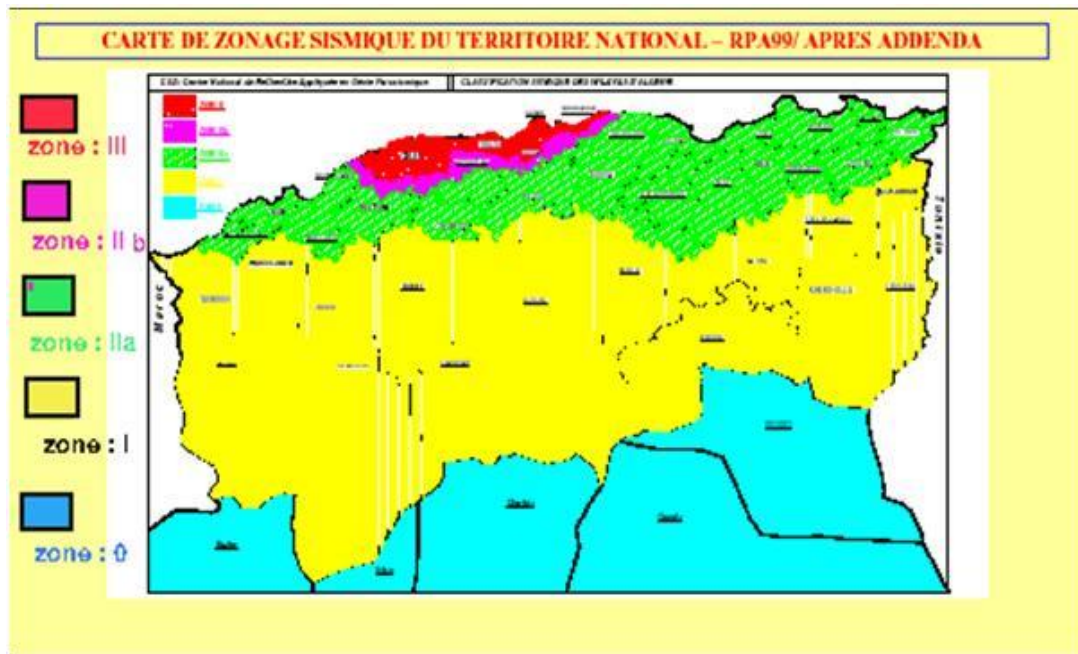


Figure (1.10) : Carte de sismicité Algérienne.[13]

1.4.1 Quelques séismes historiques

La connaissance de la sismicité historique permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

L'Algérie a connu quelques séismes dévastateurs. Notamment, le séisme de l'Asnam (Chelf) en 1980 et plus récemment, celui de Boumerdès en 2003 qui a engendré beaucoup de dégâts humains et matériels. La figure 1.11 représente une illustration des différents séismes qu'à connu l'Algérie depuis 1365.

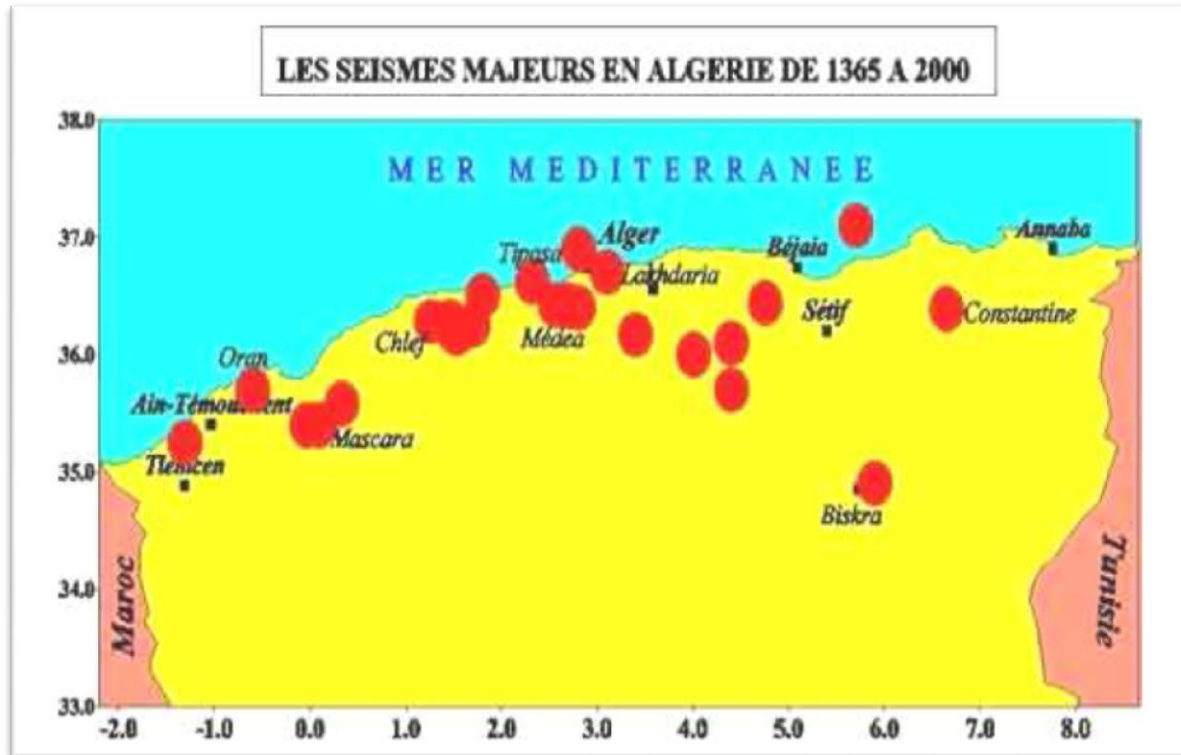


Figure (1.11) : Les séismes majeurs en Algérie.[13]

1.5 Méthodes de résolution des interactions sol-structures

Dans le domaine non-linéaire, il existe plusieurs méthodes de résolution. La plus simple, étant une méthode directe, appelée méthode globale, celle-ci consiste à modéliser l'ensemble (sol et structure) d'une manière générale. C'est-à-dire que la non-linéarité est introduite dans le sol d'une manière globale. Cette méthode étant très représentative demeure coûteuse, en temps de calcul. Depuis, certaines méthodes simplificatrices ont été développées. Ces méthodes consistent à alléger le problème initialement compliqué. La méthode présentée par la suite, appelée la méthode hybride, consiste à ne considérer la non-linéarité que sur une partie du sol, vu que le champ lointain n'est généralement pas affecté par la non-linéarité. Pour notre travail, la méthode globale sera utilisée

1.5.1 Méthode globale

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 1.12).

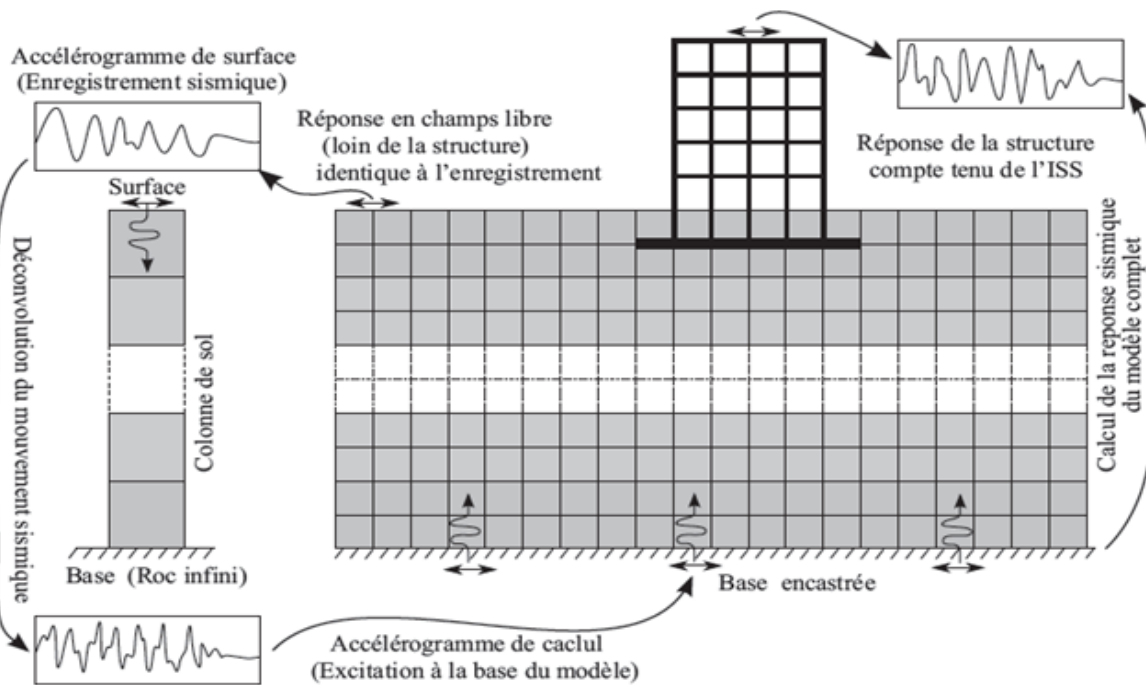


Figure (1.12) : la méthode globale.[14]

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.

La première difficulté de cette méthode est que cette résolution requiert une bonne connaissance des lois de comportements des matériaux et des frontières entre les différentes parties du système.

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.

1.5.2 Méthodes hybrides

les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines. 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.

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

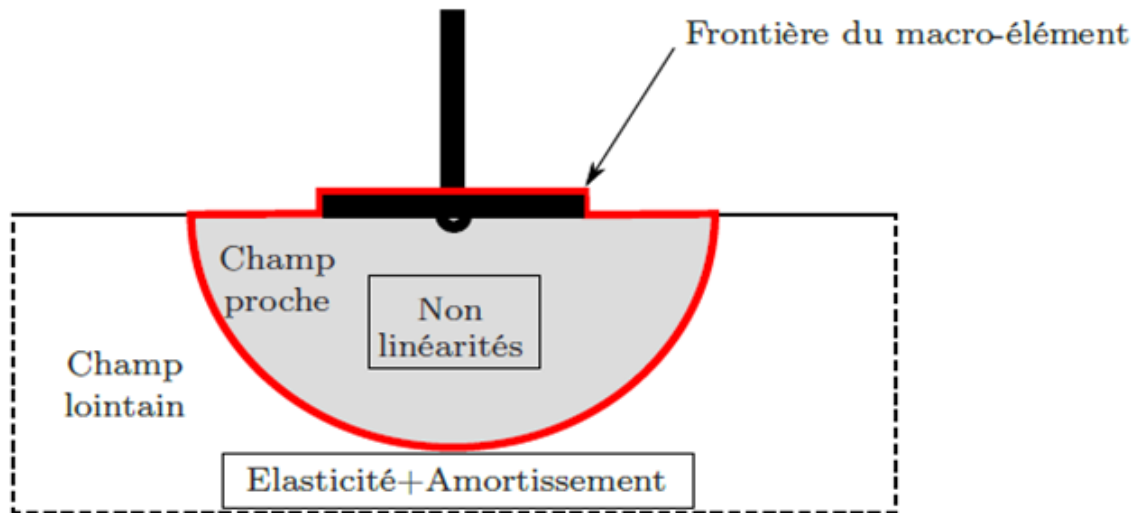


Figure (1.13) : Méthode Hybride. [14]

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 [14] 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.

1.5.2.1 Concept de macro-élément

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 conjonctions 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 et entre les deux domaines on a les éléments de frontières.

Le macro-élément dans le cadre de la méthode des éléments finis est donc une boîte à l'entrée de laquelle nous appliquons des déplacements et qui permet de calculer en sortie le torseur des efforts associés en considérant divers non-linéarités. Ce concept a été aussi

largement utilisé pour simuler le comportement macroscopique de liaisons d'éléments structuraux (par exemple liaisons poteaux poutres pour les structures acier [Fléjou, 1993], béton [Davenne, 1998] ou bois [Richard et al, 1999] cité par [16].

Les premiers modèles de macroéléments ont été spécialement développés pour des problèmes statiques de capacité portante de fondations superficielles avec des charges excentrées et inclinées Nova et Montrasio, en 1991, Martin en 1994 et puis Cassidy et al. en 2002, cité par [16].

Puis ont été étendus à des problèmes cycliques Montrasio et Nova en 1997, Pedretti en 1998, di Prisco et al. En 2002, di Prisco et Galli, en 2006, cité par [1], et à des chargements dynamiques Paolucci et Pecker, 1997, cité par [1]. L'application de macro-élément à une fondation superficielle avec prise en compte du phénomène de décollement. [2]

La plupart de ces modèles ont été décrits pour des fondations filantes ou pour des géométries diverses mais sous chargement 2D. Ils sont formulés selon les modèles classiques de plasticité issus du cadre général de la thermodynamique des processus irréversibles. [6].

La particularité pour un macro-élément est que ces modèles de plasticité sont décrits en variables globales (efforts déplacements).[16]

[11] a étudié le macro-élément à modèle hypoplasique et modèle de décollement élastique non linéaire.

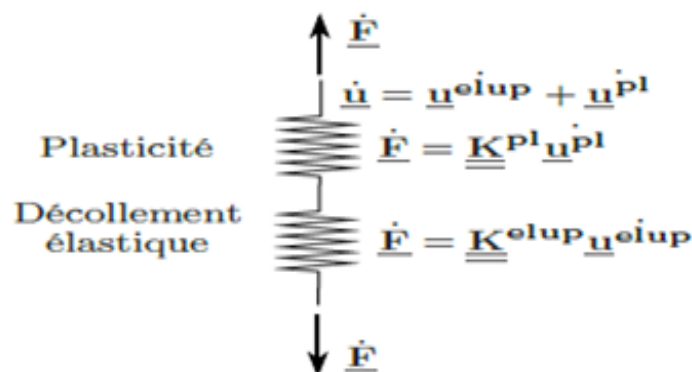


Figure (1.14) : Structure générale du macro-élément de Chatzigogos.[11]

[16] a fait une étude pour examiner le comportement d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol semi-infini et soumis à des chargements statiques, cycliques mais aussi dynamiques. Pour cela, il a utilisé une méthode hybride pour modéliser la fondation et le sol sous-jacent par l'intermédiaire d'un macro-élément d'ISS. Et il l'a appliqué aussi sur des ouvrages plus grands.

Toutes ces non-linéarités sont condensées en un point représentatif: le centre de la fondation comme représente-la figure (1.15).

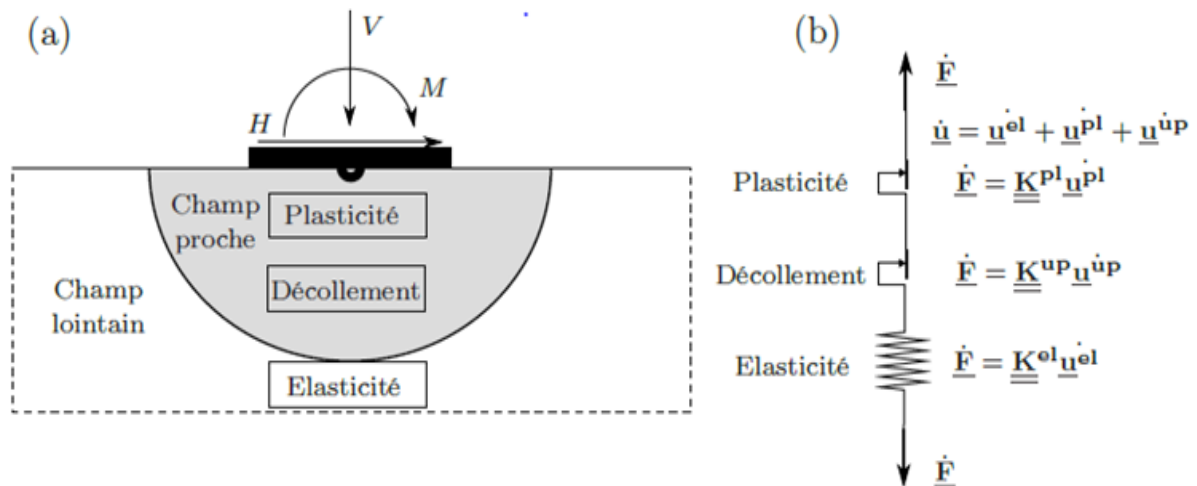


Figure (1.15) : La structure générale du macro-élément: (a) décomposition en Champs proche et champ lointain (b) système analogique.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les notions nécessaires pour la définition du comportement non linéaire du sol ainsi que les critères de plasticité. Également, nous avons parlé de la méthode des éléments finis et de son utilisation pour la détermination de la réponse dynamique du sol. Après quoi, quelques statistiques nationales ont été données afin de situer l'état du séisme en Algérie. Enfin, une revue bibliographique sur les méthodes utilisées dans la modélisation du comportement non-linéaire du sol a été présentée.

Après avoir défini les notions nécessaires pour une modélisation éléments finis. Nous allons présenter dans le chapitre 2 un modèle 3D et voir l'effet de la non-linéarité du sol sur le comportement dynamique de cette structure.

Chapitre 2 :

**Effet de la non-linéarité du sol
sur le comportement
dynamique d'une structure 3D**

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous proposons d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique en utilisant le logiciel des éléments finis ANSYS, l'influence du comportement non linéaire du sol et sa constitution sur les déplacements et les fréquences d'une structure de type bâtiment.

Quatre cas de figures sont à considérer. Dans un premier lieu, le sol est supposé homogène, isotrope et linéaire et nous allons relever des rapports de déplacements entre des points stratégiques du système sol-structure. Après quoi, la non-linéarité sera introduite afin de voir l'influence de celle-ci sur le comportement dynamique de la structure. Cette considération sera appliquée pour un sol stratifié également. Ensuite, une comparaison entre ces quatre cas sera donnée à la fin.

2.2 Définition du modèle

Le modèle étudié a été inspiré de la référence [ROBERT SAEZ, 2009]. Il consiste à représenter le système sol-fondation par deux sous domaines, un représentant le sol et l'autre la structure (figure 2.1). Pour la partie sol, on a un massif de sol de 35m de profondeur, 40m de longueur et de 12 de largeur. Pour la structure, on a un système à un seul degré de liberté (1DDL) (masse-poteau). Quant à la fondation, elle est considérée comme un élément poutre, introduit au pied du poteau afin d'éliminer tout renversement et balancement.

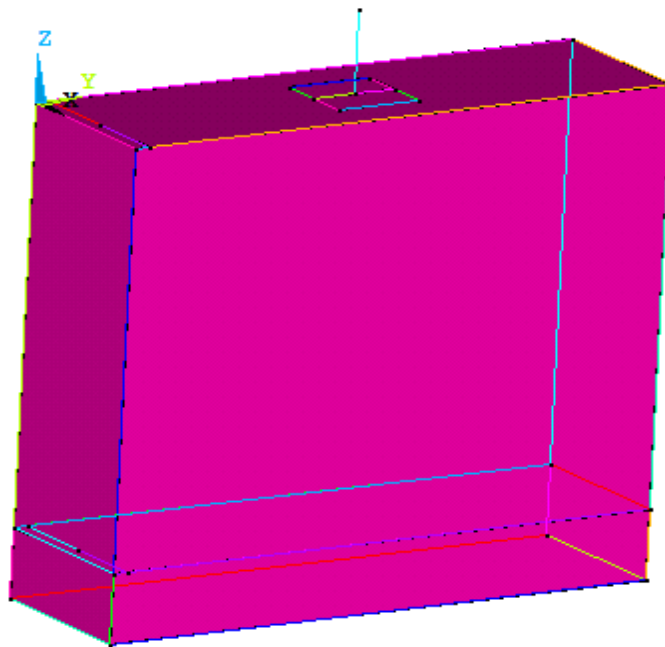


Figure 2.1 : système sol-structure

2.2.1 Modélisation du système (Structure-Fondation)

Nous employons une structure simple à 1DDL (SDDL). La structure est représentée par une masse suspendue de 108t sur un poteau de dimensions ($a \times b = 0,4 \times 0,75\text{m}$). et de hauteur 6 m (figure 2.2). Les propriétés mécaniques sont représentées dans le tableau 2.1.

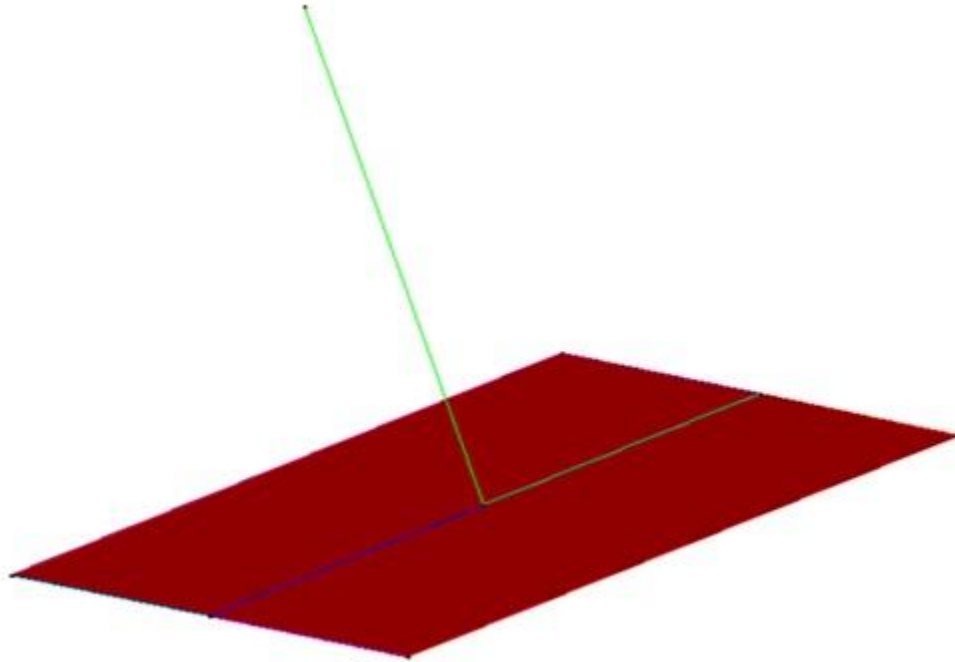


Figure 2.2 : système structure fondation.

Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques de la structure

Propriété	Valeur
Module de Young [MPa]	50 000
Coefficient de Poisson	0,29
Masse [t]	108
Rigidité [KN/M]	26620,92

La fondation est représentée par une plaque de section carrée de 6 m de côté. Elle est supposée être peu profonde, rigide et à angle droit.

Numériquement, nous avons utilisé des éléments finis unidimensionnels de type poteau-poutre nommés « BEAM4 », ceux-ci peuvent travailler en traction-compression ainsi que la torsion.

Il possède six degrés de liberté à chaque nœud (trois en translation et trois en rotation suivant X, Y et Z. La masse a été modélisée par un élément point appelé « Mass21 » possédant 6 DDL (3 translations et 3 rotations). Quant à la fondation, elle est modélisée par des éléments finis bidimensionnels référenciés « plane42 ». Ces éléments structuraux à quatre nœuds, travaillent dans le plan (x-y) et possèdent 2DDL à chaque nœud, qui sont les translations suivant X et Y.

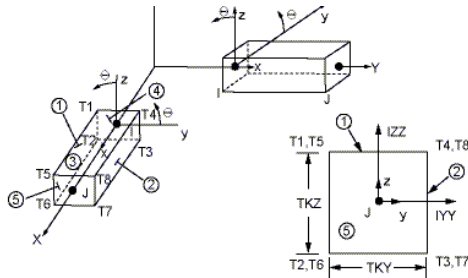


Figure 2.3.a : L'élément Beam4

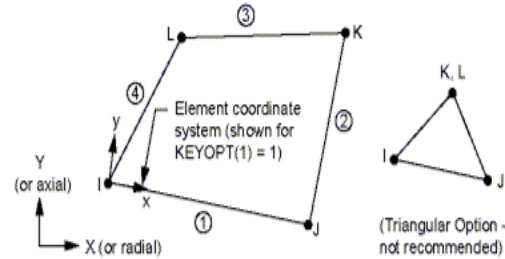
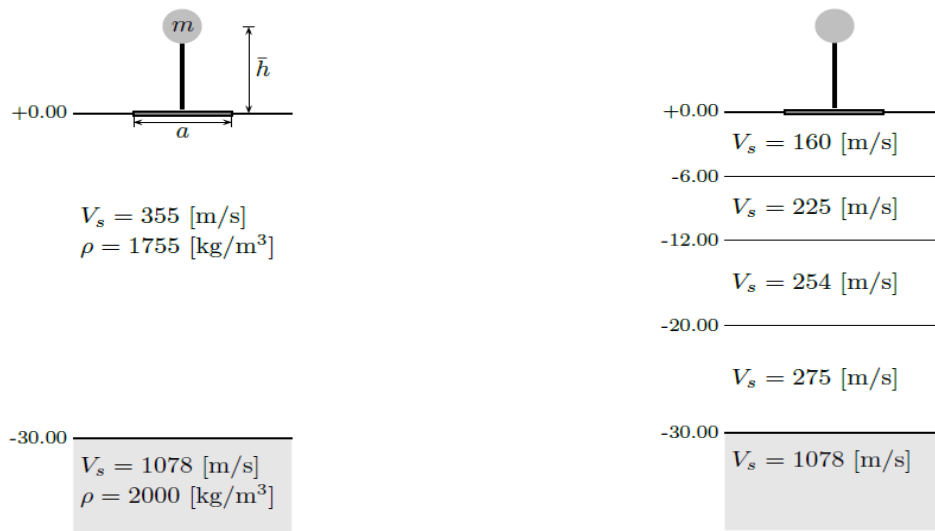


Figure 2.3.b : L'élément Plane42

2.2.2 Modélisation du sol

Deux profils élastiques du sol ont été étudiés en premier lieu :

1. Profil de sol Homogène de 30 m de profondeur recouvrant une roche en place élastique, nous considérons 5m de celle-ci (Fig.2.4a).
2. Sol horizontalement stratifié de 30 m de profondeur recouvrant une roche en place élastique de hauteur 5 m (Fig.2.4b) là où les effets de les interactions dynamiques sol-structure ne sont pas significatifs.[1]



(a) Profil du sol Homogène

(b) Profil du sol stratifié horizontalement

Figure (2.4): Schémas des systèmes (sol-fondation-structure) utilisés

Tableau 2.2 : paramètres géotechniques des deux modèles.

Sol homogène			Sol stratifié			
Sol	E [MPa]	ν	Sol	Profondeur [m]	E [MPa]	ν
Sol 1(0-30m)	1,619865	0,3	Sol 1	0-6	0,73	0,3
			Sol 2	6-12	1,026675	0,3
			Sol 3	12-20	1,159	0,3
			Sol 4	20-30	1,254825	0,3
Sol 2(30-35m)	5,6056	0,3	Sol 5	30-35	5,6056	0,3

Pour la modélisation numérique du massif de sol des éléments tridimensionnels de type solide notés « Solid45 » possédants huit nœud dont chacun a trois degrés de liberté (les trois translations) (figure 2.5).

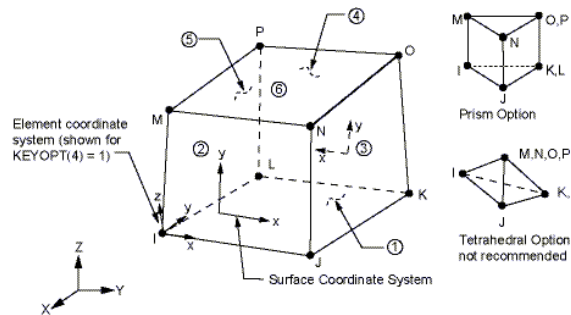


Figure 2.5 : Élément de référence « Solid45 »

2.2.3 Maillage et conditions aux limites

Le modèle élément finis de la structure adopté est représenté en figure 2.6 (a). Comme nous l'avons précisé au paragraphe précédent, le massif du sol est modélisé par un bloc d'éléments finis tridimensionnels sur lequel repose une plaque carrée bidimensionnelle représentant la fondation. Celle-ci est surmontée d'un poteau modélisé par des éléments unidimensionnels de type poutre. Au milieu de la fondation, une poutre horizontale est introduite, afin d'éliminer tout renversement ou balancement.

Quant aux conditions aux limites, elles sont schématisées en figure 2.6.(b). Nous acceptons que la dimension de x est assez grande pour éliminer des effets de frontière, ainsi U_x sont bloqués au-dessus des côtés latéraux (dans $x = 6$ et $x = -6$). Afin de satisfaire la périodicité à travers cette direction, des nœuds latéraux sont attachés suivant les directions y et z de déplacement. Pour les frontières latérales sur la direction de y ($y = -20$ et $y = 20$).

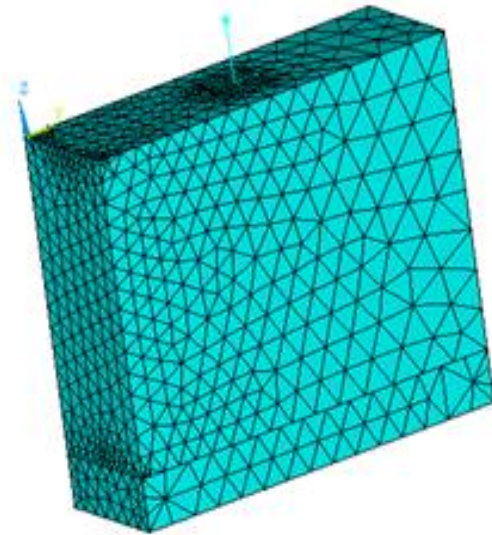


Figure 2.6 (a) : Maillage de la structure

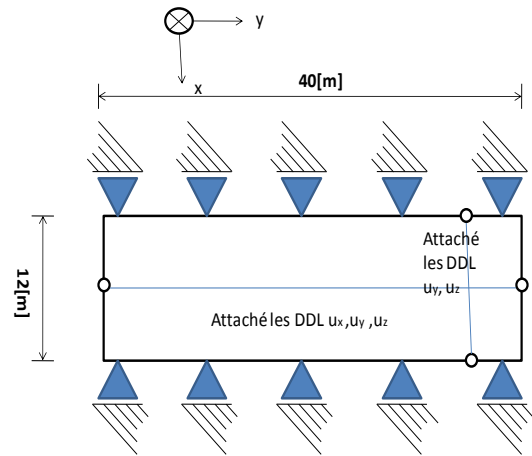


Figure 2.6.(b) : conditions aux limites

2.2.4 Comportement non-linéaire du sol

Nous avons utilisé pour notre modèle deux types de sol. Le premier est une argile molle et le second est un sable lâche. Les propriétés non-linéaires matérielles sont considérées comme suit :

Pour le sol argileux le critère de Drucker Prager a été introduit, dans lequel, nous avons défini la cohésion(c), l'angle de frottement(ϕ) et l'angle de dilatance (ψ), figure (2.7).

Le critère de Drucker Prager n'étant pas convenable pour les sables, nous avons donc introduit pour le sable lâche, une loi de comportement selon le graphe de la figure (2.8).

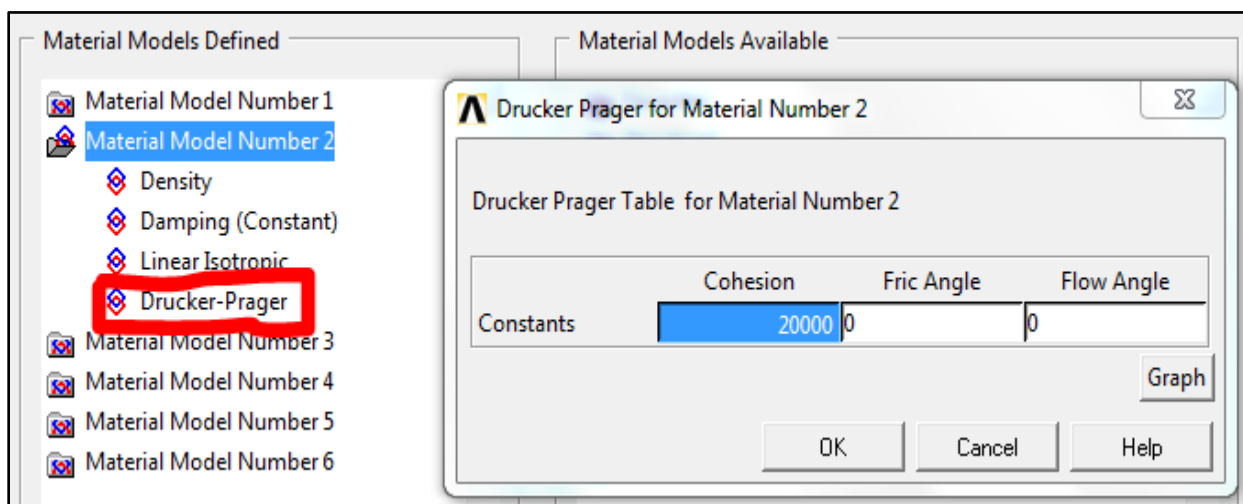


Figure 2.7 : Définition des paramètres non-linéaires selon Drucker Prager.

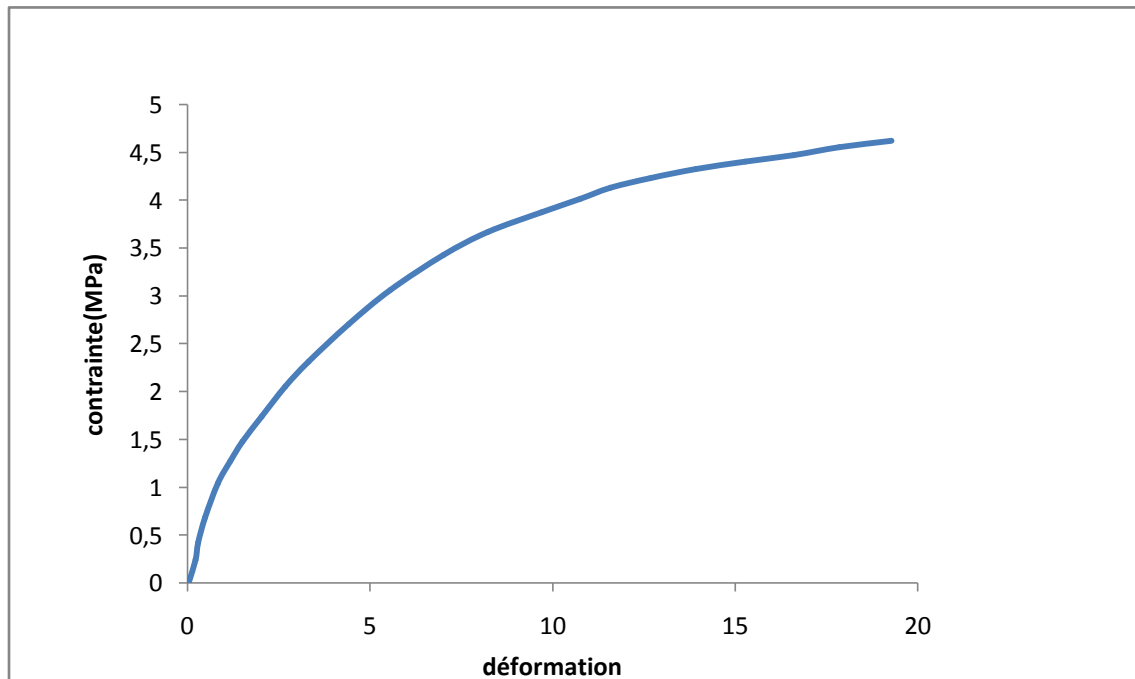


Figure 2.8 : Loi de comportement du sable lâche [15].

Le graphe de figure 2.8 est obtenue par un essai triaxial.

Dans la figure 2.9, nous montrons la manière d'introduire les propriétés non-linéaire du sable utilisé dans ANSYS.

	T1	0
	STRAIN	STRESS
1	0.037736	4302.1
2	0.22642	2.4092E+005
3	0.30189	4.2447E+005
4	0.49057	6.8834E+005
5	0.83011	1.044E+006
6	1.1698	1.2734E+006
7	1.5094	1.4799E+006
8	2.0377	1.7438E+006
9	2.6793	2.0535E+006
10	3.3207	2.3174E+006
11	4.4151	2.7075E+006
12	5.5472	3.0631E+006
13	7.0189	3.4302E+006
14	8.2264	3.6711E+006
15	9.6981	3.8776E+006
16	10.755	4.0153E+006
17	11.585	4.13E+006
18	12.679	4.2333E+006
19	13.925	4.325E+006
20	15.283	4.4054E+006
21	16.604	4.4742E+006
22	17.849	4.5545E+006
23	19.283	4.6233E+006

Figure 2.9: introduction des propriétés matérielle non-linéaire du sable lâche.

2.3 Résultats et interprétations

Une analyse dynamique modale a été considérée afin de relever les fréquences propres du système étudié. Ces valeurs ont été comparées aux résultats de référence [ROBERT SAEZ, 2009] Les comparaisons sont représentés sous forme de graphes comparatifs en termes de rapport de déplacements calculés à différents points de référence définis au paragraphe suivant, en fonction des différentes fréquences.

2.3.1 Les points de contrôle

Nous définissons trois points principaux de commande : le point top de la structure, noté « tp », un point au champ libre, noté « ff » (free field) et le troisième correspond à la projection verticale en profondeur de ce point libre « ff » sur l'interface sol-roche, noté « bd » (bedrock).Figure.2.10.

Concernant, le point de référence « ff », il est défini aussi loin que possible dans le modèle numérique EF. Nous l'avons positionné à 1 m de la frontière, au milieu du maillage suivant la direction de y.

Nous calculons deux différents rapports de déplacements, entre le point top et le point au champ libre « tp/ff ». Ainsi, entre le point au champ libre et au point en profondeur « ff/bd ». Le but du rapport « tp/ff » doit illustrer le degré d'interaction entre la superstructure et le sol. Pour le sol infiniment rigide, ce rapport donne la fonction de transfert basse fixe généralement utilisée dans les séismes.

Le deuxième rapport « ff/bd » laisse identifier la position relative de la structure comparée au sol et illustre la clarté de la réponse au champ libre. Ainsi, pour un état de champ libre parfait, nous ne trouverons pas d'effets des structures voisines. La clarté de ce rapport est commandée par la génération et l'atténuation des ondes superficielles, et ses réflexions certaines à la frontière pour l'approche en éléments finis.

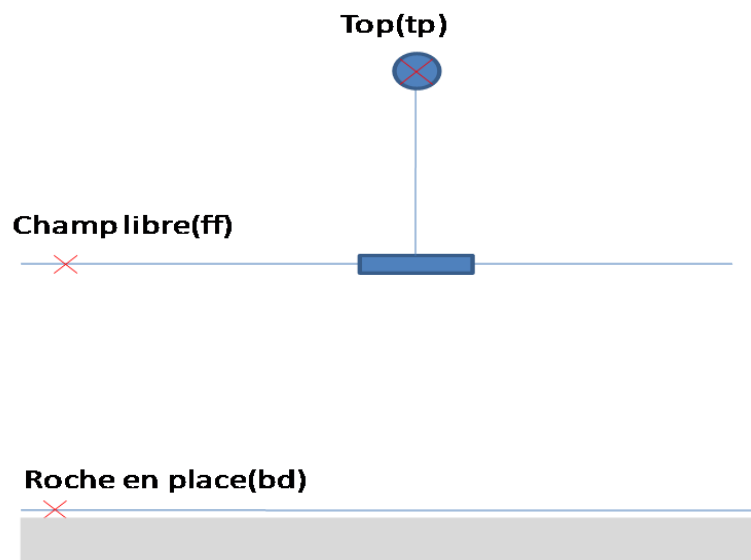
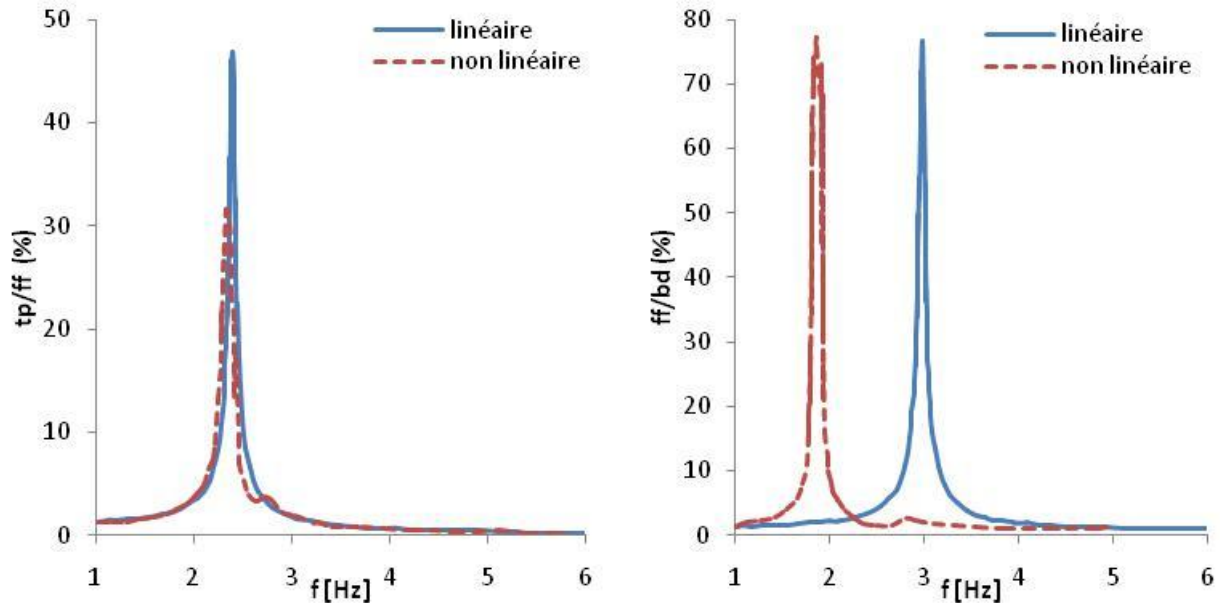


Figure2.10 : position des points de contrôle.

2.3.2 Les résultats de référence

Sol homogène

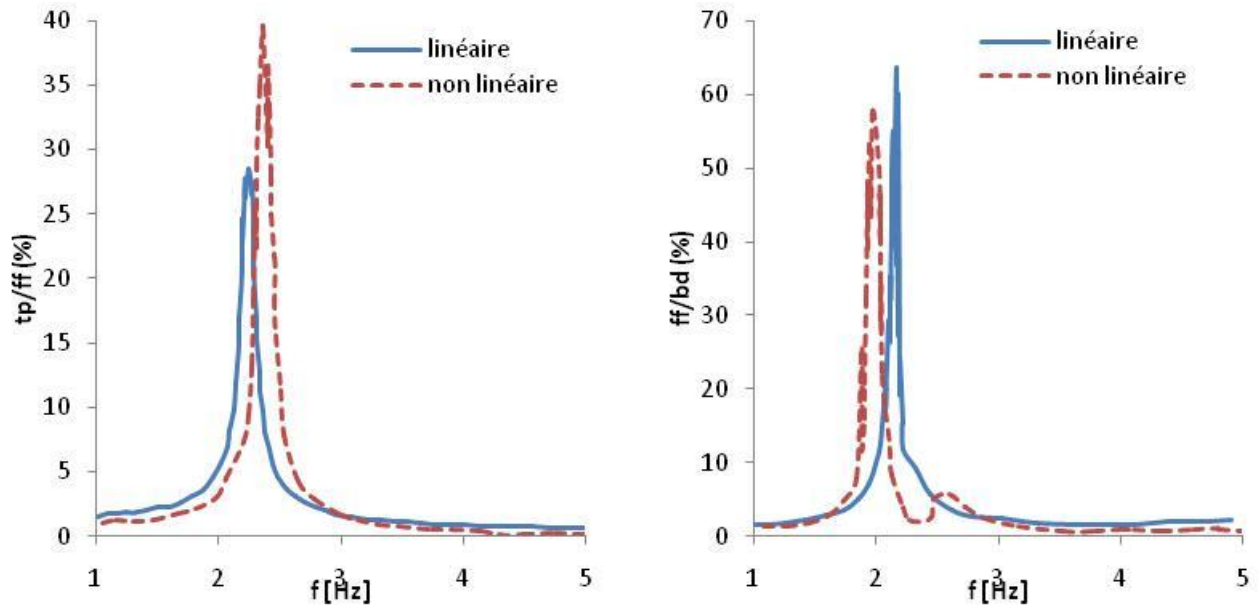


(a): Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence

(b): Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence

Figure 2.11 : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène

Sol stratifié



(a) : Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence

(b) : Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence

Figure 2.12 : Rapport de déplacements en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié.

2.3.3 Cas de sol homogène

Dans cette section, nous allons voir l'influence de la non-linéarité sur un profil de sol homogène considéré selon le schéma de la figure 2.4.a. Deux types de calculs ont été réalisés, un linéaire et l'autre non-linéaire.

a/ Influence de la non-linéarité

Dans cette partie, nous allons exprimer les résultats, linéaire et non-linéaire, en comparant les mêmes entités. La figure 2.13 représente la variation du rapport « tp/ff » en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène. Les deux courbes correspondent à un calcul linéaire élastique, et un calcul non-linéaire, où la loi de comportement définie précédemment a été introduite.

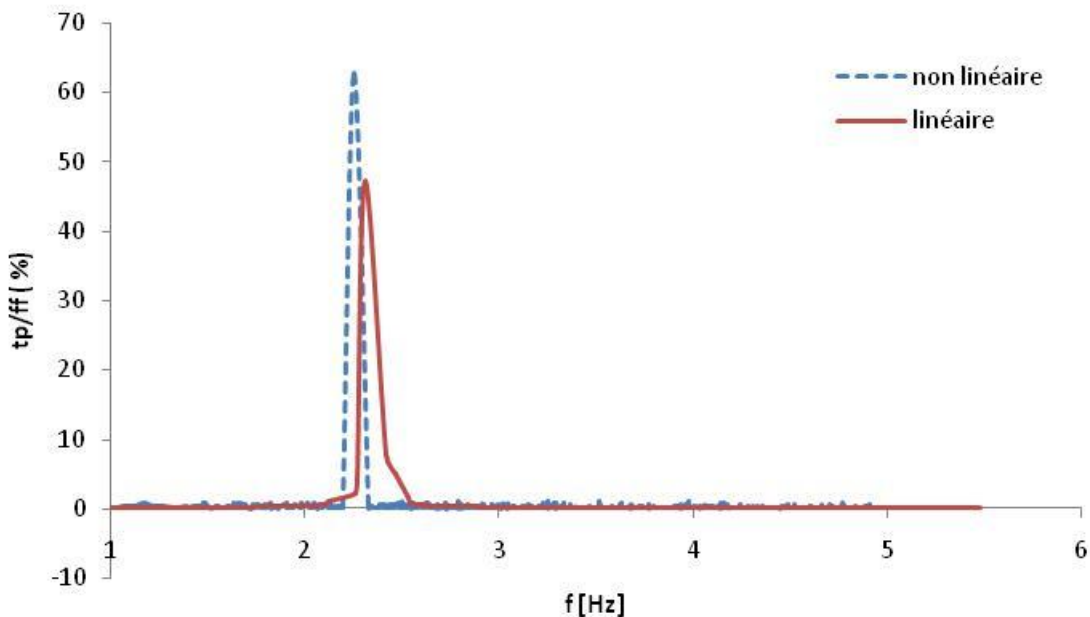


Figure 2.13 : Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène

Dans le cas linéaire, le rapport (tp/ff) est de **47.21%** pour une fréquence de **2.5 Hz**. Alors que dans le cas non-linéaire, le rapport de déplacements (tp/ff) s'élève à **62.83%** pour une fréquence de **2.3Hz**.

Pour le résultat de référence : (la figure 2.11) Dans le cas linéaire, le rapport (tp/ff) est de **49%** pour une fréquence de **2.35 Hz**. Alors que dans le cas non-linéaire, le rapport de déplacements (tp/ff) s'élève à **33%** pour une fréquence de **2.35Hz**.

Si nous comparons les rapports « ff/bd », la figure 2.14 montre que ce rapport dans le cas linéaire est de **74.8%** pour une fréquence de **2.69 Hz**. Dans le cas non linéaire, il est de **38.92%** pour une fréquence de **2.1Hz**.

Pour le résultat de référence, ce rapport dans le cas linéaire est de **78%** pour une fréquence de **3 Hz**. Dans le cas non linéaire, il est de **78%** pour une fréquence de **1.8Hz**.

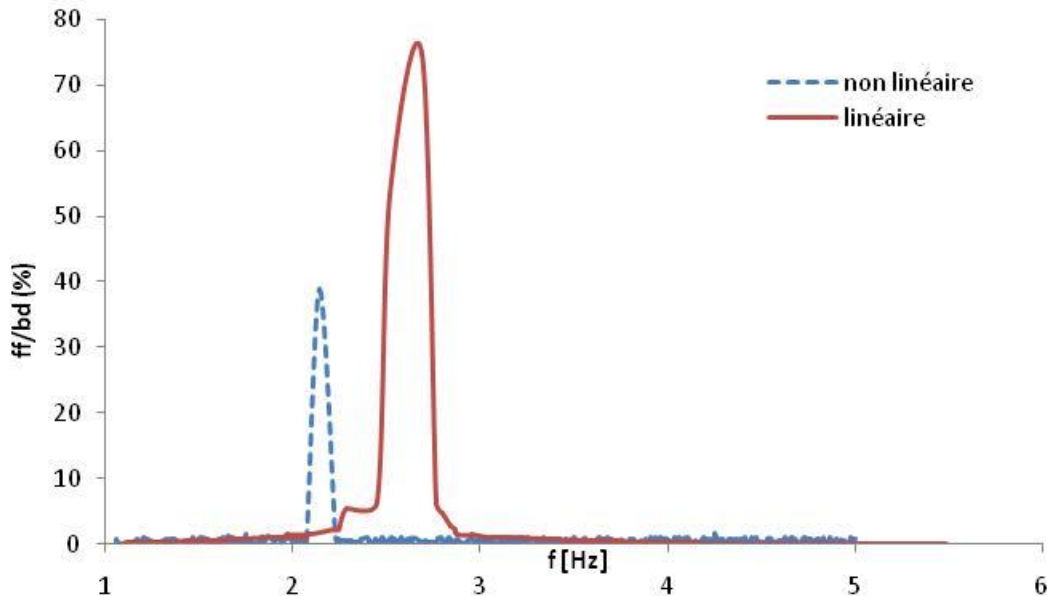


Figure 2.14 : Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence dans le cas de sol homogène.

Après l'analyse du sol homogène, nous pouvons conclure que le fait d'introduire la non-linéarité du sol n'a pas une grande influence sur le premier rapport « tp/ff ». En revanche, l'écart se creuse entre les déplacements au champ libre et en profondeur « ff/bd ». Le fait d'introduire la non-linéarité du sol réduit le rapport de pratiquement **50%**. C'est-à-dire que l'effet de la propagation diminue en introduisant la non-linéarité du sol.

b/ comparaison entre les points de mesure

Si nous comparons entre les 3 points de mesure. Dans le cas linéaire (le rapport maximal (tp/ff) est égale (**47,21%**) et pour le deuxième rapport (ff/bd) la valeur maximale est de (**74,8%**).) Dans le cas non-linéaire, (le rapport maximal (tp/ff) est égale (**38,92%**) et pour le deuxième rapport (ff/bd) la valeur maximale est de (**62,83%**).)

Le rapport (tp/ff) est maximum à la fréquence (**2,30 Hz**) et il est de (**47,21%**). Pour le deuxième rapport (ff/bd), à une fréquence (**2,69 Hz**), il est de (**74,8%**).

Dans le cas non-linéaire, le rapport (ff/bd) est maximal à la fréquence (**2,14 Hz**) et il est égal à (**38,92%**) . Alors que pour le deuxième rapport (tp/ff), il est à (**62,83%**) pour une fréquence de (**2,25 Hz**).

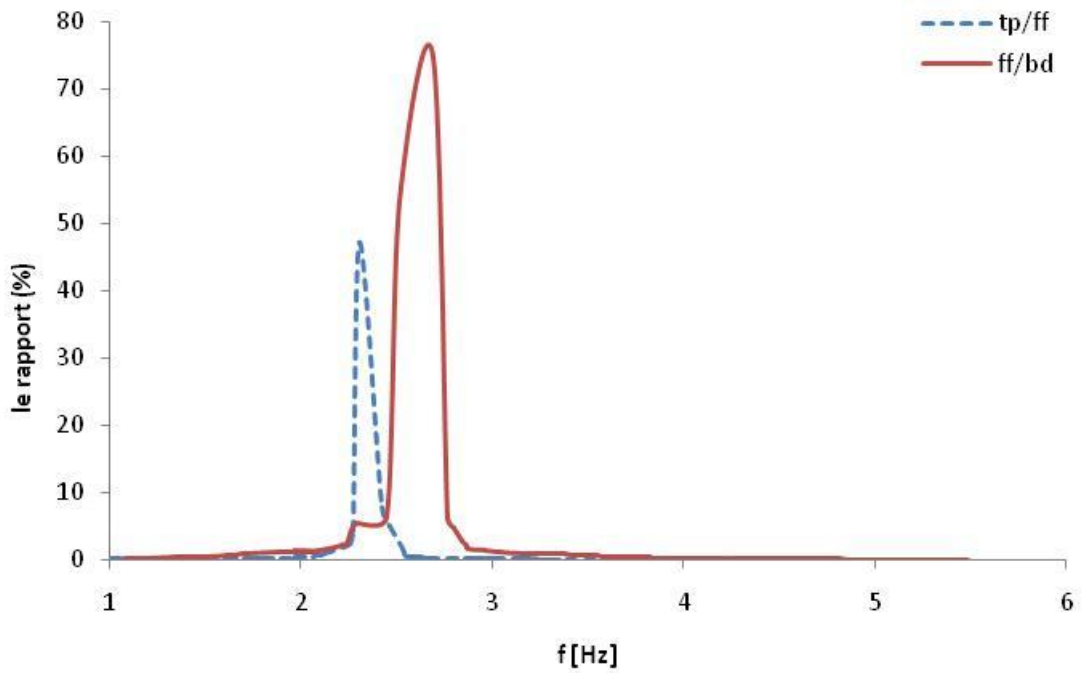


Figure 2.15 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol homogène linéaire.

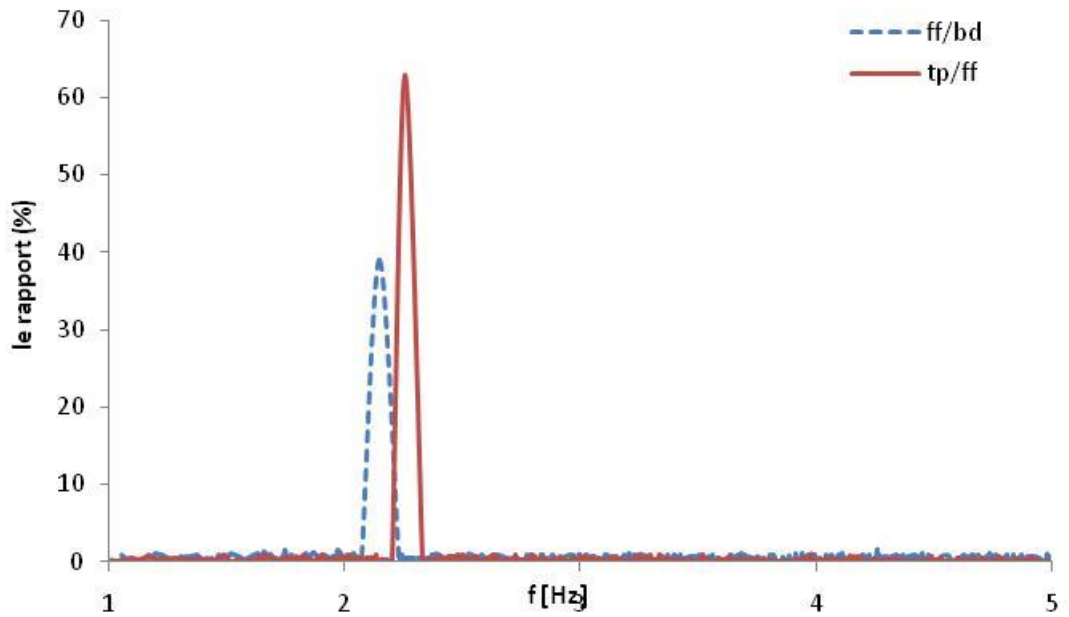


Figure 2.16 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol homogène non linéaire.

2.3.3 Cas de sol stratifié

Dans cette section, le même travail est considéré que la section précédente ; sauf que le profil de sol est supposé stratifié selon le schéma de la figure 2.4.b.

a/ Influence de la non-linéarité

Nous traçons dans la figure 2.17, la variation du rapport « tp/ff ». Le calcul linéaire donne un rapport de **46.51%** pour une fréquence de **2.37 Hz**. Alors que le calcul non-linéaire, présente un rapport de **38.16%** pour seulement une fréquence de **1.55Hz**.

Pour le résultat de référence (figure 2.12.a) : Dans le cas linéaire, le rapport (tp/ff) est de **30%** pour une fréquence de **2.2 Hz**. Alors que dans le cas non-linéaire, le rapport de déplacements (tp/ff) s'élève à **39.5%** pour une fréquence de **2.4Hz**.

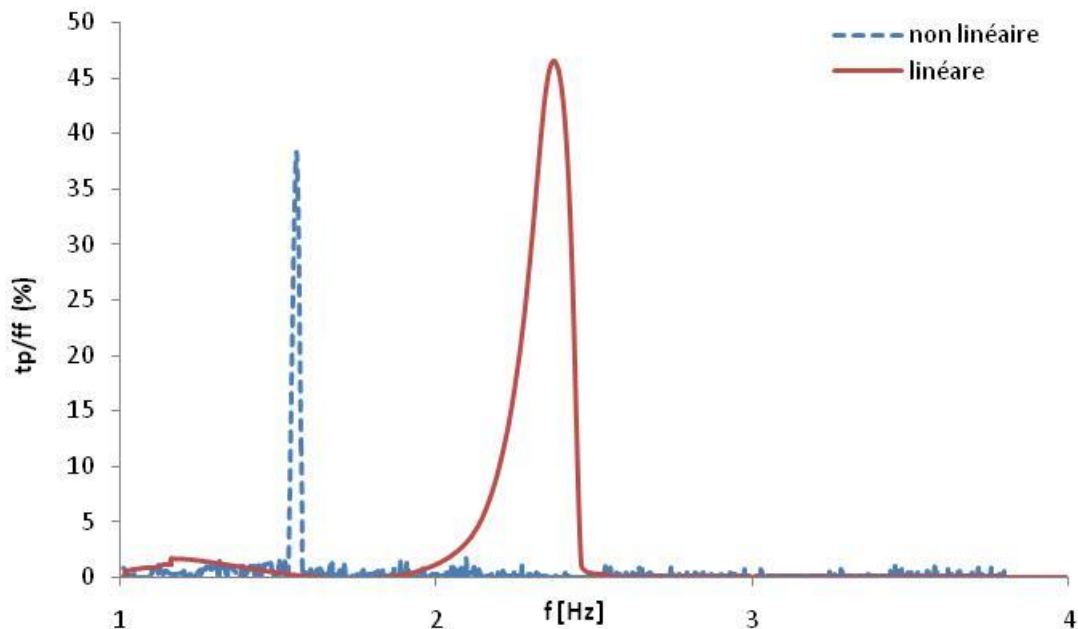


Figure 2.17 : Rapport de déplacements (tp/ff) en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié.

La figure 2.20 représente la comparaison des rapports « ff/bd ». Le calcul linéaire dans ce cas là, présente un pourcentage de **79.51%** pour une fréquence de **2.91 Hz**. Le calcul non-linéaire quant à lui, présente un rapport de **74.94%** pour une fréquence de **2.07Hz**.

Pour le résultat de référence : la figure 2.12 (b) montre que ce rapport dans le cas linéaire est de **65%** pour une fréquence de **2.2 Hz**. Dans le cas non linéaire, il est de **57.8%** pour une fréquence de **2Hz**.

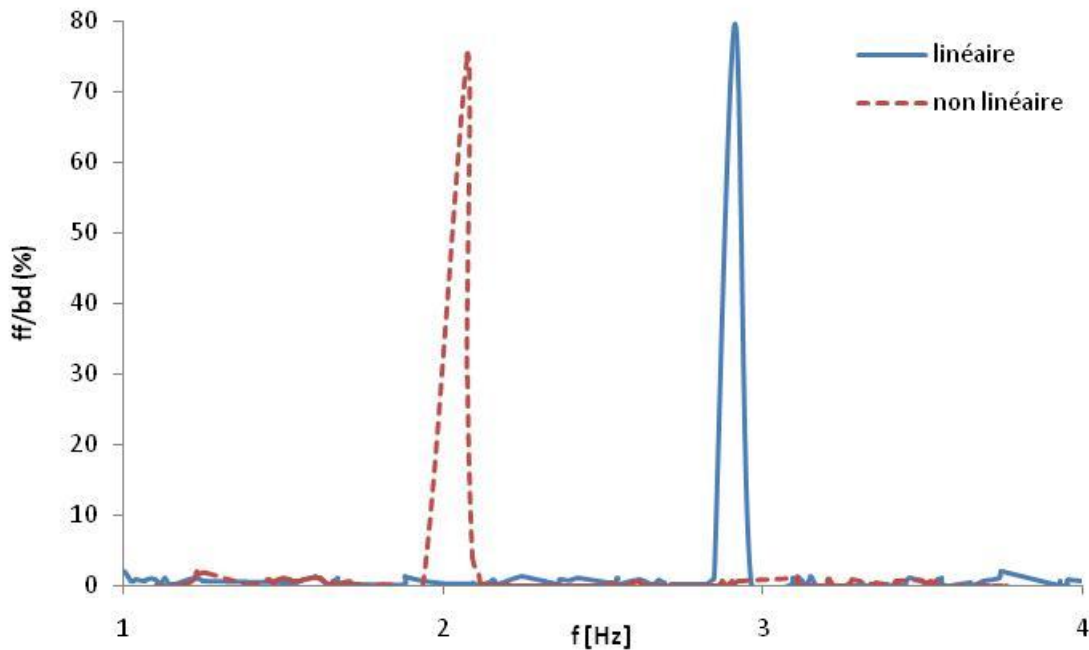


Figure 2.18 : Rapport de déplacements (ff/bd) en fonction de la fréquence dans le cas de sol stratifié.

Après l'analyse du sol stratifié, nous pouvons dire qu'introduire la non-linéarité du sol n'influe pas réellement sur les deux rapports « tp/ff » et « ff/bd ». Par contre, elle diminue la fréquence maximale de **(30-35)%**.

b/ Comparaison entre les points de mesure

Si nous comparons entre les 3 points de mesure. Dans le cas linéaire (le rapport maximal (tp/ff) est égale **(46,51%)** et pour le deuxième rapport (ff/bd) la valeur maximale est de **(79,51%)**). Dans le cas non-linéaire, (Le rapport maximal (tp/ff) est égale **(38,16%)** et pour le deuxième rapport (ff/bd) la valeur maximale est de **(74,94%)**.)

Dans le cas linéaire, le rapport (tp/ff) est maximum à la fréquence **(2.37 Hz)** et il vaut **(46,51%)**. Alors que pour le deuxième rapport (ff/bd) la valeur maximale est de **(79,51%)**, obtenue à la fréquence **(2,91 Hz)**.

Dans le cas non-linéaire, le rapport (tp/ff) est égal à **(38,16%)** pour une fréquence de **(1,55 Hz)**. Alors que pour le deuxième rapport (ff/bd) il est de **(74,94%)** pour une fréquence de **(2,07 Hz)**.

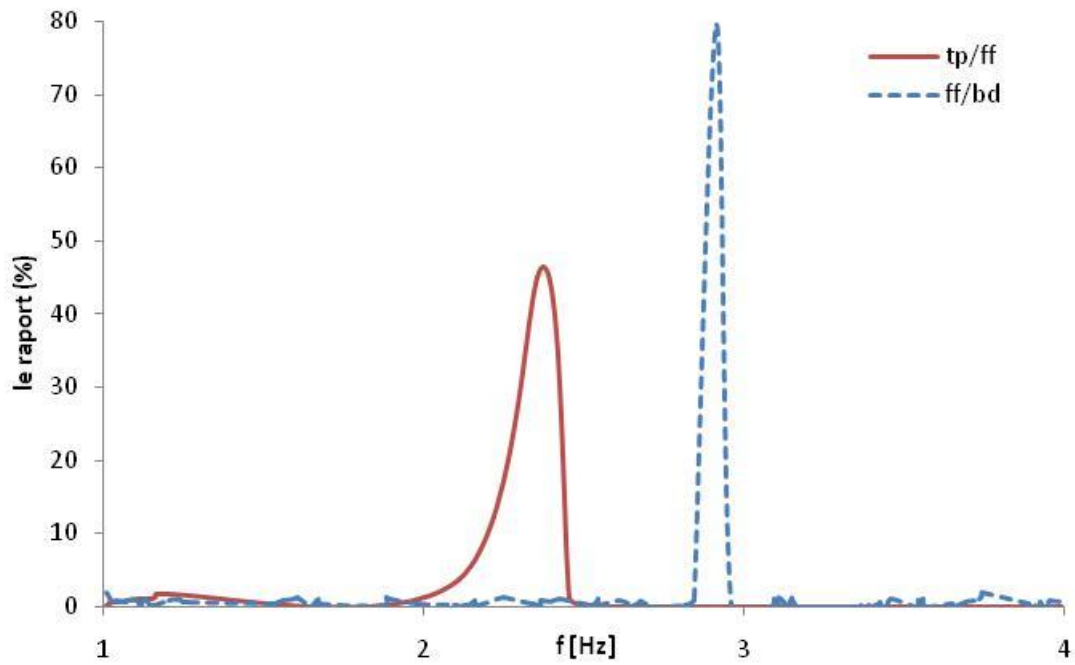


Figure 2.19 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol stratifié linéaire

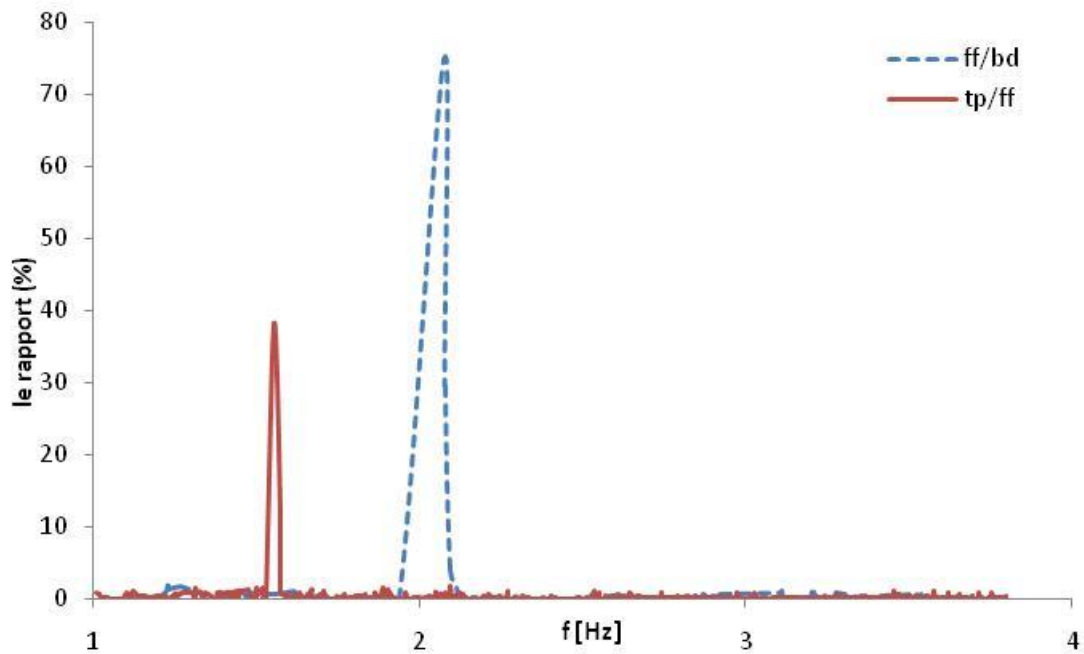


Figure 2.20 : comparaison des 3 points de mesure dans le cas de sol stratifié non linéaire

2.3.4 Comparaison entre les types de profils de sol dans le cas linéaire

Dans cette partie, nous allons comparer entre les deux types de sols, homogène et stratifié afin de voir l'influence du type de profil sur les rapports de déplacements « tp/ff » et « ff/bd ».

La figure 2.21 représente la variation du premier rapport « tp/ff », nous constatons que peu importe le type de sol choisi, la variation entre les déplacements ainsi que les fréquences sont pratiquement identiques. Le rapport entre le point top de la structure et le point au champ libre ne dépend pas du type de sol dans le cas linéaire. Cette remarque est similaire concernant le second rapport « ff/bd », la figure 2.22 représente une légère différence entre les deux courbes correspondantes au sol homogène et au sol stratifié.

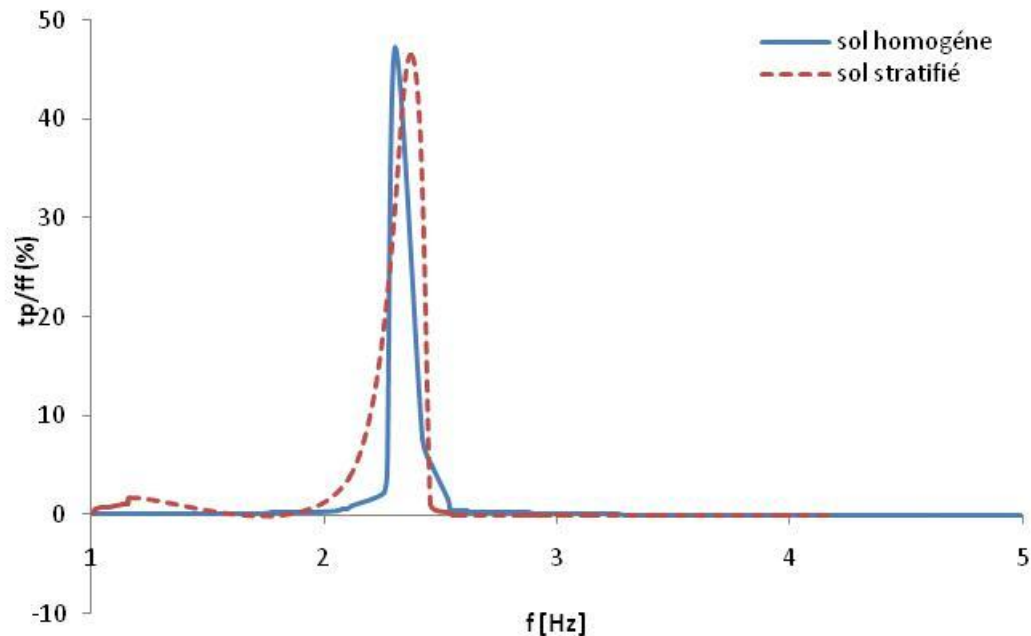


Figure 2.21 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas linéaire (tp/ff)

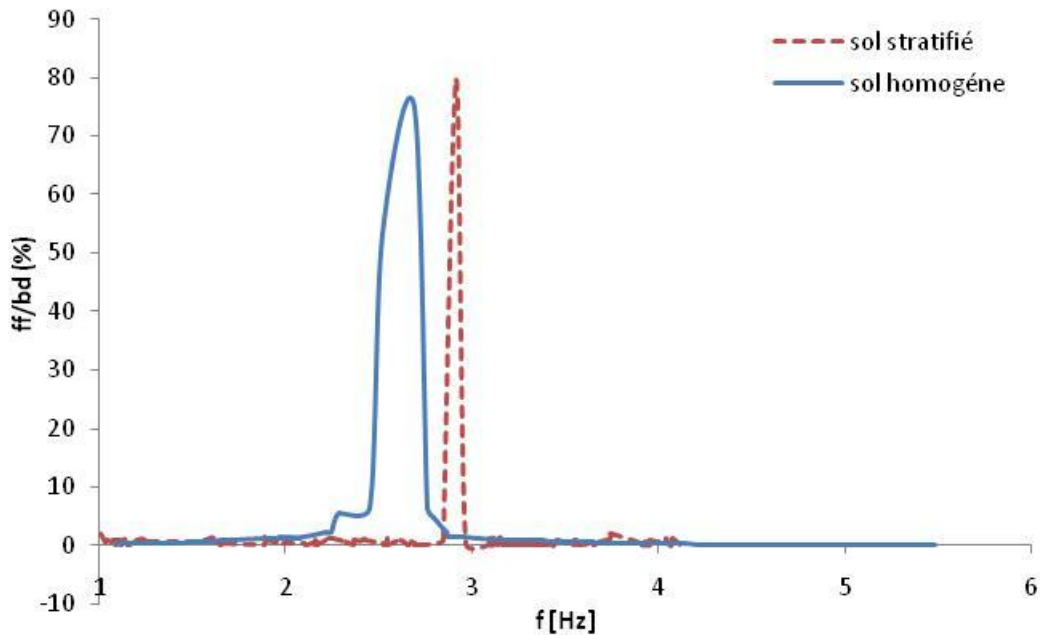


Figure 2.22 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas linéaire (ff/bd)

2.3.5 Comparaison entre les types de profils de sol dans le cas non linéaire

Dans ce paragraphe, nous allons comparer entre les deux types de sols (homogène et stratifié) mais en introduisant l'effet de la non-linéarité.

Dans la figure 2.23, nous remarquons que les deux courbes sont largement différentes. Le cas de sol stratifié présente une faible fréquence vis-à-vis du cas homogène. Notamment, les rapports de « t_p/ff » dans le cas homogène sont largement importants par rapport au cas stratifié. En effet, le premier représente une valeur de **62,83%** alors que le second est de **38,16%**, soit une différence de $\approx 40\%$.

Concernant le second rapport « ff/bd », la figure 2.24 montre que la fréquence n'a pas beaucoup changé, par rapport à la valeur extrême de « ff/bd ». Le cas stratifié représente une valeur de **74,94%** alors que le cas homogène présente une valeur de **38,92%**, soit une différence de $\approx 50\%$.

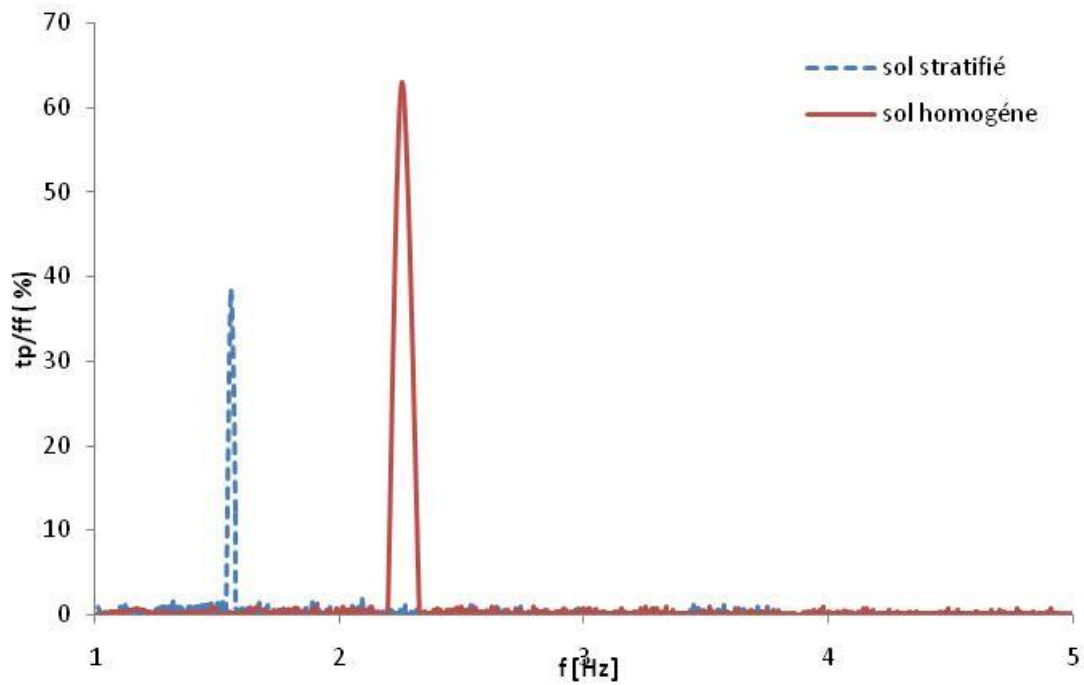


Figure 2.23 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas non-linéaire (tp/ff)

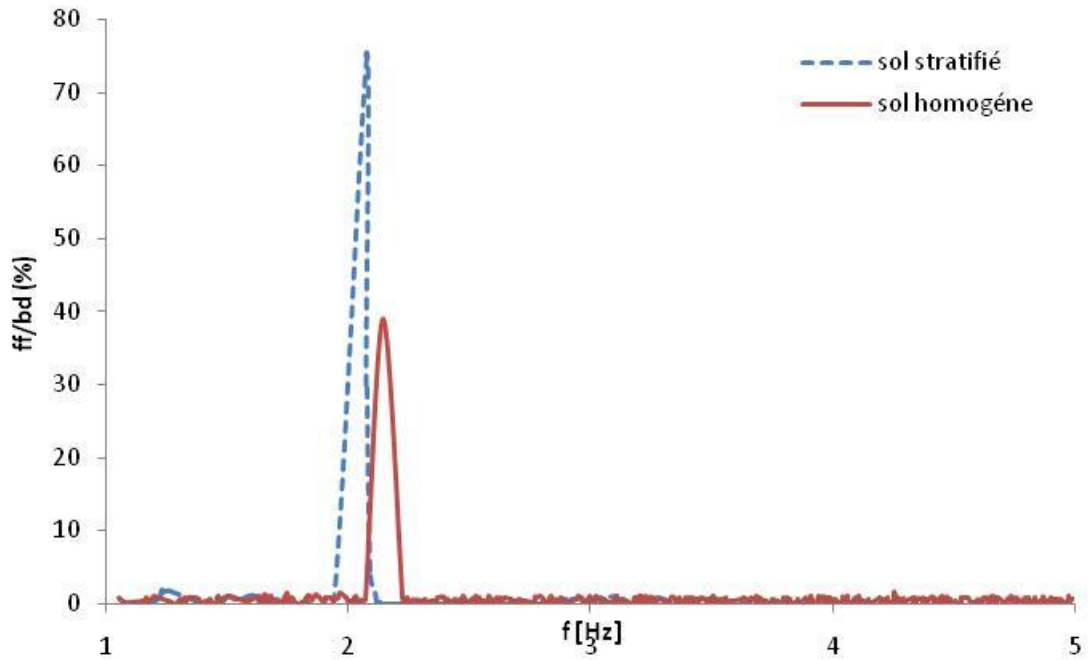


Figure 2.24 : comparaison entre un sol homogène et un sol stratifié dans le cas non-linéaire (ff/bd)

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse dynamique modale a été réalisée, dans laquelle l'effet de la non-linéarité du sol a été traité.

Dans le cas de sol homogène, l'introduction de la non-linéarité du sol n'a pas d'effet sur le rapport « tp/ff ». En revanche, elle influe d'une manière considérable sur le rapport « ff/bd ». Dans ce cas là, la propagation des ondes dans le sol diminue sur le champ libre de pratiquement **50%**.

Entre les 3 points de mesure, le rapport « ff/bd » est plus grand par rapport à « tp/ff » mais pour les fréquences presque les mêmes

Dans le cas de sol stratifié, l'introduire de la non-linéarité du sol n'a d'effet ni sur le rapport « tp/ff » ni sur le rapport « ff/bd ». Par contre, elle diminue la fréquence maximale de **(30-35)%**.

Nous pouvons conclure que peu importe le type de sol choisi, la variation entre les déplacements ainsi que les fréquences sont pratiquement identiques dans le cas linéaire. A l'inverse du calcul non-linéaire, où les fréquences sont largement influencées par le type du sol (homogène ou stratifié). Également, les rapports de « tp/ff » présente une différence de $\approx 40\%$ entre le cas homogène et le cas stratifié. Quant au rapport « ff/bd », une différence de $\approx 50\%$ a été constatée entre les 2 types de sols, homogène et stratifié.

Dans le prochain chapitre une étude dynamique transitoire sera réalisée afin d'étudier l'influence de la non linéarité du sol sur la réponse dynamique de la structure.

Chapitre 3 :

Effet du comportement non-linéaire du sol sur la réponse dynamique de la structure

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous proposons une analyse dynamique transitoire afin de voir l'influence de la non-linéarité matérielle sur la réponse dynamique d'une structure à un 1SDDL. Le modèle choisi a été décrit au chapitre 2. Il s'agit d'un système composé d'un massif de sol de 30 m de profondeur surmonté par une structure en béton armé. Le signal de Boumerdès (21 mai 2003) sera utilisé pour cette étude.

3.2 Modélisation

La structure modélisée a été confrontée au séisme de Boumerdès daté du 21 Mai 2003 et dont son accélérogramme est représenté en figure 3.1. Ce séisme, considéré comme un des plus dévastateurs qu'a connu l'Algérie est d'une intensité de **0,28g**. La direction du séisme que nous avons considéré est celle de la direction y de notre repère. Quatre analyses seront à considérer. Calculs linéaire et non-linéaire sur des sols homogène et stratifié.

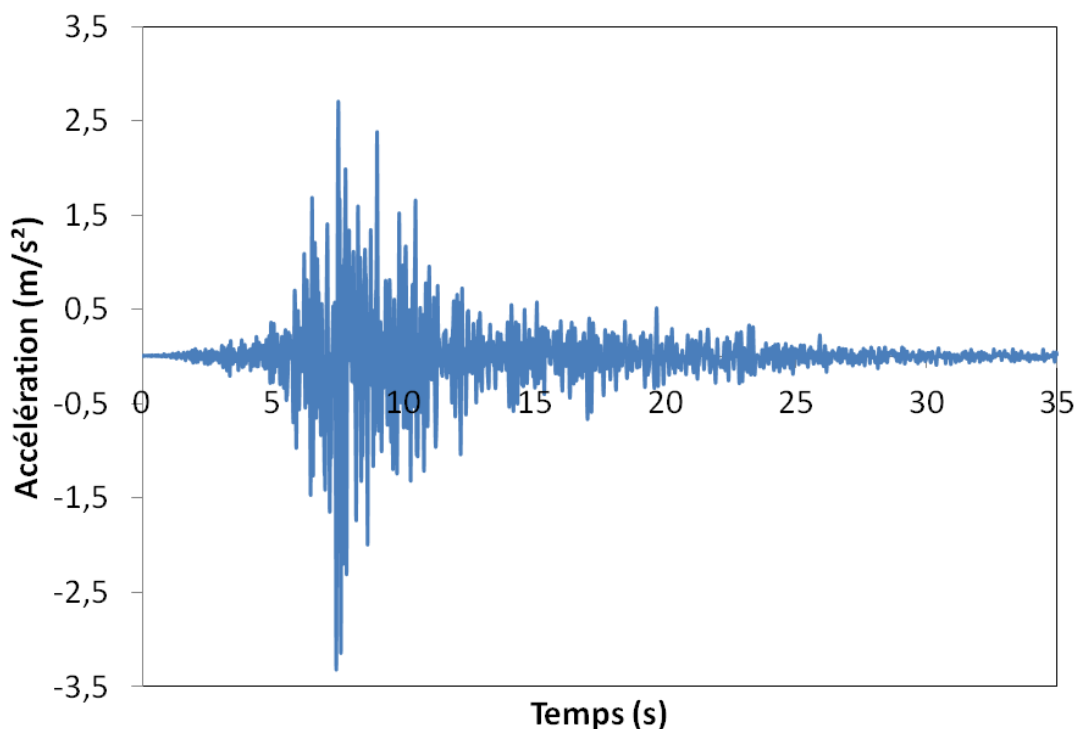


Figure 3.1 : Accélérogramme de Boumerdès

Nous rappelons que deux types de profils de sols sont considérés (un sol homogène et un autre stratifié) selon les schémas donnés en chapitre 2, figure 2.4. Quant aux propriétés matérielles considérées sont rappelées dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Propriétés élastiques du sol

Sol homogène			Sol stratifié			
Sol	E [MPa]	ν	Sol	Profondeur [m]	E [MPa]	ν
Sol 1(0-30m)	1,619865	0,3	Sol 1	0-6	0,73	0,3
			Sol 2	6-12	1,026675	0,3
			Sol 3	12-20	1,159	0,3
			Sol 4	20-30	1,254825	0,3
Sol 2(30-35m)	5,6056	0,3	Sol 5	30-35	5,6056	0,3

Les résultats comparatifs présentés dans ce chapitre sont donnés en termes de déplacements, accélérations ainsi que les contraintes aux points de mesure définis précédemment (chapitre 2, figure 2.10). Nous rappelons que le point « tp » représente le top de la structure. Le point « ff », celui du champ libre et le « bd » est le point de mesure en profondeur.

3.3 Résultats et interprétation

Après les analyses considérées (linéaire et non-linéaire) nous relevons les résultats aux points (tp et ff) et nous comparons les déplacements, les accélérations et les contraintes au niveau de ces points, en considérant les deux profils de sol (sol homogène et sol stratifié)

3.3.1 Effet de la non-linéarité dans le cas de sol homogène

Dans cette partie, nous considérons la non-linéarité d'un sol homogène et nous regardons son influence dans un premier temps, sur les accélérations et les déplacements. Nous considérons les points « **tp** » et « **ff** ». Les figures (3.2) et (3.3) représentent les accélérations au niveau de ces deux points « **tp** » et « **ff** » respectivement. Nous remarquons à travers ces graphes qu'il n'y a pas de différence entre le cas linéaire et le cas non-linéaire. Le fait d'introduire la non-linéarité n'a pas influencé l'accélération au niveau du point « **tp** ». Une légère modification est remarquée au niveau du point « **ff** ». En effet, l'accélération diminue en introduisant la non-linéarité. Elle passe d'un maximum de **1,6 m/s²** à **1,15 m/s²**, pratiquement au même moment.

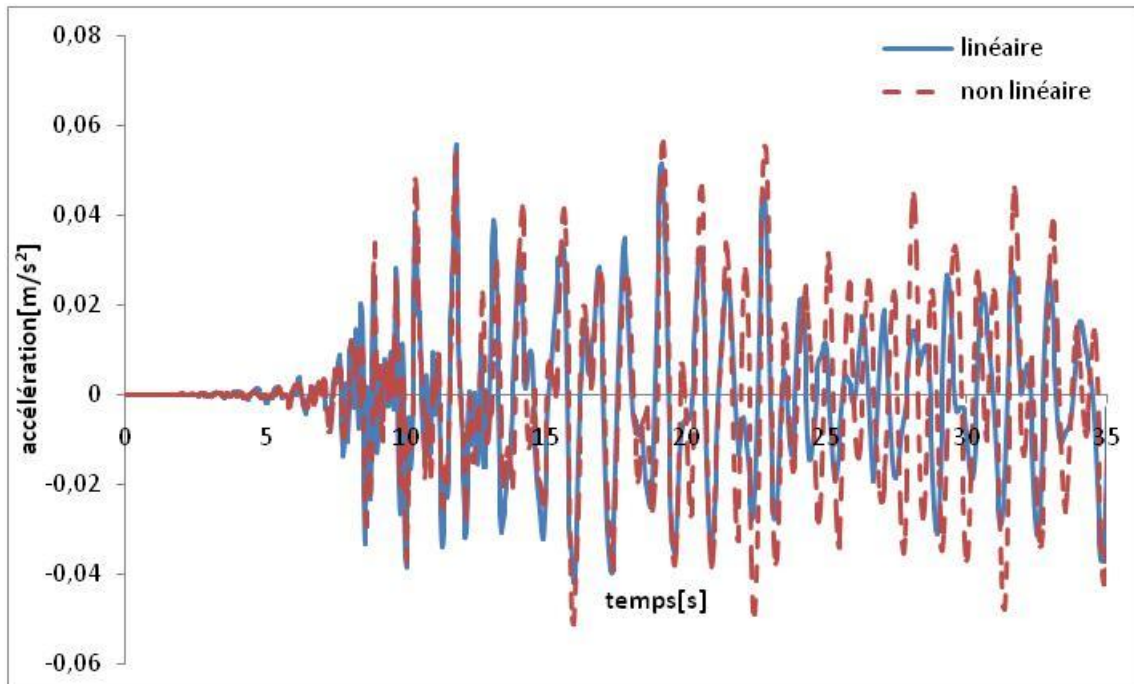


Figure 3.2 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « tp », cas de sol homogène.

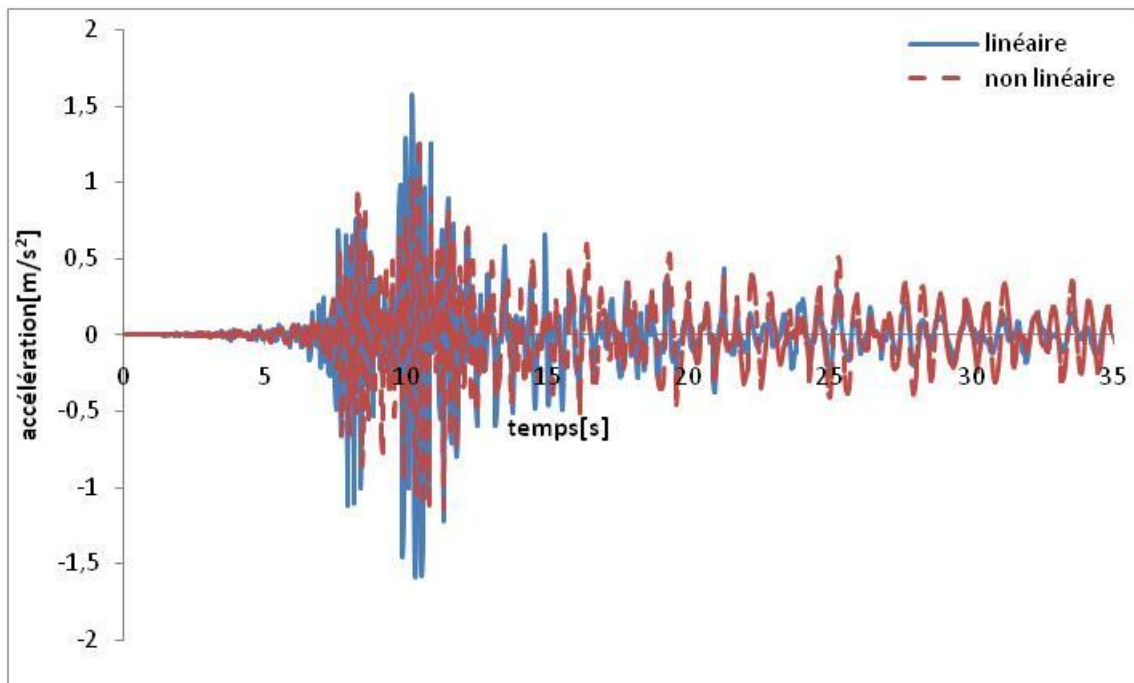


Figure 3.3 : Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « ff », cas de sol homogène.

En ce qui concerne les déplacements, ils sont représentés sur la figure 3.4 au point « tp » et en figure 3.5 au point « ff ». Dans la première, nous remarquons que les deux courbes sont comparables. Les déplacements sont très petits, de l'ordre de **1,5 mm** dans les deux cas de calcul. Le fait d'introduire la non-linéarité, n'a pas changé le comportement de la structure en termes de déplacements. La figure 3.5 qui correspond à la comparaison du cas linéaire et

non-linéaire au point « ff », montre que le fait d'introduire la non-linéarité majore les déplacements de pratiquement le double, mais les valeurs trouvées restent petites, de l'ordre du millimètre.

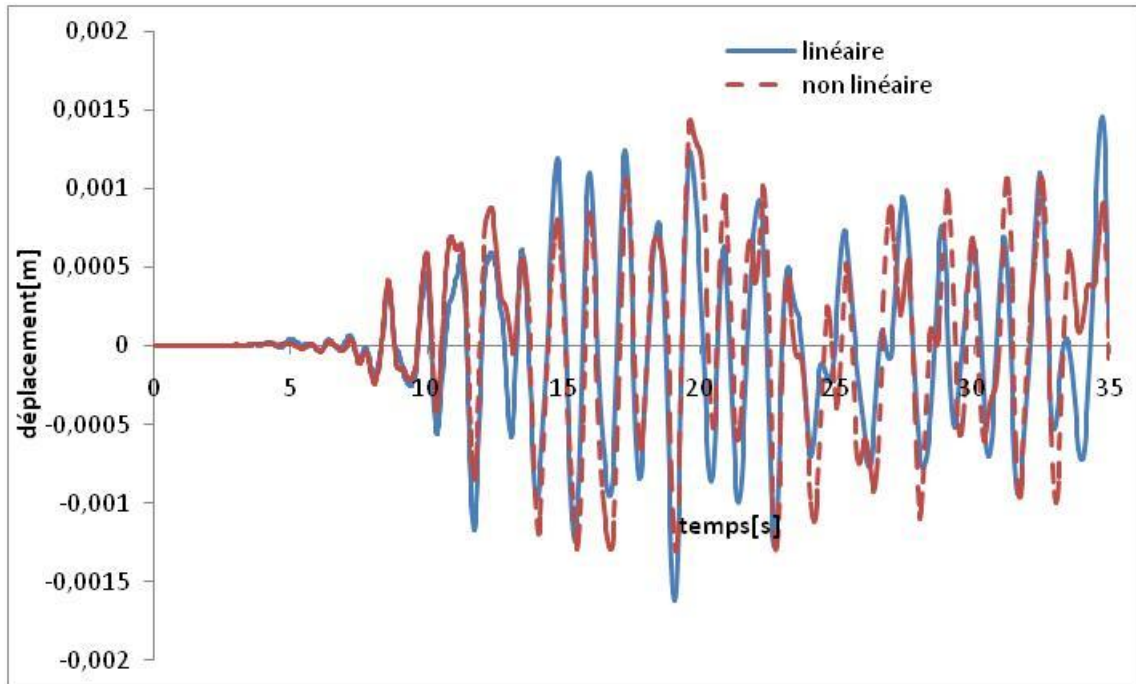


Figure 3.4 : Effet de la non-linéarité sur le déplacement au point « tp », cas de sol homogène.

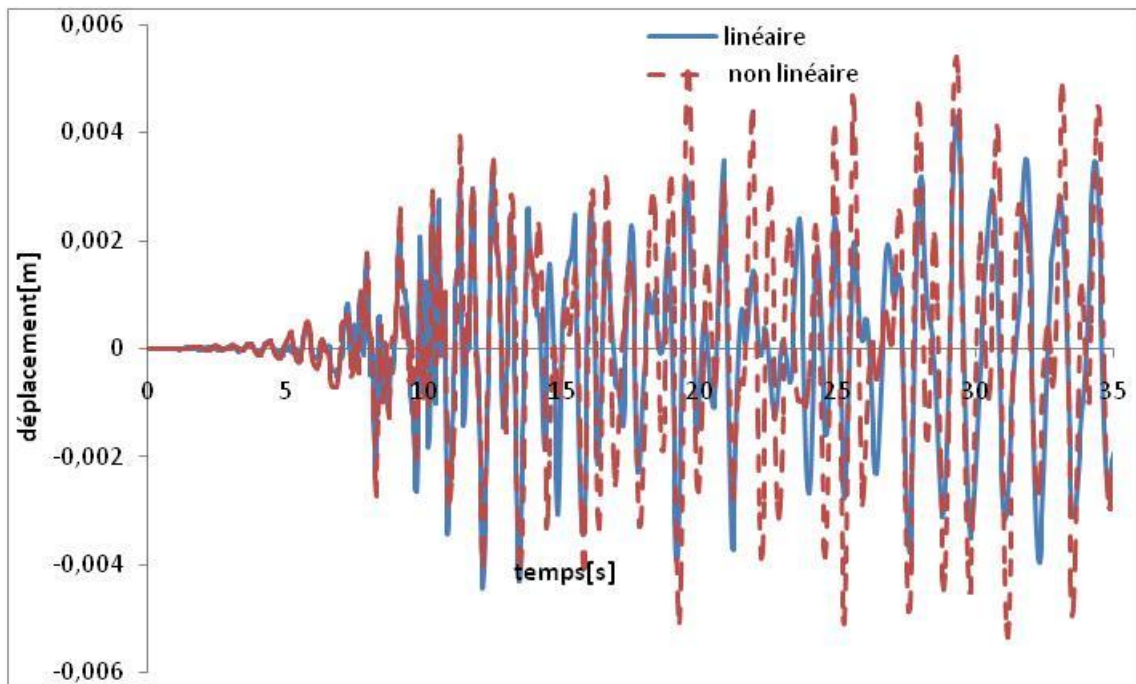


Figure 3.5 : Effet de la non-linéarité sur le déplacement au point « ff », cas de sol homogène.

La comparaison des contraintes horizontales suivant la direction y au point « ff », représentée en figure 3.6, montre clairement que le fait d'introduire la non-linéarité du sol minimise les contraintes en champ libre. En effet, la valeur de contrainte maximale dans le cas linéaire est de 1500 Pa, alors qu'elle est de 1200 Pa en introduisant la non-linéarité du sol. Il faut dire que la diminution de contrainte résultante n'est pas très importante à ce niveau là. En plus les valeurs maximales sont remarquées au même moment (10s) à peu près.

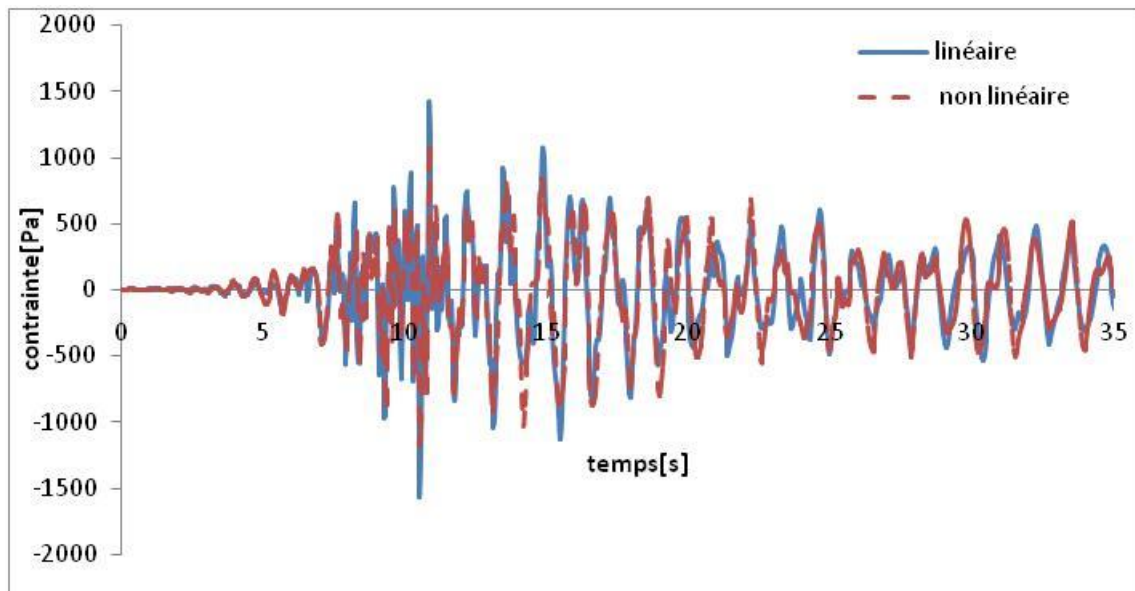


Figure 3.6 : Effet de la non-linéarité du sol sur les contraintes au point « ff », cas de sol homogène.

D'après les résultats trouvés, on peut dire que l'effet de la non-linéarité n'a pas vraiment un effet remarquable dans le cas de sol homogène. Les contraintes sont un peu améliorées en champ libre. Tandis que les déplacements sont pratiquement les mêmes pour les deux cas linéaire et non-linéaire au niveau de la structure.

3.3.2 Effet de la non-linéarité dans le cas de sol stratifié

Comme pour le cas de sol homogène, des comparaisons sont faites aux deux points de mesure (tp et ff). Tout d'abord, nous observons les accélérations, les figures 3.7 et 3.8 représentent l'évolution de l'accélération horizontale dans la direction Y au point « tp » et au point « ff » respectivement. Les courbes montrent clairement que les accélérations sont majorées dans le cas non-linéaire. En effet, dans le cas du point « tp », l'accélération passe de **1,55 à 2,2 m/s²** pour les valeurs maximales. Également, dans le cas du point « ff », l'accélération passe de **1,7 m/s² à 3,5 m/s²**.

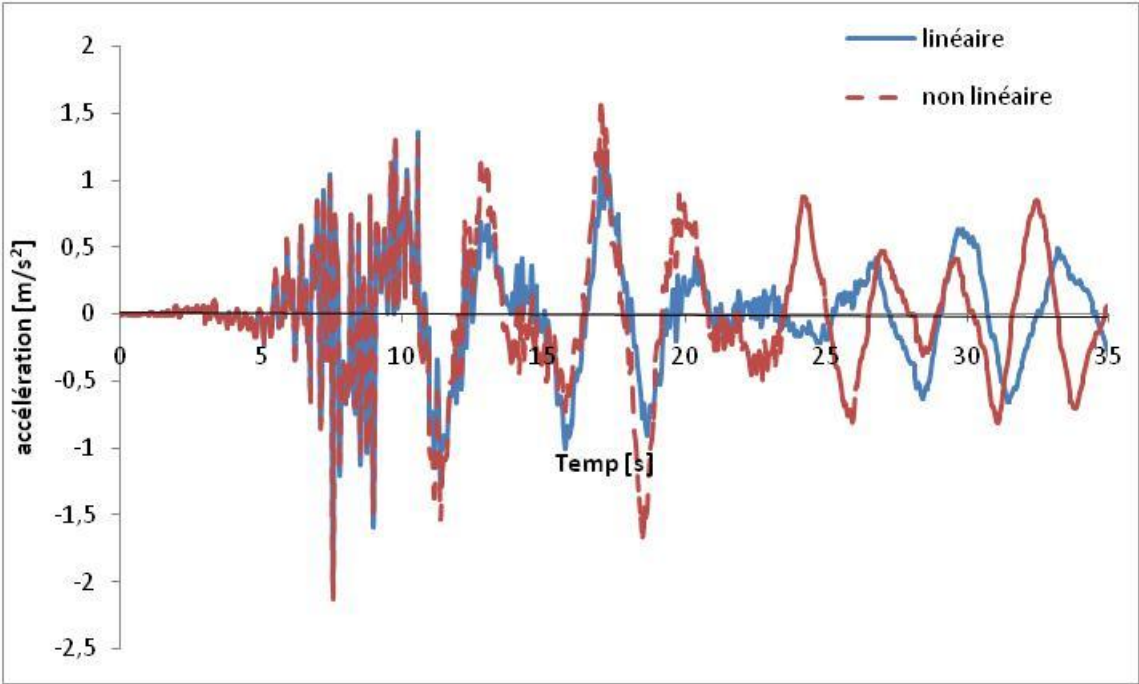


Figure 3.7: Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « tp », cas de sol stratifié.

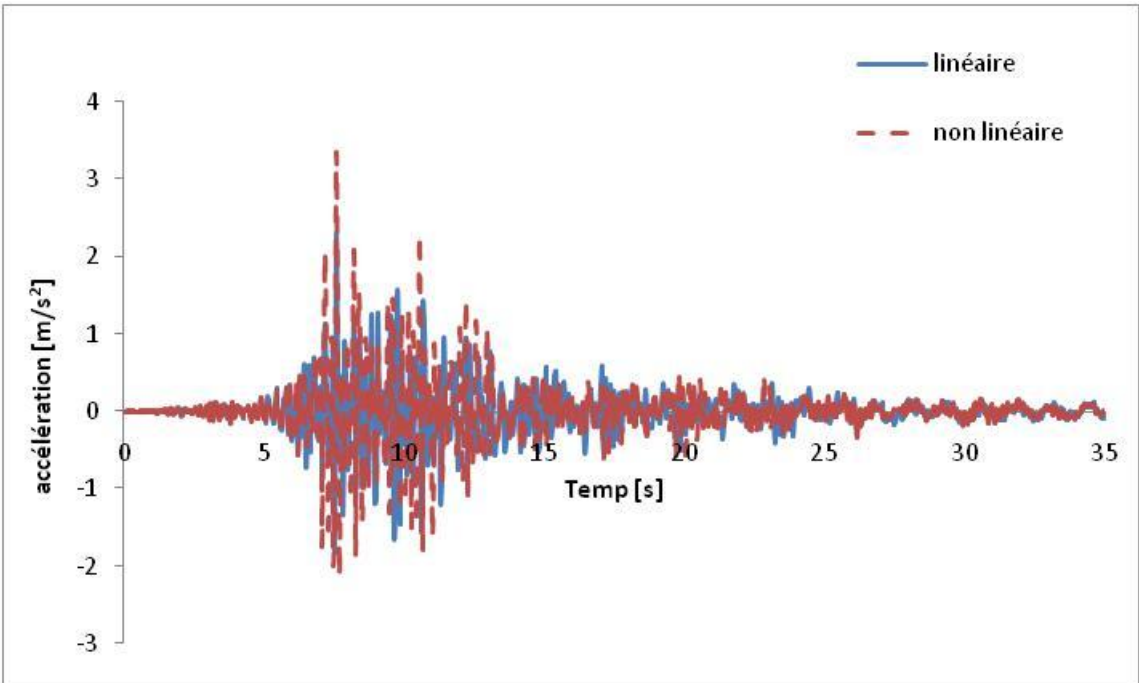


Figure 3.8: Effet de la non-linéarité sur l'accélération au point « ff », cas de sol stratifié.

Maintenant, si nous comparons les déplacements, les figures 3.9 et 3.10 présentent la variation des déplacements horizontaux aux points « tp » et « ff » respectivement. Nous remarquons que déjà vis-à-vis du cas du sol homogène, l'ordre des déplacements est passé

du millimètre au centimètre au point « tp ». La valeur maximale du déplacement est de 30 cm dans le cas non-linéaire et de 26 cm dans le cas linéaire. Les périodes sont presque les mêmes. Concernant le point « ff » les valeurs sont presque les mêmes, ne dépassant pas les 1,5 cm.

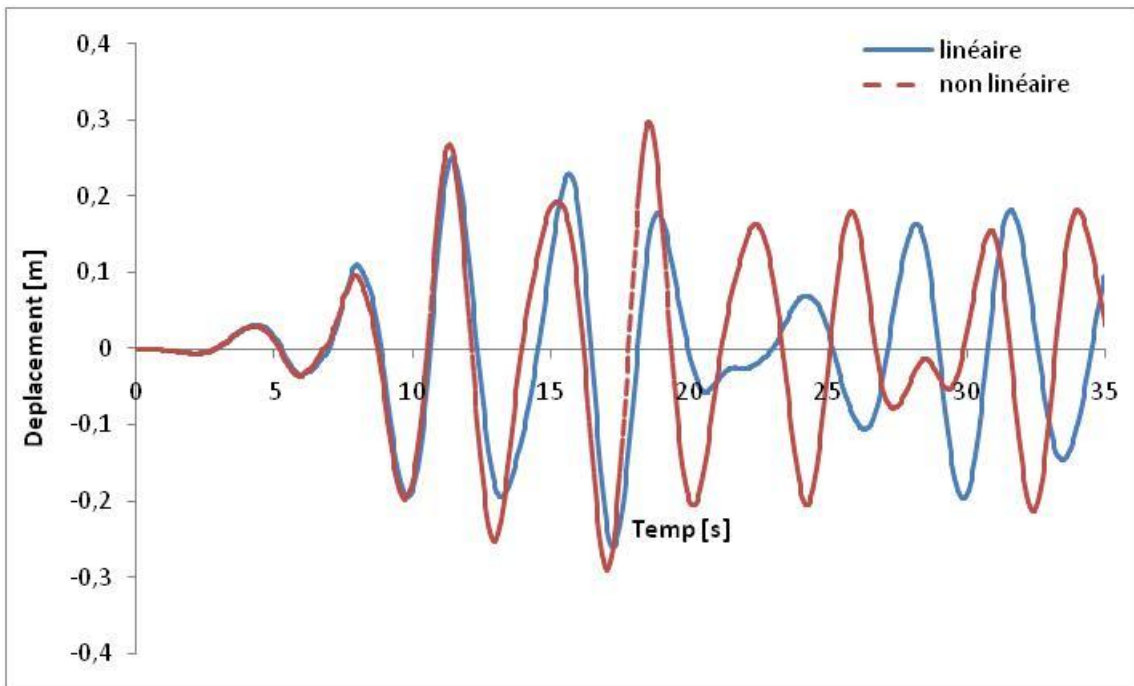


Figure 3.9: Effet de la non-linéarité sur les déplacements au point « tp », cas de sol stratifié.

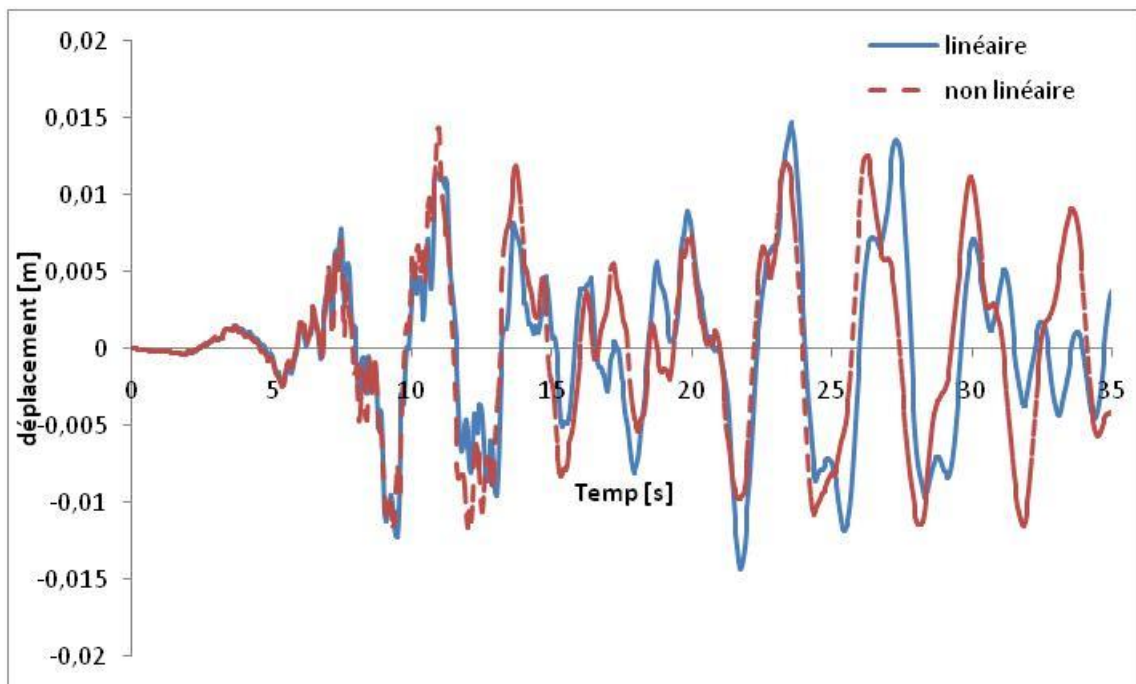


Figure 3.10: Effet de la non-linéarité sur les déplacements au point « ff », cas de sol stratifié.

La figure 3.11 montre l'évolution de la contrainte horizontale Y au point « ff ». On remarque la même variation de la contrainte dans les deux cas, linéaire et non-linéaire. Les valeurs maximales sont de 11 000Pa. Également, les mêmes périodes sont remarquées dans les deux cas. Au point « tp », les contraintes sont nulles.

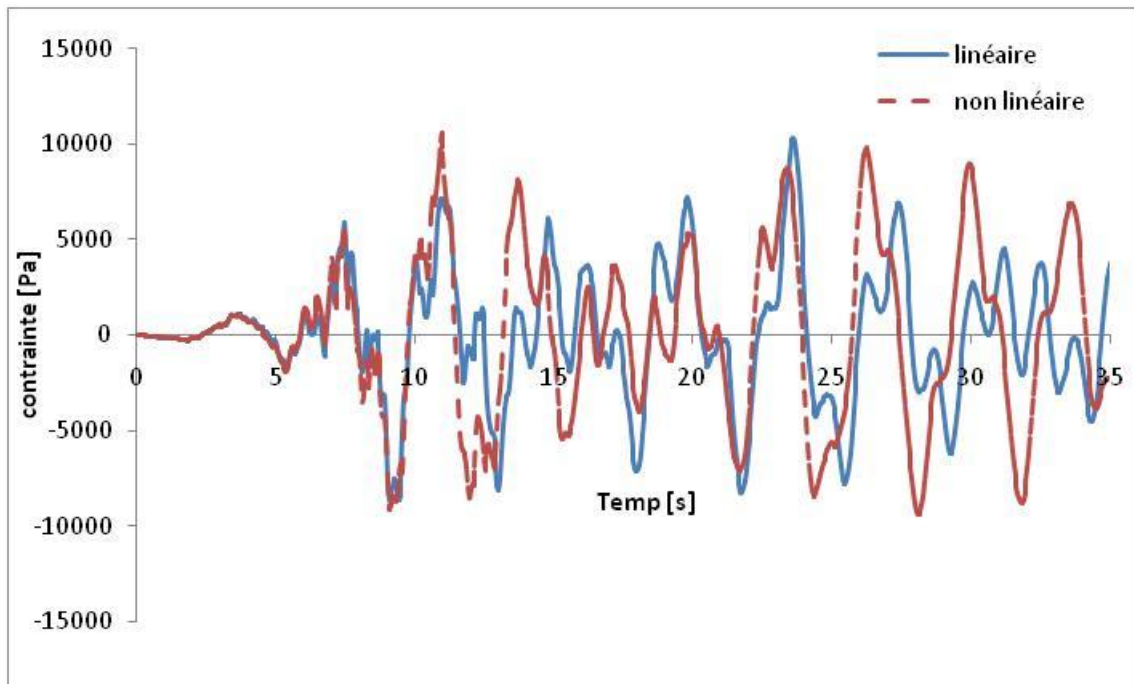


Figure 3.11: Effet de la non-linéarité sur les contraintes au point « ff », cas de sol stratifié.

On peut conclure que dans le cas de sol stratifié, les résultats trouvés montrent que la non-linéarité n'a pas d'effet sur les contraintes et déplacements. Les valeurs sont comparables. En revanche, en termes d'accélération, elles sont majorées si nous introduisons l'effet de la non-linéarité.

3.3.3 Effet du profil de sol dans le cas linéaire

Si nous regardons maintenant, l'effet du profil de sol sur le comportement de la structure étudiée. Au point « bd », les déplacements sont importants dans le cas linéaire pour le sol stratifié (figure 3.12). Ceci dit les valeurs trouvées sont de l'ordre du millimètre quelque soit le cas traité.

En termes d'accélération (figure 3.13), les contraintes sont moins importantes dans le cas d'un sol stratifié que dans le cas d'un sol homogène. La valeur maximale est de 2 m/s² pour un sol homogène, alors qu'elle est seulement de 1,3 m/s² dans le cas de sol stratifié.

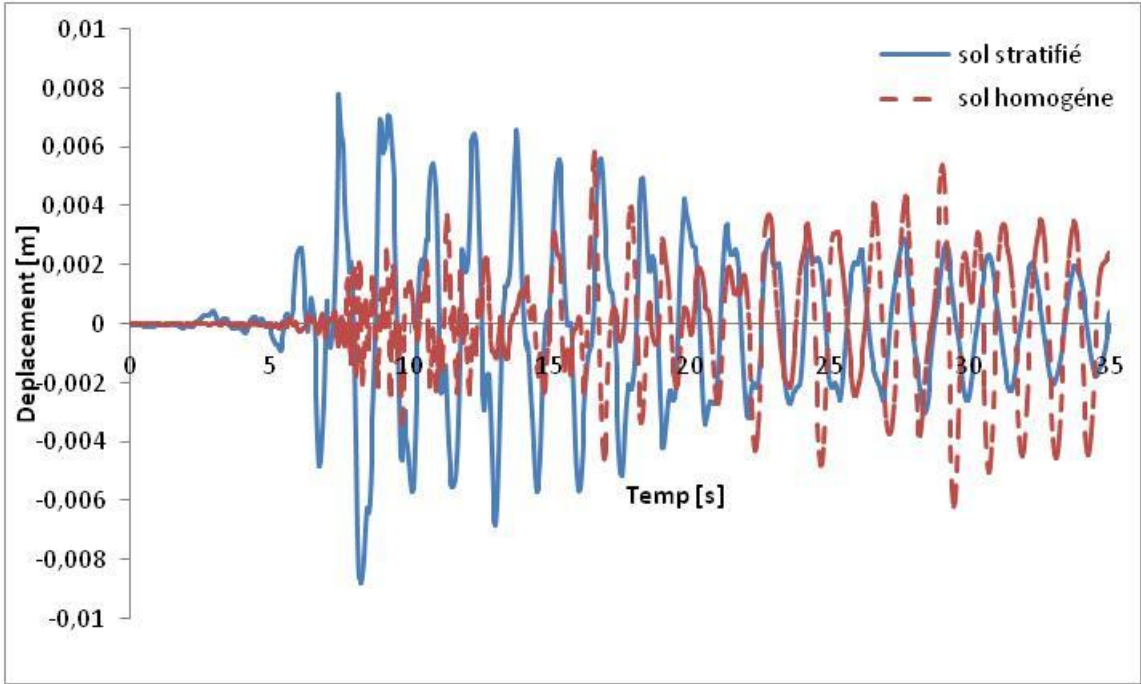


Figure 3.12 : comparaison en déplacements entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire

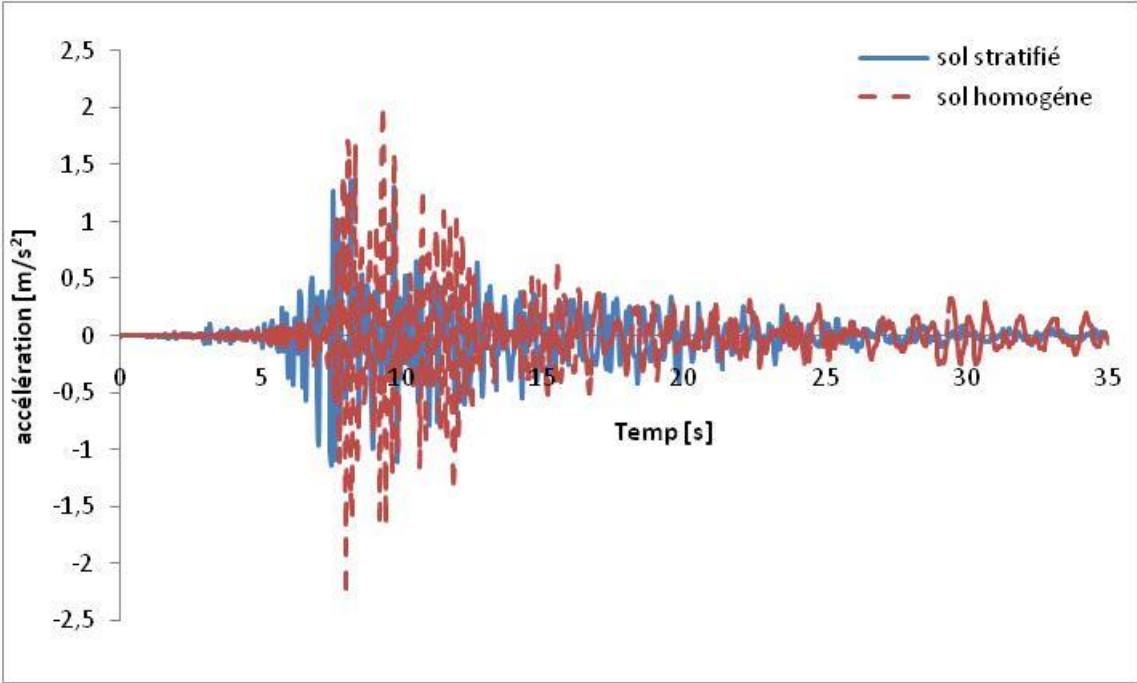


Figure 3.13 : comparaison en accélérations entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire

La figure 3.14, représente l'évolution de la contrainte horizontale Y au point « bd ». On remarque que les contraintes au sol stratifié sont excessivement importantes vis-à-vis du cas

de sol homogène. La valeur maximale est de 30 000 Pa alors que dans le cas homogène, elle est seulement de 300 Pa, donc soit pratiquement cent fois plus.

Ainsi, les résultats trouvés aux points (tp et ff) confirment que les déplacements et les contraintes sont importants dans le cas de sol stratifié par rapport au cas de sol homogène. Par contre les accélérations sont presque les mêmes dans les deux profils de sols.

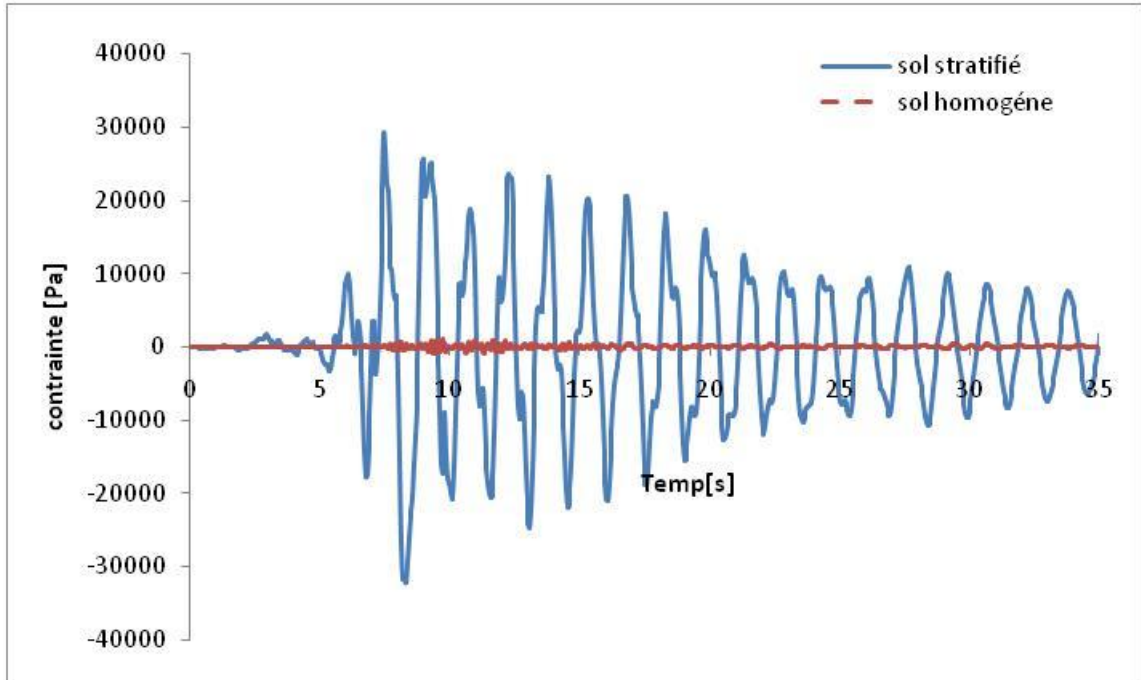


Figure 3.14 : comparaison en contraintes entre un sol homogène et un sol stratifié, cas linéaire

3.3.4 Effet du profil de sol dans le cas non-linéaire

Nous représentons dans cette partie une comparaison entre accélération pour les deux profils de sol étudiés, (homogène et stratifié) dans le cas non-linéaire. La figure 3.15 montre que les deux accélérations sont presque les mêmes en valeurs maximales (**2,5 m/s²**). Alors que pour les déplacements, sont nettement plus importants dans le cas de sol stratifié, figure 3.16. La valeur est de 3 cm, ils sont de l'ordre des millimètres pour le cas de sol homogène.

Quant à la figure 3.17, elle représente la variation de la contrainte horizontale au point « bd ». On remarque que les contraintes dans le cas de sol stratifié sont beaucoup plus grandes, avec une valeur maximale de 3000 Pa que dans le cas de sol homogène qui sont de 1000 Pa seulement.

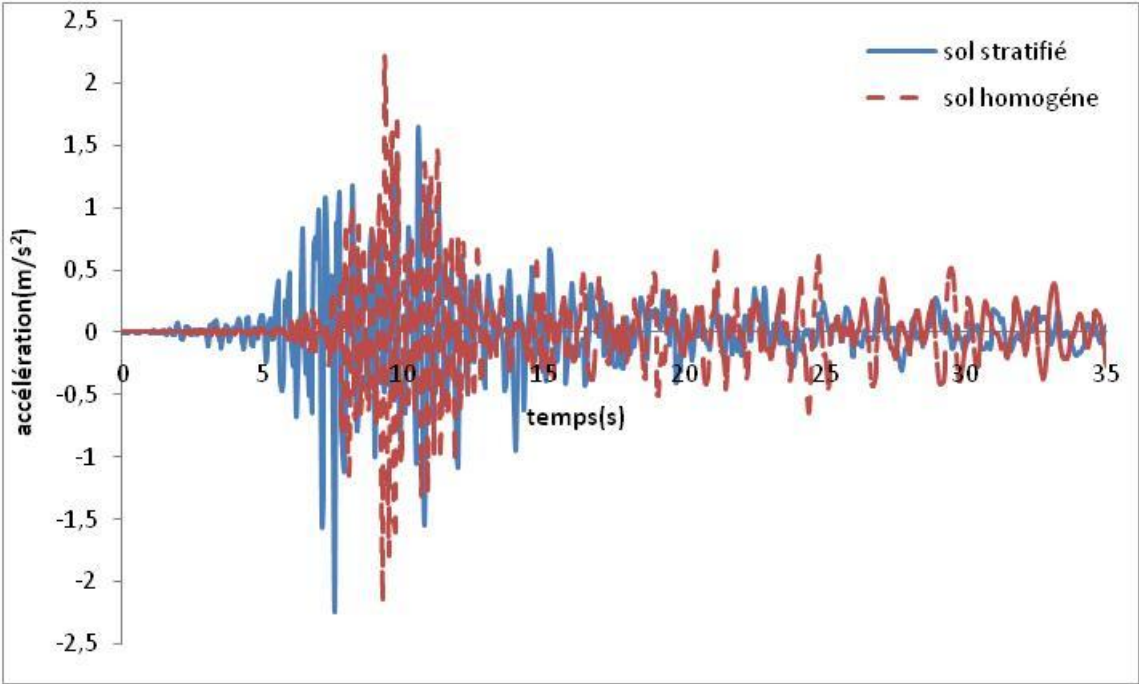


Figure 3.15 : comparaison en accélérations entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire

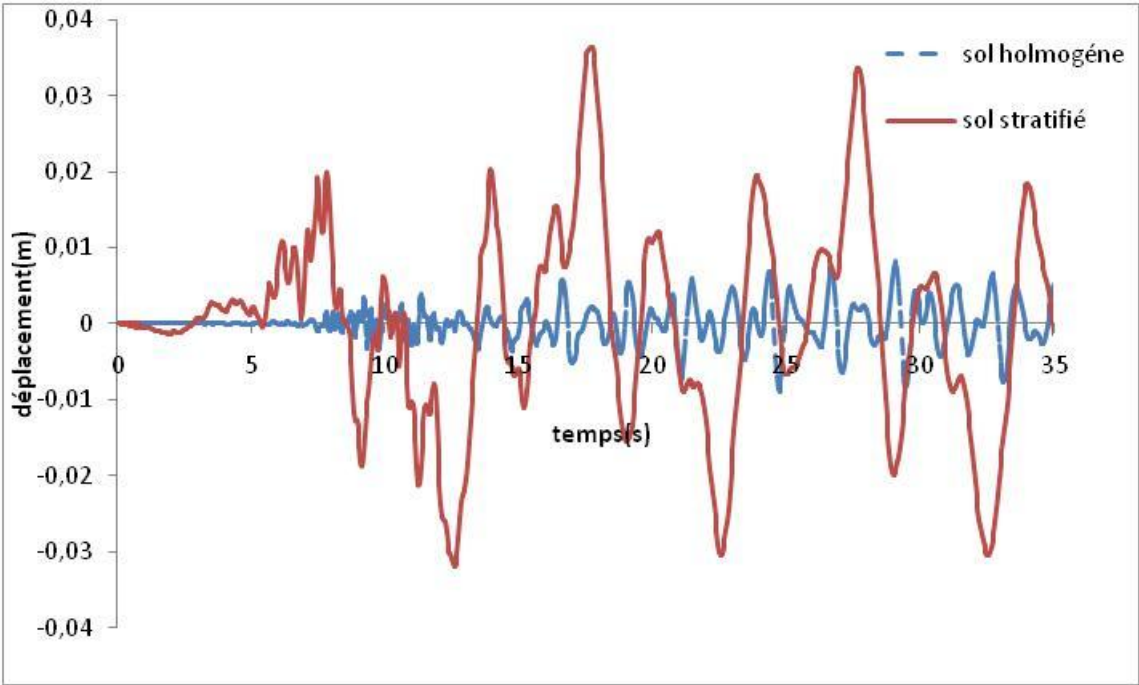


Figure 3.16 : comparaison en déplacements entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire

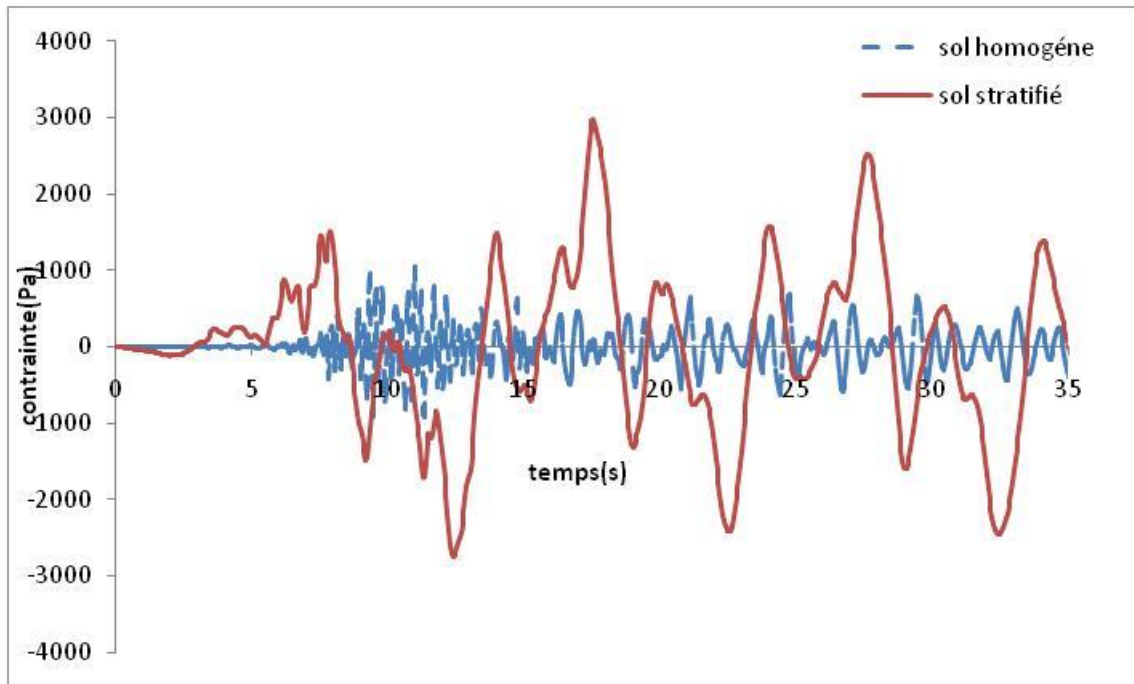


Figure 3.17 : comparaison en contraintes entre un sol homogène et un sol stratifié, cas non-linéaire

Ainsi, dans les autres points (**tp** et **ff**), les déplacements et les contraintes dans le sol stratifié sont plus grands que dans le sol homogène. Par contre, les accélérations sont presque les mêmes valeurs dans les deux sols.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, deux cas de figure ont été étudiés : une modélisation linéaire, et une non linéaire. Ces calculs ont été faits pour deux profils de sols (homogène et stratifié). Les résultats montrent que la non-linéarité n'a pas vraiment un effet remarquable dans le cas de sol homogène. Les contraintes sont un peu améliorées en champ libre. Tandis que les déplacements sont pratiquement les mêmes pour les deux cas linéaire et non-linéaire au niveau de la structure.

En ce qui concerne le sol stratifié, les résultats trouvés montrent que la non-linéarité n'a pas d'effet sur les contraintes et déplacements. En revanche, en termes d'accélérations, elles sont majorées lors de l'introduction de la non-linéarité.

Le profil de sol (homogène ou stratifié) influe considérablement sur l'état de contraintes et déplacements, alors qu'il n'agit pas d'une manière claire sur les valeurs d'accélérations.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans ce mémoire, nous avons étudié l'effet du comportement non-linéaire du sol d'assise sur la réponse dynamique d'une structure de type bâtiment. La modélisation a été faite en se basant sur la méthode des éléments finis via le logiciel de calcul ANSYS V11.

Tout d'abord, le système sol-fondation-structure a été modélisé par un système 3D, dans lequel, la fondation a été considérée comme un élément poutre introduit au pied du poteau. Quatre cas ont été considérés, un sol homogène linéaire, un sol homogène non-linéaire. Un sol stratifié linéaire et un sol stratifié non-linéaire. Les résultats ont été testés aux 3 points de référence qui représentent le point top de la structure noté « tp », le point au champ lointain noté « ff » et le point dans le sol à une profondeur donnée, noté « bd ».

L'étude modale a montré que dans le cas de sol homogène, l'introduction de la non-linéarité du sol n'a pas d'effet sur le rapport « tp/ff ». En revanche, elle influe d'une manière considérable sur le rapport « ff/bd ». Dans ce cas là, la propagation des ondes dans le sol diminue sur le champ libre de pratiquement 50%.

Entre les 3 points de mesure, le rapport « ff/bd » est plus grand par rapport à « tp/ff » mais pour les fréquences presque les mêmes. Dans le cas de sol stratifié, l'introduction de la non-linéarité du sol n'a d'effet ni sur le rapport « tp/ff » ni sur le rapport « ff/bd ». Par contre, elle diminue la fréquence maximale de **(30-35)%**. Quelque soit le type de sol choisi, la variation entre les déplacements ainsi que les fréquences sont pratiquement identiques dans le cas linéaire. En revanche, dans le cas non-linéaire, les fréquences sont largement influencées par le type du sol (homogène ou stratifié). Également, les rapports de « tp/ff » présente une différence de $\approx 40\%$ entre le cas homogène et le cas stratifié. Quant au rapport « ff/bd », une différence de $\approx 50\%$ a été constatée entre les 2 types de sols, homogène et stratifié.

Après quoi, une étude transitoire a été faite en considérant le séisme de Boumerdès (2003). Celle-ci nous a permis de voir l'influence de la non-linéarité du sol et l'intensité du séisme sur la réponse dynamique de la structure. L'interprétation a été faite en termes de déplacements, contraintes et accélérations. Les résultats montrent que la non-linéarité n'a pas vraiment un effet remarquable dans le cas de sol homogène. Les contraintes sont un peu améliorées en champ libre. Tandis que les déplacements sont pratiquement les mêmes pour les deux cas linéaire et non-linéaire au niveau de la structure. Pour le sol stratifié, les résultats trouvés montrent que la non-linéarité n'a pas d'effet sur les contraintes et les déplacements. En revanche, en termes d'accélérations, elles sont majorées.

Le profil de sol (homogène ou stratifié) influe considérablement sur l'état de contraintes et déplacements, alors qu'il n'agit pas d'une manière claire sur les valeurs d'accélérations.

Conclusion Générale

Dans la présente étude, les résultats trouvés concernent un type de sol avec une seule loi de comportement. Il serait préjudiciable d'enrichir ceci avec d'autres applications, en introduisant d'autres lois de comportement de sols.

Également, la structure traitée étant un système à un seul degré de liberté, il serait souhaitable d'élargir cette étude vers des structures plus élancées.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] SAEZ.R, Dynamic nonlinear soil-structure interaction, thèse de doctorat, 2009.
- [2] Crémer, Modélisation du comportement non-linéaire des fondations superficielles sous séisme: macroélément d'interaction sol-structure, 2001.
- [3] Alfach.M, Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux-pont: prise en compte des non linéarité du sol et du béton, Thèse de doctorat, 2009.
- [4] Bailly.P, Comportement des matériaux sous chargement dynamique.
- [5] Addaci.O, Analyse numérique par la méthode des éléments finis d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale, Mémoire de Magister, 2012.
- [6] Lemaitre et Chaboche, Mécanique des matériaux solides, 2004.
- [7] HABOUSSA.D, Choix du comportement élasto-(visco)-plastique, 2013.
- [8] Mestat.P, Lois de comportement simples algorithmes, 2006.
- [9] HELIS.R, Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante implantée sur un bicouche granuleux, mémoire de magister, 2012.
- [10] MERIBOUT.F, Analyse de la transmission au sol des vibrations a partir d'une structure vibrante, thèse de doctorat.
- [11] Chatzigogos.C, Comportement sismique des fondations superficielles: vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception, 2008.
- [12] Benlaala.N, Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique de la structure, mémoire de Magister.
- [13] Règlement parasismique algérien 99, 2003.
- [14] Baouch.A et Aissaoui.S, Etude de l'interaction sol-structure dans le cas de bâtiments sur fondations superficielles, projet de fin d'étude, 2013.
- [15] Saitta.A, Modélisation elastoplastique du comportement mécanique des sols. Application a la liquéfaction des sables et a la sollicitation d'expansion de cavité, 2010.

Références bibliographiques

- [16] Grange, Modélisation simple 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique, 2008.