



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar – Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

DIF DJAMEL

Pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil

Influence des conditions de sol sur l'analyse sismique des structures

Sous la direction de : Dr Kadid Abdelkrim

Mémoire soutenu le :

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
Karech Toufik	MCA	U de Batna	Président
Kadid Abdelkrim	MCA	U de Batna	Rapporteur
Chebili Rachid	Pr	U de Biskra	Examineur
Lahbari Noureddine	MCA	U de Batna	Examineur
Demagh Rafik	MCB	U de Batna	Invité

REMERCIEMENTS

Je remercie mon directeur de thèse **Dr. KADID ABDELKRIM** pour tous ses efforts dévoués, et pour son suivi subtil tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mes sincères salutations sont réservées à Monsieur le Président et honorables membres du jury et à l'invité, dont la présence donne une dimension supplémentaire à ce travail. Je vous prie d'accepter du fond du cœur mes remerciements.

Dédicace

Je dédie ce travail à:

La mémoire de :

Mon père,

Ma mère,

Mes frères et sœurs

*à mes amis, mes proches et à toute personne
ayant collaboré à ce travail.*

Résumé : ce mémoire de Magister s'intéresse à l'étude de l'influence des conditions du sol sur la réponse sismique des structures. Pour atteindre cet objectif, trois structures rigide, semi-rigide et flexible ont été étudiées en vibrations libres et forcées sous l'action d'accélérogrammes Algériens enregistrés. Deux modélisations ont été utilisées : une par ressorts et l'autre par éléments finis. L'expérimentation numérique extensive entreprise a permis d'avoir une forme de base de données concernant l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des structures.

Mots clés : Interaction sol-structure, méthode EF, modèle à ressorts, modèle à EF, modélisation, analyse modale, analyse dynamique.

Abstract: This thesis is devoted to the study of the influence of soil conditions on the seismic response of structures. To meet this objective, three structures rigid, semi-rigid and flexible have been studied under free vibrations and forced vibration using recorded Algerian accélérograms. Two modeling techniques have been used: discrete springs and finite element model. The numerical study undertaken allowed having some kind of database concerning the influence of soil-structure interaction on the seismic response of structures.

TABLE DE MATIERES

CHAPITRE 1 : Introduction générale et synthèse bibliographique

1-1- introduction générale	1
2-2- synthèse bibliographique.....	1

CHAPITRE 2 : Eléments Finis en Analyse Dynamique des Structures

2.1 Généralités.....	7
2.2 Equilibre dynamique.....	7
2.2.1 Système à masses concentrées	
2.2-2 Solution des équations d'équilibre dynamique.....	8
2.2-2-1 Méthode des spectres de réponse pour l'analyse des structures.....	8
2.2-2.2 Concept des forces statique équivalentes et la méthode d'analyse par spectre de répons.....	8
2.2-2-3 Développement de la méthode.....	9
2.2.3 Combinaisons modales.....	11
2.2.3.1 Méthode de la somme des valeurs absolues maximales	
2.2.3.2 Méthode de la combinaison quadratique complète.....	11
2.2.3.3 La méthode la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)	
2.2.4 Combinaisons directionnelles.....	12
2.2.4.1 La méthode la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)	
2.2.4.2 La méthode de la somme absolue.....	13
2.3 Méthodes d'analyse temporelle	
2.3.1 Méthodes d'intégration pas à pas	
2.3.2 Méthode de superposition modale.....	14

CHAPITRE 3 : Modèle de l'interaction sol-structure

3-1 Introduction.....	18
3-2 Propagation des ondes dans le sol.....	18
3.3 Propagation des ondes unidimensionnelle et Analyse de la réponse au sol.....	22
3-3.1 Analyse de la réponse du sol en utilisant la transformée de Fourier Rapide FFT.....	26
3.3.2 Analyse de la réponse du sol (linéaire et non linéaire) dans le domaine temporelle.....	27
3.4 Analyse de la réponse de 2D ou 3D dans domaine temporel	29
3.5 Interaction sol-structure Dynamique	30
3.5.1 Problème limitée et idéalisation des problèmes réalistes.....	33
3.5.2 Méthode directe.....	36
3.5.3 Méthode d'analyse par sous-structures.....	38

3.5.3.1 Superstructure à un degré de liberté	39
3.5.4.1 généralités sur le ressort de sol.....	42
3.5.4.2 Principe de la modélisation	43
3.5.4.3 Hypothèses de calcul	43
3.5.4.4 Calcul des raideurs	44
3-5-5 Classification des sites	45

CHAPITRE 4 : Etude De Cas

4-1. Caractéristiques des matériaux.....	47
4-1-1 Béton armé.....	47
4-1-2 Sol utilisé dans l'étude.....	47
4-2. Description des structures.....	47
a - Structure 1 (R+2).....	47
b - Structure 2 (R+5).....	48
c - Structure 3 (R+9).....	49
4-3. Modèles utilisés.....	49
4-3-1 Modèle en Eléments finis.....	49
4-3-2 Modèles à ressorts discrets.....	50
4- 4. Accélérogrammes utilisés dans l'étude.....	51
a- DARELBEIDHA	
b- CHENOUA	
4 -5. Résultats de l'analyse modale.....	52
4 -5-1. Structure 1 (R+2).....	52
4-5-1-1 Modèle Eléments Finis.....	52
4-5-1-2 Modèle Ressorts.....	54
4 -5-2. Structure 2 (R+5).....	56
4 -5-2-1 Modèle Eléments Finis.....	56
4 -5-2-2 Modèle Ressorts.....	59
4 -5-3. Structure 3 (R+9).....	60
4 -5-3-1 Modèle Eléments Finis.....	60
4-6 Commentaires Sur Les Résultats	63
4 -7 Résultats De L'analyse Dynamique.....	64
4 -7-1. Structure 1 (R+2)	
4 -7-1-1 Modèle Eléments Finis	64
a -Accélérogramme DARELBEIDHA	
a-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	64

a-2. Effort tranchant à la base.....	66
b -Accélérogramme CHENOUA	68
b-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	68
b-2. Effort tranchant à la base.....	70
4 -7-1-2 Modèle Ressort	72
a -Accélérogramme DARELBEIDHA	72
a-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	72
a-2. Effort tranchant à la base.....	72
b -Accélérogramme CHENOUA	
b-1. Déplacement au Sommet de la structure	
b-2. Effort tranchant à la base	
4-7-2. Structure 2 (R+5)	74
4-7-2-1 Modèle Eléments Finis	74
a -Accélérogramme DARELBEIDH	74
a-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	72
a-2. Effort tranchant à la base	76
b -Accélérogramme CHENOUA	78
b-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	78
b-2. Effort tranchant à la base	80
4-7-2-2 Modèle Ressort	82
a -Accélérogramme DARELBEIDHA	82
a-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	82
a-2. Effort tranchant à la base	83
b -Accélérogramme CHENOUA	83
b-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	83
b-2. Effort tranchant à la base	84
4-7-3 Structure 3 (R+9)	84
4-7-3-1 Modèle Eléments Finis	84
a -Accélérogramme DARELBEIDHA	84
a-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	84
a-2. Effort tranchant à la base	86
b -Accélérogramme CHENOUA	88
b-1. Déplacement au Sommet de la structure.....	89
b-2. Effort tranchant à la base	90
Conclusion générales	92

Listes des figures :

Figure 2.1 : Exemple de spectre de réponse en accélérations.....	8
Figure 3.1 : contraintes sur un cube infinitésimal.....	19
Figure 3.2 : Terminologie utilisée dans l'analyse de la réponse du sol.....	23
Figure 3.3 : Analyse unidimensionnelle à la propagation des ondes dans le sol élastique Linéaire.....	23
Figure 3.4 : Module de fonction du transfert pour Le sol élastique sèche.....	24
Figure 3.5 : Module de fonction de transfert pour Le sol élastique amortie.....	26
Figure 3.6 : Mode de formes correspondant à trois premières fréquences naturelles.....	26
Figure 3.7 : éléments de poutre en cisaillement pour une dimension d'analyse la propagation des ondes.....	27
Figure 3.8 : comportement non-linéaire du sol.....	28
Figure 3.9 : idéalizations en FEM de propagation d'ondes dans un milieu de sol.....	30
Figure 3.10 : histoires de temps pour l'accélération absolue.....	32
Figure 3.11 : histoires de temps de l'accélération absolue pour les sols linéaires et non-linéaires.....	32
Figure 3.12 : l'interaction cinématique.....	33
Figure 3.13 les ondes de cisaillement propageant Horizontalement dans la direction y sous la dalle rigide.....	33
Figure 3.14 : effets d'inertie vers le bas avec la distance.....	33
Figure 3.15 : Modèle de FEM sol-structure en tant que problème limitée	34
Figure 3.16 : méthode de la multi-étape.....	36
Figure 3.17 : Solution élastique demi-espace pour la fonction de l'impédance du sol.....	39
Figure 3.18 : Modélisation de la méthode l'analyse de sous-structure.....	39
Figure 3.19 méthode d'analyse de sous-structure pour le système SDOF.....	39
Figure 3.20 : Modèle tenant en compte de l'ISS	42

Figure 3-21 : valeurs des coefficients , et	45
Figure 4.1 : Portique en béton armé R+2.....	47
Figure 4.2 :Vu en Plan	48
Figure 4.3 : Portique en béton armé R+5.....	48
Figure 4.4 : Portique en béton armé R+9.....	49
Figure 4.5 : Description du modèle aux éléments finis.....	50
Figure 4.6 : La période fondamentale de structure.....	52
Figure 4.30 : Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA Modèle élément finis.....	64
Figure 4.34 : l'effort tranchant, structure R+2.acc DARELBEIDHA Modèle élément finis	66
Figure 4.38 : Déplacement au sommet, structure R+2.acc CHENOUA Modèle élément finis	68
Figure 4.42 : l'effort tranchant, structure R+2.acc CHENOUA Modèle élément finis	70
Figure 4.46 : Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA Modèle à Ressort.....	72
Figure 4.47 : l'effort tranchant, structure R+2.acc DARELBEIDHA Modèle à Ressort	73
Figure 4.57 : Déplacement au sommet, structure R+2.acc CHENOUA Modèle à Ressort	73
Figure 4.49 : l'effort tranchant, structure R+2.acc CHENOUA Modèle à Ressort	74
Figure 4.50 : Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA Modèle élément finis	75
Figure 4.54 : l'effort tranchant, structure R+5.acc DARELBEIDHA Modèle élément finis	77
Figure 4.58 : Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA Modèle élément finis	79
Figure 4.62 : l'effort tranchant, structure R+5.acc CHENOUA Modèle élément finis	81
Figure 4.66 : Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA Modèle à Ressort	83

Figure 4.67 : l'effort tranchant, structure R+5.acc DARELBEIDHA	
Modèle à Ressort	83
Figure 4.68 : Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA	
Modèle à Ressort	84
Figure 4.69 : l'effort tranchant, structure R+5.acc CHENOUA	
Modèle à Ressort	84
Figure 4.70 : Déplacement au sommet, structure R+9.acc DARELBEIDHA	
Modèle élément finis	85
Figure 4.74 : l'effort tranchant, structure R+9.acc DARELBEIDHA	
Modèle élément finis	87
Figure 4.78 : Déplacement au sommet, structure R+9.acc CHENOUA	
Modèle élément finis	89
Figure 4.103 : l'effort tranchant, structure R+9.acc CHENOUA	
Modèle élément finis	90

Liste des tableaux

Tableau 3-1 : Valeurs typiques des propriétés mécaniques des sols	46
Tableau 4-1 : Les différents types de sols utilisés	47
Tableau 4-2 : Les dimensions des semelles de la structure 01.....	48
Tableau 4-3 : Les dimensions des semelles de la structure 02	49

Notation et Abréviations

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

K_v : Raideur de translation verticale.....	[KN/m]
K_h : Raideur de translation horizontale.....	[KN/m]
K_θ : Raideur de torsion.....	[KN.m/rd]
: Section de la semelle.....	[m]
a : dimensions de la fondation suivant l'axe de x	[m]
b : dimensions de la fondation suivant l'axe de y	[m]
M : matrices de masse.....	[-]
C : matrices d'amortissement.....	[-]
K : matrices de rigidité.....	[-]
$R(\cdot)$: fonction de transfer.....	[-]
: hauteur de poteau.....	[m]
E_s : Module de Young du sol.....	[KN/m ²]
G : Module de cisaillement du sol.....	[KN/m ²]
ρ : masse volumique du sol.....	[KN/m ³]
ρ_b : masse volumique du béton.....	[KN/m ³]
ν : Coefficient de Poisson du sol.....	[-]
ν_b : Coefficient de Poisson du béton.....	[-]
Q : capacité portante.....	[bars]
T : période fondamentale.....	[s]
V : l'effort tranchant.....	[KN]
E_b : Module de Young du béton.....	[KN/m ²]
f_{c28} : Résistance à la compression du béton.....	[KN/m ²]
σ : Contrainte.	[KN/m ²]
: contrainte de cisaillement.....	[KN/m ²]

ϵ : déformation.....	[m]
: déformation de cisaillement	[m]
: déformation volumique.....	[-]
: rotation autour l'axe x	[-]
: déplacement unitaire.....	[m]
: Vecteur de déplacement	[-]
: accélération du mouvement	[m/s ²]
: vectrice unité	[-]
: Le pourcentage d'amortissement critique.....	[-]
V_S : vitesse des ondes de cisaillement.....	[m/s]
: vitesse complexe de cisaillement	[m/s]
V_P : vitesse des ondes	[m/s]
: fréquence d'excitation	[rad/s]
η : viscosité équivalente	[-]
: Masse d'inertie de la masse à la base.....	[kg]
: Moments d'inertie de la masse à la base.....	[m ³]
$K_g(\zeta)$: Matrice complexe de fréquence	[-]
$d(\zeta)$: composants complexes de fréquence.....	[-]
: constantes de Lamé	[-]
: constantes de Lamé	[-]
: facteur de Laplace.	[-]
: nombre complexe	[-]
β_x : constante de Zacek.....	[-]
β_z : constante de Zacek	[-]

1-1 Introduction générale :

Les structures en portiques sont généralement analysées en supposant que leur base est complémentaire rigide ou articulée sans prendre en considération le fait que les fondations reposant sur des sols déformables subissent aussi des déformations en fonction des rigidités relatives des fondations, de la superstructure et du sol, or il est bien admis, qu'il existe une interaction dynamique entre la superstructure et la fondation sur laquelle elle repose, par conséquent il peut s'avérer nécessaire pour l'évaluation correcte de la réponse de la superstructure, de considérer le phénomène complexe de l'interaction sol-structure. Durant ces dernières décennies, ce problème a retenu une plus grande attention de la part des chercheurs à travers le monde alors qu'avant il était considéré comme un sujet utopique non digne d'intérêt. Maintenant dans le domaine du génie sismique, il est bien reconnu que le milieu du sol sur lequel est construite une structure interagit de manière dynamique avec la structure durant sa réponse à une excitation sismique, de telle sorte que la réponse en termes de contraintes, déplacements, formes propres et valeurs propres, du système structure fondation, peut être significativement modifiée.

Dans le cadre de cette étude, sera employée la méthode des éléments finis ainsi que la technique des ressorts discrets pour quantifier l'effet de l'interaction du milieu de la fondation sur la réponse sismique de la superstructure.

Ce mémoire comporte quatre chapitres, commençant par une introduction générale et une synthèse bibliographique de certains travaux de recherche consacrés à cette problématique. Les principales méthodes d'analyse sismique ont été exposées dans le second chapitre. Le chapitre trois concerne une description détaillée des principaux modèles de l'interaction sol structures ainsi que des techniques de résolution de ce problème. Dans le chapitre quatre a été entreprise une expérimentation numérique afin d'évaluer l'influence des conditions du sol sur la période fondamentale des structures ainsi que sur leur réponse sismique. Enfin les conclusions pouvant être tirées de cette étude ont été présentées.

1-2 Synthèse bibliographique :

M. TAMAHOULT et T. BRANCI [1] ont étudié la réponse sismique des structures de bâtiments dépend en fonction de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol. Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur. Ils affirment que la procédure la plus radicale pour éliminer le problème de l'interaction sol-structure est de considérer la structure comme étant parfaitement encastree. Cependant, cette hypothèse peut devenir moins valable au fur et à mesure que le sol devient déformable. Le but principal de cette étude est la détermination de la période fondamentale des portiques auto stables en tenant compte de l'interaction sol-structure. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. L'étude est faite en utilisant le code de calcul SAP2000 où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets. Les différents sites de sols recommandés par le RPA ont été considérés. L'étude a abouti à une expression simplifiée de la rigidité sol-structure.

KHALIL et al [2] ont étudié et entrepris une paramétrique concernant l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale de structure sous chargement sismique. L'analyse est faite en utilisant un modèle numérique par éléments finis. Le comportement de la structure et du sol est supposé élastique. L'analyse statistique des résultats obtenus pour un portique représentant un système à un seul degré de liberté a permis la détermination d'un paramètre adimensionnel, intitulé rigidité relative sol-structure K_{ss} . Un abaque a été construit en faisant varier les paramètres de base. Il donne en fonction de K_{ss} la fréquence de la structure prenant en compte l'ISS. L'étude a été ensuite généralisée pour les bâtiments à plusieurs étages en incluant les paramètres N_b , N_o , et N_e (Nombre d'ouverture dans le sens horizontal et transversal et nombre d'étages respectivement).

M. Oudjene, et al [3] ont étudié l'Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides d'après les règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99). Leur principale conclusion, est que dans la gamme des hautes fréquences la modification de l'action sismique n'est pas prise en compte par la forme des différents spectres de réponse ainsi proposés. En dernier lieu, ils ont discuté l'état actuel des spectres de réponse et suggèrent des modifications.

BERRAH, et al [4] ont étudié la réponse sismique des fondations circulaires aux ondes P, Dans le cadre de la conception parasismique des systèmes, l'approche par sous-structure est adoptée dans ce travail. L'étude de l'interaction cinématique (i.e. la réponse dynamique de fondations non pesantes aux excitations sismiques) de fondations circulaires sous l'effet des ondes P est l'objet principal de cette étude. La méthode des éléments de frontière (BEM) dans sa formulation directe est l'outil de base pour la détermination de la réponse sismique. La singularité de la solution fondamentale 3D pour un problème électrodynamique a été contournée par une intégration semi-analytique. La symétrie de révolution a été prise en compte pour découpler les mouvements de la fondation. La principale conclusion tirée de cette étude est que le mouvement sismique sous l'effet de l'interaction cinématique engendre des rotations de la fondation ainsi qu'une réduction des mouvements de translation horizontaux et verticaux.

M.Stéphane Grange [5] a affirmé que dans le domaine du génie parasismique, l'interaction du sol avec la structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa vulnérabilité. Ce travail présente la construction d'un élément d'interface 3D modélisant une fondation superficielle de forme circulaire, rectangulaire ou filante reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'ISS en considérant la plasticité du sol et le décollement de la fondation. Basé sur la méthode des macro-éléments, cet élément permet de travailler en variables globales (forces et déplacements) et permet ainsi de simplifier le modèle et d'obtenir des temps de calculs très réduits. Il est implémenté dans FEDEASLab, un code élément finis développé dans Matlab. Après une description mathématique, des comparaisons avec des résultats expérimentaux d'une fondation soumise à des chargements cycliques, ainsi que dynamiques montrent le bon fonctionnement du macro-élément 3D d'ISS. Les deux principales conclusions de ce travail sont : - Le macro-élément 3D développé donne des résultats satisfaisants pour simuler le comportement non linéaire d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol semi-infini et soumise à des chargements cycliques et dynamiques, - l'utilisation de variables globales permet de réduire significativement le temps de calcul

Cottureau et al. [6] ont étudié le Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation. Ils ont indiqué qu'en génie parasismique, la matrice d'impédance de sol est une fonction complexe de la fréquence. Elle peut être calculée par des méthodes numériques classiques. Cependant, on préfère souvent utiliser des modèles simplifiés tels que ceux à masses concentrées, comme les les modèles à ressorts de Winkler ou ceux résultants des

travaux de Wolf.. Ces modèles sont limités au cas des fondations rigides, et le couplage entre les différents degrés de liberté (DDLs) de la fondation, ainsi que les phénomènes de résonance interne du sol- comme dans le cas d'une couche sur demi-espace rigide - sont difficiles à mettre en œuvre. Ils proposent ici un modèle à variables cachées, plus général, basé sur l'existence de DDLs internes, en plus des DDLs de frontière, et la construction de matrices sous-jacentes de masse, rigidité, et amortissement. La signature de ces matrices correspond directement aux propriétés de causalité et de stabilité de l'impédance. Ces modèles à variables cachées ne sont pas soumis aux restrictions des modèles à masses concentrées. En particulier, les couplages dans la matrice d'impédance y sont pris en compte de façon naturelle. Deux applications d'intérêt en génie sismique sont ensuite présentées.

Alsaleh et Sahrour [7] (ont abordé le problème de l'analyse tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-micropieux-structure en tenant compte de l'influence des non-linéarités de sol et de l'interface et de la possibilité du glissement à l'interface. Un modèle en trois dimensionnes est réalisé en utilisant le code de FLAC3D. Le comportement du sol est régi par le critère de Mohr-Coulomb. L'interface est modélisée par un ressort et un patin localisé. Son comportement est décrit par la rigidité et les paramètres de résistance Φ et C . La rigidité de l'interface dans les deux directions est équivalente au module de cisaillement du sol. Les résultats montrent que les non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieux ont non seulement une très grande influence sur la réponse sismique des micropieux mais aussi sur celle de la superstructure.

Gandomzadeh, et al [8] ont constaté que les déformations induites par un mouvement sismique d'amplitude significative peuvent faire des incursions dans le domaine anélastique pour le sol et influencer les interactions dynamiques entre le sol et une structure. Ces effets conduisent à une évolution de la raideur à la base de la structure d'une part et à de la dissipation énergétique dans le sol d'autre part. En conséquence, il est très important de développer des méthodes prenant en compte les non linéarités de comportement du sol dans l'interaction sol-structure. Ce travail consiste à modéliser numériquement l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) en tenant compte des non linéarités de comportement du sol et en étudiant les phénomènes prépondérants pour la réponse de la structure : fréquence fondamentale, dés amplification, variabilité spatiale du mouvement. La comparaison des résultats obtenus dans le cas de comportements linéaire et non-linéaire du sol est également envisagée. Des comparaisons avec des résultats expérimentaux (essais en macrogravité) ont été faites afin de valider l'approche numérique.

Vincent Guyonvarh et al [9] ont indiqué que la prise en compte de l'interaction Sol Structure (ISS) et de l'interaction Sol Fluide Structure (ISFS) est nécessaire car l'augmentation des niveaux de sollicitations sismiques, utilisés lors du dimensionnement ou de la réévaluation au séisme de structures importantes, demande de déterminer plus précisément les marges de sécurité. Ils se sont proposés de traiter la prise en compte de l'ISS et de l'ISFS dans le domaine fréquentiel en faisant appel à la méthode de sous-structuration dynamique. Cette méthode de résolution multi-domaine procure l'avantage de pouvoir utiliser, par chaînage, les logiciels de calcul les plus appropriées selon le domaine étudié : le logiciel de calcul par éléments finis Code_Aster (Code_Aster) pour les calculs statiques et dynamiques sur les structures et le logiciel de traitement de propagation d'onde par éléments de frontière PROMISS3D pour l'ISS et l'ISFS. Dans cette communication ils ont aussi présenté la méthode de calcul développée et validée par EDF et ECP ainsi que quelques exemples représentatifs d'application.

Pietro Alfonsi [10] a utilisé une approche numérique pour étudier l'influence des fondations de bâtiments sur la propagation d'une onde sismique. La modélisation numérique avec la méthode des éléments finis au sein du code de calculs CESAR-LCPC est utilisée pour comprendre les phénomènes complexes de la propagation d'onde dans les interactions sol-structure 2D ou 3D. Le code aux éléments distincts UDEC prend en compte cette interface mais la comparaison des méthodes montre localement quelques différences.

Obrembski et al. [11] constatent qu'en interaction dynamique sol-structure, les méthodes de couplage éléments finis - éléments de frontière sont généralement utilisées pour des modélisations de contact parfait entre les deux milieux. Dans cet article une formulation "Temps-Fréquence" est présentée pour résoudre le couplage entre l'impédance dynamique du sol fréquemment dépendante et les phénomènes non linéaires provenant des décollements de la fondation pouvant apparaître lors d'épisodes sismiques de grande ampleur. Les décollements de fondation sont d'ordinaire pris en compte en simplifiant le domaine sol en simple ressorts non-linéaires ou en modélisant le domaine proche par éléments finis. Le schéma numérique utilisé est alors incrémental. Ils présentent une alternative intéressante à ce schéma pour supprimer cette approximation et approcher efficacement les non linéarités de contact entre le sol et la fondation.

Chapitre 2

Éléments Finis en Analyse Dynamique des Structures

2.1 Généralités :

Différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis. En fonction de la donnée disponible, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes : (i) méthode d'analyse temporelles, (ii) méthode des spectres de réponse et (iii) méthode d'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel. Alors que la méthode temporelle est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, les deux autres sont essentiellement limitées aux systèmes élastiques, bien que dans certains cas elles peuvent être étendues au domaine non linéaire moyennant certaines techniques appropriées.

L'analyse temporelle :

Est entreprise pour obtenir la réponse d'une structure donnée pour une excitation temporelle en utilisant diverses techniques telle que l'intégrale de Duhamel, méthodes d'intégration pas à pas et l'approche de la transformée de Fourier.

La méthode des spectres de réponse :

Utilisent des spectres de réponse de séismes pour obtenir un ensemble de forces latérales statiques équivalentes à l'effet causé par un mouvement de sol sur la structure. Les forces internes dans la structure sont obtenues par analyse statique.

L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel :

Est entreprise quand le mouvement de sol est modélisé comme un processus aléatoire stationnaire. En utilisant le principe des vibrations aléatoires, elle permet de déterminer la fonction de densité du spectre de puissance (en anglais PSDF) de n'importe quelle quantité de réponse désirée pour une PSDF d'un mouvement de sol donné. La réponse des carrés de la moyenne des racines carrées et la réponse pic espérée sont obtenues à partir des moments de la réponse de la PSDF. Dans ce chapitre, on détaillera la méthode d'analyse temporelle pour l'analyse des structures.

2.2 Equilibre dynamique :

2.2.1 Système à masses concentrées :

L'équilibre des forces d'un système à plusieurs degrés de liberté à masses concentrées en fonction du temps peut être exprimé par l'équation suivante :

$$f(t)_I + f(t)_D + f(t)_S = f(t) \quad (2.1)$$

dans laquelle les vecteurs forces au temps t sont :

$f(t)_I$ est le vecteur des forces d'inertie agissant sur les masses nodales.

$f(t)_D$ est le vecteur des forces d'amortissement visqueux.

$f(t)_S$ est le vecteur des forces résistées par la structure.

$f(t)$ est le vecteur des forces extérieures appliquée sur la structure.

L'équation (2.1) est valable aussi bien pour les systèmes linéaires que non linéaires si l'équilibre est formulé par rapport à la géométrie déformée de la structure.

2.2-2 Solution des équations d'équilibre dynamique

2.2-2-1 Méthode des spectres de réponse pour l'analyse des structures :

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales des réponses, figure 2-1, Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structuraux pour de nombreuses raisons.

La première réside dans le fait que la méthode permet d'entreprendre une analyse statique latérale équivalente sous charges sismiques.

En second lieu, elle permet une meilleure compréhension de l'influence de chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure.

Troisièmement, elle permet de déterminer de manière relativement aisée les forces de calcul dans chaque élément de la structure.

Finalement, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques. La méthode des spectres de réponse n'est pas aussi exacte que la méthode d'analyse temporelle qui fait appel à un accélérogramme. Cependant, pour la plupart des structures les résultats obtenus en pratique sont généralement satisfaisants. L'autre limitation de la méthode réside dans le fait que les réponses maximales obtenues ne se produisent pas aux mêmes temps que ceux d'une analyse sismique temporelle.

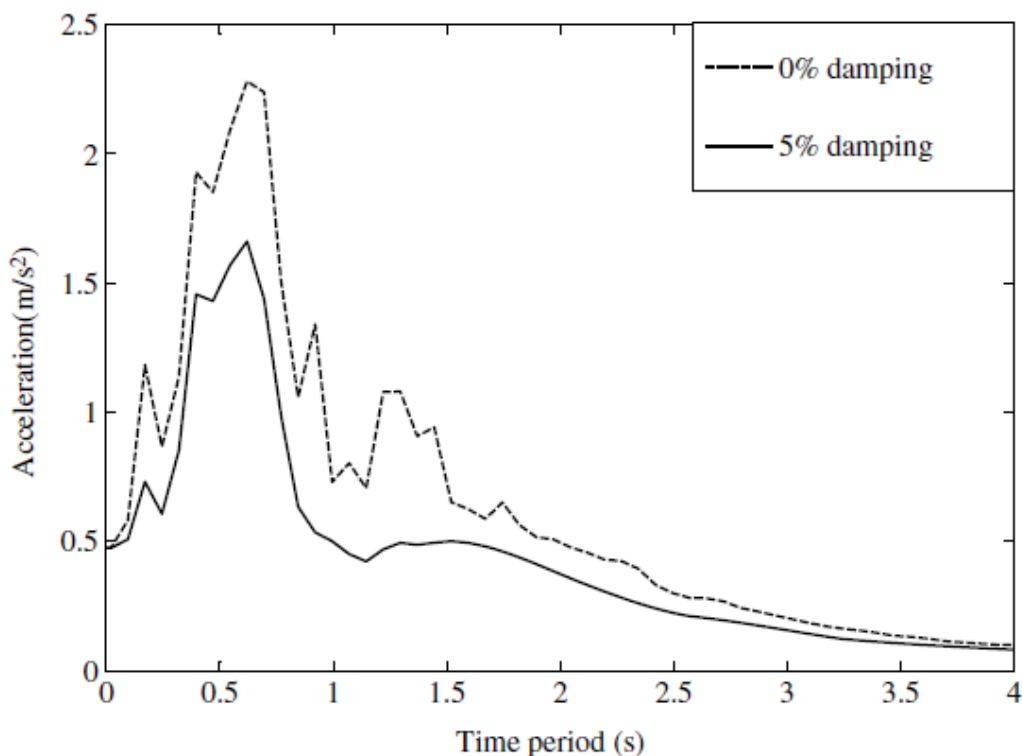


Figure 2-1 Exemple de spectre de réponse en accélérations

2-2.2.2 Concept des forces statique et la méthode d'analyse par spectre de réponse :

La force latérale équivalente pour un séisme est un concept unique en génie sismique. Ce concept est attrayant dans la mesure où il permet de transformer un problème purement dynamique en un problème partiellement dynamique et partiellement statique pour déterminer les déplacements maximaux (ou contraintes maximales) induits dans la structure par une excitation sismique. Pour la conception sismique, seules les contraintes maximales sont intéressantes et non pas leur réponse temporelle. La force latérale équivalente pour un séisme représente un ensemble de forces latérales qui provoquera la même réponse maximale dans la structure que celle obtenue par une analyse dynamique de la structure sous l'action d'un même séisme. Cette équivalence concerne uniquement un seul mode de vibration donné, généralement le premier mode, donc un ensemble de forces latérales équivalentes existe pour chaque mode de vibration.

La méthode d'analyse par spectres de réponse comprend les phases suivantes :

1. Une analyse modale de la structure est entreprise pour déterminer les valeurs et formes propres et les coefficients de participation modale de la structure.
2. Un chargement statique équivalent est dérivé pour obtenir la même réponse maximale obtenue pour chaque mode de vibration en utilisant le spectre de réponse en accélération du séisme.
3. Les réponses modales maximales obtenues sont combinées pour trouver la réponse totale maximale de la structure.

Il n'y a aucune approximation dans les deux premières étapes de calcul. Cependant, dans la troisième, des approximations sont à faire et c'en fonction de la méthode de combinaison modale choisie, par conséquent, la méthode modale spectrale peut être considéré comme une méthode approchée.

Propriétés des spectres de réponse

1. Les valeurs relatives du déplacement, de la vitesse et de l'accélération du système à un seul degré de liberté par rapport au sol sont nulles pour les systèmes absolument rigides et l'accélération absolue du système est égale à celle du sol.
2. Les valeurs relatives du déplacement, de la vitesse et de l'accélération du système à un seul degré de liberté pour les systèmes totalement flexibles sont égales à celles correspondantes au sol et l'accélération absolue du système est égale à zéro.
3. L'accélération pic du mouvement sol est contrôlée par les composantes en hautes fréquences, la vitesse pic par les composantes à fréquence modérée et le déplacement pic par les composantes à faible fréquence.
4. Tous les trois spectres de réponse peuvent être tracés en un seul graphe à échelle logarithmique à cause des relations approchées existantes entre eux.

2.2.2-3 Développement de la méthode :

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté soumis à un déplacement du support peut être écrite sous la forme :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = -M I \ddot{x}_g \quad (2.2)$$

En utilisant une transformation modale telle que décrite dans les livres de dynamique des structures, l'équation 2.2 peut être écrite sous la forme d'un ensemble d'équations de mouvement découplées de systèmes à un seul degré de liberté :

$$\ddot{q}_i + 2\zeta \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\lambda_i \ddot{z} \quad (i, 1, 2, \dots, n) \quad (2.3)$$

Où :

$$\lambda_i = \frac{\varphi_i^T M I}{\varphi_i^T M \varphi_i} \text{ est le coefficient de participation modale}$$

et φ_i est vecteur propre du mode i et n le nombre de modes considérés.

La réponse du système pour le mode i est donnée par :

$$u_i = \varphi_i q_i \quad (2.4)$$

La force élastique agissant sur le système au mode i est donnée par :

$$f_{si} = k u_i = k \varphi_i q_i \quad (2.5)$$

du fait que le mode propre φ_i satisfait à la condition suivante :

$$k \varphi_i = \omega_i^2 \varphi_i M \quad (2.6)$$

L'équation 2.5 peut être réécrite sous la forme :

$$f_{si} = \omega_i^2 \varphi_i M q_i \quad (2.7)$$

La force élastique maximale développée au mode i est :

$$f_{si \max} = M \varphi_i \omega_i^2 q_{i \max} \quad (2.8)$$

En utilisant la relation

$$q_{i \max} = \lambda_i S_d(\omega_i, \xi_i) \quad (2.9)$$

Où $S_d(\omega_i, \xi_i)$ représente l'ordonnée du spectre de réponse en déplacement du mouvement pour l'accélération de sol \ddot{x}_g correspondant à un amortissement ξ_i et à une période $T_i = 2\pi/\omega_i$.

Du fait que le pseudo accélération spectrale $S_a = \omega^2 S_d$, l'équation 2.8 peut être écrite sous la forme :

$$f_{si \max} = \lambda_i M \varphi_i S_{ai} = P_{ei} \quad (2.10)$$

En utilisant l'équation 2.5, $u_{i \max}$ peut être déterminé par :

$$u_{i \max} = K^{-1} f_{si \max} \quad (2.11)$$

Les équations (2.4) et (2.11) sont les équations de base de la méthode d'analyse par spectres de réponse pour un séisme donné.

Si le système à plusieurs degrés de liberté soumis à un seul déplacement du support \ddot{x}_g est supposé vibrer uniquement dans le mode i , c'est-à-dire qu'on considère uniquement la contribution du mode i pour l'évaluation de la réponse, alors le déplacement maximal de la réponse du système peut être obtenu en étudiant le système statiquement sous l'action de la force statique équivalente P_{ei} .

De l'équation 2.10, il est évident qu'il existe un vecteur de force latérale équivalente pour chaque mode de vibration. De plus, un spectre de réponse de la pseudo accélération (grossièrement appelé spectre de réponse en accélération d'un séisme) est requis pour obtenir ce vecteur de charge. Pour cette raison, cette méthode d'analyse est appelée méthode d'analyse par spectres de réponse. Du fait que le vecteur de la charge latérale équivalente est défini pour chaque mode de vibration, elle est aussi appelée méthode d'analyse modale spectrale. Pour déterminer P_{ei} en utilisant l'équation 18, sont requis φ_i , λ_i ainsi que le spectre de réponse en accélération. Par conséquent, une analyse modale doit être faite pour déterminer les fréquences, les vecteurs propres ainsi que les coefficients de participation modale de la structure. Ensuite, une analyse statique de la structure sous le chargement latéral équivalent est requise pour obtenir la réponse maximale pour chaque mode de vibration.

2.2.3 Combinaisons modales :

Une fois la réponse maximale pour chaque mode de vibration obtenue, les réponses des différents modes doivent être combinées suivant des techniques qui seront exposées ci-après pour obtenir la réponse modale maximale.

Pour une direction d'accélération donnée, les déplacements, forces et contraintes maximaux sont calculés pour toute la structure pour chacun des modes de vibration. Ces valeurs modales pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur unique et positive pour une direction d'accélération donnée.

2.2.3.1 Méthode de la somme des valeurs absolues maximales :

Si x est la quantité de réponse désirée, alors :

$$x = \sum_{i=1}^n |x_i|_{\max} \quad (2.12)$$

Où : $|x_i|_{\max}$ est la valeur absolue maximale de la réponse dans le mode i de vibration. Cette combinaison donne une borne supérieure de la valeur de la réponse totale pour deux raisons :

- 1) elle suppose que les réponses modales pic se produisent en même temps ;
- 2) elle ignore le signe algébrique de la réponse. L'analyse temporelle montre que les réponses pics (en considérant aussi bien les pics positifs que négatifs) se produisent en des temps différents pour différents modes. Donc, cette technique permet une estimation conservatrice de la réponse totale pic. Elle n'est pas communément utilisée pour le calcul sismique des structures.

2.2.3.2 Méthode de la combinaison quadratique complète :

La technique relativement nouvelle de combinaison modale CQC (combinaison quadratique complète) qui a été publiée pour la première fois en 1981. Elle est basée sur les théories des

vibrations aléatoires et a été largement acceptée par de nombreux ingénieurs et a été adoptée dans la majorité des codes de calcul sismique.

La valeur pic d'une force type peut être estimée à partir des valeurs modales maximales en utilisant la CQC à travers l'équation de double sommation suivantes :

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m} \quad (2.13)$$

Où f_n est la force modale associée au mode n . La double sommation est faite pour tous les modes. Des équations similaires peuvent être appliquées aux déplacements nodaux, aux déplacements relatifs, aux efforts tranchants à la base et aux moments de renversement

Les coefficients modaux ρ_{mn} pour la méthode CQC avec un coefficient d'amortissement constant sont :

$$\rho_{mn} = \frac{8\zeta^2 (1+r^2) r^{2/3}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (2.14)$$

Où

$$r = \frac{\omega_n}{\omega_m} \text{ et doit être inférieur ou égal à } 1.$$

2.2.3.3 La méthode la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)

Cette méthode pour calculer la réponse périodique combine les résultats modaux en prenant la racine carrée de la somme des carrés. Cette méthode ne tient pas compte du couplage éventuel pouvant exister entre les modes mais suppose plutôt que les réponses des modes sont statistiquement indépendantes. L'amortissement modal n'affecte pas la réponse.

2.2.4 Combinaisons directionnelles

Pour chaque quantité de déplacement, de force ou de contrainte dans la structure, la combinaison modale produit une valeur unique positive pour chaque direction d'accélération. Ces valeurs directionnelles pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur positive unique. Il existe deux méthodes pour combiner les réponses directionnelles, la SRSS (racine carrée de la somme des carrés des réponses) et la somme absolue.

2.2.4.1 La méthode la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)

Cette méthode combine la réponse pour différentes direction d e chargement en prenant la racine carrée de la somme de leurs carrés.

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2} \quad (2.15)$$

Où

R_1, R_2 et R_3 Sont les valeurs des combinaisons modales pour chaque direction. Cette méthode est invariante par rapport au choix du système de coordonnées choisi, c'est-à-dire, que les résultats sont indépendants du système de coordonnées choisi pourvu que les courbes des spectres de réponses soient identiques dans chaque direction. C'est la méthode la plus recommandée.

2.2.4.2 La méthode de la somme absolue :

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la somme de leurs valeurs absolues. Un facteur d'échelle IDIR peut être utilisé pour réduire l'interaction entre les différentes directions.

Pour IDIR = 1 on aura :

$$R = |R_1| + |R_2| + |R_3| \quad (2.16)$$

Cette méthode est trop conservative.

Pour IDIR = 0.3 on aura :

$$R = \max(\bar{R}_1, \bar{R}_2, \bar{R}_3) \quad (2.17)$$

où

$$\bar{R}_1 = |R_1| + 0.3(|R_2| + |R_3|)$$

$$\bar{R}_2 = |R_2| + 0.3(|R_1| + |R_3|) \quad (2.18)$$

$$\bar{R}_3 = |R_3| + 0.3(|R_1| + |R_2|)$$

et R_1, R_2 et R_3 sont les combinaisons modales pour chaque direction. Les résultats obtenus par cette méthode vont dépendre du système de coordonnées choisi.

2.3 Méthodes d'analyse temporelles :

La dernière catégorie d'analyse comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme de réponses temporelles des diverses quantités de la réponse.

Pour l'analyse sismique temporelle des structures, trois techniques d'analyse sont disponibles :

- 1- Méthodes d'intégration pas à pas dans le domaine temporel,
- 2- Méthode de superposition modale dans le domaine temporel,
- 3- Méthodes d'analyse dans le domaine fréquentiel avec transformation et superposition dans le domaine temporel.

2.3.1 Méthodes d'intégration pas à pas :

L'intégration pas à pas est l'approche la plus générale et étudie la réponse dynamique d'une structure sous l'action d'une séquence de pulses individuelles dépendantes du temps ayant un pas d'intégration Δt . La force dépendante du temps $\mathbf{P}_{\text{eff}}(\mathbf{t})$ est divisée en n intervalles de temps de durée Δt et la réponse de la structures aux impulsions est évaluée en tenant compte des conditions initiales appropriées pour les déplacements, vitesses et accélérations modaux, $u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t)$ respectivement. Les stratégies d'intégration pas à pas comprennent les schémas d'intégration explicites qui sont conditionnellement stables et les schémas d'intégration

implicites qui sont inconditionnellement stables, la différence réside dans la stabilité numérique de la solution.

Les schémas d'intégration numériques peuvent avoir des problèmes de précision, de distorsion de la période quant le pas de temps Δt n'est pas assez petit. Comme règle générale, la stabilité numérique dans les schémas d'intégration numériques explicites, tel que la méthode de Newmark [19], peut être satisfaite quand le pas de temps Δt est choisi de manière à avoir :

$$\Delta t < \frac{T_n}{\pi} \tag{2.19}$$

Où :

T_n représente la période du mode supérieur de vibration le plus significatif. Du fait que les systèmes à plusieurs degrés de liberté peuvent avoir de nombreux modes ayant de petites valeurs T_i pour les modes supérieurs, les pas de temps déterminés à partir de l'équation peuvent être très petits et l'effort de calcul peut devenir très prohibitif. Dans ces cas, les modes supérieurs peuvent être éliminés par un amortissement numérique ou bien on doit recourir à un schéma d'intégration numérique implicite.

2.3.2 Méthode de superposition modale :

Du fait que les modes naturels d'un système sont complètement orthogonaux, n'importe quelles réponses $u(t) = [u_1(t) u_2(t) \dots u_n(t)]^T$ d'un système linéaire peuvent être étendues en séries de modes naturels $\Phi_1, \Phi_2, \dots, \Phi_n$:

$$u(t) = \sum \Phi_i q_i(t) = \Phi q(t) \tag{2.20}$$

où

q est le vecteur de l'amplitude des coordonnées généralisées des modes

Les équations de mouvement en termes des modes naturels sont :

$$\ddot{q}_i + 2\zeta \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{P_i^*}{M_i^*} \quad (i, 1, 2, \dots, n) \tag{2.21}$$

Où

Masse généralisée :	$M_i^* = \Phi_i^T M \Phi_i$	
Amortissement généralisé :	$C_i^* = \Phi_i^T C \Phi_i$	
Rigidité généralisé :	$K_i^* = \Phi_i^T K \Phi_i$	
Force généralisée :	$P_i^* = \Phi_i^* (P - M I \ddot{u}_g)$	(2.22)
Amortissement modal :	$\zeta_i = C_i^* / (2 \omega_i M_i^*)$	
Fréquence naturelle :	$\omega_i = \sqrt{k_i^* / M_i^*}$	

Dans le cas d'un déplacement du support uniquement, $P(t) = 0$, et

$$\frac{P_i^*}{M_i^*} - \left(\frac{\Phi_i M I}{\Phi_i^T M \Phi_i} \right) \ddot{u}_g = \gamma_i \ddot{u}_g \quad (2.23)$$

Où

$$\gamma_i = \left(\frac{\Phi_i M I}{\Phi_i^T M \Phi_i} \right) = \frac{\sum M_j u_i(j)}{\sum M_j u_i^2(j)} \quad (2.24)$$

: est le facteur de participation modale du i éme mode ; la sommation se fait de j=1,2,.....

L'équation de mouvement devient :

$$\ddot{q}_i + 2\zeta \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\gamma_i \ddot{u}_g \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.25)$$

si la réponse est écrite comme :

$$u(t) = \sum \Phi_i \gamma_i q_i(t) \quad (2.26)$$

L'équation de mouvement (2.2) prend la forme suivante pour chaque mode :

$$\ddot{q}_i + 2\zeta \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\ddot{u}_g \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.27)$$

Qui est identique à l'équation de mouvement d'un système à un seul degré de liberté.

Si la forme adimensionnelle de la fonction de mode est utilisée :

$$Y_i(j) = \frac{u_i(j) \sum M_j}{\sum M_j u_i(j)} \quad (2.28)$$

Et si $\gamma_i \Phi_i = \gamma_i [Y_i(1), Y_i(2), \dots, Y_i(n)]^T$ est pris comme mode et est utilisé à la place de $\Phi_i = [u_i(1), u_i(2), \dots, u_i(n)]^T$, la masse généralisée devient :

$$M_i^* = \gamma_i^2 \sum M_j Y_i^2(j) \quad (2.29)$$

et le coefficient de participation et la masse généralisée sont alors :

$$\gamma_i = \frac{\sum M_j Y_i(j)}{\sum M_j Y_i^2(j)} = \frac{|\sum M_j u_i(j)|^2}{(\sum M_j) |\sum M_j u_i^2(j)|} \quad (2.30)$$

$$M_i^* = \frac{|\sum M_j Y_i(j)|^2}{\sum M_j Y_i^2(j)} = \frac{|\sum M_j u_i(j)|^2}{\sum M_j u_i^2(j)} \quad (2.31)$$

et le coefficient de participation devient :

$$\gamma_i = \frac{\sum M_i^*}{\sum M_j} \quad \text{et} \quad \sum \gamma_i = 1 \quad (2.32)$$

L'avantage d'utiliser un mode adimensionnel est d'avoir des coefficients de participation modale positifs et décroissants.

Conclusions : dans ce chapitre on a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs de structures pour le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels professionnels tels que SAP2000, ABAQUS, etc....

Chapitre 3 :

Modèles de

l'interaction

Sol-Structure

3-1 Introduction:

Pour l'analyse sismique de la terre et des structures souterraines, la considération de l'interaction sol-structure devient extrêmement importante lorsque le sol ou le milieu de la fondation n'est pas très ferme. Durant l'excitation sismique, la structure inter agit avec le sol environnant imposant des déformations de sol. Ces déformations à leur tour font que le mouvement des supports, de la région d'interface du sol et de la structure soit différent de celui à champ libre. Ces interactions changent substantiellement la réponse de la structure. Pour un sol très rigide, ce changement est extrêmement petit et peut être négligé.

Par conséquent la considération d'une base fixe demeure une hypothèse valable pour les structures construites sur un sol ferme. De manière identique, l'effet de l'interaction sol-structure sur les structures enterrées longues telles que les pipelines sur un sol ferme est négligeable car ils ont le même profil que celui du sol pendant le mouvement sismique.

Afin de comprendre le problème d'interaction sol-structure correctement, il est nécessaire d'avoir une certaine connaissance de la propagation des ondes sismiques dans le milieu du sol pour deux raisons principales. Premièrement, les caractéristiques dynamiques de l'input du mouvement du sol d'entrée à la structure dépendent de la modification du mouvement du substratum rocheux au fur et à mesure qu'il se propage à travers le sol. Ainsi, la connaissance de la propagation des ondes dans le milieu du sol est essentielle pour comprendre les modifications des mouvements du sol dues aux propriétés du sol. Deuxièmement, la connaissance des caractéristiques de vibration du milieu de sol pour la propagation des ondes est importante par rapport à la détermination de fonctions d'impédance de sols et à la fixation des limites pour milieu de sol semi-infini, lorsque l'analyse de propagation des ondes sont faite par des techniques numériques. Par conséquent, dans ce chapitre, la propagation des ondes dans le sol est discutée en premier lieu et puis les problèmes sismiques d'interaction sol-structure sont présentés. [12].

3-2 Propagation des ondes dans le sol :

En se référant à la figure 3.1, il peut être facilement démontré que les forces externe non équilibrées dans la direction x sont en équilibre avec la force interne dans la même direction et donnent:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \ddot{u} = \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \quad (3.1)$$

où : σ_{xx} , σ_{xz} , sont les contraintes et ρ est la masse volumique du sol.

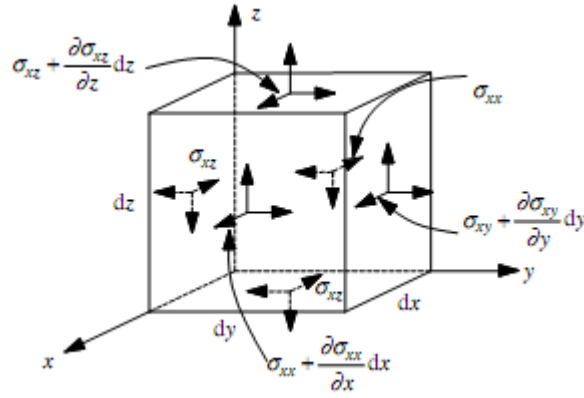


Figure 3.1 contraintes sur un cube infinitésimal

L'utilisation la relation entre la déformation et le déplacement, ces trois équations peuvent être écrites sous la forme suivante:

$$\rho \ddot{u} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \quad (3.2).$$

$$\rho \ddot{v} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \quad (3.3).$$

$$\rho \ddot{w} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \quad (3.4).$$

Où

\ddot{u} , \ddot{v} , et \ddot{w} sont les accélérations dans les directions x, y et z, respectivement. λ et μ sont les constantes de Lamé.

$\bar{\epsilon} = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz}$, ϵ_{xx} est la déformation dans direction x.

∇^2 : est l'opérateur de Laplace.

La solution des équations ci-dessus sous différentes conditions aux limites pourvoit les mouvements de sol dans les directions x-, le y et z- en n'importe quel point au sein du sol dus à la propagation des ondes sismiques. Il convient de noter que les deux constantes de Lamé sont reliées à E, à G, et à γ (module de Young, module de cisaillement, et Coefficient de Poisson, respectivement) comme suit :

$$E = \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu}, \quad G = \mu, \quad \gamma = \frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)} \quad (3.5).$$

Les équations d'ondes ci-dessus (équations 3.2-3.4) dans un milieu infini des sols peuvent être combinées pour donner deux équations d'ondes. Le premier type d'équation d'ondes est obtenu en différenciant les équations 3.2 à 3.4 par rapport à x, y et z et en additionnant les résultats pour donner:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial t^2} \right)^2 = (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial z^2} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial z^2} \right) \quad (3.6)$$

Où :

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla^2 \bar{\varepsilon} + \mu \nabla^2 \bar{\varepsilon} = (\lambda + 2\mu) \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (3.7)$$

Où

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = V_P^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad \text{et} \quad V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.8)$$

Ce type d'onde est appelé onde P, V_P étant la vitesse des ondes P dans une propagation tridimensionnelle d'ondes, $\bar{\varepsilon}$ est la déformation volumique, qui ne comporte aucun cisaillement ou rotation. Ainsi cette équation d'onde décrit une onde irrotationnel ayant un mouvement de particules uniquement dans le sens de propagation des ondes. En substituant à λ et μ , V_P peut être écrite comme :

Où

$$V_P = \sqrt{\frac{2G(1-\gamma)}{\rho(1-2\gamma)}} \quad (3.9)$$

Pour une propagation unidimensionnelle des ondes, l'équation 3.8 prend la forme :

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial t^2} = \sqrt{\frac{2G(1-\gamma)}{\rho(1-2\gamma)}} \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial x^2} \quad (3.10)$$

Où

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.11).$$

Dans laquelle :

$$V_P = \sqrt{E/\rho}. \text{ Comme } \gamma \text{ ne fait pas partie de la propagation unidimensionnelle des ondes.}$$

Le deuxième type de l'équation d'onde est obtenu en éliminant ($\bar{\varepsilon}$) dans les équations 3.3 et 3.4. Dérivant les équations 3.3 et 3.4 par rapport à z et y, respectivement, et soustrayant l'une de l'autre.

$$\rho \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} \quad \text{où} \quad \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial x^2} ; \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.12).$$

Où

$$\theta_x = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \text{ est la rotation autour de l'axe x.}$$

Ainsi, cette équation d'onde représente la propagation des ondes distorsion avec une rotation autour de l'axe x, des expressions similaires de la propagation d'ondes dans les directions y et z peuvent être obtenus avec des rotations autour des axes y et z, respectivement. Cette onde est appelée une onde S ou une onde de cisaillement, avec une vitesse d'ondes de cisaillement V_S .

Le mouvement des particules dans cette la propagation des ondes a lieu sur un plan perpendiculaire à la direction de la propagation des ondes (figure 3.8). Les ondes S ont en général deux composantes qui sont S-H et S-V. Si le mouvement des particules a lieu uniquement dans la direction horizontale et perpendiculaire à la direction de propagation des ondes, il est alors appelé une onde de S-H. De la même manière, une onde S-V a un mouvement de particules dans la direction verticale uniquement. En général, le mouvement des particules peut avoir lieu dans les deux directions horizontale et verticale. Il est généralement observé que ($P_V > V_S$).

Du fait que la terre n'est pas un corps infini, la propagation des ondes sismiques à l'intérieur de la terre ne suit pas strictement les équations de propagation d'ondes décrites plus haut, Alors que la propagation des ondes à l'intérieur de terre que proche à la surface, les équations ci-dessus, et les formes additionnelles d'équation d'ondes dues à la présence d'une surface libre à la limite supérieure. La terre dans cette région est modélisée comme un corps semi-infini avec une surface plane libre. Deux types d'équations d'ondes additionnelles sont obtenus dans cette région, une pour une onde de Rayleigh (nommée d'après Rayleigh) et l'autre pour une onde de love. Les deux ondes sont appelées ondes de surface et elles sont amorties avec la distance plus lentement que les ondes du corps. En ondes de Rayleigh, tous les mouvements de particules ont lieu dans un plan vertical avec un mouvement elliptique dont les axes dans le sens direction et dans la direction de propagation de l'onde, comme représenté sur la figure 3.1.

L'équation d'onde est dérivée en utilisant deux fonctions potentielles donnant :

$$u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (3.13)$$

$$w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (3.14)$$

Les deux fonctions potentielles définies comme ci-dessus, il peut être démontré qu'elles satisfont les équations d'ondes semblables à celles des ondes P et S, et une onde de Rayleigh est une combinaison de ces deux ondes [14]. Les fonctions potentielles satisfont les équations suivantes:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = V_P^2 \nabla^2 \varphi \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = V_S^2 \nabla^2 \psi \quad (3.16)$$

Des solutions des équations 3-15 et 3-16 fournissent les vitesses u et w des particules. Les ondes de Love sont essentiellement des ondes S-H qui sont emprisonnées par des réflexions multiples au sein d'une couche de surface d'un matériau ayant une vitesse d'onde de cisaillement des couches inférieures. Les ondes love vérifient les équations d'onde de

l'onde S. Le mouvement des particules et la vitesse de l'onde peut être obtenue en résolvant cette équation d'onde.

Indépendamment des ondes de Rayleigh et Love, il y a un certain nombre d'autres ondes de surface, mais ils sont beaucoup moins significatifs en termes de mouvements au sol affectant les structures.

3.3 Propagation des ondes unidimensionnelle et Analyse de la réponse au sol :

L'influence des conditions du sol dans la modification de la nature du mouvement au sol en champ libre a été reconnue depuis longtemps. Cette influence est étudiée par l'intermédiaire de l'analyse de la réponse du sol, qui permet d'obtenir la réponse à la surface du sol libre en utilisant l'analyse de la propagation des ondes avec le mouvement du substratum rocheux comme input. Selon la dimensionnalité du problème, l'analyse de la réponse du sol pourrait être en trois (3D), deux (2D) ou unidimensionnelles (1D).

En fonction des conditions du site et de la géométrie, il peut être décidé si une analyse du sol en 3D, 2D ou d'unidimensionnelle serait nécessaire. Il a été observé que l'analyse de la réponse unidimensionnelle du sol fournit une évaluation raisonnablement bonne du mouvement au sol en champ libre dans beaucoup de cas. De plus, une analyse unidimensionnelle est relativement simple. Pour toutes ces raisons, elle est la plus utilisée pour l'analyse de la réponse du sol.

La figure 3-2 présente une vue schématique d'une analyse unidimensionnelle de propagation des ondes. Du fait que les vitesses de propagation des ondes près de la surface de la terre sont généralement inférieures à celles en dessous, des rayons inclinés qui frappent les limites horizontales sont généralement réfléchis vers une direction plus verticale. Toutefois les mouvements horizontaux du sol sont de plus grande importance comme données sismiques pour les structures. En conséquence l'analyse unidimensionnelle de la propagation des ondes est basée sur l'hypothèse que la réponse d'un dépôt de sol est principalement régie par la propagation des ondes S-H verticalement à partir de la roche sous-jacente. Les surfaces du sol et du substratum rocheux sont également supposées s'étendre dans la direction horizontale. Certaines des définitions liées à l'analyse sont expliquées dans la figure 3-2.

Lorsque le sol se comporte de manière linéaire, l'analyse est simple et la solution de l'équation des ondes (équation 3-12) peut être utilisée pour obtenir le mouvement en champ libre du sol. Toutefois si le sol se comporte de façon non-linéaire, qui est souvent le cas pour des mouvements du sol puissants, une analyse non-linéaire ou linéaire équivalente est effectuée pour obtenir la réponse du sol. Pour ce but, la solution simple de l'équation des ondes ne peut être utilisée, et généralement une analyse plus élaborée utilisant la méthode des éléments finis est entreprise. Se référant à la figure 3-3, considérons une couche uniforme de sol élastique homogène sur un massif rocheux rigide. Le mouvement horizontal harmonique du massif rocheux va produire des ondes de cisaillement se propageant verticalement dans le sol.

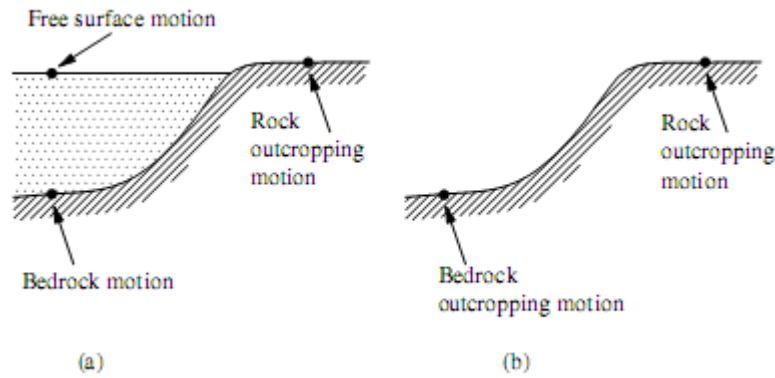


Figure 3.2 : Terminologie utilisée dans l'analyse de la réponse du sol : (a) massif rocheux sur le sol, et (b) aucun fondement recouvrant le sol

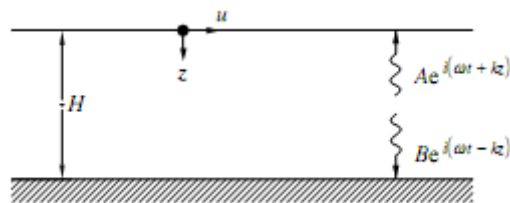


Figure 3.3 : Analyse unidimensionnelle de la propagation des ondes dans le sol élastique Linéaire

Pour l'équation de la propagation unidimensionnelle des ondes de la forme :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.17)$$

La solution pour le mouvement harmonique de roche en place est donnée par :

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + kz)} + B e^{i(\omega t - kz)} \quad (3.18)$$

Où (ω) : est la fréquence d'excitation et $= \omega/V_s$, A et B sont les amplitudes des ondes qui se propagent dans les directions ascendante et descendante, respectivement. Comme la déformation de cisaillement doit être nulle à la surface libre :

$$G_\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (3.19)$$

La condition ci-dessus donne :

$$Gik(A, B)e^{i\omega t} = 0 \quad (3.20)$$

Où :

$$A=B \quad (3.21).$$

Le déplacement à n'importe quelle profondeur $u(z, t)$ devient alors :

$$u(z, t) = 2A \cos kz e^{i\omega t} \quad (3.22)$$

L'équation 3.22 montre une onde d'amplitude ($2A \cos kz$) où l'amplitude diminue avec la profondeur. L'équation 3.22 peut être utilisée pour obtenir le rapport entre les amplitudes de déplacement entre la surface supérieure et inférieure :

$$R(\omega) = \frac{u_{max}(0,t)}{u_{max}(H,t)} = \frac{1}{\cos kH} \quad (3.23)$$

L'équation 3.23 montre que si un mouvement du sol harmonique est prescrit dans la partie inférieure, alors son amplitude va s'amplifier lorsqu'il se déplace vers la surface. $R(\omega)$ désigne la fonction de transfert pour l'onde harmonique se propageant à partir de massif rocheux vers le champ libre. La fonction de transfert est montrée dans la figure 3.4.

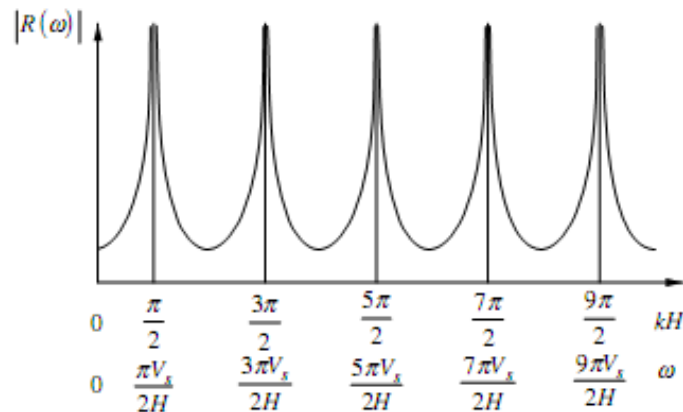


Figure 3.4 Module de fonction du transfert pour une couche élastique non amortie

La figure montre que les amplifications aux fréquences $n\pi V_s/2H$ ($n = 1,3,5 \dots$) s'approchent de l'infini. Ces fréquences sont les fréquences des dépôts de sol à partir de la fréquence fondamentale ($\pi V_s/2H$). Du fait que l'amortissement est nul, les amplifications s'approchent de l'infini aux points de résonance.

Si l'amortissement du sol est considéré, l'équation de la propagation des ondes prend la forme :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\eta}{\rho} \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (3.24)$$

Où : (η) est définie comme la viscosité équivalente donnée par ($\eta = 2G\xi/\omega$) et est le paramètre du modèle Kelvin-Voigt pour représenter la relation contrainte- déformation en cisaillement pour les sols donnée par:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (3.25)$$

Où : (γ) et (τ) sont la déformation et la contrainte en cisaillement, respectivement. L'équation 3.25 est utilisée pour représenter la relation contrainte- déformation, car dans la

propagation des ondes viscoélastiques, les sols sont généralement modélisés en tant que solides (Kelvin-Voigt) (c'est-à-dire des matériaux dont la résistance à la déformation en cisaillement est en plus des composants élastiques et visqueux). Par ailleurs, la viscosité équivalente, (η) utilisée dans l'équation 3.24, est définie comme étant inversement proportionnelle à la fréquence afin de rendre la constante d'amortissement de sol indépendante de la fréquence. [13].

La relation entre (η) et (ξ) à une fréquence est dérivée de la dissipation d'énergie dans le sol pendant l'oscillation harmonique. Le second terme du côté droit de l'équation 3.24 apparaît à cause de l'amortissement du sol, qui est du au mouvement des particules du sol durant la propagation des ondes de cisaillement.

La solution de l'équation d'onde est de la forme :

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + kz)} + B e^{i(\omega t - kz)} \quad (3.26)$$

Où : (\bar{k}) est un nombre complexe ayant (k_1) et (K_2) comme parties réelle et imaginaire. En utilisant le même état de la contrainte nulle de cisaillement à la surface libre, la fonction de transfert $R(\omega)$ peut être démontrée [13]:

$$R(\omega) = \frac{1}{\cos \bar{K}H} \quad (3.27)$$

Où : $\bar{K}H = \omega H / \bar{V}_s$; \bar{V}_s est la vitesse complexe de cisaillement donnée par :

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{\bar{G}}{\rho}} ; \quad \bar{G} = G(1 + i2\xi) \quad (3.28)$$

Pour une petit valeur de ξ , en développant le terme $(1 + i2\xi)^{1/2}$ en séries de puissances et en négligeant les termes d'ordre supérieur, il peut être démontré que :

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} = \bar{V}_s(1 + i\xi) \quad (3.29)$$

Ainsi :

$$R(\omega) = \frac{1}{\cos \left[\frac{\omega H}{V_s} (1+i\xi) \right]} \quad (3.30)$$

En utilisant ($|\cos(a + ib)| = [\cos^2 a + \sinh^2 b]^{1/2}$), la valeur absolue de la fonction de transfert peut être exprimée comme suit:

$$|R(\omega)| = \frac{1}{\left[\cos^2 \left(\frac{\omega H}{V_s} \right) + \left(\frac{\xi \omega H}{V_s} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (3.31)$$

Dans l'équation ci-dessus, $\sinh^2 x \approx x^2$ est utilisé, car (x) est petit.

Le graphe de la valeur absolue de $R(\omega)$ est montrée dans la figure 3.5. On voit sur la figure que $|R(\omega)|$ atteint une valeur maximale au voisinage des fréquences naturelles du c'est-à-dire $\omega_n = n\pi V_s/2H ; n = 1, 3, 5, \dots$) comme dans le cas non amorti.

Les pics aux fréquences naturelles ont des valeurs finies à cause de la présence de l'amortissement. En outre les pics diminuent avec l'augmentation des fréquences naturelles. Pour le sol, les déformées modales correspondant aux trois premières fréquences naturelles sont présentés dans la figure 3.6.

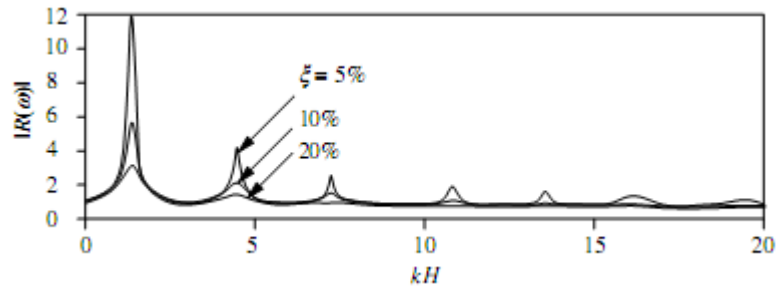


Figure 3.5 Module des fonctions de transfert pour le sol élastique amorti

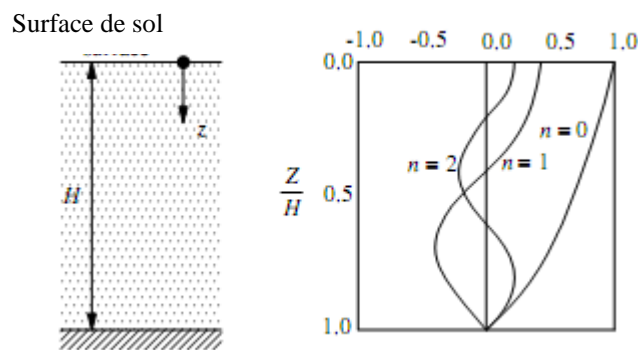


Figure 3.6 Déformées modales correspondant aux trois premières fréquences naturelles

3-3.1 Analyse de la réponse du sol en utilisant la transformée de Fourier Rapide FFT:

Avec la fonction de transfert connue, la réponse du sol en champ libre due à une propagation d'onde (S-H) pour une réponse temporelle spécifique du mouvement de substratum rocheux peut être facilement obtenue en utilisant l'analyse de Fourier. Les étapes à suivre pour entreprendre une analyse linéaire du sol, pour une réponse temporelle du mouvement du sol sont récapitulées ci-dessous :

- 1 - Fourier synthétise le mouvement du sol rocheux en utilisant la FFT, ce qui donne un ensemble de nombres complexes à intervalles discrets $\Delta\omega$.
- 2 - Prendre la première moitié des nombres (la moitié restante des nombres sont conjugués complexes de la première moitié).
- 3 - Obtenir les valeurs de la fonction de transfert à un intervalle de fréquence $\Delta\omega$ à partir de zéro.

- 4 - Multiplier les nombres complexes de la transformée de Fourier par les valeurs correspondantes de la fonction de transfert.
- 5 - Les nombres multipliés sont complexes ; trouver les complexes conjugués des nombres les arranger en ordre.
- 6 - Prendre une inverse de la transformée de Fourier des séries, le résultat fournit la réponse temporelle du sol.

3.3.2 Analyse de la réponse du sol (linéaire et non linéaire) dans le domaine Temporelle :

L'analyse de la réponse du sol peut être également faite dans le domaine temporel. Dans cette méthode, le milieu sol est discrétisé en un certain nombre d'éléments poutres comme représenté sur la figure 3.7

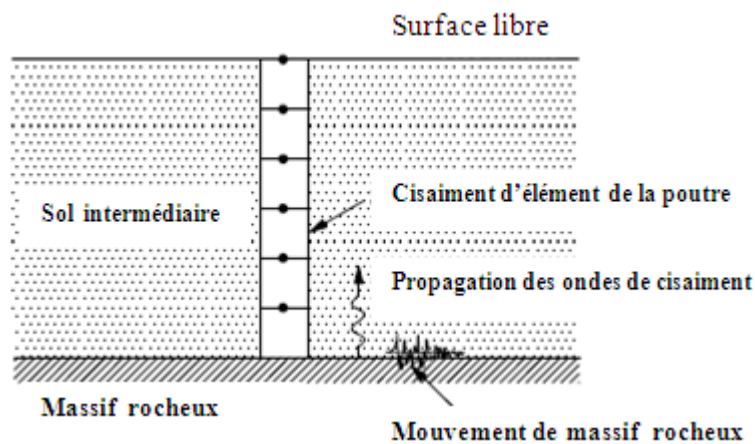


Figure 3.7 éléments de poutre pour une analyse de la propagation unidimensionnelle des ondes

La masse appropriée du sol est concentrée en des points nodaux. En supposant un coefficient d'amortissement pour le sol, les équations suivantes du mouvement sont résolues numériquement pour déterminer la réponse temporelle du nœud au sommet.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MI\ddot{u}_g \tag{3.32}$$

Où : M , C et K sont, les **Massif rocheux** matrices d'amortissement, et matrices de rigidité respectivement, pour la poutre, \ddot{u}_g est l'accélération temporelle du sol au niveau du substratum rocheux, et u est le mouvement horizontal du sol. Pour obtenir la valeur totale (absolue) de l'accélération en champ libre, l'accélération de substratum rocheux est ajoutée à l'accélération du nœud au sommet.

Pour des mouvements de sol puissants, le comportement non-linéaire du sol doit être pris en compte dans l'analyse de la réponse du sol. Pour l'analyse de la réponse non-linéaire.

l'équation du mouvement (équation 3.32) est modifiée comme suit:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + R(u) = -MI\ddot{u}_g \tag{3.33}$$

dans laquelle : $R(u)$ est la relation force-déplacement non-linéaire du sol sous chargement

cyclique. Pour le cas des sols, la courbe représente la variation de G en fonction de déformation en cisaillement du sol, comme représenté sur la figure 3.8a. L'équation non-linéaire de mouvement est résolue numériquement pour obtenir la réponse du sol (relative) en champ libre.

La réponse du sol en champ libre obtenue par une analyse non-linéaire est généralement inférieure à celle obtenue par une analyse linéaire. Ceci s'explique par le comportement hystérétique du sol non-linéaire sous chargement cyclique, qui fournit la relation force-déformation indiquée sur la figure 3.8b. A cause de ce comportement hystérétique, plus d'énergie sismique est dissipée en plus de celle due à l'amortissement du matériel du sol.

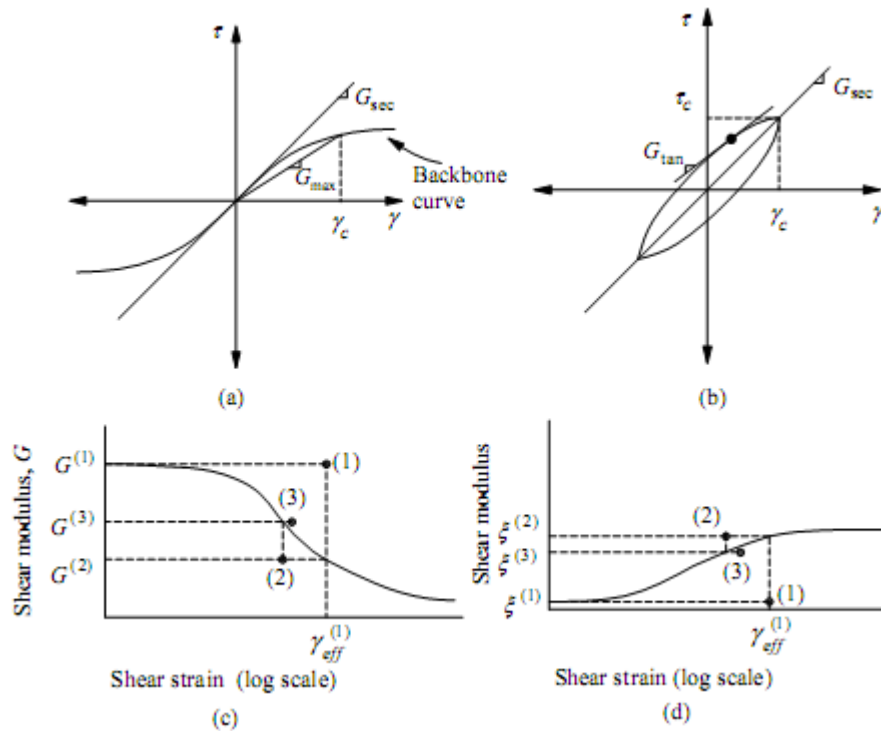


Figure 3.8 : comportement non-linéaire du sol : (a) courbe squelette; boucle d'hystérésis (b) sous charge cyclique (c) variation du module de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement, et (d) La variation des taux d'amortissement équivalent avec la contrainte de cisaillement.

Une analyse linéaire équivalente pour les problèmes non-linéaires est largement utilisée dans l'analyse de la réponse du sol. Dans l'analyse linéaire équivalente, un module de cisaillement équivalent et un coefficient d'amortissement équivalent, ce qui représente la perte d'énergie dans les boucles d'hystérésis, sont utilisés dans l'analyse. Le module de cisaillement équivalent à la moyenne du module de cisaillement à chaque point de la courbe hystérétique en figure 3-8b. Il peut être approché par le module de cisaillement représenté sur dans la figure 3-8a.

Le coefficient équivalent d'amortissement à différents niveaux de déformation est obtenu à partir de la zone de la boucle. Pour le module cisaillement diminue avec l'augmentation de déformation, il ya une diminution du module avec l'augmentation de déformation.

À partir des essais expérimentaux, la diminution du module cisaillement équivalents avec le niveau de déformation de cisaillement a été obtenue et indiqué dans la figure 3-8c. Ainsi, l'analyse linéaire équivalente utilise la valeur de déformation G dépendante que le montre la figure 3-8c. Sont une estimation de G_{max} est égale à ρv_s^2 ,

L'équivalent d'amortissement varie aussi avec la déformation et peut être obtenu à partir des essais en laboratoire. Une variation typique du coefficient d'amortissement avec la déformation de cisaillement est montrée dans la figure 3-8d, l'analyse linéaire équivalent débute par une valeur de G_{max} et trouve la déformation calculé dans les éléments, dans la prochaine itération, un module de déformation compatible (figure 3-8c) est utilisé pour obtenir la solution. Le processus se poursuit jusqu'à une convergence (définie par une norme) est atteint. Programmes standard sont disponibles, tels que FLAC pour effectuer l'équivalent linéaire et non linéaire à une dimension d'analyse de propagation des ondes pour un milieu de sol.

3.4 Analyse de la réponse 2D ou 3D dans domaine temporel

La solution de l'analyse unidimensionnelle de propagation des ondes peut être facilement étendue à l'analyse 2D ou 3D par éléments finis. Au lieu de considérer des éléments poutres unidimensionnels, si des éléments 2D ou 3D sont considérées pour l'analyse (Figure 3-9), alors les réponses dans deux ou trois directions peuvent être obtenues. Pour l'analyse 2D, des éléments en déformation plane sont utilisés. Les mouvements du sol sont imposés à la base du massif de roches. Pour l'analyse 3D, des éléments à huit nœuds peuvent être utilisés. Des conditions aux limites appropriées pour le milieu du sol doivent être définies en fonction de la topographie. Une analyse 2D ou 3D est généralement faite pour les régions à topographie irrégulière et au voisinage des extrémités d'un bassin. Dans la région centrale du bassin ayant une topographie régulière, l'analyse de propagation des ondes 1D est suffisante pour tous les cas pratiques. Les deux analyses linéaires et non-linéaires sont possibles pour l'étude des problèmes de propagation des ondes en 2D et 3D. L'effet d'interaction sur la courbe de plastification et des courbes de plastification améliorées peut être inclus dans l'analyse non-linéaire. Des logiciels standards tels que ANSYS ou ABAQUS peuvent être utilisés pour cette étude. Il convient de noter que les réponses obtenues par l'analyse de propagation 2D et 3D des ondes pour un seul composant du mouvement du sol se propageant verticalement donnera des résultats relativement différents de ceux obtenus par une analyse de propagation des 1D des ondes à cause de l'effet de coefficient de Poisson.

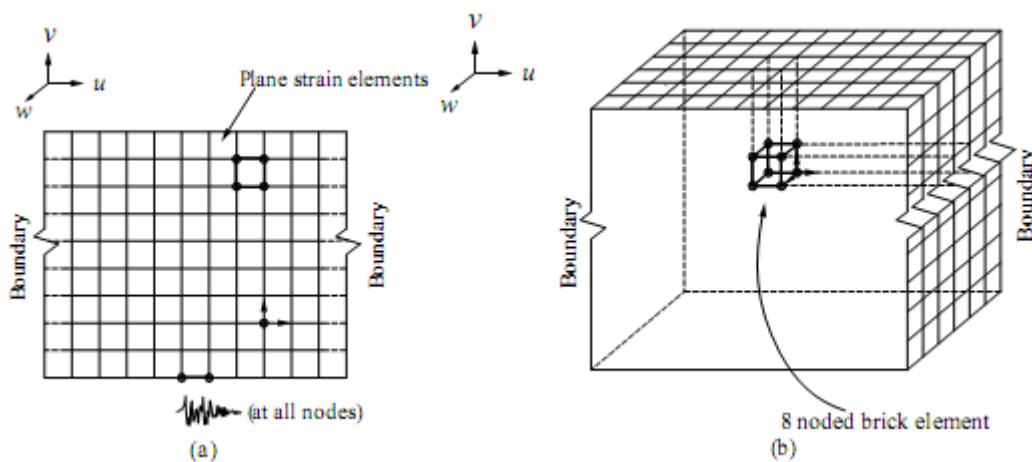


Figure 3.9 Idéalisations par éléments finis de la propagation d'ondes dans un milieu de sol : (a) approximation 2D et (b) approximation 3D.

3.5 Interaction sol-structure Dynamique :

L'effet d'une interaction sol-structure dynamique dépend de la rigidité et de la masse de la structure, de la rigidité du sol et des caractéristiques d'amortissement du sol et de la structure, l'interaction dynamique sol-structure se compose de deux interactions, à savoir, l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique est le résultat de la rigidité de la structure, alors que l'interaction inertielle est le résultat de la masse de la structure. L'interaction cinématique est expliquée à l'aide de la figure 3.11 (a-d). Dans la figure 3.11a, la fondation en radier sans masse empêche retient le mouvement vertical du mouvement du sol à cause de sa rigidité flexionnelle. En conséquence, la fondation se déplace différemment du mouvement du sol en champ libre (c'est-à-dire, le mouvement du sol est loin de la base). Aussi, la nature du mouvement du sol à proximité immédiate et au-dessous de la fondation est changée de celle du mouvement du sol en champ libre à cause de cette interaction. Cette interaction de la fondation avec le mouvement du sol est appelée l'interaction cinématique. Exemples analogues de l'interaction cinématique sont présentés dans la figure (3.12) (b et c). Dans la figure (3.12b), une onde de cisaillement se propageant verticalement est empêchée par la fondation. Dans la figure 3.12c, la rigidité axiale de la dalle évite le mouvement incohérent du sol produit en dessous de la fondation à cause de l'onde de cisaillement se propageant verticalement. L'interaction cinématique peut également induire des mouvements de rotation dans une fondation, comme représenté la figure 3.12d pour les ondes S se propageant verticalement uniquement, l'effet de tau (τ), comme expliqué par **Clough et Penzien** [14], est un autre exemple d'interaction cinématique. Dans la figure 3.13, l'onde de cisaillement horizontale se propageant dans la direction y produit des mouvements du sol dans la direction x qui varie avec y. A cause de la rigidité de la dalle, ce mouvement variable est empêché et le mouvement de la dalle dans la direction x est différent de celui du mouvement du sol en champ libre. Si τ est défini comme étant le rapport entre les amplitudes du mouvement de fondation rigide en translation et le mouvement en champ libre pour une composante harmoniques particulière, il est démontré que : [14]

$$\tau = \frac{1}{\alpha} \sqrt{2(1 - \cos \alpha)} \quad (3.34a)$$

$$\alpha = \frac{\omega D}{V_s} = \frac{2\pi D}{\lambda(\omega)} \quad (3.34b)$$

Ou :

$$\lambda(\omega) = \frac{2\pi V_s}{\omega} \quad , \text{ est la longueur de l'onde.}$$

D : est la dimension de la fondation dans direction y

V_s : est la vitesse apparente de l'onde dans direction y

Il est démontré que les valeurs de τ diminuent à partir de l'unité pour $\alpha = 0$ (et $\lambda \rightarrow \infty$) à zéro pour $\alpha = 2\pi$ (et $\lambda = D$).

Cela signifie que si la dimension de base de la fondation est très petite par rapport à la longueur de l'onde du mouvement du sol, alors l'effet τ est négligeable, et d'autre part, si la dimension de base de la fondation est considérable par rapport à la longueur de l'onde du mouvement du sol, alors l'effet τ doit être considéré et le mouvement de base pourrait être beaucoup plus petit que le mouvement du sol en champ libre, l'interaction inertielle est purement provoquée par les forces d'inertie produites dans la structure à cause du mouvement des masses de la structure pendant de la vibration (figure 3.14). Les forces d'inertie transmettent des forces dynamiques à la fondation. Si le sol support est conforme, la fondation va subir un déplacement dynamique qui ne se produirait pas si le sol est très rigide (comme on supposé pour la condition de base fixe). De toute évidence, le déplacement dynamique à l'interface de fondation-sol est la somme totale des mouvements du sol en champ libre, le déplacement produit due à l'interaction cinématique, et le déplacement produit due à l'interaction inertielle, car une partie du sol à côté de fondation subit des vibrations produites par l'effet d'inertie, une partie de l'énergie, transmise à la structure par le mouvement du sol, est perdue lors du déplacement de la masse adjacente du sol. L'énergie se déplace dans le sol sous la forme d'ondes de radiation et décroît progressivement avec la distance. Cette perte d'énergie est généralement connue comme énergie de l'amortissement du sol et est l'un des aspects les plus importants de l'effet d'inertie. L'amortissement de radiation et la résistance du sol au mouvement de la fondation peuvent être obtenus théoriquement par la détermination des fonctions d'impédance pour le sol. Tous ces effets d'interaction modifient les réponses de la structure et les mouvements du sol sous la fondation et sont connus en tant qu'effets d'interaction sol-structure. Le traitement exclusif du sujet est disponible dans la référence. [15].

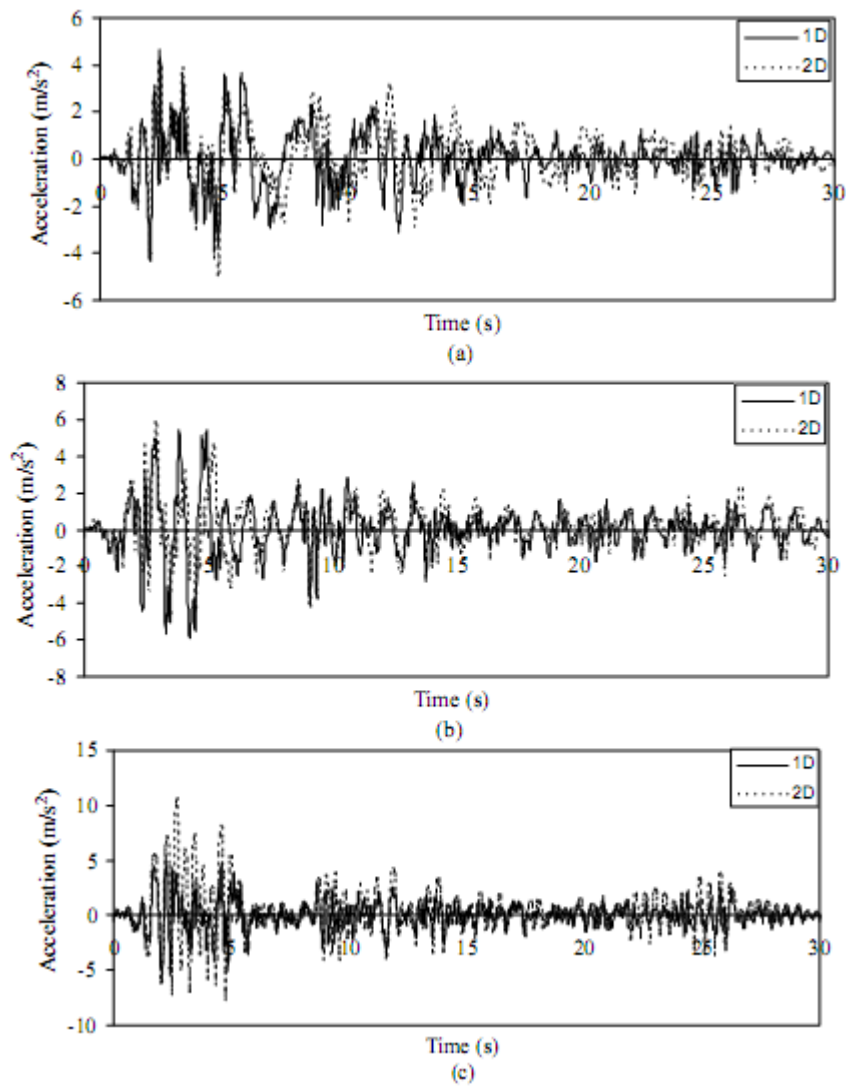


Figure 3.10 Réponse temporelle de l'accélération absolue: (a) ($V_s = 80 \text{ m s}^{-1}$),
 (b) ($V_s = 200 \text{ m s}^{-1}$), (c) ($V_s = 600 \text{ m s}^{-1}$)

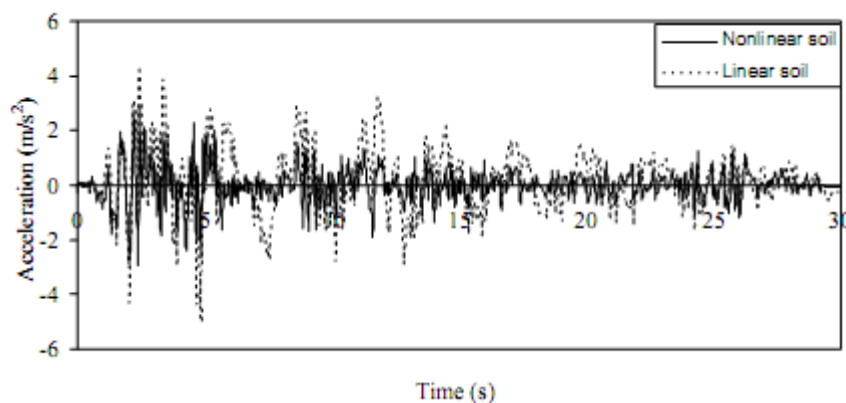


Figure 3.11 Réponse temporelle de l'accélération absolue pour les sols linéaires et non-linéaires

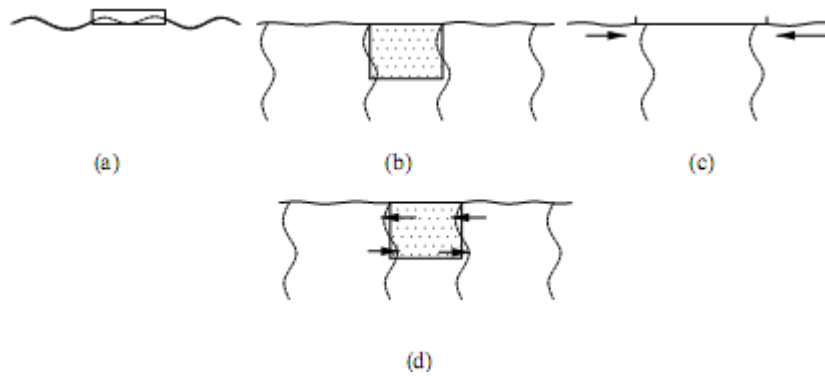


Figure 3.12: l'interaction cinématique: (a) le mouvement vertical modifié; (b) le mouvement horizontal modifié; (c) le mouvement du sol incohérents prévenu et (d) mouvement de rotation induit

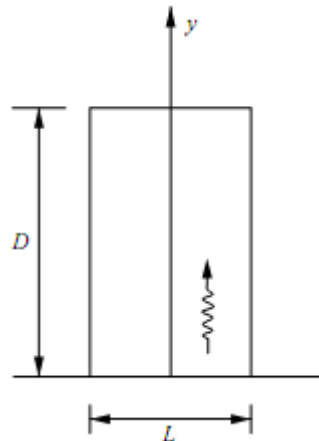


Figure 3.13 ondes de cisaillement se propageant Horizontalement dans la direction y sous la dalle rigide.

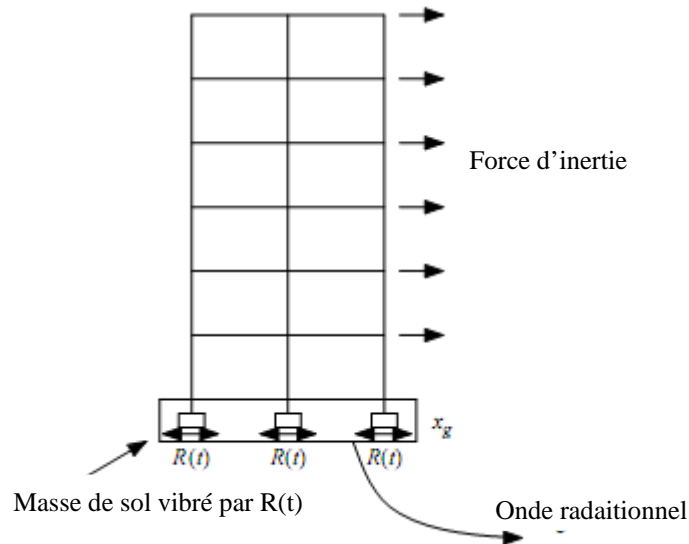


Figure 3.14: effets d'inertie vers le bas avec la distance.

3.5.1 Problèmes limites et idéalisation des problèmes réalistes :

Des problèmes dynamiques d'interaction sol-structure peuvent être traités de différentes manières. L'analyse exacte ou rigoureuse pourrait être obtenue sous certaines conditions spécifiques. L'approche la plus directe pour résoudre le problème est d'inclure une

couche du sol avec la structure et d'utiliser la méthode des éléments finis pour modéliser l'ensemble du système. Un tel modèle est montré sur la figure (3.15). Si le modèle peut être supposé limiter comme représenté sur la figure 3.15, l'équation du mouvement prend la forme :

$$M\dot{V} + C\dot{V} + KV = -MI\ddot{u}_g \quad (3.35)$$

où:

M : est la matrice de masse, **C** : est la matrice d'amortissement et **K** : est la matrice de rigidité,

V : Vecteur de déplacement.

\ddot{u}_g : accélération du mouvement appliquée à la base

I : Une vecteur unitaire donnant la direction de l'accélération.

Pour une réponse temporelle spécifiée du mouvement du sol, l'équation du mouvement peut être résolue soit dans le domaine temporel ou dans le domaine des fréquences (par la transformée de Fourier) pour obtenir le vecteur de déplacement relatif V . Le vecteur de déplacement absolu ou l'accélération correspondante à des degrés de liberté peut être obtenue en additionnant les mouvements du sol aux mouvements relatifs des degrés de liberté. Cette approche est une méthode directe de résolution du problème d'interaction sol-structure. Toutefois, ceci présente certains inconvénients. Dans la méthode à étapes multiples, le problème est résolu en deux étapes comme représenté sur la Figure 3.16 (a et b). Dans la première étape, le problème de l'interaction cinématique est résolu dans lequel la masse de la superstructure est négligée.

L'équation du mouvement prend la forme:

$$\bar{M}\dot{V}_I + C\dot{V}_I + KV_I = -\bar{M}I\ddot{u}_g \quad (3.36)$$

où \bar{M} est la matrice de masse avec les masses correspondant aux degrés liberté de la structure et de la fondation prises égales à zéro (c'est-à-dire qu'uniquement les masses du sol sont conservées) et V_I est le déplacements relatif produit aux degrés de liberté. Ainsi, les éléments du vecteur des déplacements $\{V_I - u_g\}^T$ correspondant aux degrés de liberté de la structure sont les mouvements qui sont transmis à la structure du au mouvement du sol. A cause de l'interaction cinématique, le mouvement du sol en tant que tel n'est pas transmis à la structure.

Si les V_I pour tous les degrés de liberté structuraux sont presque identiques ou égaux à ceux à la base de la structure, alors l'interaction cinématique est négligeable (c'est-à-dire, qu'il n'y a aucun effet de tau) et le mouvement de sol en champ libre (qui est le mouvement à la base de la structure) est transféré en tant que tel dans la structure.

Dans la deuxième étape, le problème de l'interaction inertielle est résolu et dans lequel la matrice de masse entière est considérée du côté gauche de l'équation du mouvement avec la force sismique effective agissant uniquement sur la structure, donc l'équation du mouvement prend la forme :

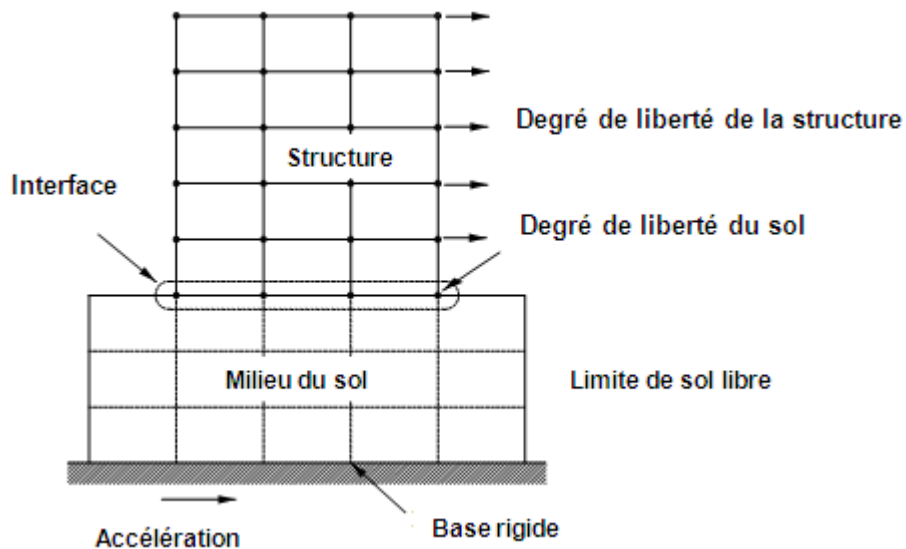
$$M\ddot{V}_{II} + C\dot{V}_{II} + KV_{II} = -M_s\{\dot{V}_I + I\ddot{u}_g\} \quad (3.37)$$

où M_s est la matrice de masse ayant des éléments non nuls uniquement pour les degrés de liberté structuraux. Il convient de noter que les \dot{V}_I pour les degrés de liberté structuraux sont nuls du fait que la structure et la fondation se comportent de manière quasi-statique lors de la résolution de l'interaction cinématique. La solution fournit la réponse V_{II} produite à cause de l'interaction inertielle. La réponse définitive du système est la somme des réponses V_I et V_{II} , la réponse totale ou absolue est obtenue en ajoutant u_g à V_I et V_{II} . Il peut être facilement montré que l'addition des équations (3.36) et (3.37) conduit à l'équation originale (3-35).

La méthode directe, telle qu'expliquée ci-dessus peut être utilisée pour des problèmes limites dans lesquels les mouvements du sol sont imposés aux limites. La méthode multi étapes peut aussi être utilisée pour le problème du fait que le mouvement libre du sol peut être exprimée en termes de mouvements du sol imposés aux limites. Cependant, la plupart des problèmes d'interaction sol-structure associée à des structures posées sur le sol ont différentes de ceux du problème limite. La différence est due à :

- 1 - La plupart du temps des mouvements du sol sont imposés au champ libre plutôt qu'au massif rocheux en dessous.
- 2 - La superstructure est construite au-dessus de la terre, la terre se prolongeant sur des distances lointaines sur tous les côtés, sauf le sens vertical.
- 3 - L'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse de la superstructure est d'un grand intérêt, la réponse de la masse du sol en dessous n'est généralement pas une grande préoccupation. En outre, le massif de roche peut être à une profondeur bien plus grande et, par conséquent, une limite inférieure (pas au massif de roche) peut être adoptée.
- 4 - Pour la plupart des fondations de la superstructure, l'interaction cinématique est petite et, par conséquent, peut être négligé. Donc, le problème d'interaction sol-structure est celui d'une interaction inertielle. Les facteurs ci-dessus ont conduit à différentes méthodes de traitement des problèmes d'interaction sol-structure associée aux structures posées sur le sol. Il convient de noter que le problème limite peut être également formulé avec le mouvement de sol en champ libre comme donnée. [15].

Le deuxième facteur ci-dessus est d'une importance capitale du fait que la masse du sol infini ne peut pas être incluse dans un modèle réaliste. Par conséquent, une quantité optimale de la masse du sol devrait être incorporée dans le modèle afin de permettre la dissipation efficace de l'énergie des ondes (figure 3.14). Alternativement, un mécanisme efficace pour absorber l'énergie d'onde aux limites de la masse de sol doit être pourvu pour assurer la même fonction. Un petit choix de méthodes exactes et approchées, est discuté ici. Toutes ces méthodes résolvent le problème de l'effet inertiel uniquement.



Le figure 3.15 Modèle en éléments finis sol-structure en tant que problème limite

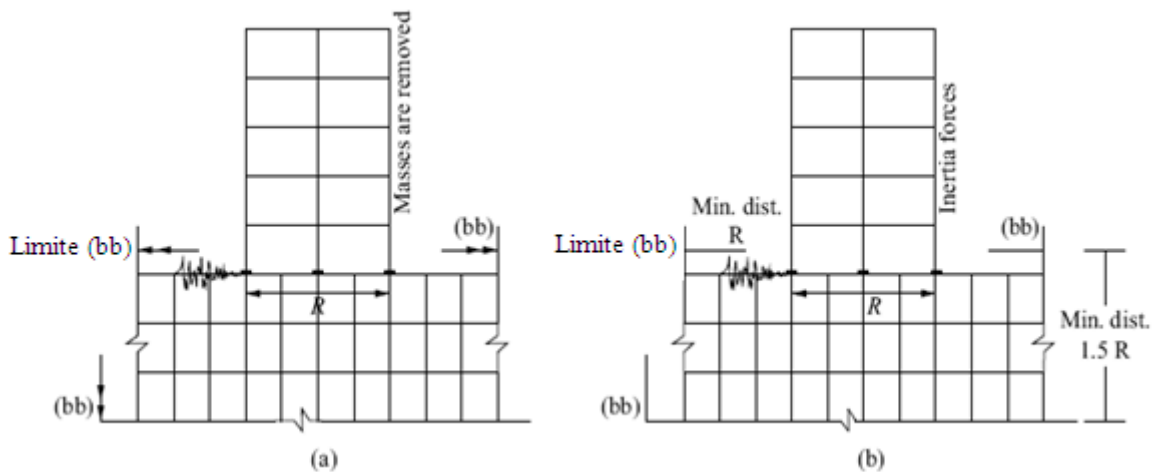


Figure 3.16 méthode multi étapes: (a) solution pour l'interaction cinématique, et (b) solution pour l'interaction inertielle

3.5.2 Méthode directe :

Dans la méthode directe, la fondation de sol-structure est modélisée en utilisant la méthode des éléments finis, voir a figure 3.16. La différence entre la modélisation représenté sur les figures 3.15 et 3.16 est que la limite n'est pas fixe et il n'y a pas de massif rocheux en dessous de ce dernier. Le mouvement du sol, représenté sur la figure 3.16, est spécifié sur le champ libre. Il est supposé que l'interaction cinématique est insignifiante et le mouvement en champ libre au sol est le mouvement par lequel le massif de fondation se déplace. Les forces d'inertie agissant sur la structure produisent des vibrations dans la structure, les fondations, et les masses du sol, aussi bien à l'interface sol-fondation qu'en dessous.

L'équation du mouvement prend la forme :

$$M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = -M_S I \ddot{u}_g \quad (3.38)$$

où:

M : la matrice de masse pour le système structure-fondation.

C : La matrice d'amortissement (matériel amortissement) de la structure et du sol

K : matrice de rigidité du système

M_S : La matrice de masse ayant des masses non nulles pour les degrés de liberté structuraux

I : Vecteur des coefficients d'influence

\ddot{u}_g : L'accélération de sol en champ libre

u : Le vecteur de déplacement relatif par rapport à la base.

Dans figure 3.16, le sol est modélisé comme un assemblage d'éléments rectangulaires en déformation plane ayant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud, alors que la structure du bâtiment est modélisée comme un assemblage d'éléments poutres. Du fait que les éléments du sol n'admettent pas un degré de liberté en rotation, les nœuds de l'interface sol-structure requièrent une considération spéciale, comme montrée sur la figure. La matrice de rigidité globale pour le système peut être générée en utilisant la procédure standard de l'assemblage. Pour générer la matrice d'amortissement, les matrices d'amortissement de la structure et du sol sont construites à partir de leurs constantes d'amortissement modales supposées suivre l'amortissement de Rayleigh. Puis ils sont combinés pour former la matrice d'amortissement totale en supposant que les termes de couplage entre le sol et la structure sont nuls. Il convient de noter que les coefficients d'amortissement correspondant à des degrés de liberté des nœuds de l'interface se composent de deux éléments, qui sont, les composantes de l'amortissement structural et ceux de l'amortissement du sol.

Les forces d'inertie seront transférées à la base (fondation) sous la forme d'une force de cisaillement et d'un moment, qui à son tour aura tendance à déformer le sol à l'interface sol-structure. Cette déformation vibratoire du sol à l'interface se propage sous la forme d'ondes de radiation à travers le sol dans toutes les directions, donnant naissance à une énergie d'amortissement de sol. C'est cet amortissement qui affecte surtout les réponses structure-fondation. Contribution de l'amortissement du matériel du sol à la réduction de la réponse du système de structure-fondation est très insignifiante. À moins que ces énergie des ondes de déplacement pour des distances suffisantes, ils ne meurent pas vers le bas. Par conséquent, les énergie des ondes réfléchissent en arrière si aucune limite n'est prévue à une distance non loin de la structure et introduisent des erreurs dans le calcul des réponses.

En d'autres termes, la simulation de l'espace élastique semi-infini élastique de la masse du sol par la modélisation par éléments finis du problème d'interaction sol-structure dynamique peut devenir très grande. Des différentes études numériques réalisées à ce jour, une bonne approximation pour l'imposition des limites est également représentée sur la figure 3.16. Afin de réduire l'importance du problème, le concept de limite d'absorption a été introduit dans la formulation par éléments finis. Le but des limites d'absorption (qui ont

amortisseurs) est de dissiper de manière effective l'énergie de radiation en plaçant les limites pas loin de la structure, réduisant ainsi la taille du problème.

Dans la méthode directe, le problème peut être résolu soit dans le domaine temporel soit dans le domaine des fréquences pour un mouvement défini en champ libre du sol. Si les réponses temporelles des mouvements du sol sont différentes en différents appuis, alors ce problème peut être aussi résolu en modifiant le vecteur des coefficients d'influence (I) utilisé dans l'équation 3.38.

Des logiciels standards sont maintenant disponibles pour résoudre les problèmes dynamiques d'interaction sol-structure par des méthodes directes. Cependant, il y a quelques inconvénients de la méthode d'analyse directe. Premièrement le problème est celui de d'un amortissement non-classique, et donc une bonne représentation de la matrice d'amortissement du le système est difficile. Ceci est encore plus compliqué si des limites d'absorption sont utilisées. Deuxièmement, un grand problème doit être traité et qui consiste à déterminer les réponses de superstructure, qui sont l'intérêt principal. Troisièmement si la superstructure est modélisée comme un système 3D, alors non seulement la taille du problème devient très grande, mais aussi la modélisation des éléments de l'interface devient complexe.

3.5-3 Méthode d'analyse par sous-structures

La plupart des inconvénients de la méthode d'analyse directe peuvent être évités si la méthode des sous-structures est employée. Dans la méthode de l'analyse par sous-structures, les deux systèmes, c.-à-d, la superstructure et le milieu de fondation, sont traités en tant que deux modèles indépendants. La liaison entre les deux modèles est établie par les forces d'interaction agissant sur l'interface. Les équations d'équilibre dynamique sont finalement écrites en termes de degrés de liberté l'interface et sont résolue soit dans le domaine temporel soit dans le domaine fréquentiel.

Le milieu de fondation est traité comme un semi-espace élastique pour lequel les fonctions d'impédance sont connues, les fonctions d'impédance pour un plaque circulaire sans masse reposant sur une semi-espace élastique ont été déterminées par de nombreux d'investigateurs [16], [17] et sont disponibles sous forme de graphes. Pour les semelles rectangulaires, des expressions approximatives pour les fonctions d'impédance peuvent être dérivé de celles la (surface) équivalente des semelles circulaires. Pour des semelles circulaires rigide (sans masse), la fonction d'impédance pour le semi-espace élastique peut être dérivé analytiquement en appliquant des forces unitaires harmoniques complexes une à la fois comme représenté sur la Figure 3.17.

Les déplacements résultant des degrés de liberté de la plaque sont obtenus sous forme de nombres complexes et sont disposés dans une colonne pour former une matrice complexe de flexibilité. L'inverse de la matrice fournit, la matrice d'impédance. Dans la matrice d'impédance, des termes de couplage existent seulement entre la rotation et la translation. Les parties réelles et imaginaires des éléments correspondant à un degré de liberté sont égales à la rigidité du sol et à l'amortissement correspondant à ce degré de liberté. Ces

fonctions d'impédance sont les paramètres principaux pour la méthode l'analyse par sous-structures.

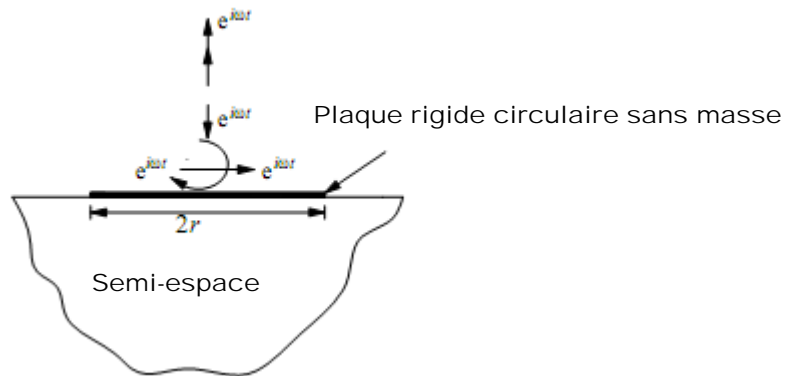


Figure 3.17 : Solution élastique du semi-espace pour la fonction d'impédance du sol

La superstructure est toujours modélisée par éléments finis. La modélisation pour la méthode l'analyse par sous-structures est représentée sur la figure 3.18. Pour certaines structures, une partie du sol peuvent être incluse dans la superstructure. Pour de telles structures, deux interfaces sont considérées, une à la surface du sol libre et l'autre à la surface entre la superstructure et milieu de fondation comme représentée sur la figure 3.18b.

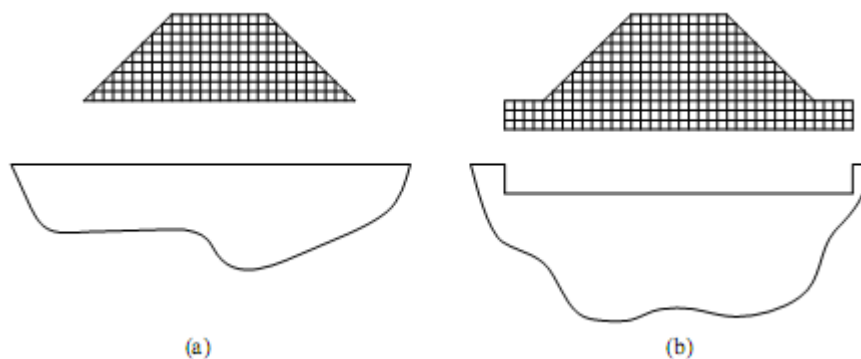


Figure 3.18 Modélisation de la méthode l'analyse de par sous structures : (a) la structure sans aucune partie du sol, et (b) la structure avec une partie du sol attachée.

La méthode l'analyse de sous-structure est d'abord expliquée avec le seul degré de liberté de la superstructure, avant qu'il soit nombre de degrés de liberté avec d'excitation de multipoint de la superstructure.

3.5.3.1 Superstructure à un seul degré de liberté :

En se référant à la figure 3.19, la superstructure qui est modélisée comme un système à un seul degré de liberté, induit deux forces à la base, à savoir, une force de cisaillement horizontale et un moment. Il est supposé que la base du système à un seul degré de liberté est fixée à une plaque rigide sans masse reposant sur un semi-espace élastique. À la base,

le système à un seul degré de liberté va subir à deux mouvements, c.-à-d, une translation produite par le cisaillement à la base, et une rotation produite par le moment.

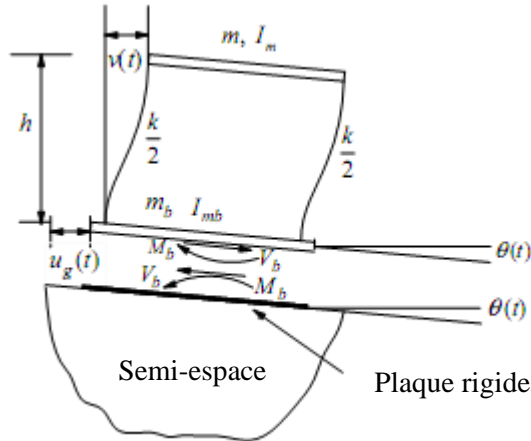


Figure 3.19 méthode d'analyse par sous structures pour le système à un seul degré de liberté

La rigidité dynamique (fonction d'impédance) pour la plaque circulaire rigide sans masse de rayon r reposant sur un semi-espace homogène, isotrope pour les degrés de liberté de translation et de rotation est représentée par une matrice de rigidité de la forme :

$$G_d(\omega) = \begin{bmatrix} G_{vv} & G_{v\theta} \\ G_{\theta v} & G_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

où : $(G_{vv}, G_{v\theta})$, sont des fonctions complexes en fréquences et $(G_{\theta v}, G_{\theta\theta})$, ont des parties réelles et imaginaires de la forme de :

$$G(ia) = G^R(a) + iG^I(a) \quad (3.40)$$

Où (R) et (I) : indiquent les parties réelles et imaginaires, représentant la résistance du sol (rigidité) et l'amortissement (radiation), respectivement. (a) est la fréquence adimensionnelle donnée par:

$$a = \frac{r\omega}{V_s} \quad (3.41)$$

dans laquelle (V_s) : est la vitesse de l'onde de cisaillement de la masse du sol.

Les graphes de $G^R(a)$ et $G^I(a)$ pour les éléments de la matrice $G_d(\omega)$ sont disponibles dans de nombreuses publications, par exemple, dans la référence. [15].

Soient $v(t)$ et $\theta(t)$ le déplacement et la rotation de base causée par l'interaction structure-sol, le mouvement total de la base sera:

$$v^t = v(t) + u_g(t) \quad (3.42)$$

Où : $u_g(t)$ est le déplacement du sol en champ libre, et v^t est le déplacement total à la base. En se référant à la figure 3.19, l'équation du mouvement de la masse supérieure du système à un seul degré de liberté peut être écrite comme:

$$m\ddot{u} + 2m\omega_n\xi\dot{u} + ku + mh\ddot{\theta} + m\dot{v}^t = 0 \quad (3.43)$$

Où :

u : le déplacement relatif de la masse par rapport à la base

h : hauteur de poteau

k : la rigidité latérale totale de la masse par rapport à la base.

m : est la masse concentrée au sommet

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

ω_n : La fréquence naturelle du système à un seul degré de liberté et \dot{v}^t : est définie par l'équation 3.42.

Les forces d'interaction V_b et M_b entre la superstructure et le demi-espace peuvent s'écrire en considérant l'équilibre de la superstructure comme:

$$m\ddot{u} + mh\ddot{\theta} + (m + m_b)\dot{v}^t - V_b = 0 \quad (3.44)$$

$$mh\ddot{u} + (mh^2 + I_m + I_{mb})\ddot{\theta} + mh\dot{v}^t - M_b = 0 \quad (3.45)$$

Où : m_b et I_{mb} sont la masse et le moment d'inertie massique de la masse de base, respectivement.

Les forces d'interaction M_b et (V_b) sont déterminées en considérant les mouvements de la plaque rigide attaché au semi-espace élastique, c.-à-d, $u(t)$ et $\theta(t)$. Comme ces forces sont obtenues avec l'aide des fonctions d'impédances complexes dépendantes des fréquences comme décrit précédemment, les équations 3.43 à 3.45 sont écrites dans le domaine fréquentiel en utilisant une transformée de Fourier:

$$g(\omega)u(t) - mh\omega^2\theta(t) - m\omega^2v^t(\omega) = 0 \quad (3.46)$$

$$-m\omega^2u(t) - mh\omega^2\theta(t) - (m + m_b)\omega^2v^t(\omega) - V_b(\omega) = 0 \quad (3.47)$$

$$-mh\omega^2u(t) - \bar{I}_m\omega^2\theta(\omega) - mh\omega^2v^t(\omega) - M_b(\omega) = 0 \quad (3.48)$$

Où : $\bar{I}_m = I_m + I_{mb} + mh^2$ et $g(\omega)$ est l'inverse de la fonction de réponse en fréquence complexe d'un système à un seul degré de liberté. Il convient de noter que $V_b(\omega)$, $M_b(\omega)$ peuvent être écrits en termes de la matrice d'impédance $G_d(\omega)$ donnée par l'équation 3.39,

les trois équations ci-dessus peuvent être réorganisées sous la forme suivante :

$$K_g(\omega)d(\omega) = M\ddot{u}_g(\omega) \quad (3.49)$$

Où:

$K_g(\omega)$; Matrice de rigidité complexe dépendante de la fréquence du système structure- sol

$d(\omega)$: Les composants complexes de fréquence du vecteur de déplacement $[u, v, \theta]^T$.

$\ddot{u}_g(\omega)$: les composants complexes de fréquence de l'accélération au sol

$$M = -[m(m + m_b)]^T$$

En obtenant les équations sous la forme d'une équation matricielle, l'utilisation est faite de la relation suivante:

$$\begin{bmatrix} V_b \\ M_b \end{bmatrix} = G_d(\omega) \begin{Bmatrix} u(\omega) \\ \theta(\omega) \end{Bmatrix} \quad (3.50).$$

Et $\omega^2 v^t(\omega) = \omega^2 v(\omega) + \ddot{u}_g(\omega)$, les éléments de $K_g(t)$ sont données par :

$$\begin{aligned} K_{g\ 11} &= g(\omega) ; & K_{g\ 12} &= K_{g\ 21} = -\omega^2 m ; & K_{g\ 13} &= K_{g\ 31} = -\omega^2 m h ; \\ K_{g\ 22} &= -\omega^2(m + m_b) + G_{uu}(\omega) ; & K_{g\ 33} &= -\omega^2 \bar{I}_m + G_{\theta\theta}(\omega) ; \\ K_{g\ 23} &= K_{g\ 32} = -\omega^2 m h + G_{u\theta}(\omega) \end{aligned}$$

La solution de l'équation 3.49 pour chaque fréquence fournit le vecteur de réponse $d(\omega)$ si la transformée de Fourier de l'accélération du sol, $\ddot{u}_g(t)$ est donnée.

L'inverse de la transformée de Fourier $d(\omega)$ donne les réponses temporelles des quantités de réponse $u(t)$, v^t , et $\theta(t)$.

3.5.5 Analyse utilisant des ressorts équivalents

3.5.4.1 généralités sur le ressort de sol :

Le comportement du sol a été tout d'abord modélisé par des ressorts de sol définissant les réactions élastiques de ce dernier à l'égard des composantes de déplacement statique de la fondation. Les ressorts de sol ont été déterminés en premier lieu selon l'hypothèse de **Clough** et **Penzien** [14], de coefficient de ballast représentant une réaction élastique du sol par unité de surface et de déplacement. Ces coefficients expérimentaux ou empiriques ne sont toutefois applicables que dans un domaine très restreint de dimension et de charge de fondation. Une évolution plus précise des ressorts de sol a été faite en considérant le sol comme un semi-espace élastique homogène (milieu semi-infini élastique). Le problème a été traité pour la fondation circulaire selon la méthode de **Deleuze** [18] et **Newmark-Resenblueth**, [19]., et la méthode simplifiée de **V. Davidovici** [20], Pour les autres types de fondations superficielles, on peut déterminer les rigidités d'après la méthode de **Sieffert** et **F.Cevaer** [21].

3.5.4.2 Principe de la modélisation :

Comme indiqué précédemment le sol est représenté par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, voir figure 3.20. Notre étude se fait sur un type de fondation qui est une semelle rectangulaire, donc le sol sera modélisé par des ressorts horizontaux, des ressorts verticaux et de rotations. La raideur de ces ressorts est calculée par les formules de Newmark & Rosembluet[19].

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

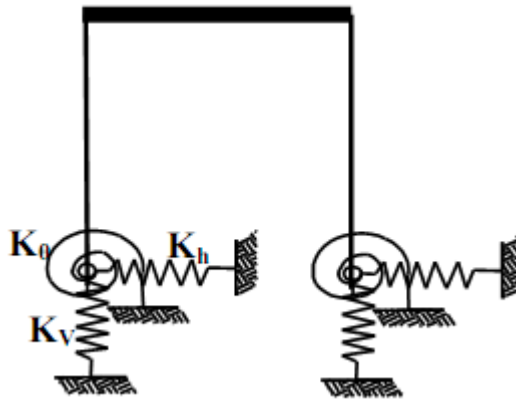


Figure 3.20 : Modèle tenant en compte de l'ISS

3.5.4.3 Hypothèses de calcul :

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

Dans les sols saturés d'eau et composés de matériaux à structure granulaire de faible compacité, les vibrations font apparaître des pressions interstitielles supplémentaires dont l'importance est parfois suffisante pour mettre les grains en flottaison. Ce phénomène appelé liquéfaction provoque une instabilité dont la conséquence est parfois le renversement des bâtiments.[22], [23].

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

Leur choix est examiné ci-après : [20]

- le mouvement du sol à la base du bâtiment est supposé identique à celui du champ libre. Dans les cas courants, on constate, que cette approximation est acceptable.
- on peut assimiler le sol à un milieu semi-infini élastique (demi-espace élastique) caractérisé par un module d'élasticité dynamique E et un coefficient de poisson ν , le sol de fondation est idéal; il est horizontal, sain, sec et homogène sur une épaisseur relativement importante.
- la valeur de l'amortissement du sol est sous-estimée puisqu'on ne fait pas intervenir l'amortissement du sol, toujours supérieur à celui des matériaux de constructions, Il en résulte une surestimation de la réponse.
- le sol reste toujours dans le domaine élastique sous l'action sismique. On suppose donc, qu'il n'y a pas d'excursion des grains dans le domaine anélastique, et le sol ne présente pas un risque de liquéfaction.
- le sol est stable et ne présente pas de déformations permanentes (tassements négligeables, pas de cassure des grains).
- le comportement du sol est linéaire: pour les constructions courantes, le taux de travail de sol est choisi avec une marge de sécurité importante pour les charges verticales statiques. Sous l'effet de la sollicitation sismique de rotation, la contrainte verticale sur la fondation est au plus doublée (en admettant une répartition linéaire et le non soulèvement d'un bord).

On peut alors admettre que la réaction du sol reste élastique dans la plupart de cas :

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

3.5.4.4 Calcul des raideurs :

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

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

Les coefficients de raideur sont calculés pour chaque direction sismique (horizontal, vertical et rotation). Ils sont donnés par les formules suivantes, 3.1, 3.2, 3-3 pour les fondations rectangulaires (Newmark & Rosembueth) [19]:

$$\text{- Translation verticale : } K_v = \frac{G_s}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A} \quad (3.51)$$

$$\text{- Translation horizontale : } K_v = 2(1 + \nu) G_s \beta_x \sqrt{A} \quad (3.52)$$

$$\text{- Rotation : } K_\theta = \frac{1+\nu}{4} G_s \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A} \quad (3.53)$$

A : Section de la semelle, a et b : Dimensions parallèle et perpendiculaire à la direction du séisme.

G : Module de cisaillement du sol.

β_x et β_z : paramètres dépendant de la proportion des dimensions de la fondation (b/a).

Les coefficients de raideurs dépendent des dimensions de la fondation et des caractéristiques d'élasticité dynamique du sol E_s et ν et dimensions de la fondation ($b \times a$).

Les valeurs des coefficients sans dimension, β_x et β_y , sont données par des abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions du fondation (b/a) et la direction de l'action sismique considérée (**M.Zacek**) [23], représentées à la figure (3.21).

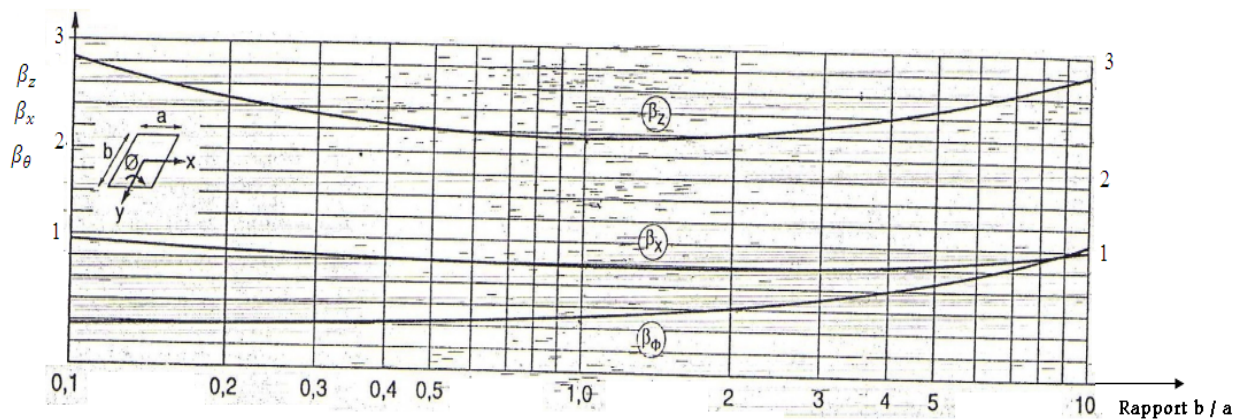


Figure (3.21) : valeurs des coefficients β_x , et β_y .

3-5-5 Classification des sites :

Quatre types de sites sont définis par le RPA, [24] selon la nature du sol (les propriétés mécaniques qui les constituent) et la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

- **Catégorie S1 (site rocheux) :**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement V_s ³ à 800 m/s.

- **Catégorie S2 (site ferme) :**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec V_s ³ 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S3 (site meuble) :**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec V_s ³ 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S4 (site très meuble) :**

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couche d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.
- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premier mètres.

Les valeurs de E et ν présentées dans le tableau (3-1), et exposés dans la classification des sols selon **Alain Pecker** [25]. Ils sont fonction du type de formation du sol utilisé

Chapitre 3 : Modèles de l'interaction Sol-Structure

(rocheux, ferme, meuble, très meuble), S1, S2, S3 et S4 suivant la classification du R.P.A 2003. [24]

On se limitera à la classification en tenant compte de type du sol. Une fois les différents sites classés, on utilisera les tableaux donnant les valeurs maximales du module d'élasticité E du sol.

Type de sol	Densité (t/m ³)	Module de E (MPa)	Coeff. de Poisson ν	Cohésion Cu Apparente (MPa)	Angle de frottement interne φ' degré	Adhésion a (kN/m ²)
Sable limoneux		7 - 70	0,35	0	25	
Sable peu compact	1,75	15 - 20	0,35	0	29	
Sable dense	2,00	50 - 120	0,35	0	38	
Sable dense et gravier	2,07	90 - 200	0,40	0	30	
Argile molle	1,75	1 - 15	0,50	0 – 0,025	< 18	10-35
Argile ferme	2,00	10 - 20	0,50	0,025 – 0,100	18	10-35
Argile très ferme	2,07	25 - 200	0,50	0,100 – 0,200	> 18	35-60
Grès		≤ 50.000	0,35	60		
Craie		5000-20000	0,45	5		
Calcaire		25000–100000	0,47	83		
Basalte		15000–100000	0,45			

Tableau (3-1) : Valeurs typiques des propriétés mécaniques des sols.

Parmi les nombreux logiciels d'analyse modale et dynamique qui sont à la disposition des ingénieurs, le SAP2000 est celui qui est retenu pour les exemples présentés dans ce travail.

Le SAP2000, utilisé pour tout type de structure, c'est un ensemble de programmes utilisant la méthode des éléments finis. Il comprend des éléments classiques rencontrés en génie civil les poutres, les éléments surfaciques en membrane, plaque et coque, ainsi que les éléments de volume. Les liaisons extérieures comprennent des appuis rigides ou élastiques.

4.1. Caractéristiques des matériaux :

4-1-1 Béton armé :

$$E_b = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

4-1-2 Sol utilisé dans l'étude :

Suivant le tableau (3.1) de **Alain PECKER** [25], les différents types de sols utilisés sont donnés dans le tableau (4.1) suivant :

Sol	Description	E (MPa)	ν	q (bars)
Rocheux (S1)	Basalte	100000	Varie 0.3, 0.4, 0.5	11
Ferme (S2)	Argile très ferme	5000		5
Meuble (S3)	Sable dense et Gravier	200		3
Très meuble (S4)	Sable limoneux	50		0.9

Tablea 4.1

4.2 Description des structures :

a - Structure 1 (R+2):

Il s'agit d'un portique en béton armé ayant des travées de 4.5 m et une hauteur d'étage de 3m. Les poteaux ont une section de 0,4 x 0,4 m², La structure repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carrée, voir figure 4.1.

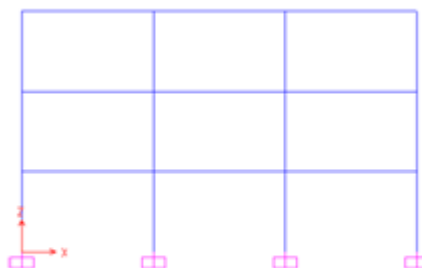


Figure 4.1 Structure 1

Les dimensions des semelles de la structure sont comme suit :

Sol	Description	E (MPa)	ν	q (bars)	a (m)
Rocheux (S1)	Basalte	100000	Varie 0.3, 0.4, 0.5	11	0.9
Ferme (S2)	Argile très ferme	5000		5	1.4
Meuble (S3)	Sable dense et gravier	200		3	1.6
Très meuble (S4)	Sable limoneux	50		0.9	2.3

Tableau 4.2

Vue en Plan : voir figure 4.2

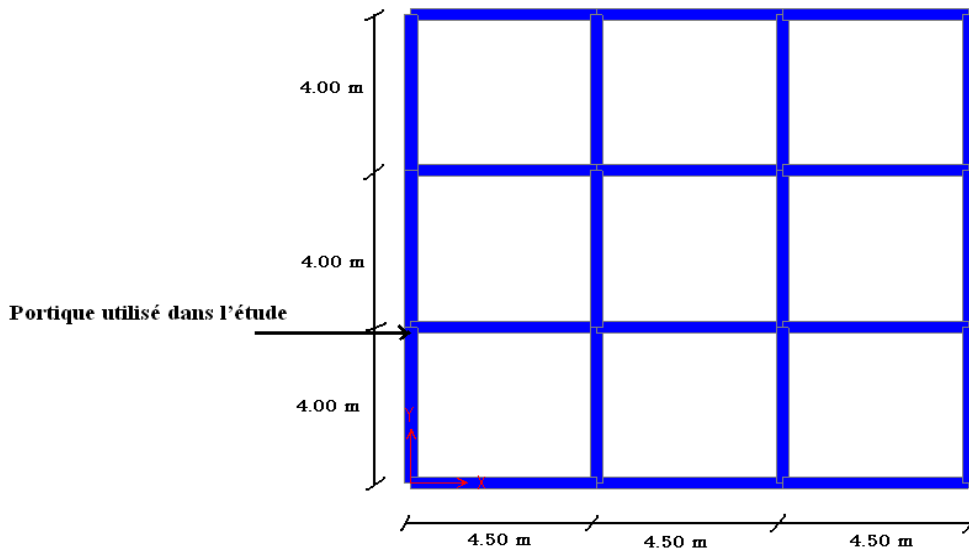


Figure 4.2

b - Structure 2 (R+5) :

Il s'agit d'un portique en béton armé ayant des travées de 4.5 m. une hauteur d'étage de de 3 m. Les poteaux ont une section de 0,55 x 0,55 m², La structure repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carrée côté figure 4.3.

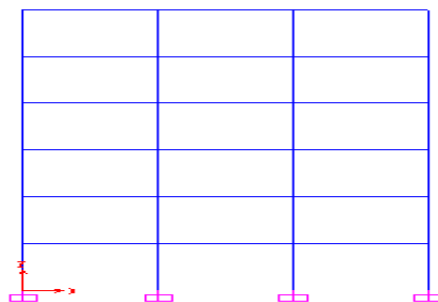


Figure 4.3 Structure 2

Les dimensions des semelles de la structure sont comme suit :

Sol	Description	E (MPa)	ν	q (bars)	a (m)
Rocheux (S1)	Basalte	100000	Varie 0.3, 0.4, 0.5	11	1.8
Ferme (S2)	Argile très ferme	5000		5	2.2
Meuble (S3)	Sable dense et Gravier	200		3	2.6
Très meuble (S4)	Sable limoneux	50		0.9	3.2

Tableau 4.3

C - Structure 3 (R+9):

Il s'agit d'un portique en béton armé ayant des travées de 4.5 m. une hauteur d'étage de de 3 m Les poteaux ont une section de 0,90 x 0,90 m², la structure est supposé reposer sur un radier générale figure 4.4.

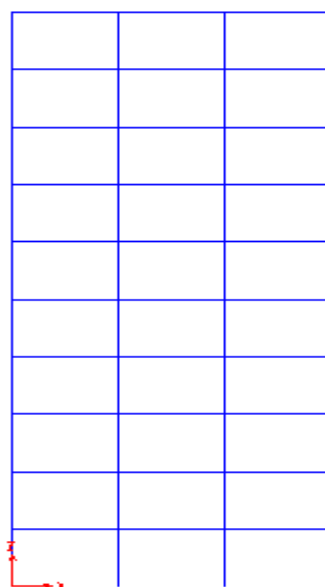


Figure 4.4 Structure 3

4-3. Modèles utilisés:

4-3-1. Modèle en Eléments finis :

Le domaine du sol de longueur $L=h$ et de hauteur $H=h$ est modélisés par des éléments finis en contraintes planes ayant quatre nœuds soit huit degrés de liberté. Les conditions aux limites considérées sont :

- Le massif du sol est rigide à la base et sur les parois verticales uniquement le déplacement horizontal est bloqué. (h : Hauteur de bâtiment).

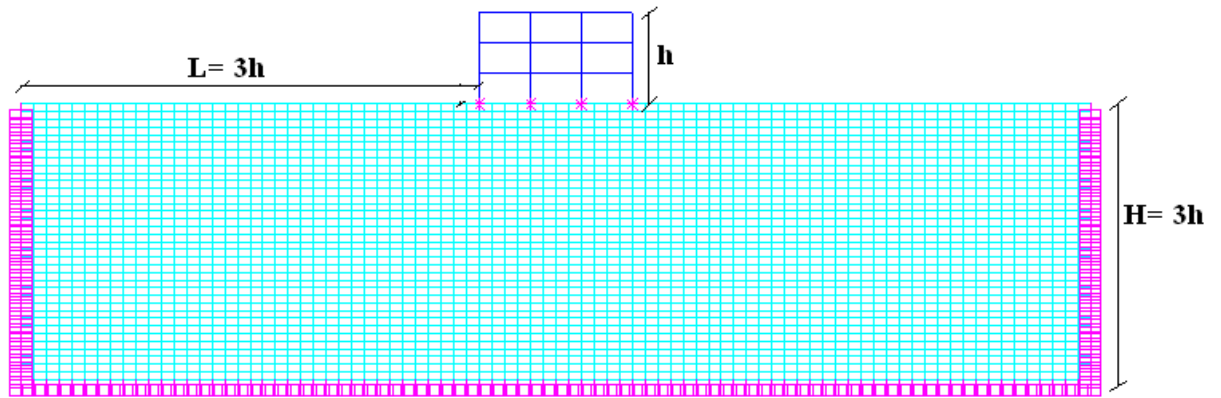


Figure 4.5 : Modèle en éléments finis sol-structure

4-3-2. Modèles à ressorts discrets:

Les coefficients de raideur des ressorts sont calculés par les formules de Newmark & Rosemblyeth [19], pour les fondations rectangulaires:

- Translation verticale :
$$K_h = 2 (1 + \nu) G_s \beta_x \sqrt{A}$$

- Translation horizontale :
$$K_V = \frac{G_s}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$$

- Rotation :
$$K_\theta = \frac{1+\nu}{4} G_s \cdot \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$$

- a et b: Dimensions parallèle et perpendiculaire à la direction du séisme; G : Module de cisaillement du sol; β_x et β_z : paramètres dépendant de la proportion des dimensions de la fondation (b/a).

Les coefficients de raideurs dépendent des dimensions de la fondation et des caractéristiques d'élasticité dynamique du sol E et ν et dimensions de la fondation (b x a).

Etant donné que :
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

En remplaçant G dans les formules de Newmark, Rosemblyeth [19] on obtient :

$$K_h = E \beta_x \sqrt{A}$$

$$K_V = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \beta_z \sqrt{A}$$

$$K_\theta = \frac{1}{8} E \cdot \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$$

Pour une semelle de section carrée : $a = b$, $\beta_x = 1$, $\beta_z = 2.16$ (l'abaque spécifique fig 3-21)

Alors :

$$K_h = a \cdot E$$

$$K_V = \frac{E}{2(1-\nu^2)} a \cdot \beta_z$$

$$K_\theta = \frac{1}{4} E \cdot a^3$$

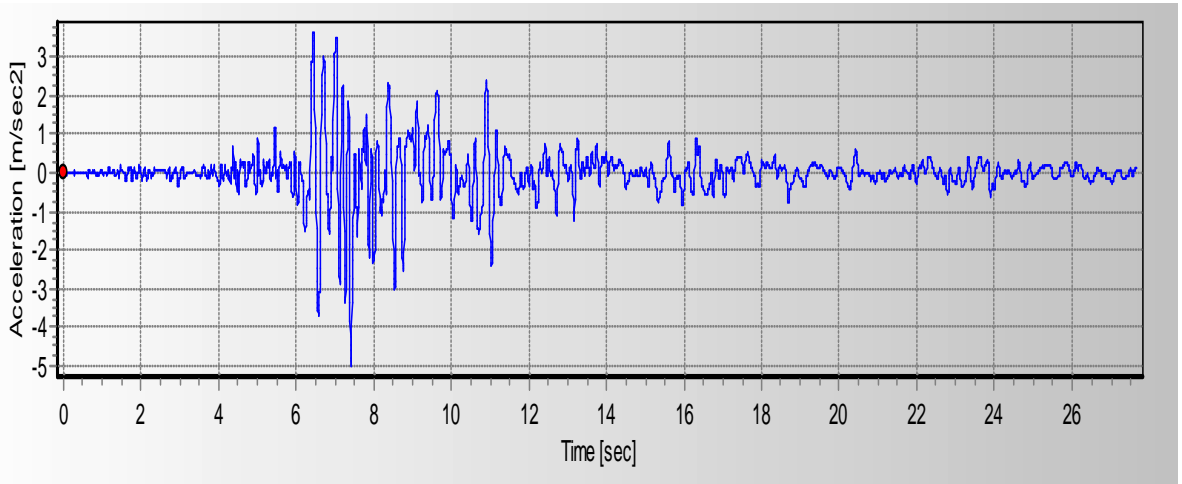
On remarque que :

- les expressions de K_h , K_θ sont fonction de E et a et sont indépendantes de ν .
- K_V est fonction de E, a et ν .

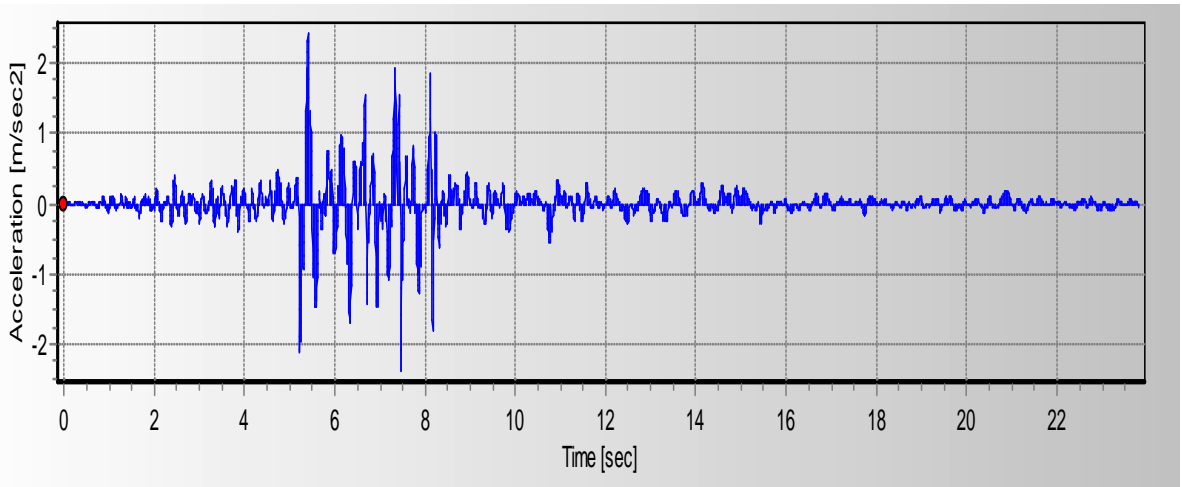
4.4 Accélérogrammes utilisés dans l'étude :

On a utilisé deux accélérogrammes Algériens enregistrés ayant des accélérations maximales et des contenus fréquentiels différents.

a- DARELBEIDHA



b- CHENOUA



4. 5. Résultats de l'analyse modale :

4.5.1 Structure 1 (R+2) :

4.5.1.1 Modèle Eléments Finis :

cas 1 : Le milieu du sol a une largeur $L=h$ et un profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$

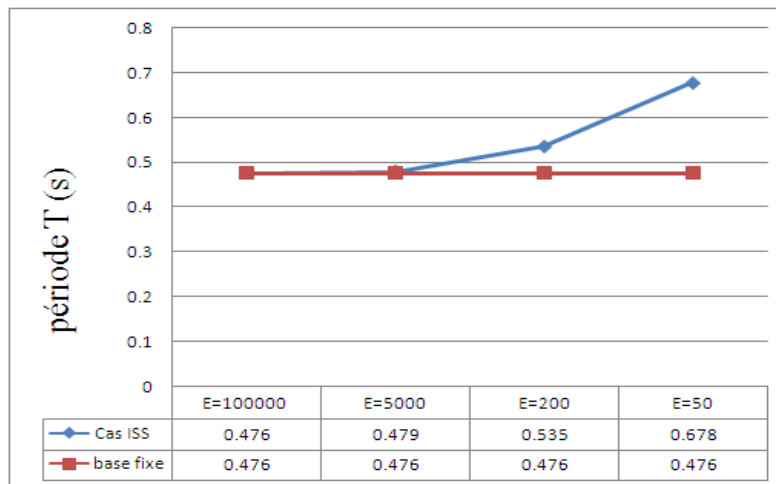


Figure 4.6

La période fondamentale pour une base fixe est $T=0.476$ s, cette période devient égale à $T=0.476$ s, $T=0.479$ s, $T=0.535$ s, $T=0.678$ s, pour les modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa** et **200 MPa**, **50 MPa** respectivement, Soit une augmentation de l'ordre de **0%**, **0.63%**, **12.39%**, **42.44%** respectivement par rapport au cas de la base fixe, figure 6.

Les résultats trouvés pour $\nu = 0.4$ et pour $\nu = 0.5$ sont équivalents à ceux trouvés pour $\nu = 0.3$, voir figures 4.7 et 4.8.

Les résultats trouvés pour **le cas 2** sont équivalents à ceux trouvés pour **le cas 1**

- Pour $\nu = 0.4$

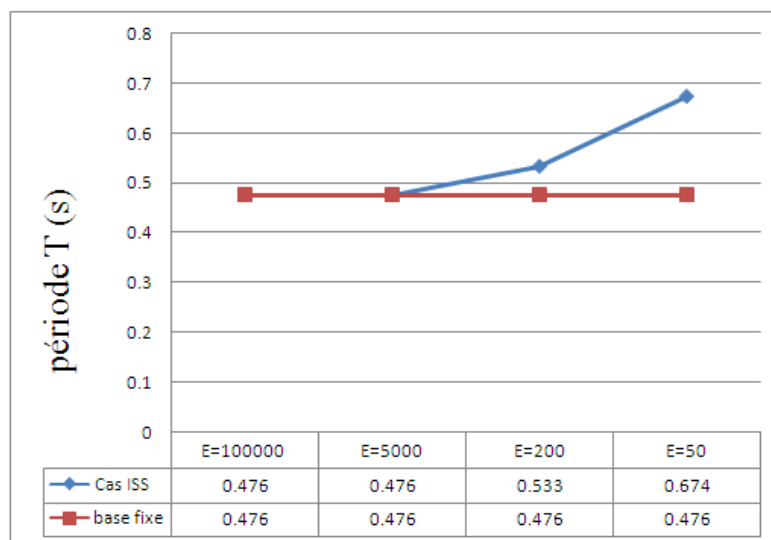


Figure 4.7

- Pour $\nu = 0.5$

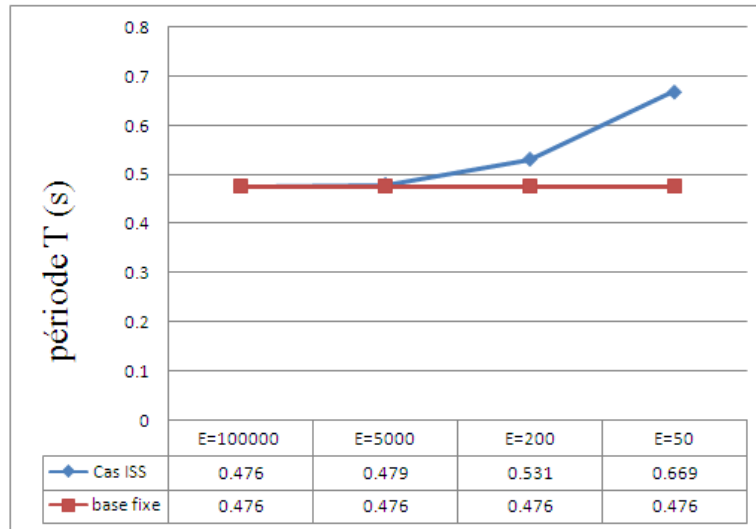


Figure 4.8

Cas 2 : Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

Concernant l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure, on constate que pour valeurs de **100000 MPa, 50000 MPa, 200 MPa, et 50 MPa** la période fondamentale est égale à **0.477s, 0.479s, 0.543s, 0.709s** respectivement, la période fondamentale de la structure à base fixe est égale à **0.476s**, la période fondamentale augmente de **0.21%, 0.63%, 14.07%, 48.95%** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure. En ce qui concerne les dimensions du milieu du sol, on peut constater que lorsque la largeur et la profondeur sont égales à **3h**, il y a une élongation de la période fondamentale par rapport à une largeur et une profondeur égales à **h**, alors que pour les autres combinaisons de dimensions une variation minimale est à signaler, voir figures 4.9, 4.10, et 4.11.

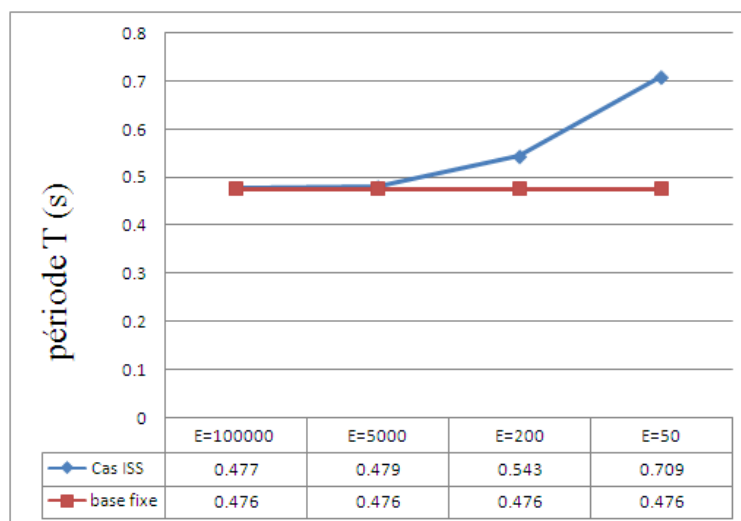


Figure 4.9

Cas 3 : Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$

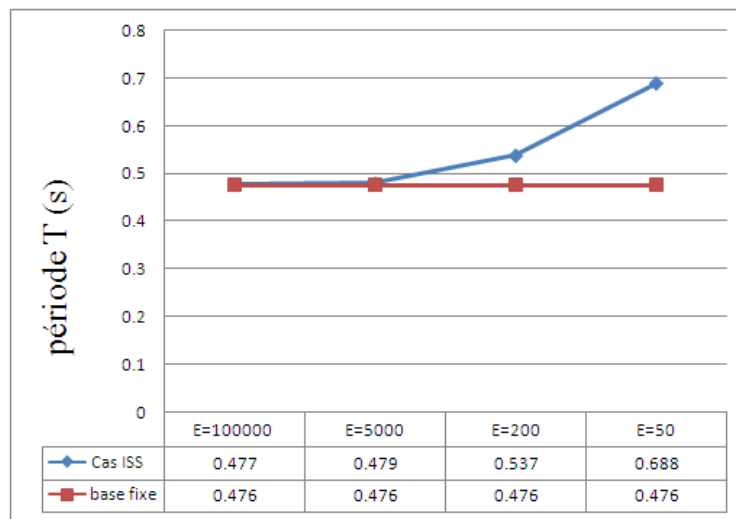


Figure 4.10

Cas 4 Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

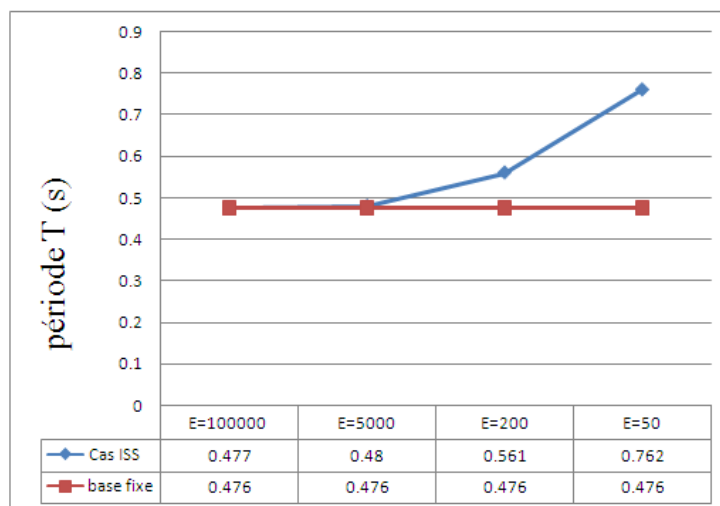


Figure 4.11

4.5.1.2 Modèle Ressorts :

- Pour $\nu = 0.3$

La période fondamentale lorsque la base est fixe et pour un module de Young du sol de **100000 MPa** est égale à **0.476s**, pour les modules de Young du sol de **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, la période fondamentale de cette structure devient égale à **0.478 s**, **0.495 s**, et **0.528 s** respectivement. Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.42%**, **3.99%**, **10.92%** respectivement par rapport au cas base fixe, figure 4.12. Si l'on compare ces résultats par rapport à ceux obtenus avec le modèle par éléments finis, les pourcentages d'élongation de la période fondamentales sont beaucoup plus faibles. L'influence du coefficient de poisson est aussi négligeable dans ce cas, Figures 4.13 et 4.14.

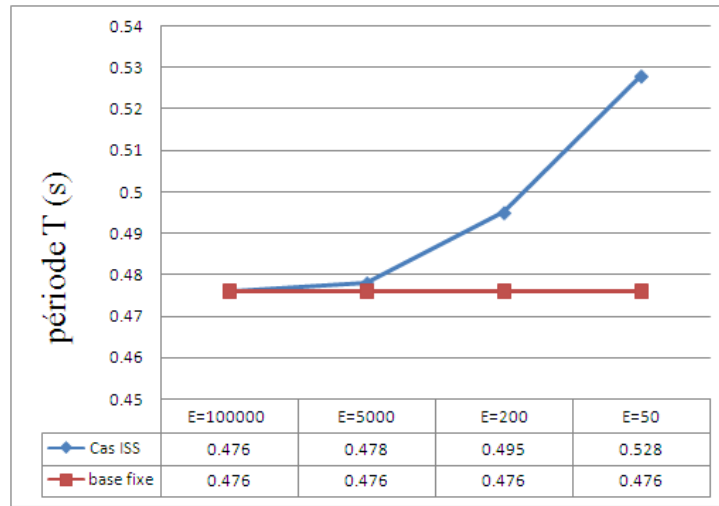


Figure 4.12

- Pour $\nu = 0.4$

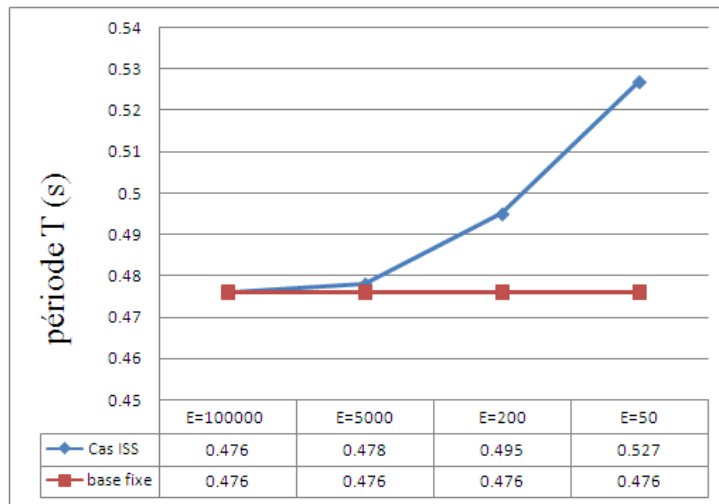


Figure 4.13

- Pour $\nu = 0.5$

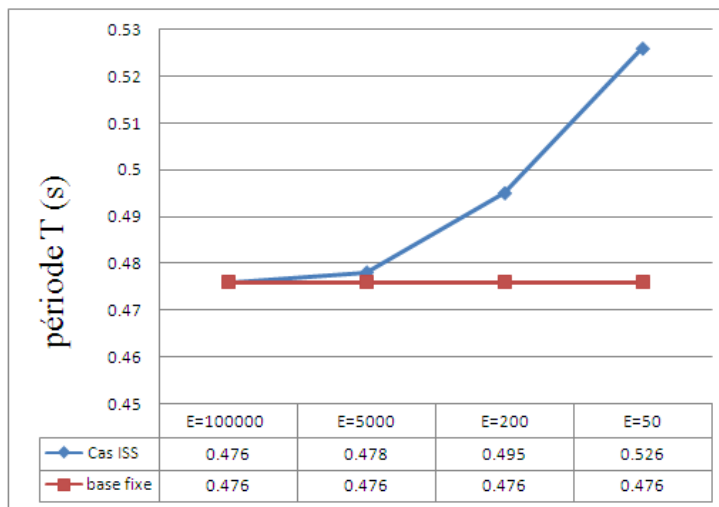


Figure 4.14

4 -5-2. Structure 2 (R+5) :

4-5-2-1 Modèle Eléments Finis :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$

On constate que la période fondamentale pour une base fixe est égale à **0.771 s**, cette période devient **0.772 s**, **0.779 s**, **0.952 s**, et **1.33 s**, pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa** et **200 MPa**, **50 MPa** respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **1.04%**, **23.48%**, **72.50%** par rapport au cas de la base fixe, figure 4.15. Ces pourcentages sont supérieurs à ceux de la structure précédente suggérant que plus la structure est flexible, plus l'influence du sol est importante surtout pour les sites 3 et 4. L'influence du coefficient de poisson est négligeable, figures 4.16, 4.17.

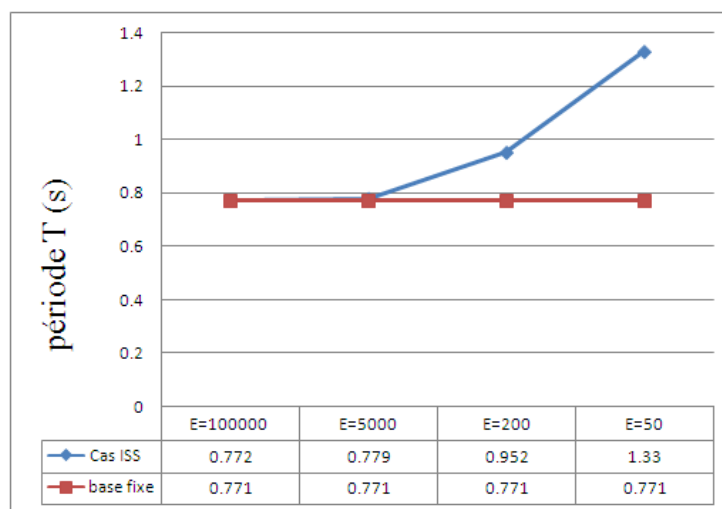


Figure 4.15

.Pour $\nu = 0.4$

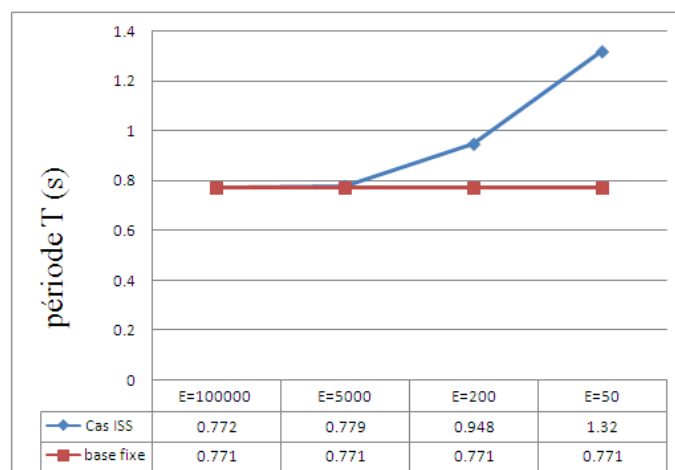


Figure 4.16

Pour $\nu = 0.5$

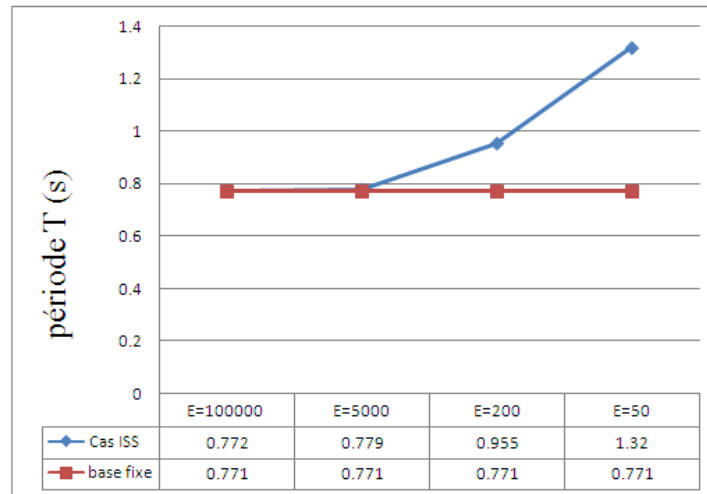


Figure 4.17

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

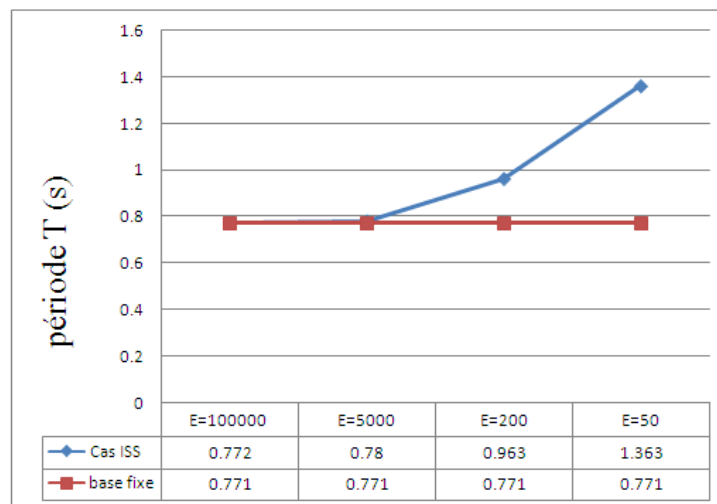


Figure 4.18

la période fondamentale lorsque la base est fixe est égale à **0.771 s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, la période fondamentale de cette structure devient **0.772s**, **0.78s**, **0.963s**, **1.363s** respectivement, ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **1.17%**, **24.90%**, **76.78%** par rapport au cas d'une base fixe.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$

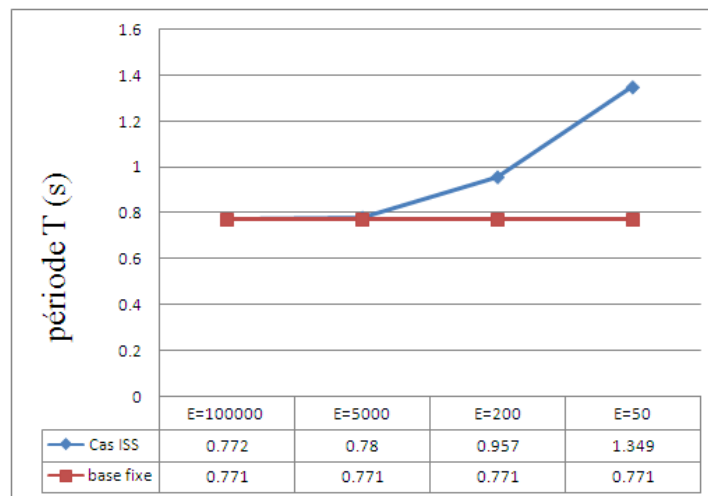


Figure 4.19

Pour cette structure, on constate que la période fondamentale pour une base fixe est égale à **0.771s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, la période fondamentale de cette structure est égale à **0.772s**, **0.78s**, **0.957s**, **1.349s** respectivement. Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **1.17%**, **24.12%**, **76.78%** respectivement par rapport au cas base figure 4.19..

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

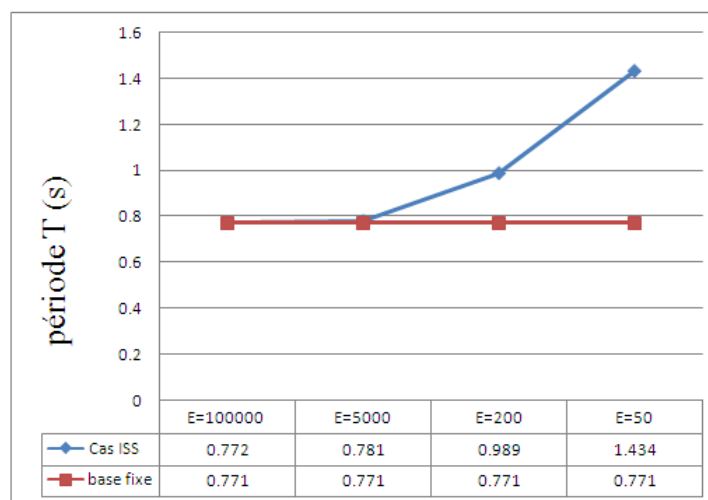


Figure 4.20

Dans ce cas, on constate que la période fondamentale pour une base fixe est égale à **0.771s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, la période fondamentale de cette structure devient égale à **0,772s**, **0,781s**, **0,989s**, **1,434s** respectivement. Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **1.30%**, **28.27%**, **85.99%** respectivement par rapport au cas de la base base fixe. Comme pour la structure

précédente, L'influence des dimensions du milieu du sol sur la période fondamentale est très importante pour une largeur et une profondeur égales à **3h** surtout pour le site 4, figure 4.20.

4 -5-2-2 Modèle Ressort :

- Pour $\nu = 0.3$

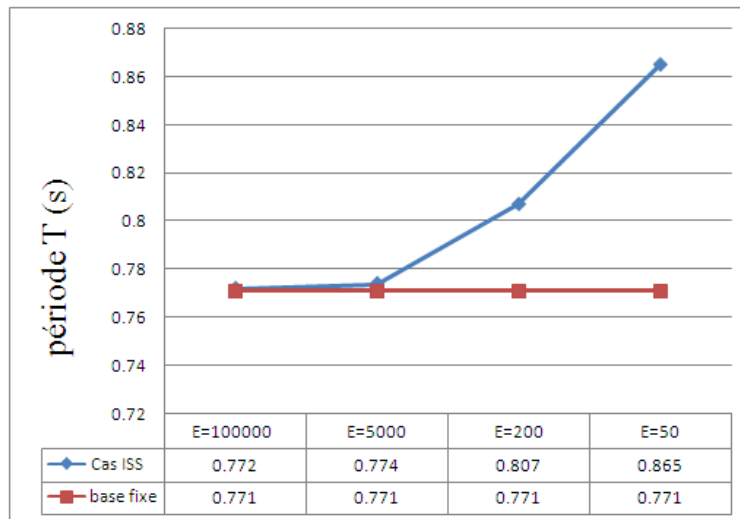


Figure 4.21

la période fondamentale pour une base fixe est égale à **0.771 s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, elle est égale à **0.772 s**, **0.774 s**, **0.807 s**, **0.865 s** respectivement. Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **0.39%**, **4.67%**, **12.19%** respectivement par rapport au cas de la base fixe, figure 4.21. Il convient de noter que ces pourcentages sont plus faibles que ceux obtenus avec le modèle en éléments finis et l'influence du coefficient de poisson est aussi négligeable, voir figures 4.22 et 4.23.

- Pour $\nu = 0.4$

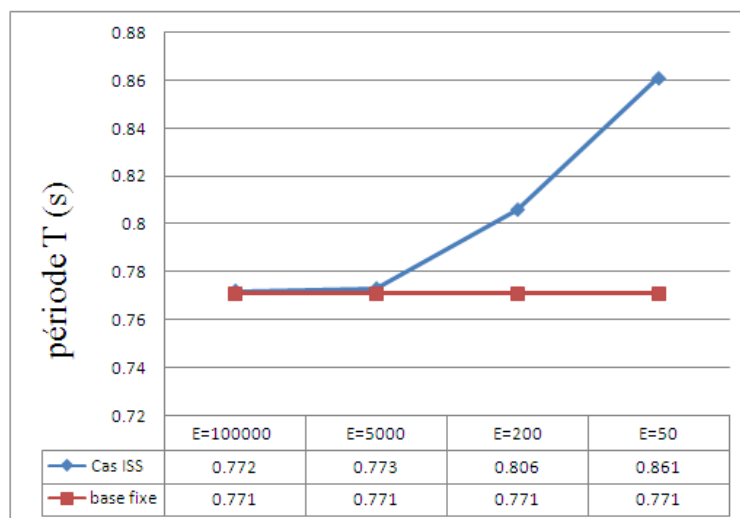


Figure 4.22

- Pour $\nu = 0.5$

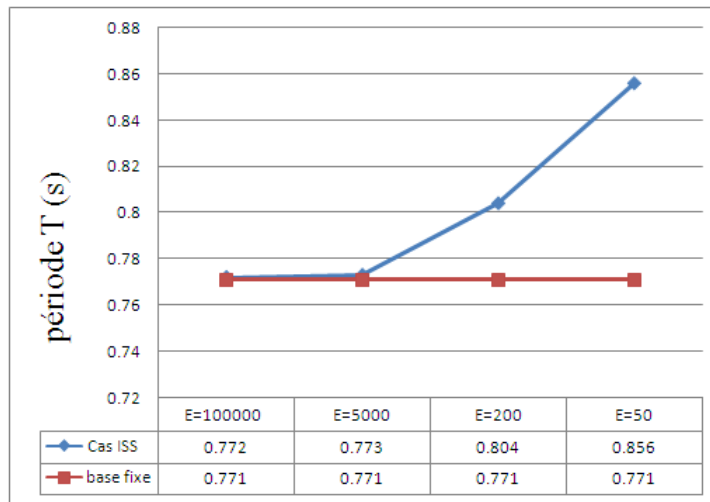


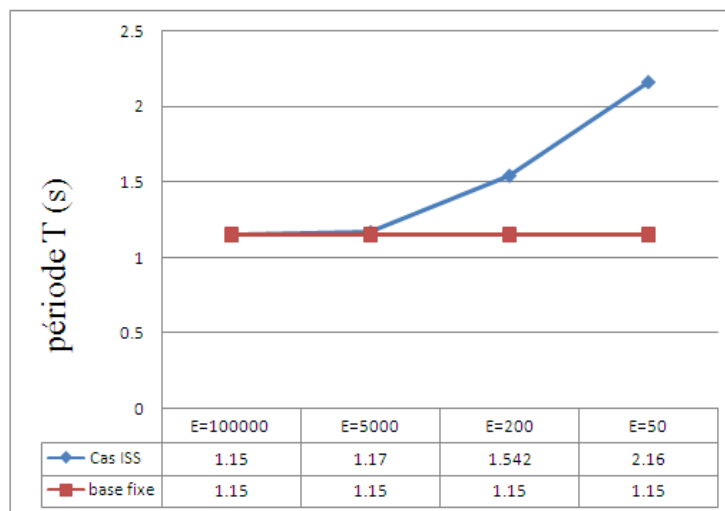
Figure 4.23

4 -5-3. Structure 3 (R+9) :

4 -5-3-1 Modèle Eléments Finis :

- Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$



.Figure 4.24

Pour une base fixe et un module de Young du sol de 100000 MPa, la période fondamentale est égale à **1.15 s**, et pour des modules de Young du sol de **5000 MPa, 200 MPa, 50 MPa** la période fondamentale devient égale à **1.17 s, 1.542 s, 2.16 s**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **1.74%, 34.09%, 87.83%** respectivement par rapport au cas base fixe. Les sites 3 et surtout 4 d'après la classification du RPA sont les plus susceptibles à l'effet de l'interaction sol-structure lorsque la structure est élancée, figure 4.24. Le coefficient de poisson n'a aucune influence sur la période fondamentale, voir figures 4.25-4.26.

- Pour $\nu = 0.4$

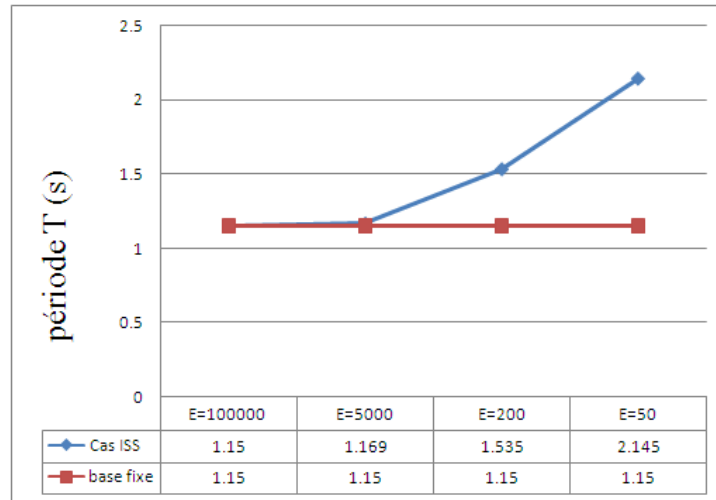


Figure 4.25

- Pour $\nu = 0.5$

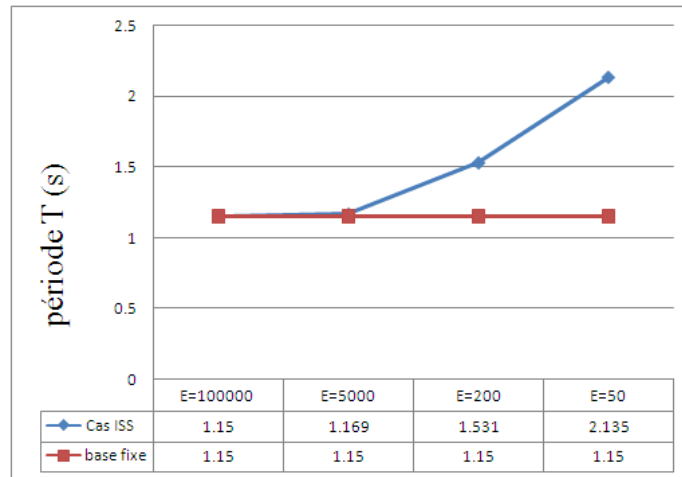


Figure 4.26

Le sol a une largeur $L=h$ et une profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

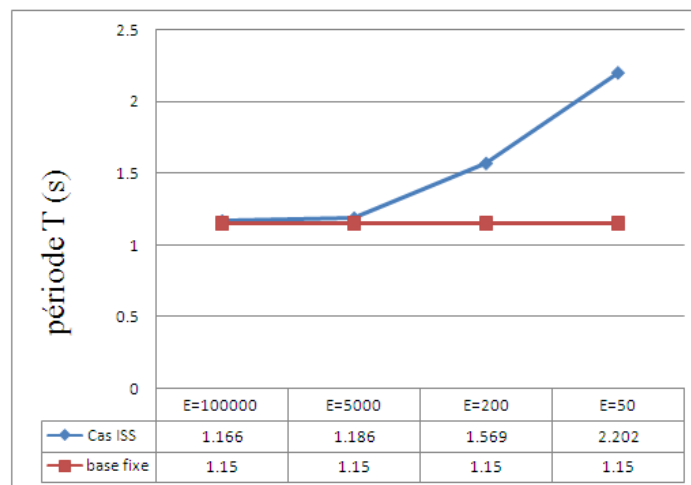


Figure 4.27

la période fondamentale lorsque la base fixe est égale à **1.15 s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa, 5000 MPa, 200 MPa, 50 MPa**, la période fondamentale devient égale à **1.166 s, 1.186 s, 1.569 s, 2.202 s**, Soit une augmentation de l'ordre de **1.39%, 3.13%, 36.43%, 91.48%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure pour cette structure élancée.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

- Pour $\nu = 0.3$

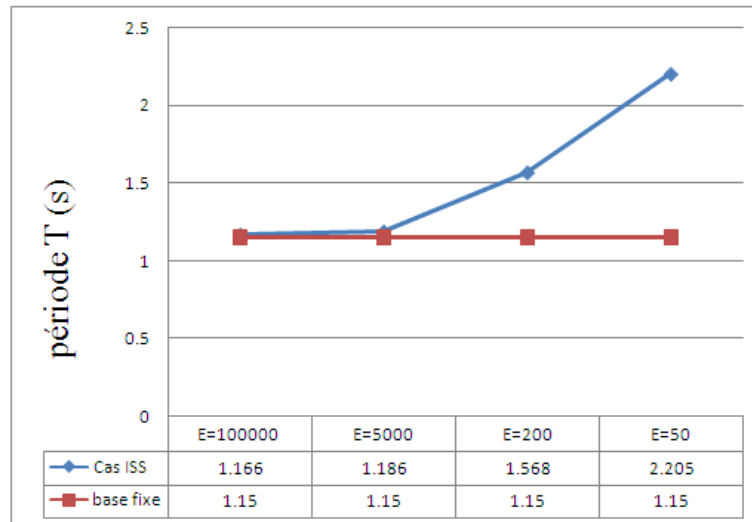


Figure 4.28

La période fondamentale à la base fixe est égale à **1.15 s**, et pour des modules de Young du sol de **100000 MPa, 5000 MPa, 200 MPa, 50 MPa** la période fondamentale est égale à **1.166 s, 1.186 s, 1.568s, et 2.205s**, soit une augmentation de l'ordre de **1.39%, 3.13%, 36.35%, 91.74%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

- Pour $\nu = 0.3$

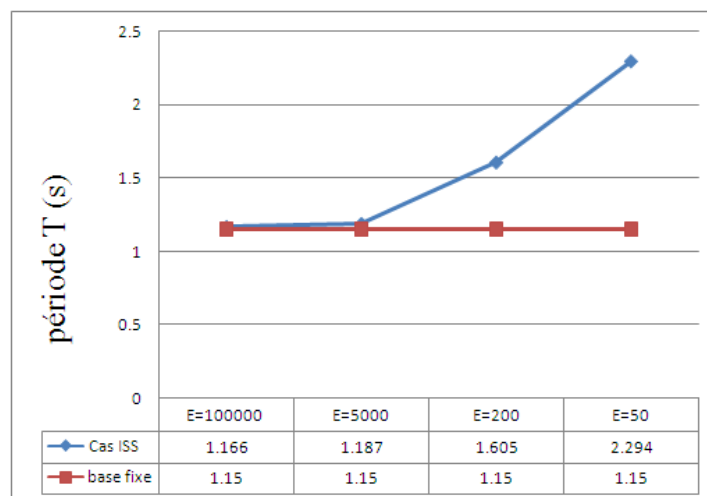


Figure 4.29

Pour cette structure, on constate que pour à la base fixe la période fondamentale est de **1.15 s**, cette période devient **1.15 s, 1.187 s, 1.605 s, et 2.294s** pour les modules de Young du sol de **100000 MPa, 5000 MPa et 200 MPa, 50 MPa** respectivement, Soit une augmentation de l'ordre de **1.39%, 3.22%, 39.57%, 99.48%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci montre clairement l'influence du module de Young du sol sur la période fondamentale de la structure et les dimensions du massif peuvent l'amplifier considérablement surtout pour le site 4..

4-6 Commentaires sur les résultats :

I- Modèle éléments finis :

I-1-Coefficient de Poisson :

** Les résultats précédents montrent que l'influence du coefficient de Poisson du sol sur la période fondamentale des structures avec prise en compte de l'ISS est négligeable.

I-2-Module De Young :

** On observe une variation importante de la période fondamentale des structures lorsque le module de Young du sol diminue, la période fondamentale des structures augmente de manière conséquente. Cet allongement est beaucoup plus important pour le cas du site S4 comparé à la valeur obtenue avec un modèle encasté à la base (le pourcentage d'allongement atteint **60.08 % pour la structure en R+2, 85.99% pour la structure en R+5, et 99.48 % pour la structure en R+9**).

** Pour les sites rocheux (S1) et ferme (S2), on constate que la période fondamentale du système sol-structure est proche de celle d'une structure à base fixe. Donc, dans ce cas l'influence de module de Young du sol sur la période fondamentale des structures avec l'ISS est négligeable et l'hypothèse d'une base rigide est justifiée.

I-3-Dimensions limites du massif du sol :

** On constate une augmentation significative de la période fondamentale lorsque la largeur et la profondeur sont égales à 3H, surtout lorsque la structure est élancée.

II- Modèle à Ressorts :

II-1-Coefficient de Poisson :

** On aboutit à la même conclusion que celle obtenue avec le modèle en éléments finis.

II-2-Module De Young :

** Les pourcentages d'allongement de la période fondamentale des structures sont nettement plus faibles que ceux obtenus avec le modèles en éléments finis.

Pour les sites rocheux (S1) et ferme (S2) et la structure à base fixe, la période fondamentale ne change pas.

** Pour le site très meuble (S4) on constate une augmentation de la période fondamentale, cet allongement atteint **10.92% pour la structure en R+2, et 12.19% pour la structure en R+5**.

4 -7 Résultats de l'analyse dynamique :

4 -7-1. Structure 1 (R+2) :

4 -7-1-1 Modèle Eléments Finis :

a- Accélérogramme DARELBEIDHA :

a-1. Déplacement au Sommet de la structure :

-Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

On constate que le déplacement au sommet de la structure pour une base fixe et pour $E=100000$ MPa est égal à **3.231cm** et pour des modules de Young du sol de **5000 MPa** (S2) et **200 MPa** (S3), **50 MPa** (S4), le déplacement au sommet est égal à **3.231 cm**, **3.248cm**, **3.613 cm**, et **8.601 cm**, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0%**, **0.53%**, **11.82%**, **166.20%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ceci indique clairement que pour le site 4 il y a une très grande amplification du déplacement latéral au sommet, figure 4.30.

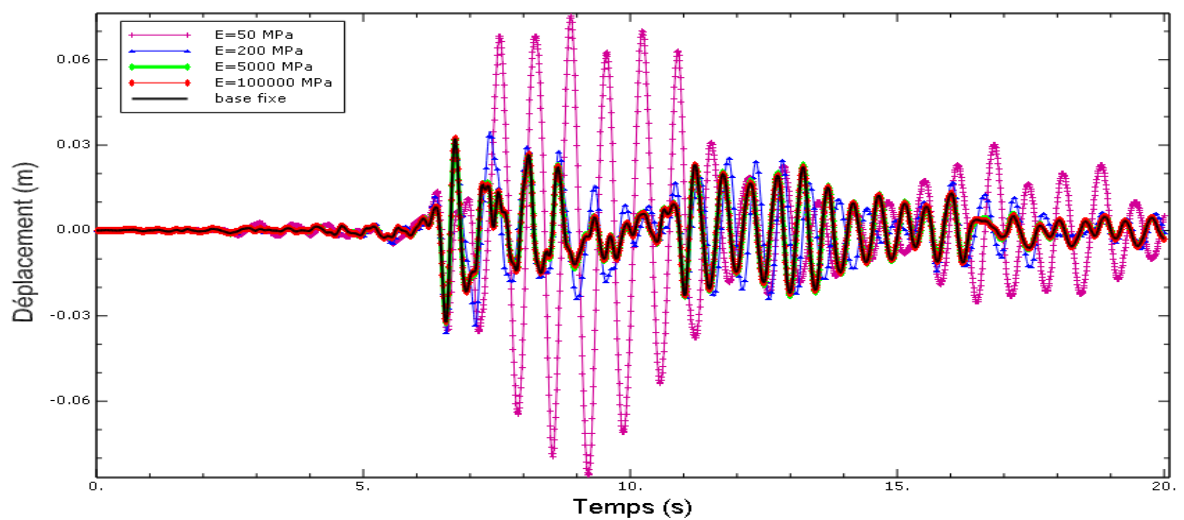


Figure 4.30 : Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA

- Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

Pour différentes combinaisons des dimensions du milieu du sol, on constate que les résultats obtenus sont comparables à ceux obtenus pour une largeur et une hauteur du massif du sol égales à h , voir figures 4.31-4.33.

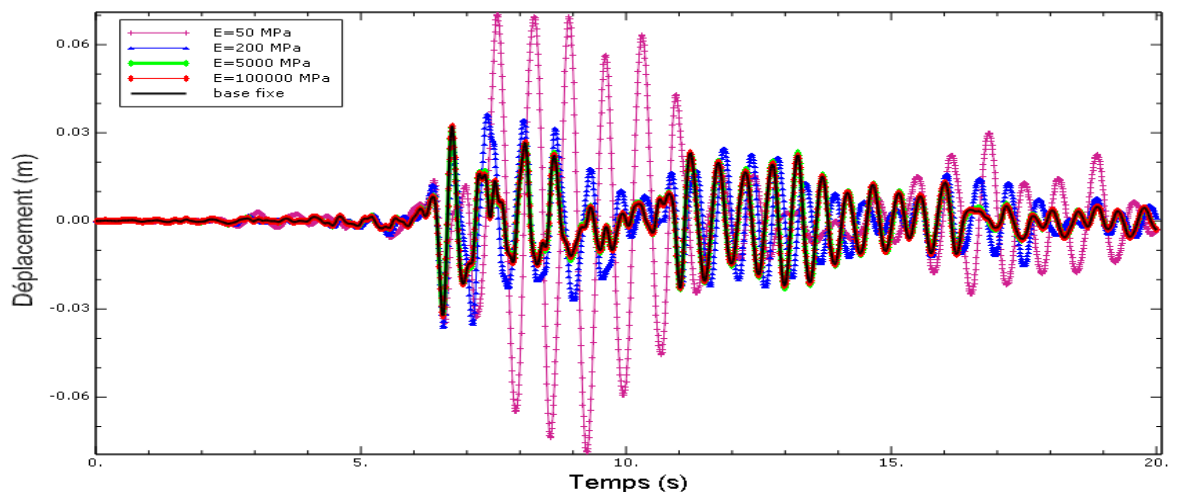


Figure 4.31 Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA

- Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

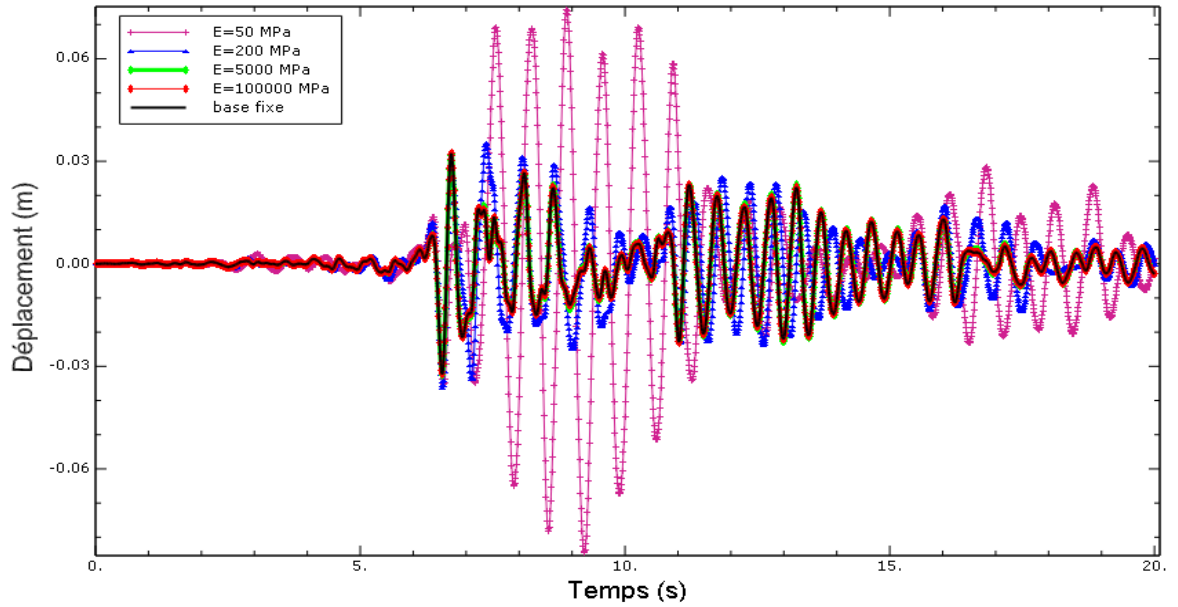


Figure 4.32: Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

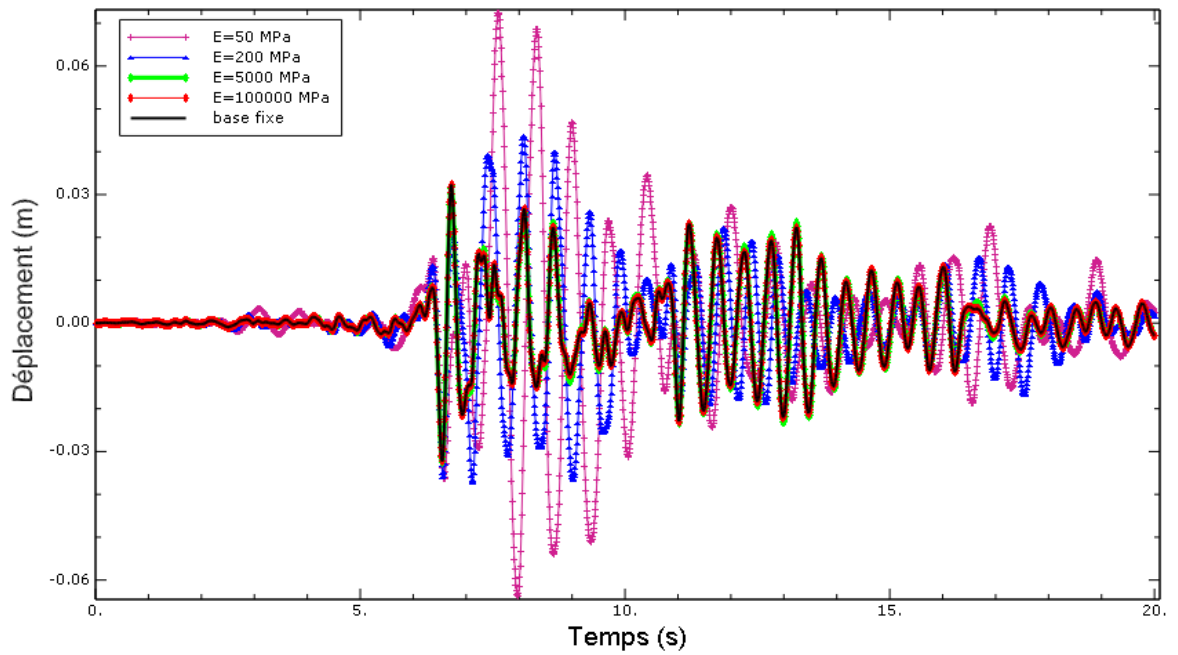


Figure 4.33 Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA

a-2 Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

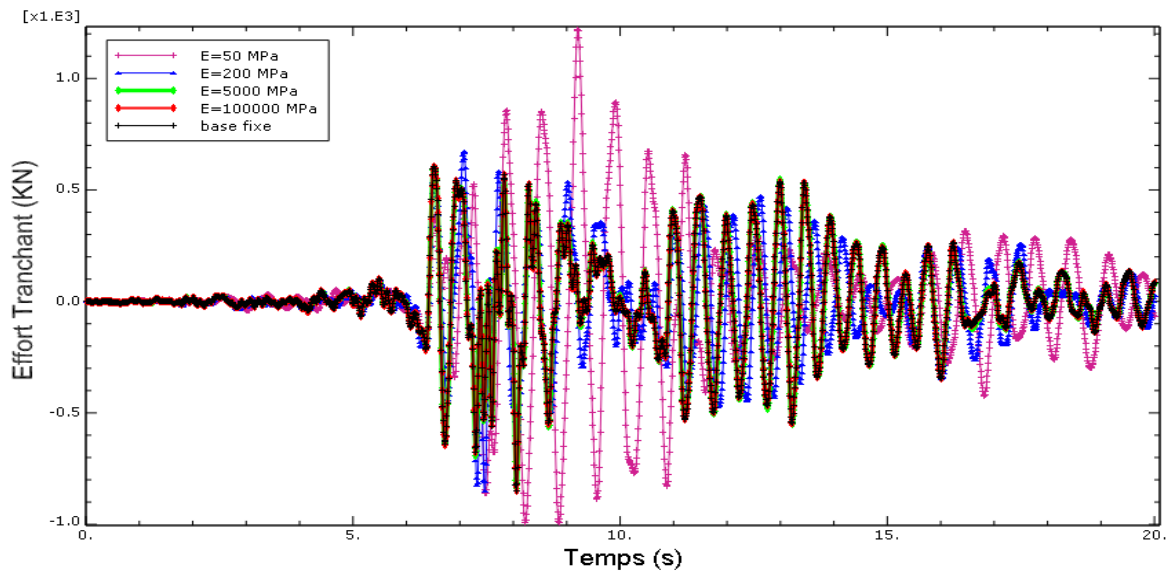


Figure 4.34 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc DARELBEIDHA

L'effort tranchant à la base est égal à **850.6 KN** pour le cas de la base rigide. Pour les sites de sol S1, S2, S3 sa valeur vaut **850.6 KN**, **836.8 KN**, **850.6 KN**, soit une diminution de **1.62%** pour le Site S2 alors que pour le site S4 sa valeur est égale à **1221 KN**, soit une augmentation de **43,54%**.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

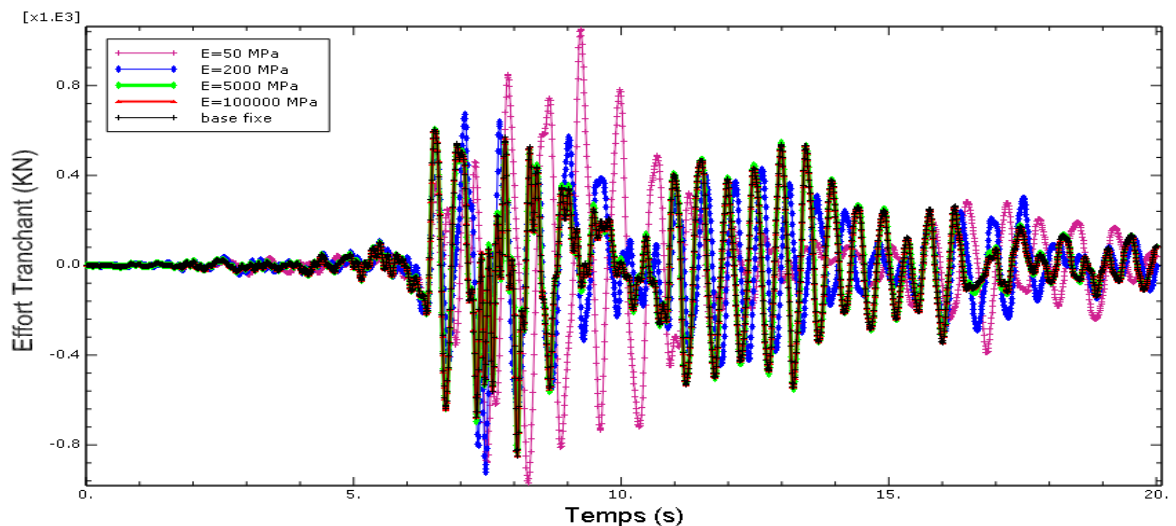


Figure 4.35 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc DAR EL BEIDHA

L'effort tranchant pour une base fixe est égal à **850.6 KN**, Pour les modules de Young du sol **100000 MPa**, **50000 MPa** et **200 MPa**, **50 MPa**, l'effort tranchant à la base de cette structure est égal à **850.5 KN**, **834.1KN** et **919.1KN** **1053 KN**, respectivement. Ce qui représente une réduction de l'ordre de **0.01%**,**1.94%** et une augmentation de **8.05%**,**23.79%** respectivement.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

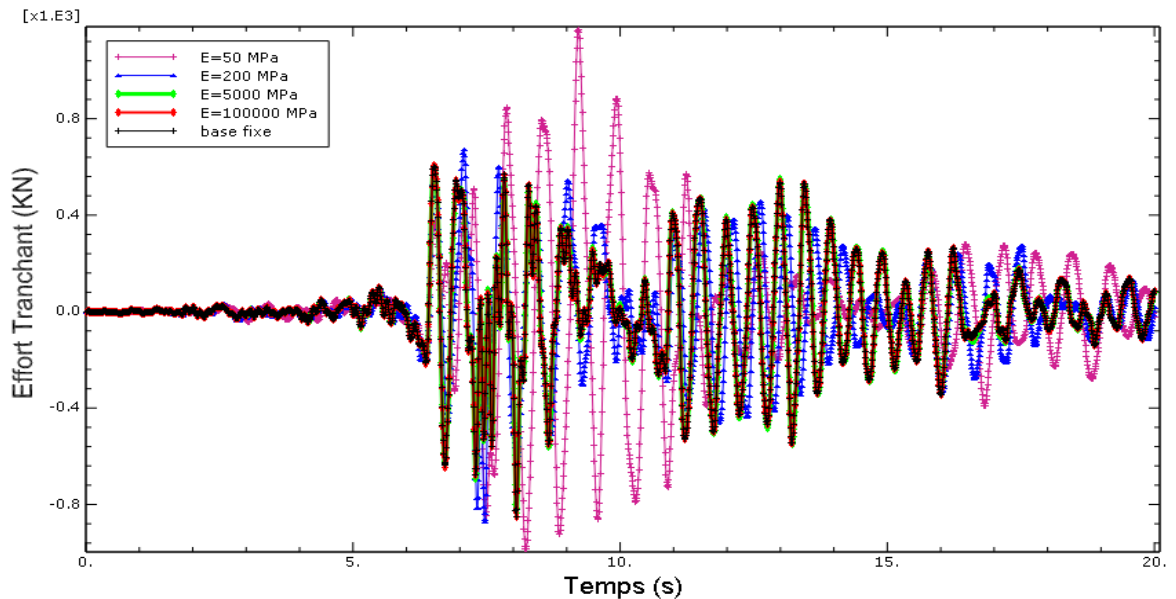


Figure 4.36 Effort tranchant à la base, structure R+2.acc DARELBEIDHA

L'effort tranchant pour une base fixe et pour $E=100000$ MPa est égal à 850.6 KN. Pour des modules de Young du sol de 50000 MPa et 200 MPa, 50 MPa, l'effort tranchant vaut 835.9 KN, 870.3 KN et 1171KN respectivement. Ce qui représente une augmentation de 37.67% pour le site 4, de 2.32% pour le site 3 et une diminution de 1.73% pour le site 2.

Le sol est de largeur $3H$ et de profondeur $3H$:

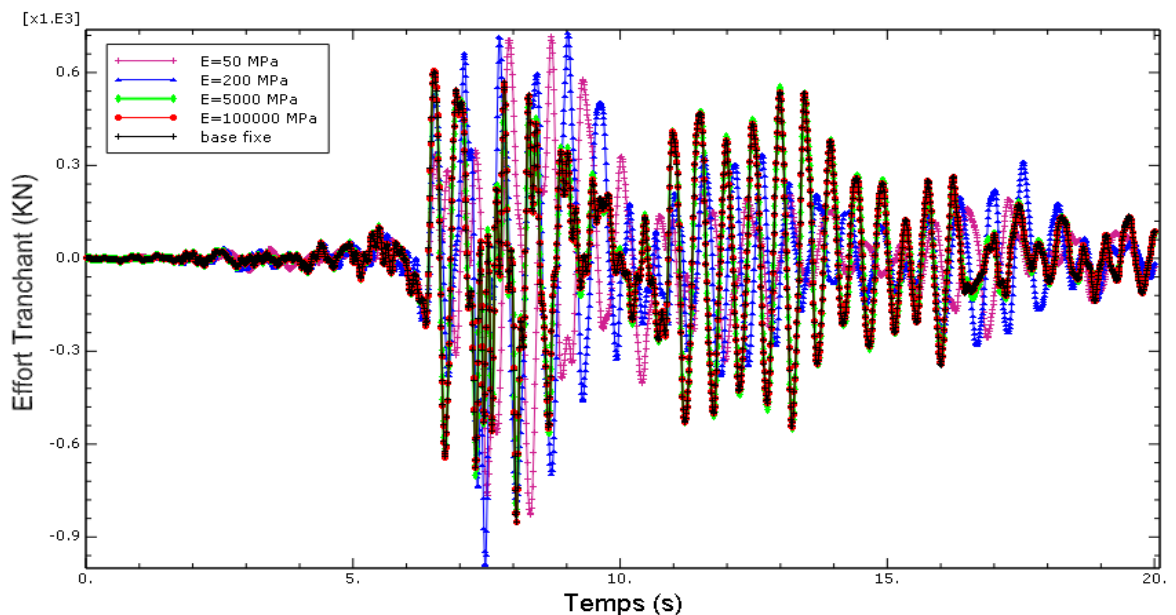


Figure 4.37 : Effort tranchant à la base, structure R+2.acc DARELBEIDHA

Pour ce cas, on constate qu'à l'exception du site 3 où l'effort tranchant à la base augmente de 16.64 % par rapport au cas de la base fixe, pour les autres sites des modifications mineures sont à noter. Ceci montre clairement l'influence du site du sol ainsi que des dimensions du massif du sol sur la réponse dynamique de la structure.

b- Accélerogramme CHENOUA

b-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

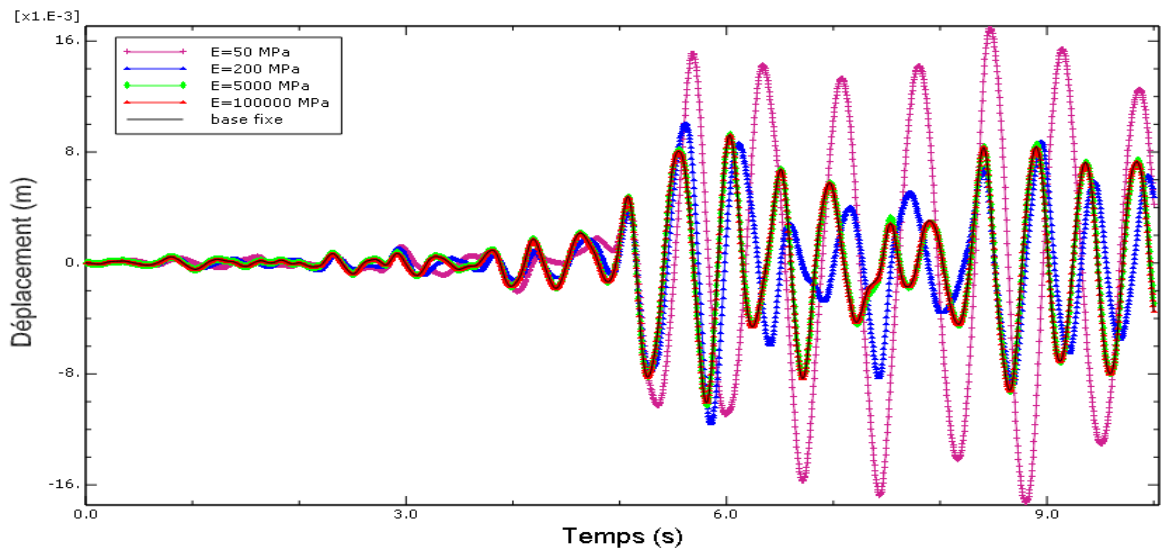


Figure 4.38 Déplacement au sommet, structure R+2.acc CHENOUA

Le déplacement au sommet pour la base fixe et pour le site 1 est égal à **1.007cm**, ce déplacement devient **1.021 cm**, **1.154 cm**, **1.728 cm** pour les sites S2, S3, et S4, respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **1.39%**, **14.59%**, et **71.59%** par rapport au cas base fixe, figure 4.38. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélérogramme de Dar El Beidha sont une indication de l'influence du contenu fréquentiel du séisme sur la réponse dynamique de la structure lorsque l'effet ISS est pris en compte surtout pour le site 4.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

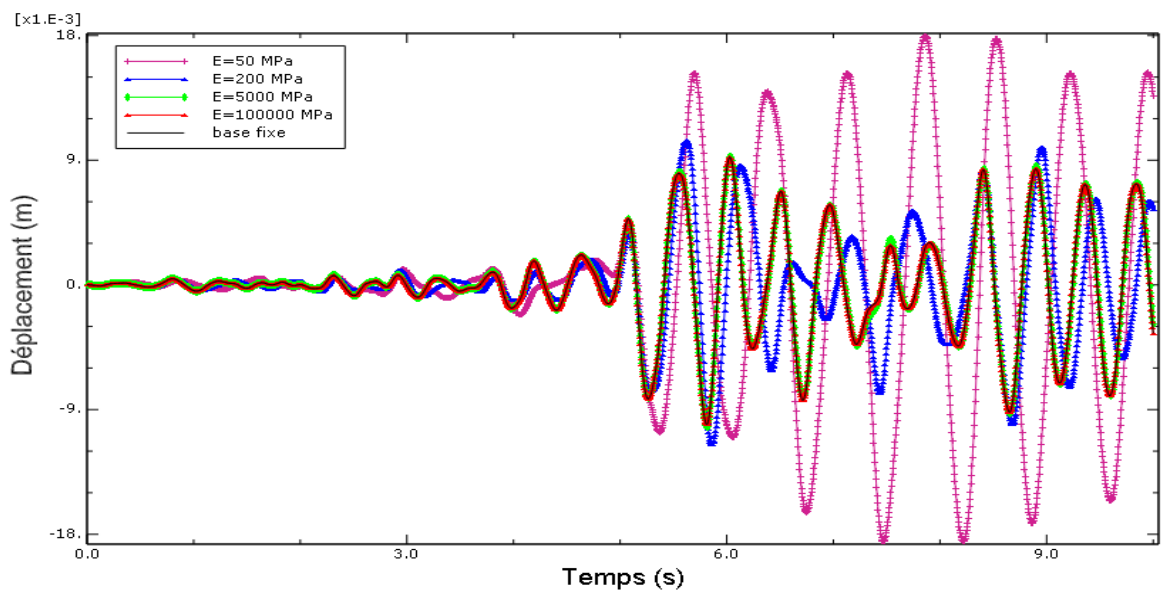


Figure 4.39 Déplacement au sommet, structure R+2.acc CHENOUA

Le déplacement au sommet pour une base fixe est égal à **1.007cm**, , pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa** , le déplacement au sommet est égal à

1.008cm, 1.023cm, 1.156 cm, 1.853cm, ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.1%**, **1.58%**, **14.79%**, **84.01%** respectivement par rapport au cas de la base fixe.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

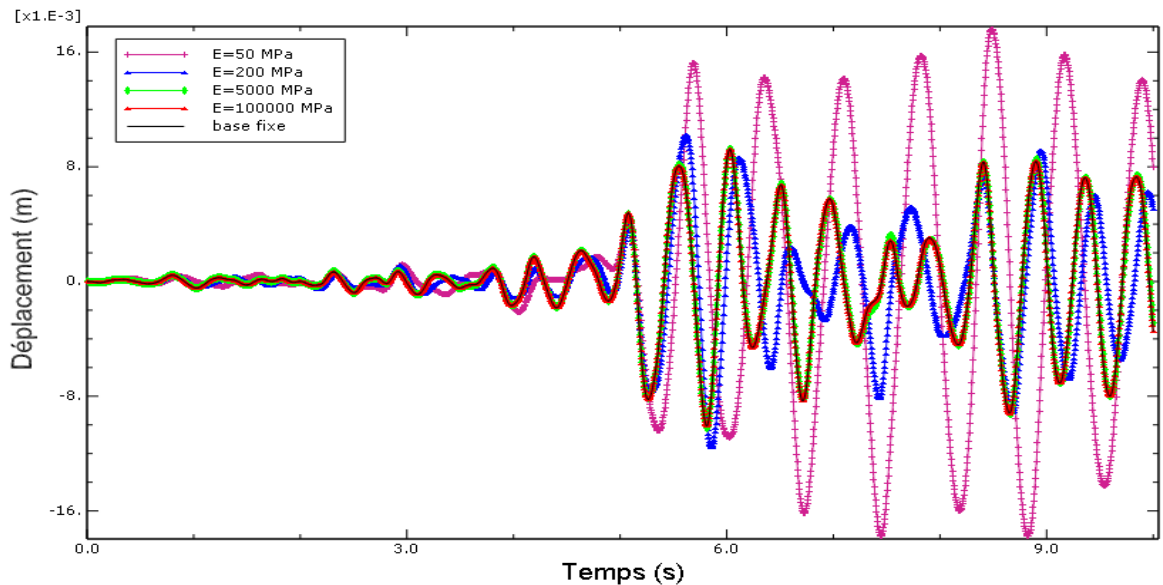


Figure 4.40 Déplacement au sommet, structure R+2. acc CHENOUA

Pour ce cas, le déplacement au sommet pour la structure à base fixe et pour un module de Young de 100000 MPa est égal à **1.007cm**, et pour des modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, le déplacement au sommet est égal à **1.021cm**, **1.155 cm**, **1.778cm** respectivement, ce qui représente une augmentation de l'ordre de **1.39%**, **14.69%**, **76.56%** respectivement par rapport au cas base fixe.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

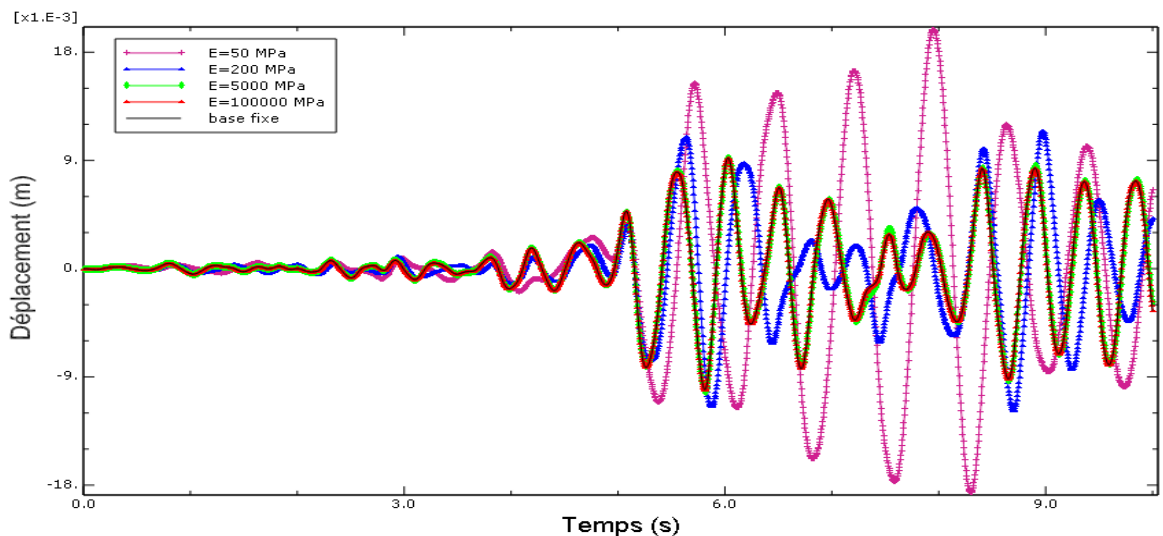


Figure 4.41 Déplacement au sommet, structure R+2. acc CHENOUA

Le déplacement au sommet pour une base fixe et un module de Young de 100000 MPa, vaut **1.007cm**, et est égal à **1.026cm**, **1.181cm**, **1.991cm** pour des modules de Young du sol de **5000MPa**, **200 MPa**, **50 MPa** respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **1.88%**,

17.28%, 97.71% par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages variables pour différentes combinaisons des dimensions du massif du sol suggèrent que les dimensions du massif peuvent influencer de manière conséquente la réponse sismique de la structure lorsque l'effet ISS est pris en compte surtout pour le site 4, voir figures 4.38-4.41..

b-2. Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

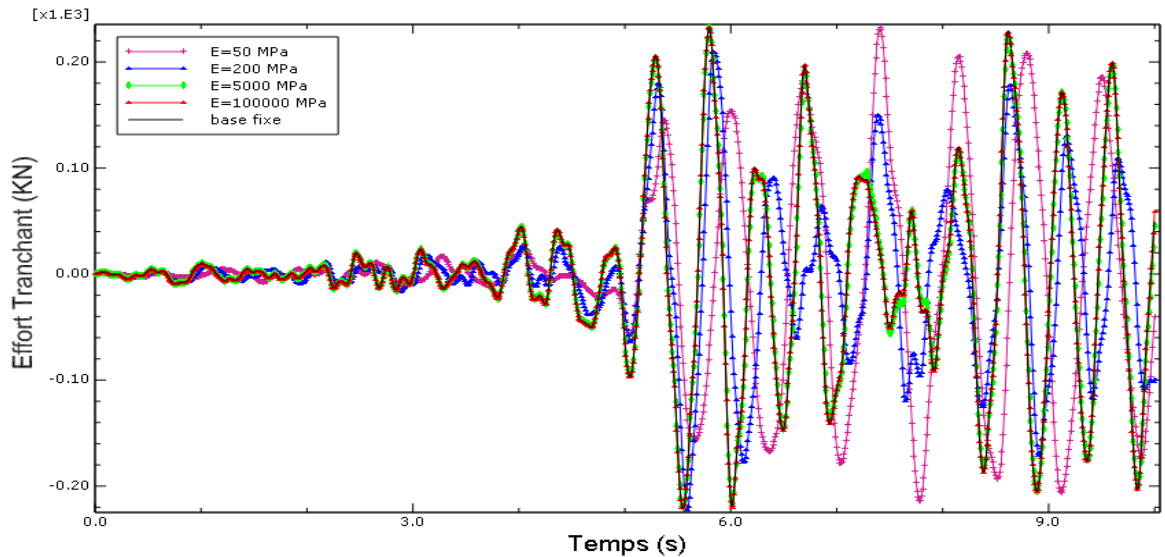


Figure 4.42 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc CHENOUA

L'effort tranchant pour une base fixe et pour le site 1 vaut **232.8 KN**, et pour des modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, l'effort tranchant est égal à **233.1 KN**, **222.6 KN**, **233.1 KN** respectivement, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.13%**, **4.38%** pour les sites **2 et 4**, et une diminution de l'ordre de **0.13%** pour le site 3, par rapport au cas base fixe. La même conclusion concernant l'influence du contenu fréquentiel sur la réponse en déplacement s'applique aussi pour l'effort tranchant.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

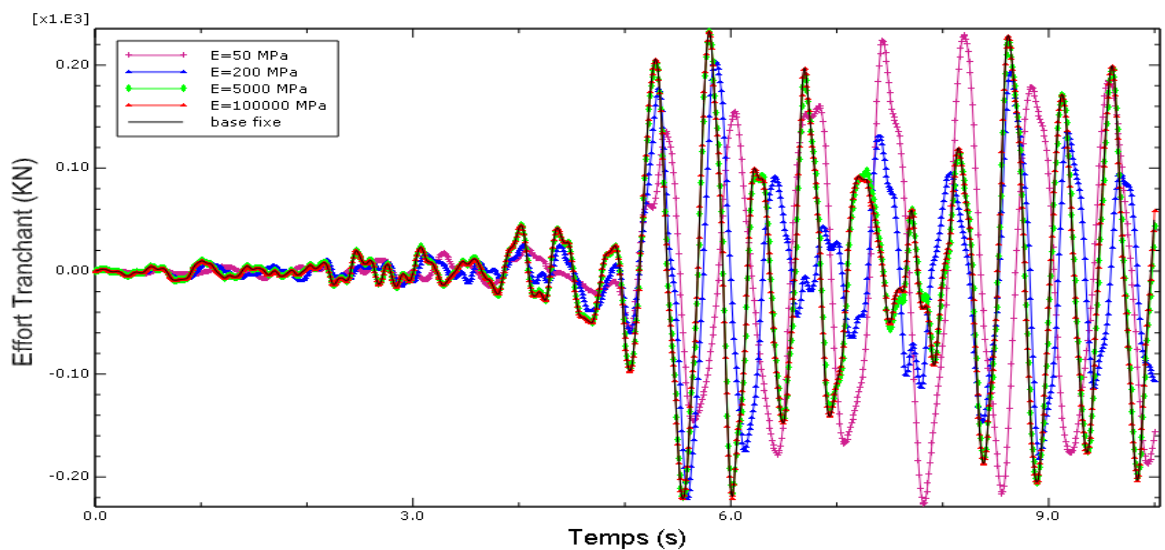


Figure 4.43 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc CHENOUA

L'effort tranchant pour une base fixe et le site 1 vaut **232.8 KN**, cette valeur devient **233.1 KN**, **220.3 KN**, **229.2 KN** pour des modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa** respectivement, Soit une augmentation de l'ordre de **0.13%** pour le **site 2**, et une diminution de l'ordre de **5.37%**, et **1.54%** pour les **sites 3 et 4** par rapport au cas base fixe.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

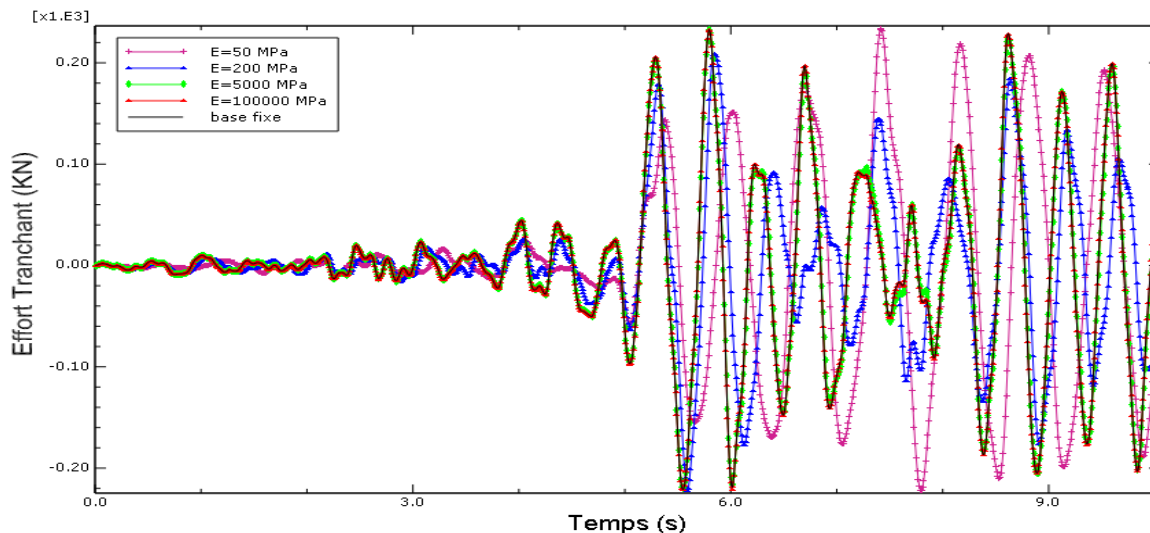


Figure 4.44 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc CHENOUA

Dans ce cas, on constate que l'effort tranchant pour la base fixe et les sites 1 et 2 est de **232.8KN** et pour les modules de Young du sol de **200 MPa**, **50 MPa**, il est égal à **222.4 KN**, **234.2 KN** respectivement, Ce qui représente une augmentation de l'ordre de **0.60%** pour le site 4, et une diminution de l'ordre de **4.47%**, pour le site 3, par rapport au cas de la base fixe.

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

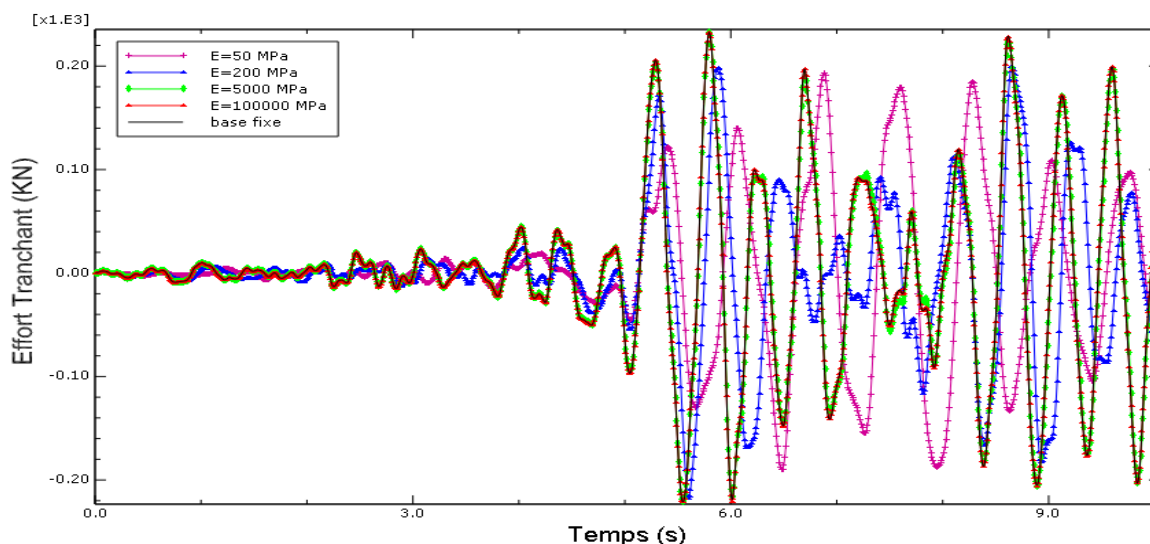


Figure 4.45 Effort tranchant à la base, structure R+2. acc CHENOUA

Pour les modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, **50 MPa**, l'effort tranchant est égal à **233.2 KN**, **217 KN**, et **192.9 KN** respectivement, Ce qui représente une augmentation de l'ordre

de **0.17%**, **0.60%** pour les sites **2** et **4**, et une diminution de l'ordre de **4.47%**, pour le site **3**, par rapport au cas base fixe. Pour ce cas, l'influence des dimensions du massif du sol sur la réponse sismique de cette structure n'est pas importante.

4 -7-1-2 Modèle à Ressorts :

a- Accélérogramme DARELBEIDHA

a-1. Déplacement au Sommet de la structure :

le déplacement au sommet lorsque la base est fixe et pour le site 1 est égal à **3.231cm**

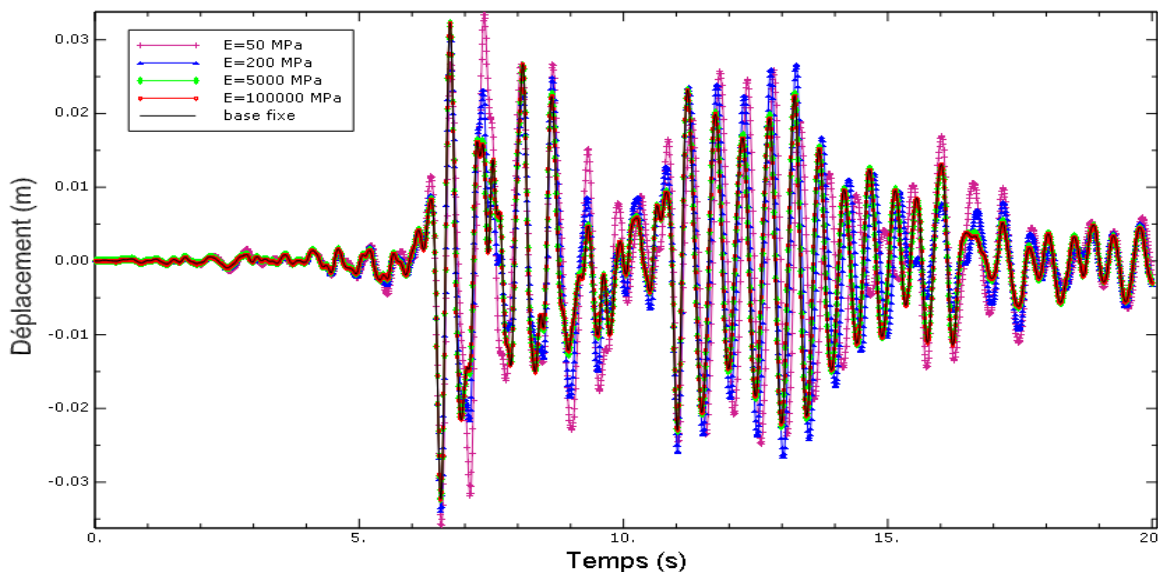


Figure 4.46: Déplacement au sommet, structure R+2.acc DARELBEIDHA

On constate que pour les modules de Young du sol de **5000 MPa, 200 MPa, 50 MPa**, le déplacement est égal à **3.238 cm, 3.386 cm, 3.589 cm**, respectivement, soit une augmentation de **0.22%, 4.80%, 11.08%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages sont encore une autre fois inférieurs à ceux obtenus avec un modèle en éléments finis.

a-2. Effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base pour une base fixe et le site 1 est de **850.4 KN**

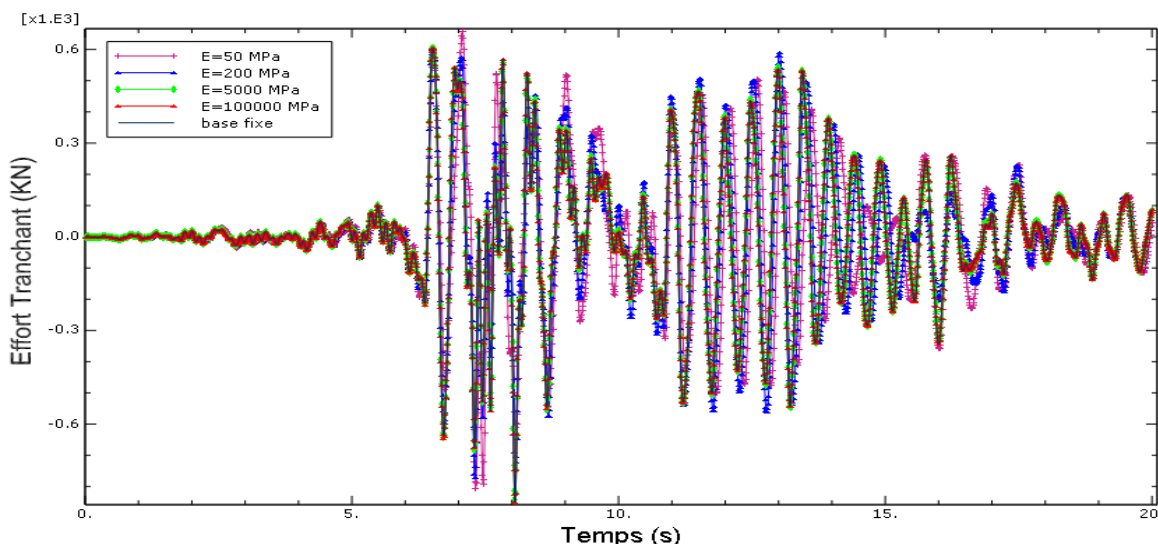


Figure 4.47 Effort tranchant à la base, structure R+2.acc DARELBEIDHA

Pour des modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, **50 MPa**, l'effort tranchant est égal à **843.7 KN**, **772.1 KN**, et **808 KN** respectivement, soit une diminution **0.79%**, **9.21%**, **4.98%** par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages sont moindres que ceux obtenus avec le modèle en éléments finis, surtout pour le site 4

b- Accélorogramme CHENOUA

b-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le déplacement au sommet pour une base fixe et pour le site 1 est égal à **1.007cm**.

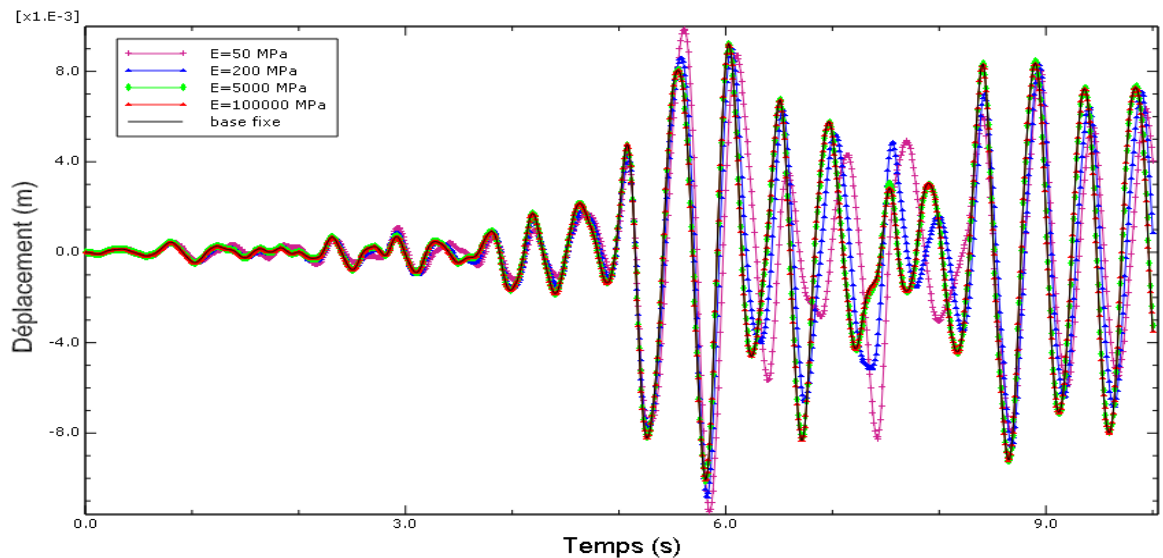


Figure 4.48 Déplacement au sommet, structure R+2.acc CHENOUA

Le déplacement devient égal à **1.014 cm**, **1.081 cm**, et **1.149 cm** pour les modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa** respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **0.69%**, **7.35%**, **14.10%** par rapport au cas de la base fixe. Pour cette structure, les pourcentages obtenus sont comparables à ceux obtenus avec l'accélorogramme de Dar El Beidha.

b-2. Effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base pour le site 1 et lorsque la base est fixe est de **232.8KN**

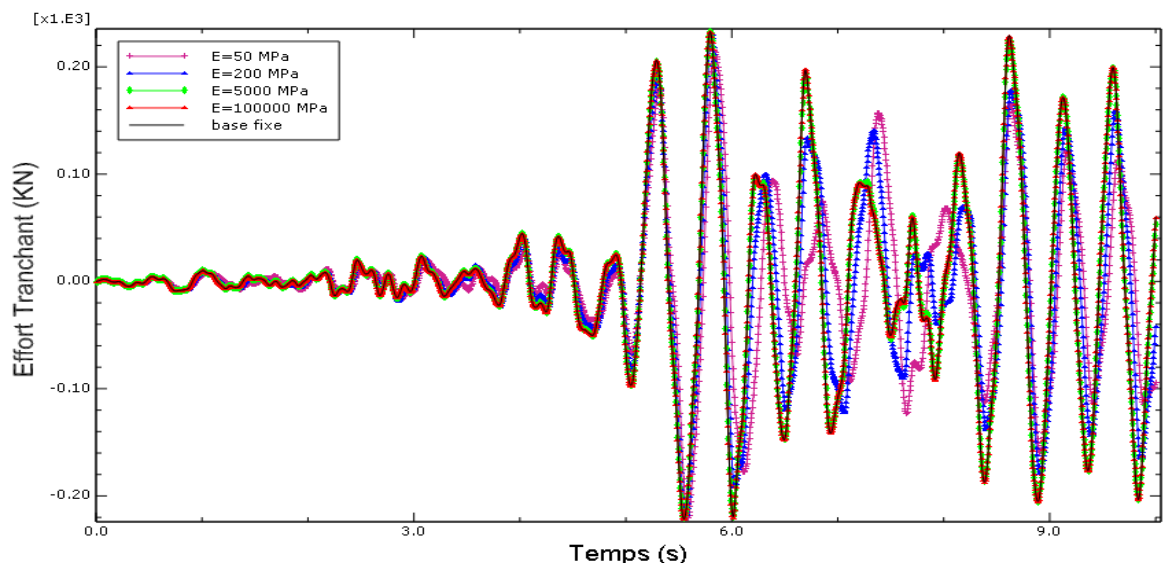


Figure 4.49 Effort tranchant à la base, structure R+2.acc CHENOUA

Pour des modules de Young du sol de **5000 MPa**, **200 MPa**, **50 MPa**, l'effort tranchant devient égal à **233.2KN**, **231KN**, **220.4KN** respectivement, soit une augmentation de **0.17%**, et une diminution de l'ordre de **0.77%**, **5.49%** par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélérogramme de Dar El Beidha sont une indication d'une certaine influence du contenu fréquentiel.

4-7-2 Structure 2 (R+5) :

4-7-2-1 Modèle Eléments Finis :

a- Accélérogramme DARELBEIDHA :

a-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

Le déplacement au sommet pour une base fixe et pour le site 1 est égal à **7.485cm**

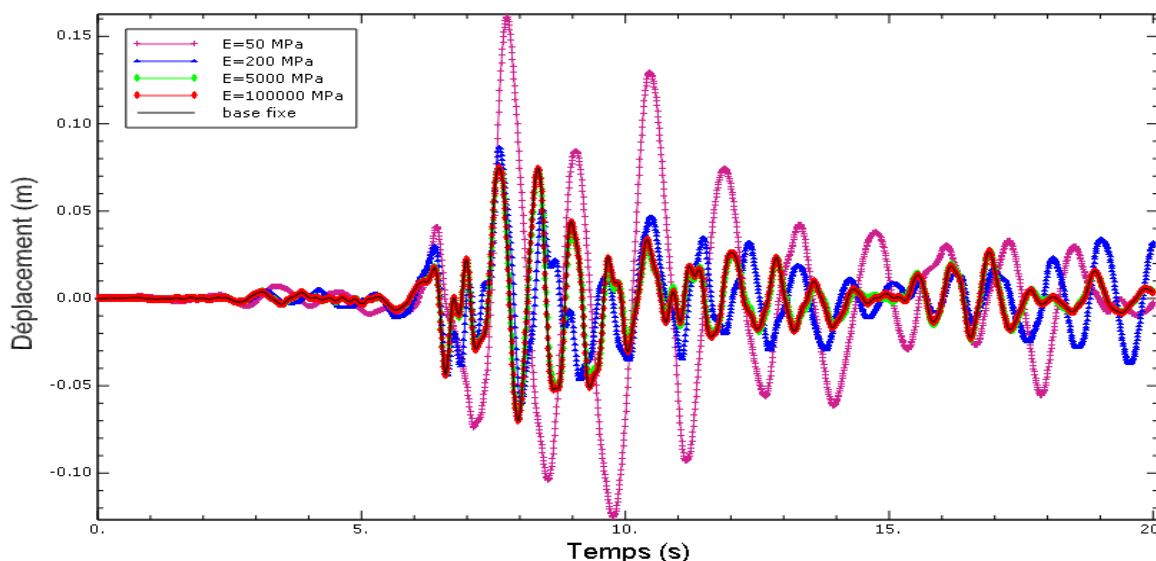


Figure 4.50 Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA

On constate que pour des modules de Young de **50000 MPa**, **200 MPa**, **50 MPa**, le déplacement est égal à **7.486cm**, **8.713cm**, et **16.15cm**, ce qui représente une augmentation **0,01%**, **16,41%**, **115,76%** respectivement par rapport au cas de la base fixe.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

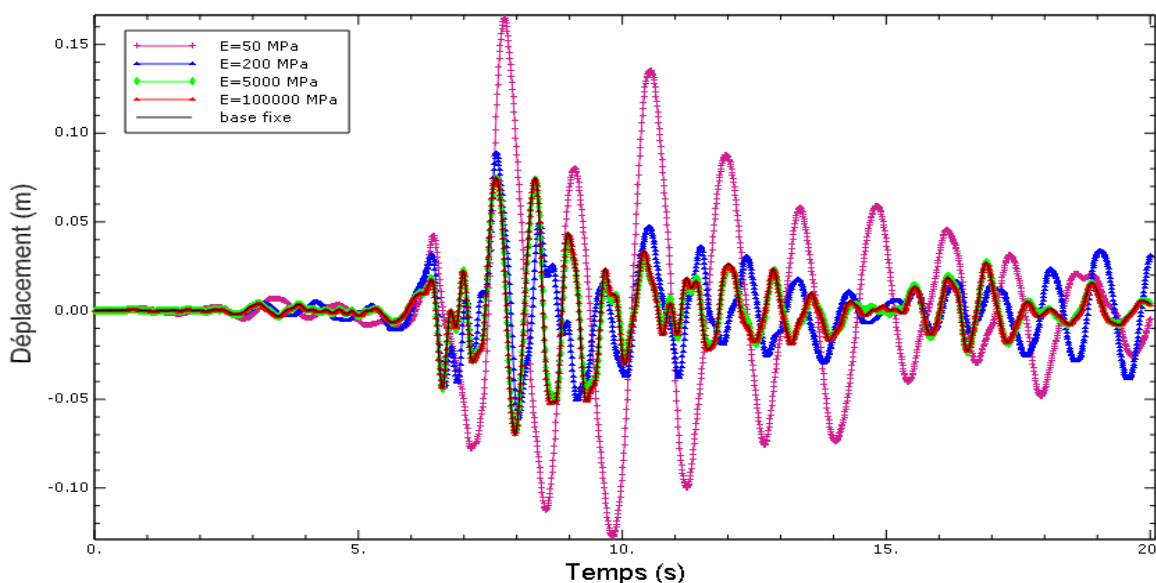


Figure 4.51 Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA

On constate pour le sol ayant des modules de Young de **100000 MPa**, et **50000 MPa**, le déplacement est proche de celui d'une structure a base fixe soit **7.485cm**, et pour des modules de Young de **200 MPa**, **50 MPa**, le déplacement est égal à **8.922cm**, **16.51cm**, soit une augmentation de l'ordre de **10,15%**, **120.57%** respectivement par rapport au cas base fixe. Donc pour le site 4, il y a une grande amplification du déplacement au sommet. Ces conclusions s'appliquent aussi pour les autres combinaisons des dimensions du massif du sol, figures 4.51-4.53..

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

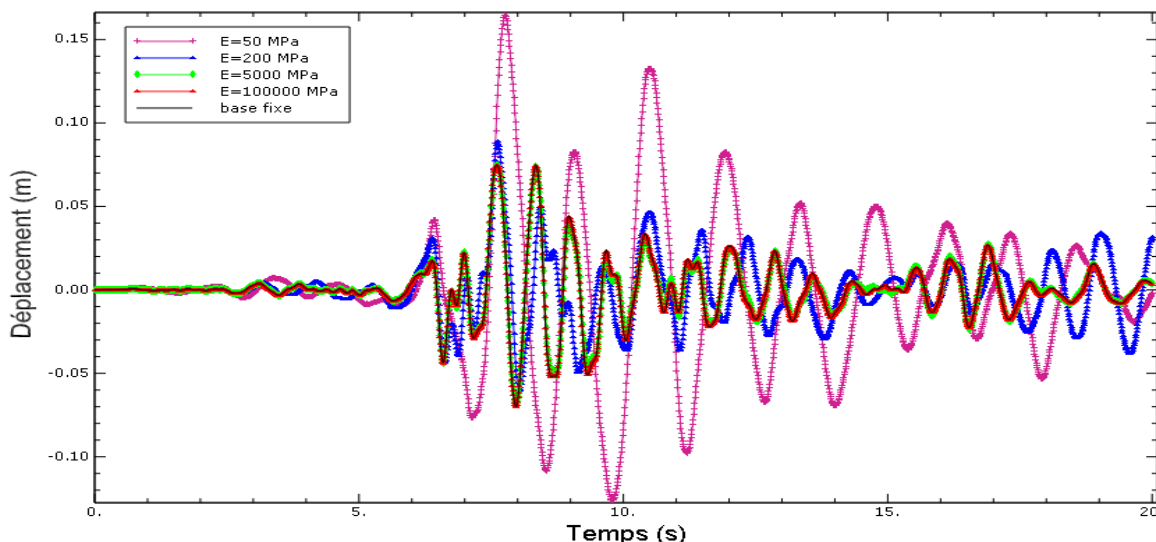


Figure 4.52 Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

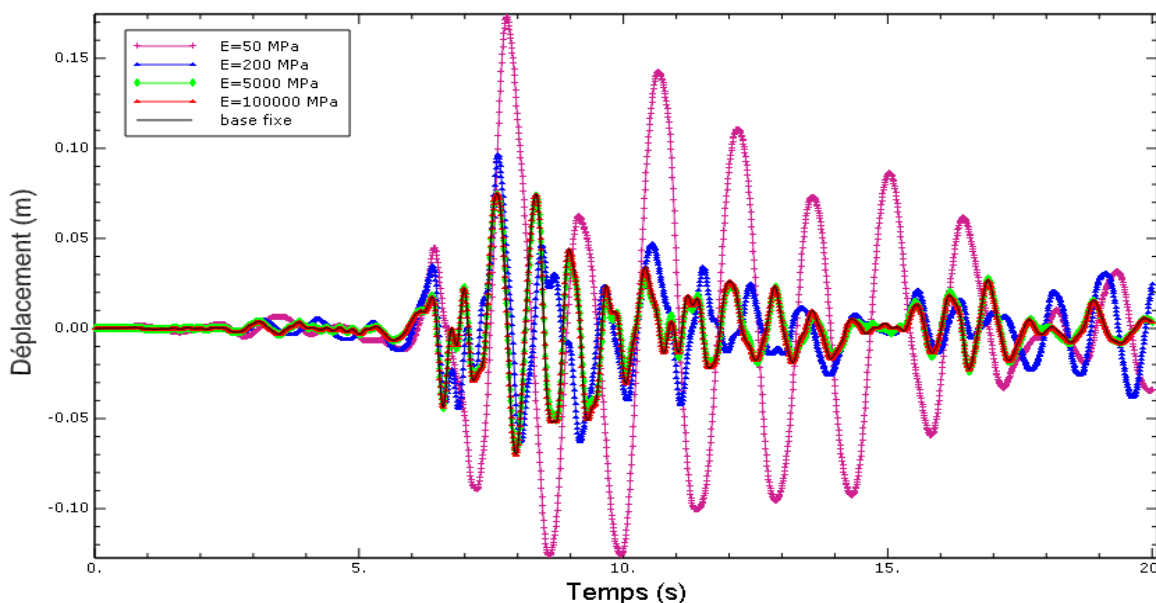


Figure 4.53 Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA

a-2. Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

L'effort tranchant pour une base fixe est de **1442 KN**

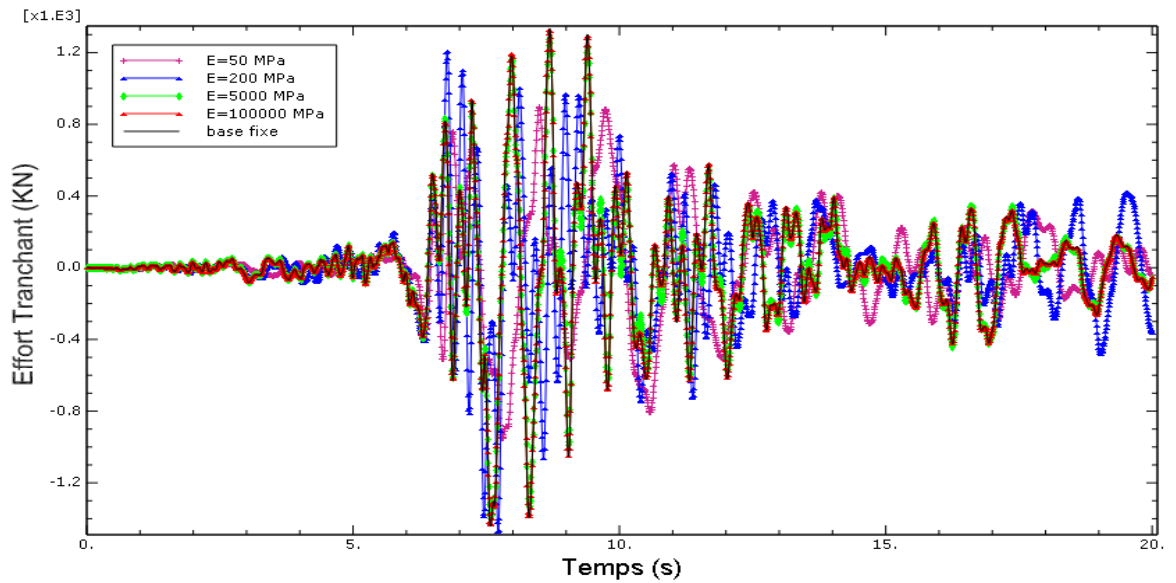


Figure 4.54 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa**, **50 MPa** l'effort tranchant est égal à **1433 KN**, **1397 KN**, et **927.9 KN**, soit une diminution de **0.62%**, **3.12%**, **35.65%**, et pour **200 MPa** l'effort tranchant est égal à **1457 KN** et soit une augmentation de l'ordre de **1.04%**, par rapport au cas de la base fixe. Ces résultats sont comparables à ceux obtenus pour les autres combinaisons des dimensions du massif du sol, figures 4.55-4.57.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

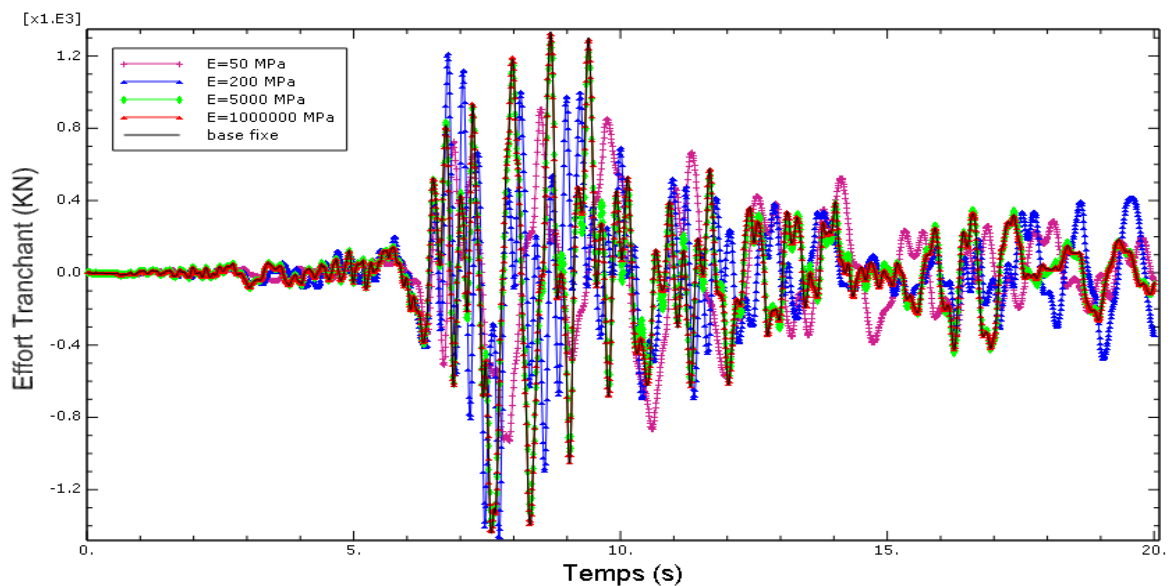


Figure 4.55 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

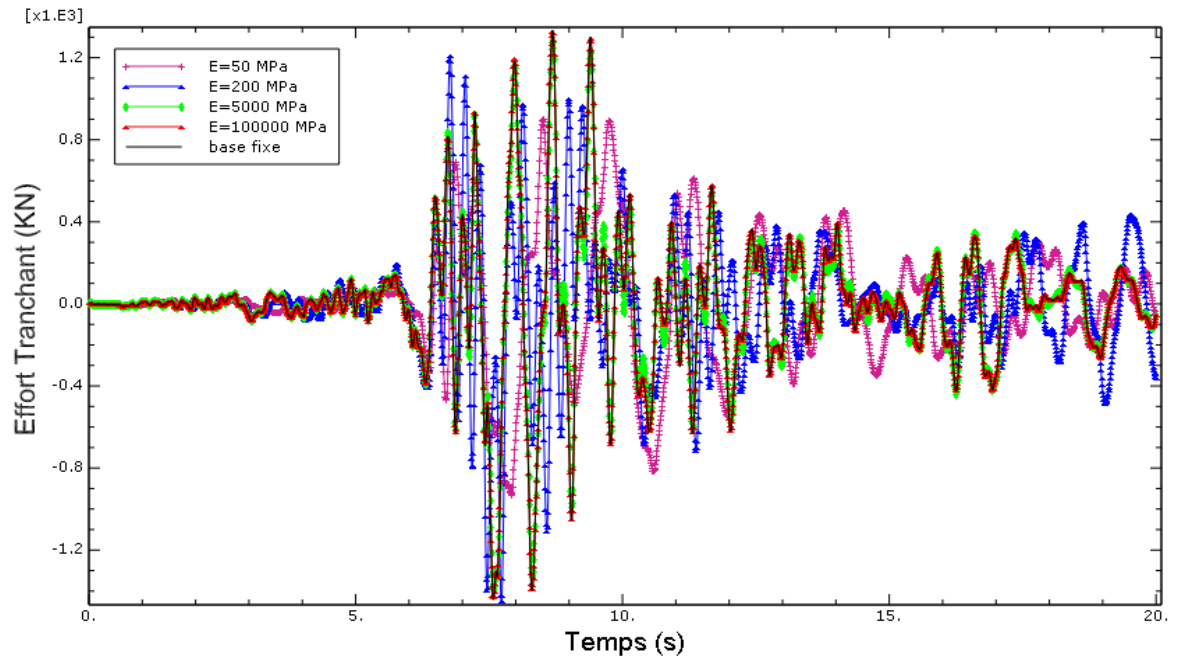


Figure 4.56 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

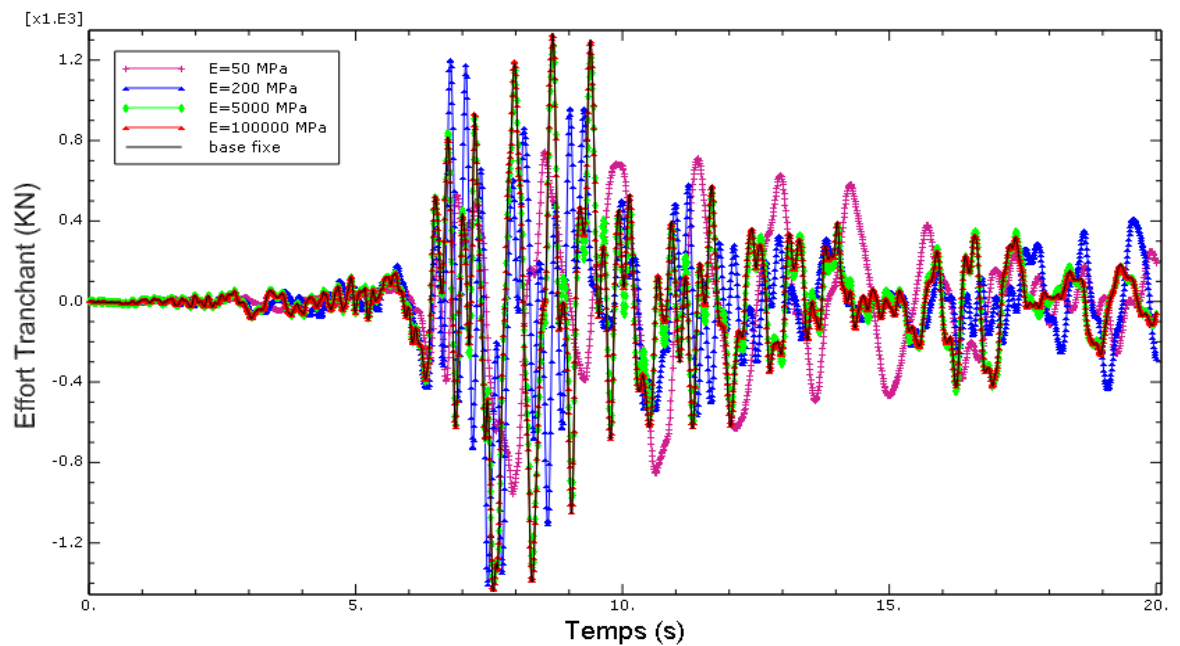


Figure 4.57 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc DARELBEIDHA

b- Accélerogramme CHENOUA

b-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le déplacement au sommet à la base fixe est égal à **2.049cm**.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

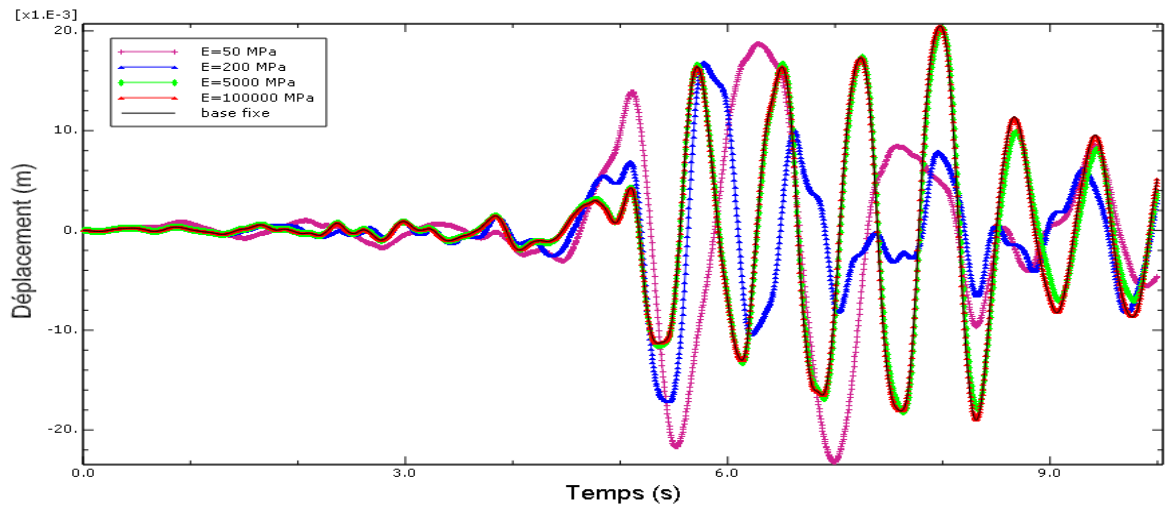


Figure 4.58 Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA

On constate que pour un sol ayant des modules de Young de **100000 MPa**, et **50000 MPa**, le déplacement est proche de celui d'une structure à base fixe, soit **2.049cm** et **2.027cm**, et pour un module de Young de **200 MPa**, le déplacement vaut **1.718cm**, soit une diminution de l'ordre de **16.15%**, et pour **50 MPa**, le déplacement est égal à **2.325cm**, soit une augmentation de l'ordre de **13.47%**. Par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélerogramme de Dar El Beidha sont une illustration de l'influence du contenu fréquentiel du séisme, figure 4.58. Pour les autres combinaisons des dimensions du massif du sol, la même tendance est à signaler avec cependant des pourcentages plus importants surtout pour le cas d'une largeur **3h** et une profondeur **3h**, figures 4.59-4.61.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$

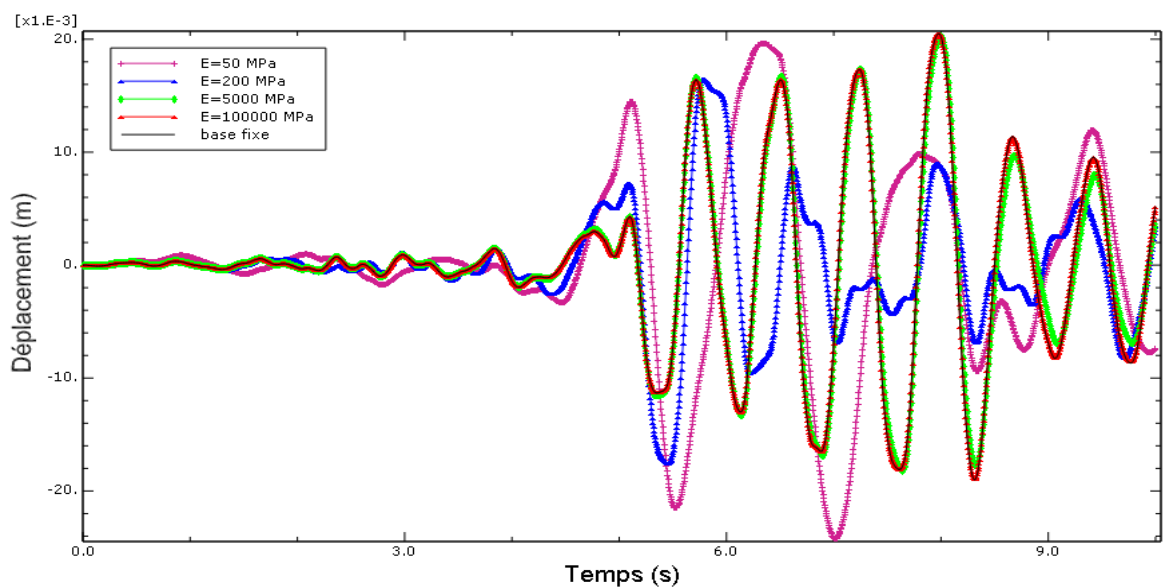


Figure 4.59 Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

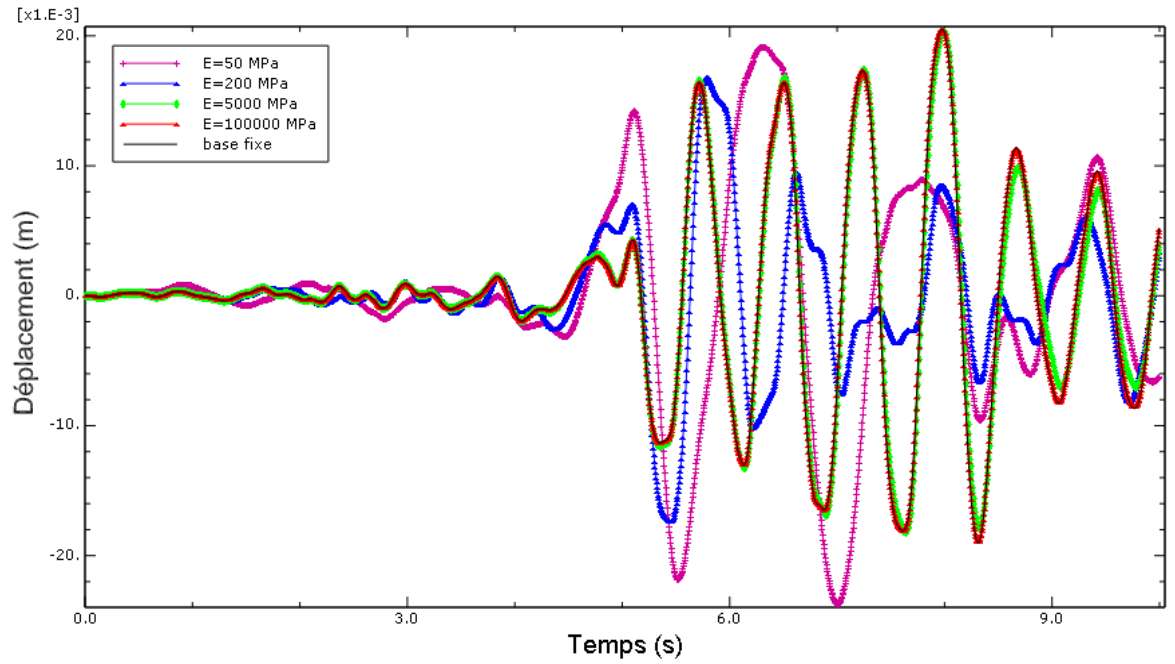


Figure 4.60 Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $H=3h$ et de profondeur $L=3h$:

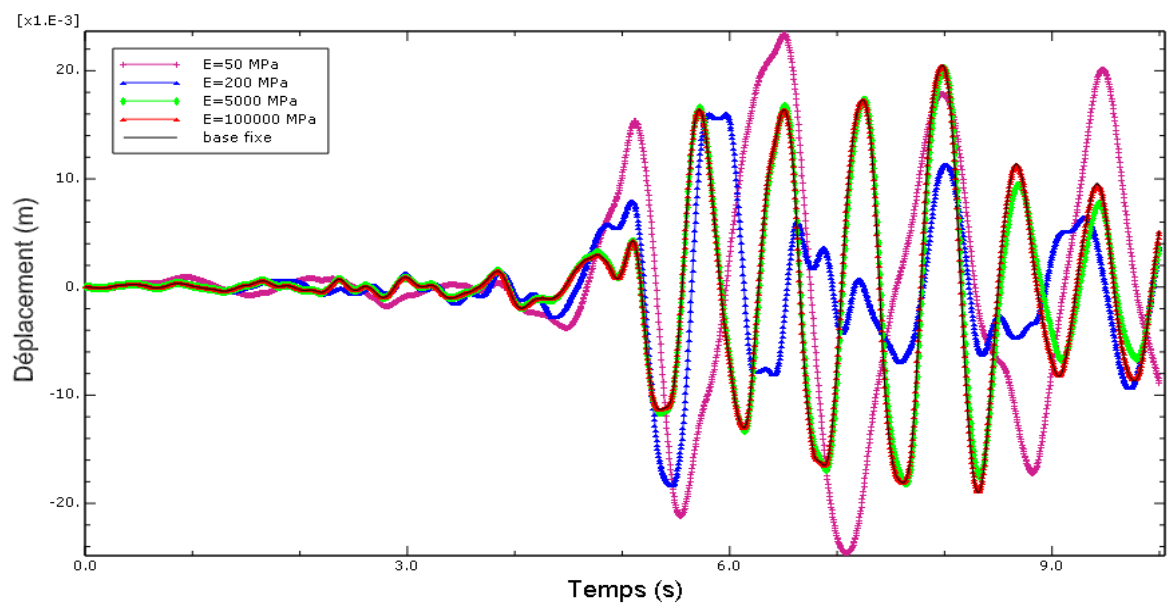


Figure 4.61 Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA

b-2. Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

L'effort tranchant à la base fixe est de **425.6 KN**

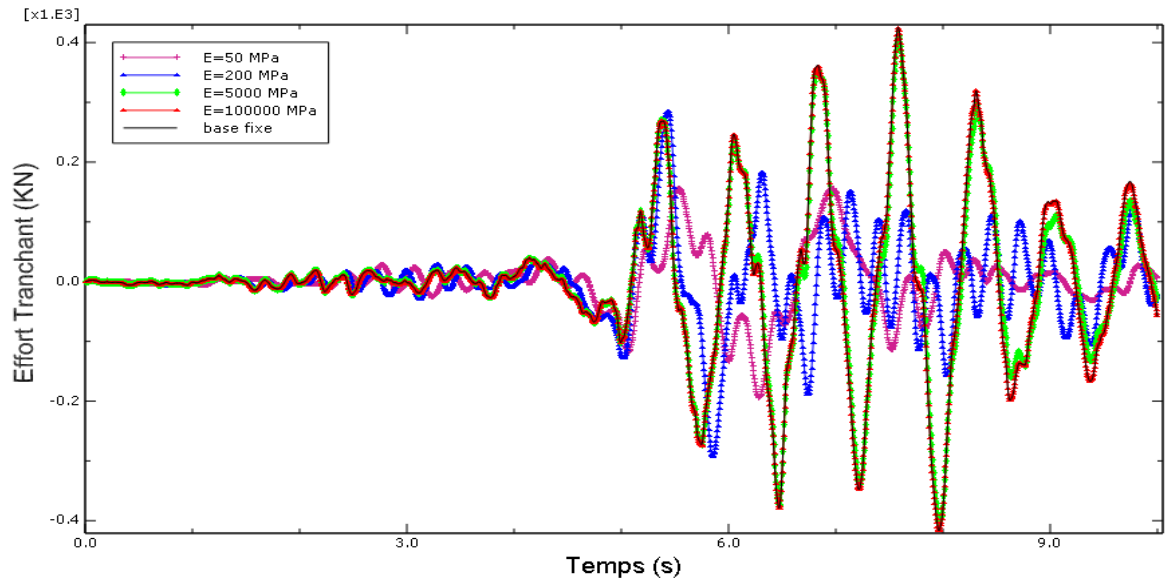


Figure 4.62 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc CHENOUA

Pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **50000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, l'effort tranchant est égal à **424.7 KN**, **413.7 KN**, **302.1 KN**, et **180.2 KN**, soit une diminution de l'ordre de **2.1%**, **2.8%**, **29.02%**, et **57.66%** respectivement par rapport au cas base fixe au cas de la base fixe. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélérogramme de Dar El Beidha indiquent l'influence importante du contenu fréquentiel du séisme, surtout pour le site 4. Pour différentes combinaisons des dimensions du massif de fondation, les pourcentages trouvées sont dans une fourchette équivalente, figures 4.63-4.65.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

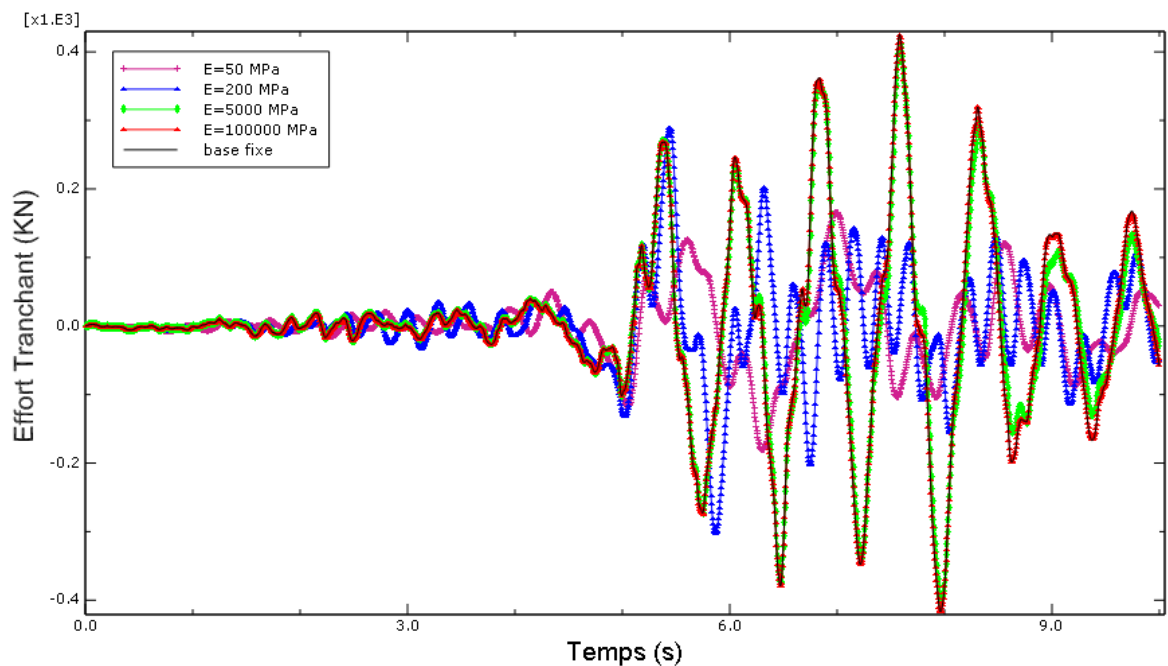


Figure 4.63 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

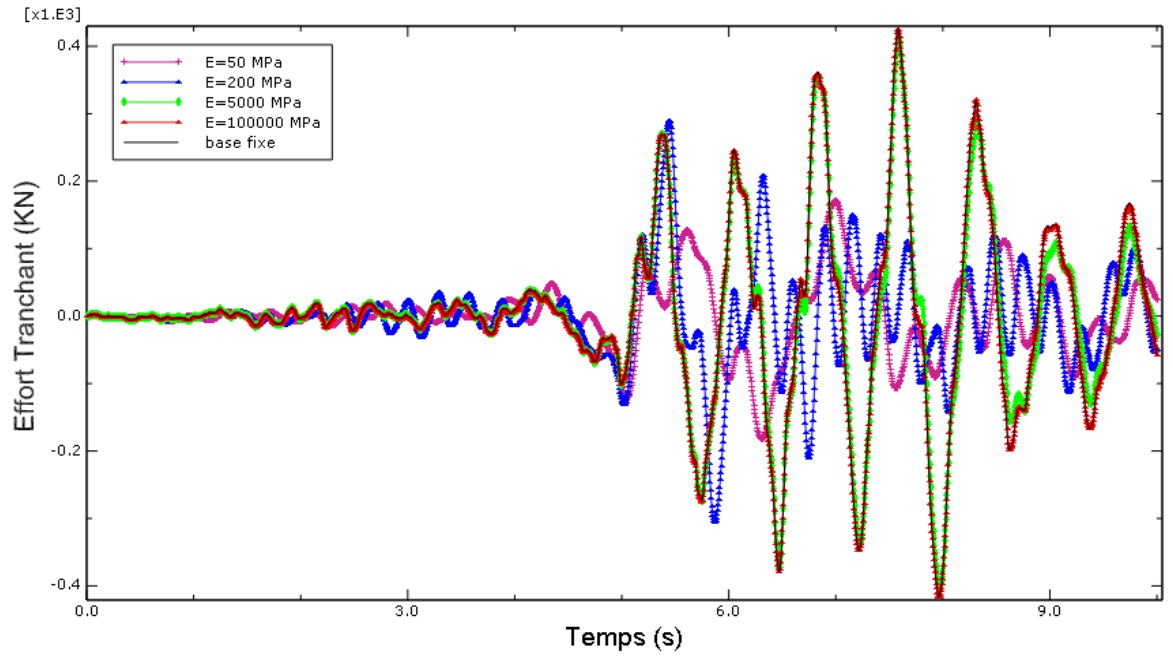


Figure 4.64 Effort tranchant à la base, structure R+5. acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

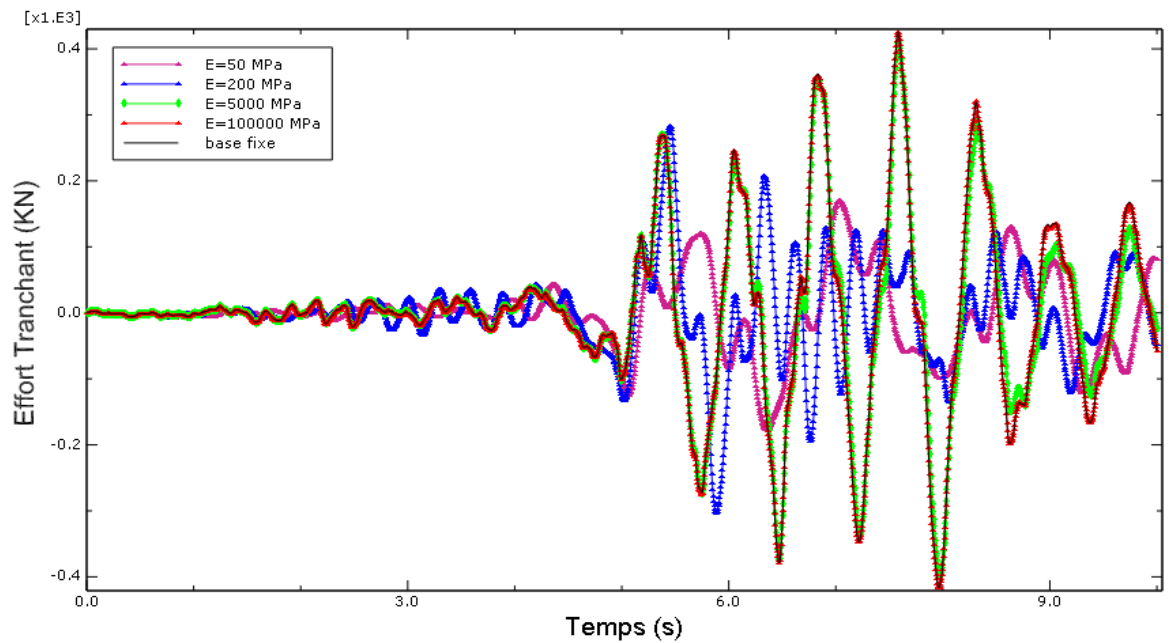


Figure 4.65 Effort tranchant à la base, structure R+5. acc CHENOUA

4-7-2-2 Modèle Ressort :

a- Accélérogrammes DARELBEIDHA

a-1. Déplacement au Sommet de la structure :

le déplacement au sommet lorsque la base est fixe est égal à **7.485cm**

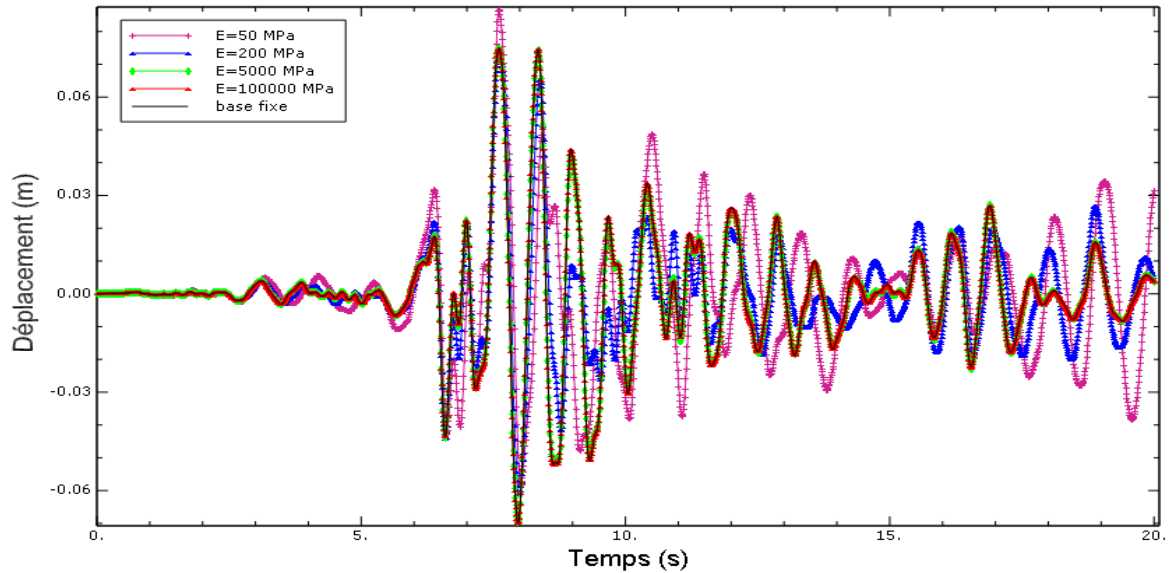


Figure 4.66 Déplacement au sommet, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Pour les sites 1, 2 et 3, ce déplacement devient **7.484cm**, et **7.472cm**, et **7.191cm**, soit une diminution de l'ordre de **0.01%**, **0.17%**, et **3.93%**, et pour le site 4 il est égal à **8.669cm** soit une augmentation de l'ordre de **15.82%** par rapport au cas de la base fixe. Ces pourcentages sont différents de ceux obtenus avec le modèle en éléments finis, surtout pour le site 4.

a-2. Effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base fixe est de **1442 KN**

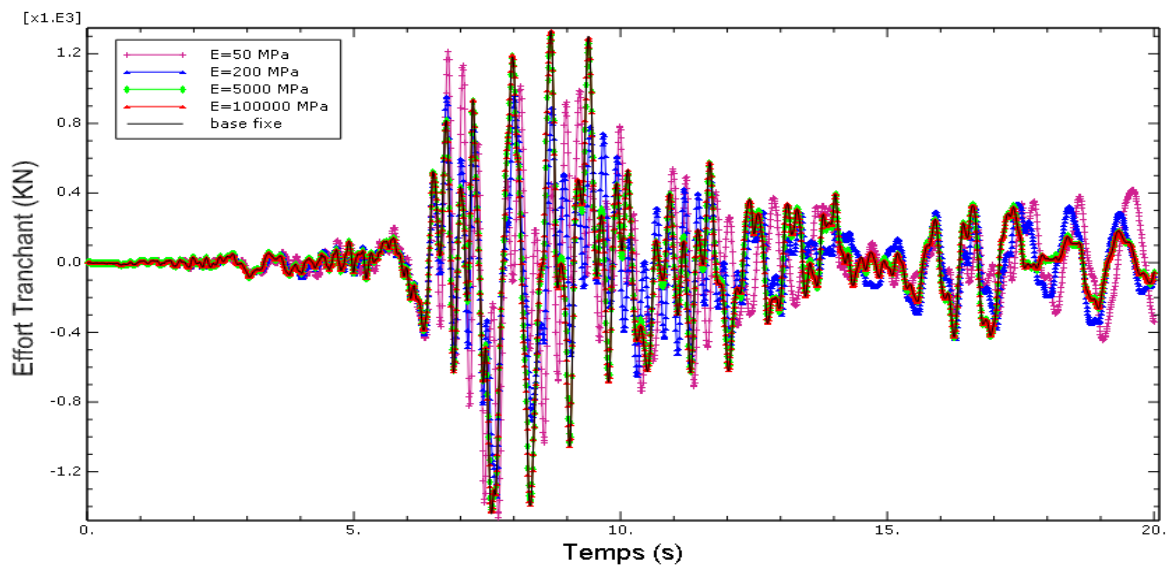


Figure 4.67 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc DARELBEIDHA

Des conclusions identiques obtenues pour le déplacement sont valables pour l'effort tranchant.

b- Accélerogrammes CHENOUA

b-1. Déplacement au Sommet de la structure :

le déplacement au sommet pour une base fixe et pour le site 1 est égal à **2.049cm**

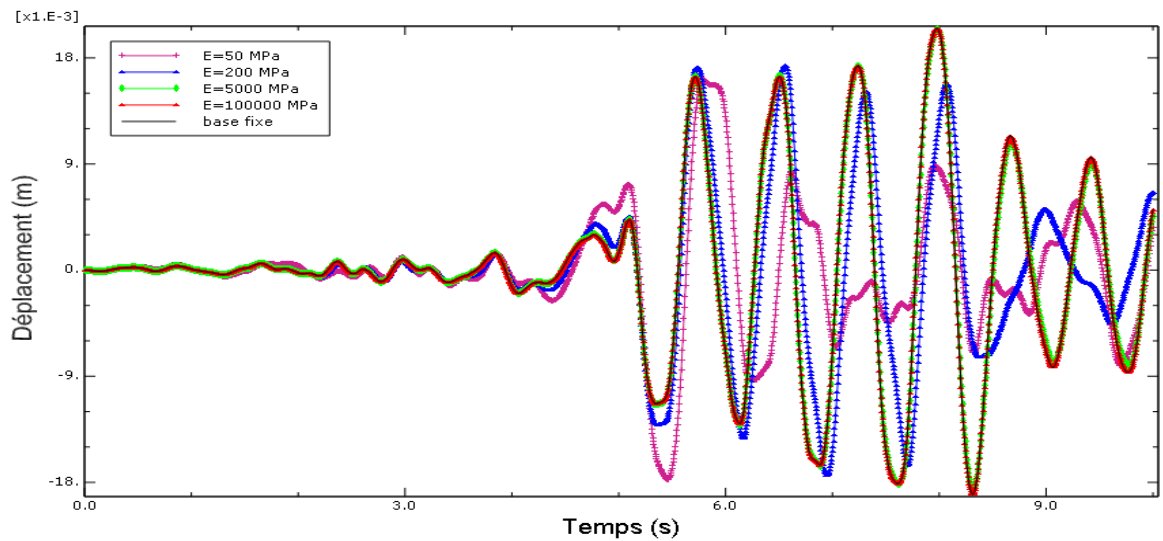


Figure 4.68 Déplacement au sommet, structure R+5.acc CHENOUA

Pour cette structure, pour des modules de Young du sol de **5000 MPa, 200 MPa, et 50 MPa** le déplacement est égal à **2.041 cm, 1.743 cm, et 1.774 cm**, soit une diminution de l'ordre de **0.39%, 14.93%, et 13.42%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages sont proches de ceux trouvés avec le modèle en éléments finis.

b-2. Effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base fixe est de **425.6 KN**

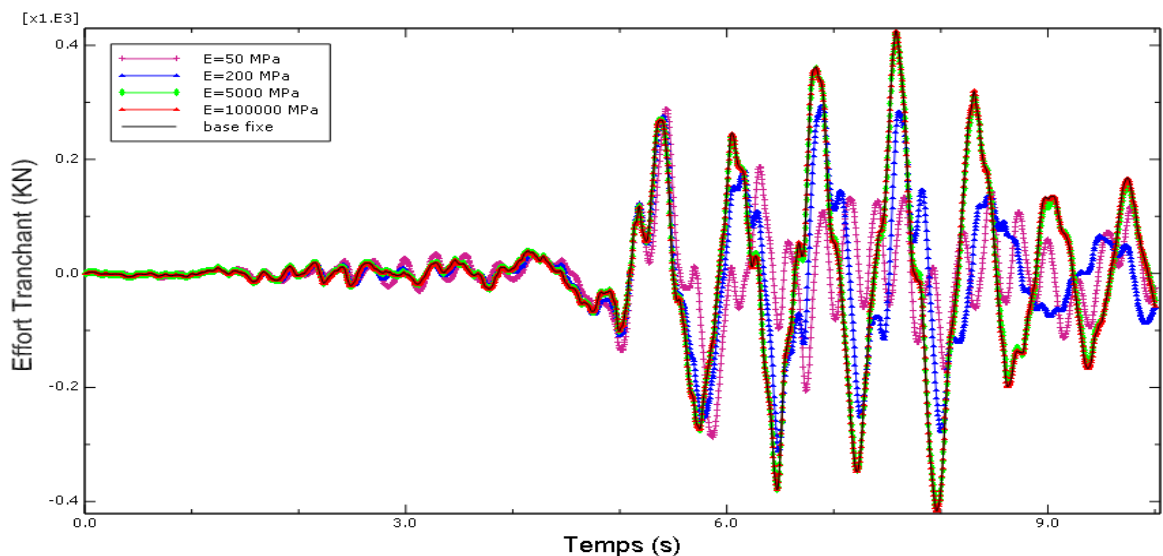


Figure 4.69 Effort tranchant à la base, structure R+5.acc CHENOUA

Pour les sites 1, 2, 3 et 4, l'effort tranchant est égal à **425.1KN, 421.6 KN, 310.9 KN, 288.1KN** respectivement, Soit une diminution de l'ordre de **0.12%, 0.94%, 26.95%, 32.31%** respectivement par rapport au cas base fixe. Ces pourcentages sont différents de ceux obtenus avec le modèle en éléments finis.

4-7-3. Structure 3 (R+9)

4-7-3-1 Modèle Eléments Finis

a- Accélérogrammes DARELBEIDHA

a-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

le déplacement au sommet à la base fixe est égal à **14.37cm**

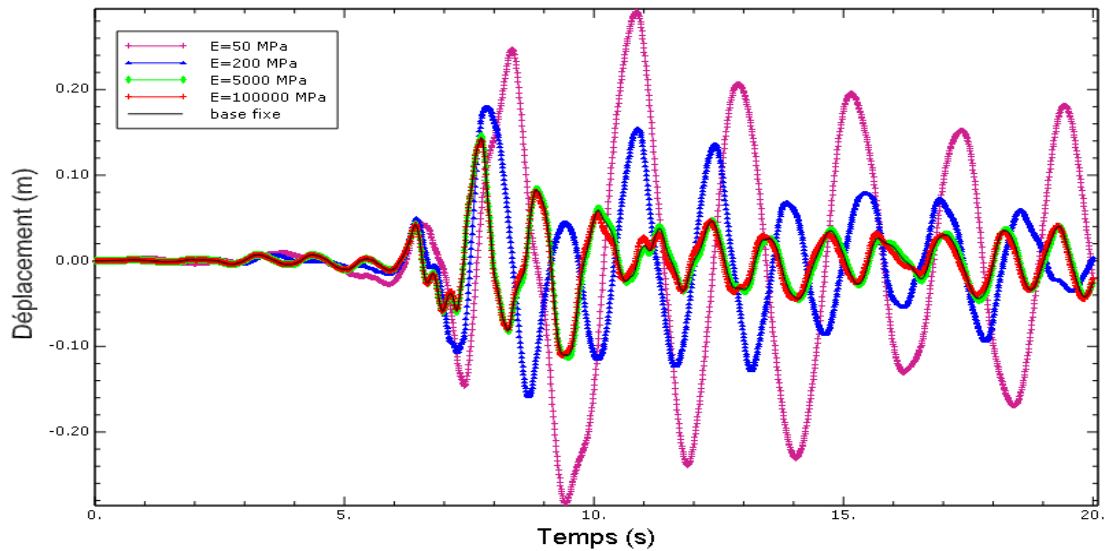


Figure 4.70 Déplacement au sommet, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Pour cette structure élancée, il est loisible de constater qu'il y a une grande amplification du déplacement au sommet, surtout pour les sites 3 et 4 où ces pourcentages sont de l'ordre de **25.54%**, **102.78%** par rapport au cas de la base fixe. Les dimensions du massif du sol surtout lorsque la largeur et la profondeur sont égales à $3H$, affectent grandement la réponse sismique comme le suggèrent les pourcentages qui atteignent **26.09%**, **146.62%**, voir figures 4.71-4.73.,

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $L=3h$:

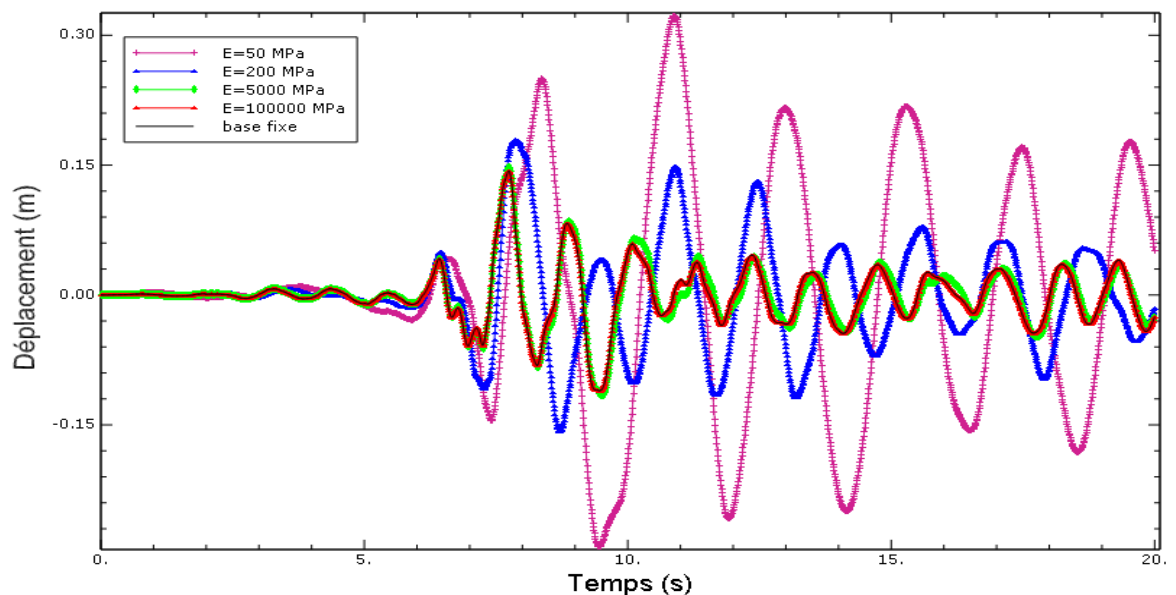


Figure 4.71 Déplacement au sommet, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

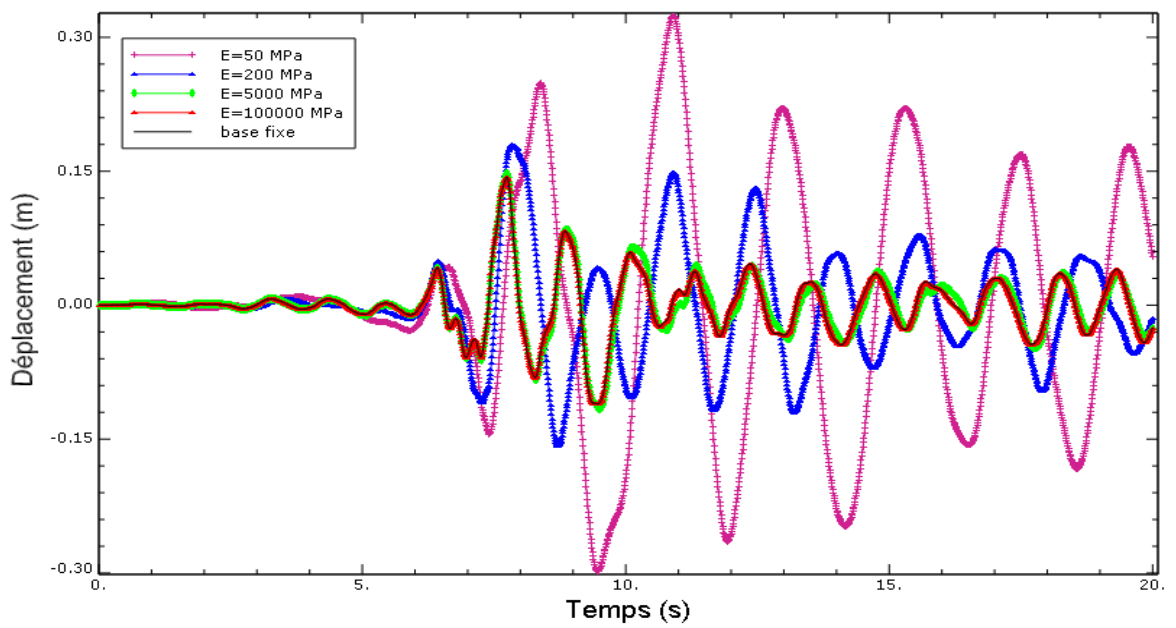


Figure 4.72 Déplacement au sommet, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

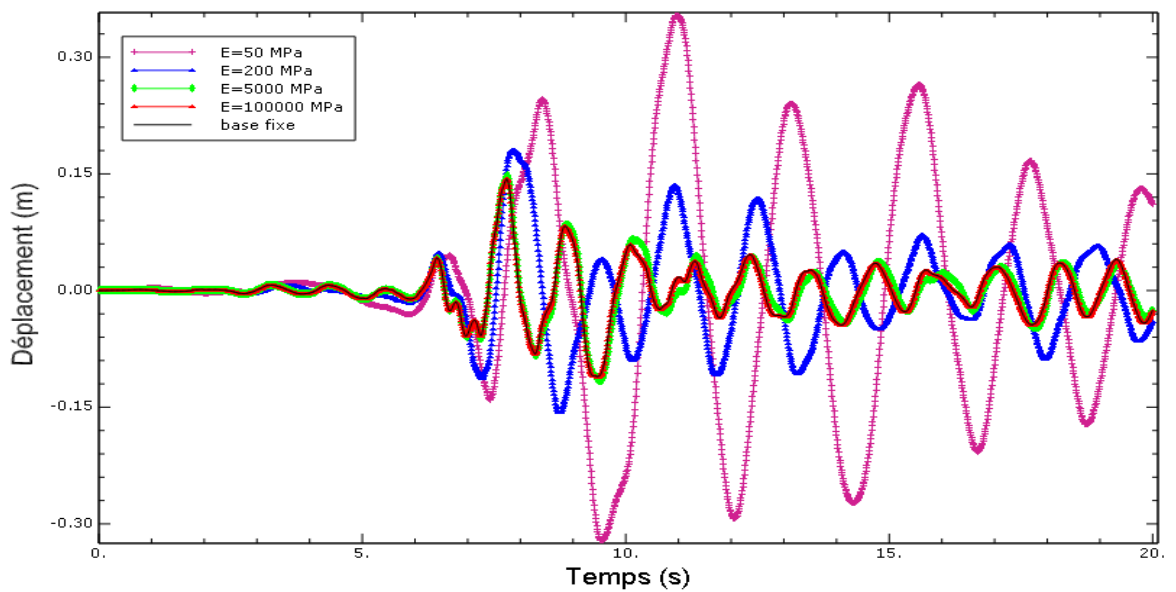


Figure 4.73 Déplacement au sommet, structure R+9.acc DARELBEIDHA

a-2. Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

L'effort tranchant pour une base fixe et pour le site 1 est de **2924 KN**

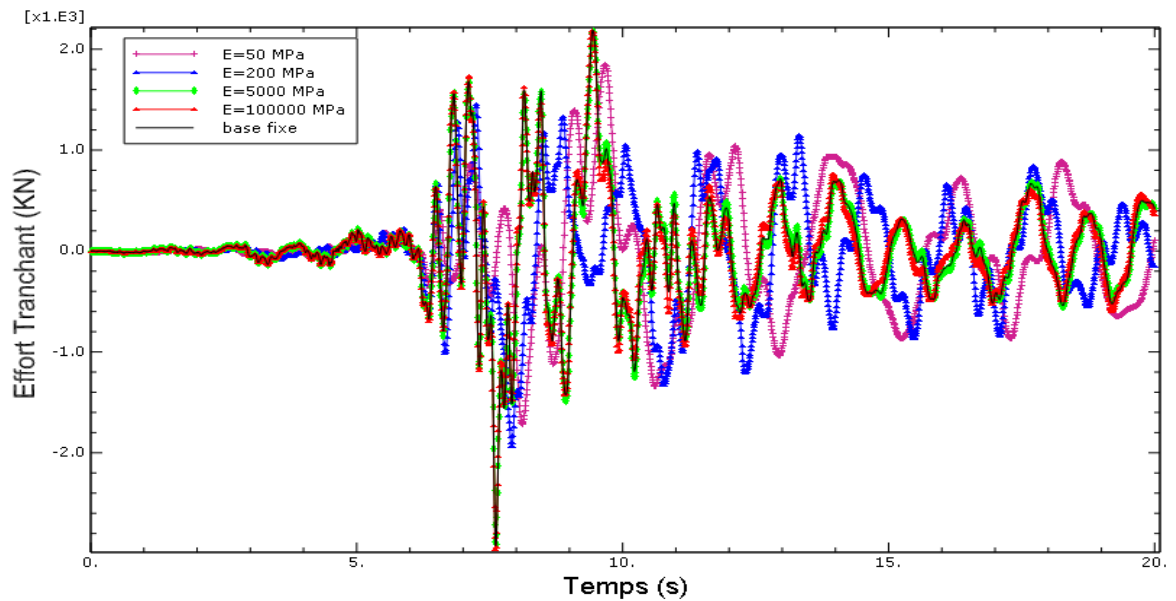


Figure 4.74 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Pour les sites 2, 3 et 4, l'effort tranchant est égal à **2903KN**, **1933KN**, et **1846KN**, soit une diminution de l'ordre de **0.72%**, **33.89%**, et **36.87%** par rapport au cas de la base fixe. Les pourcentages d'augmentation trouvés pour les autres combinaisons des dimensions du massif du sol sont du même ordre indiquant une influence négligeable des dimensions du massif, figures 4.75-4.77

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

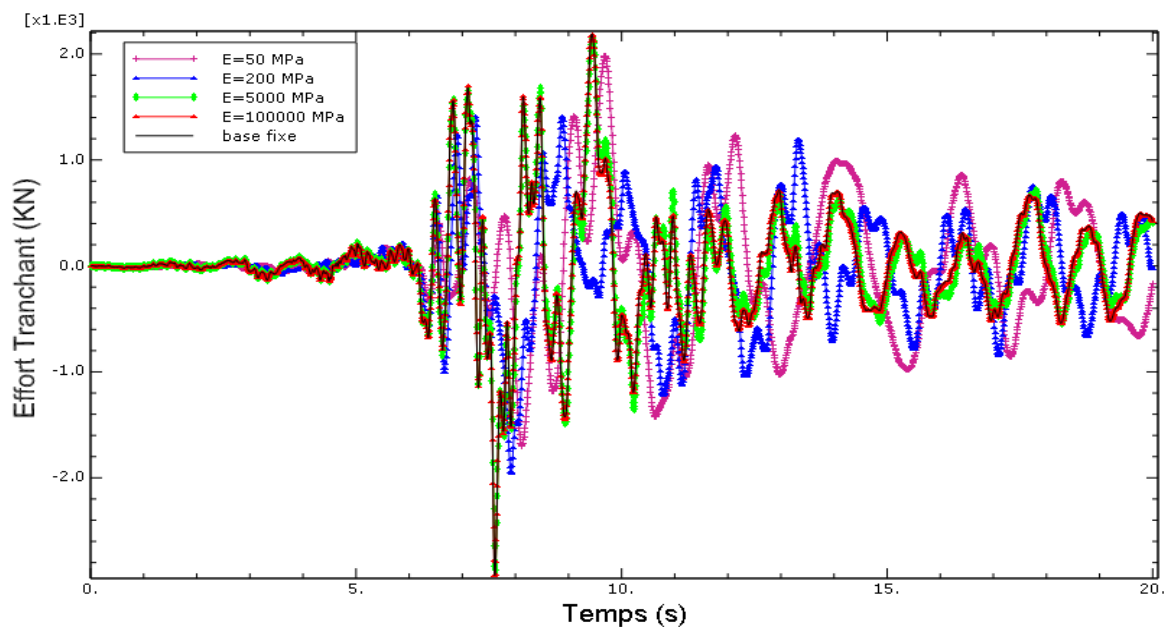


Figure 4.75 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

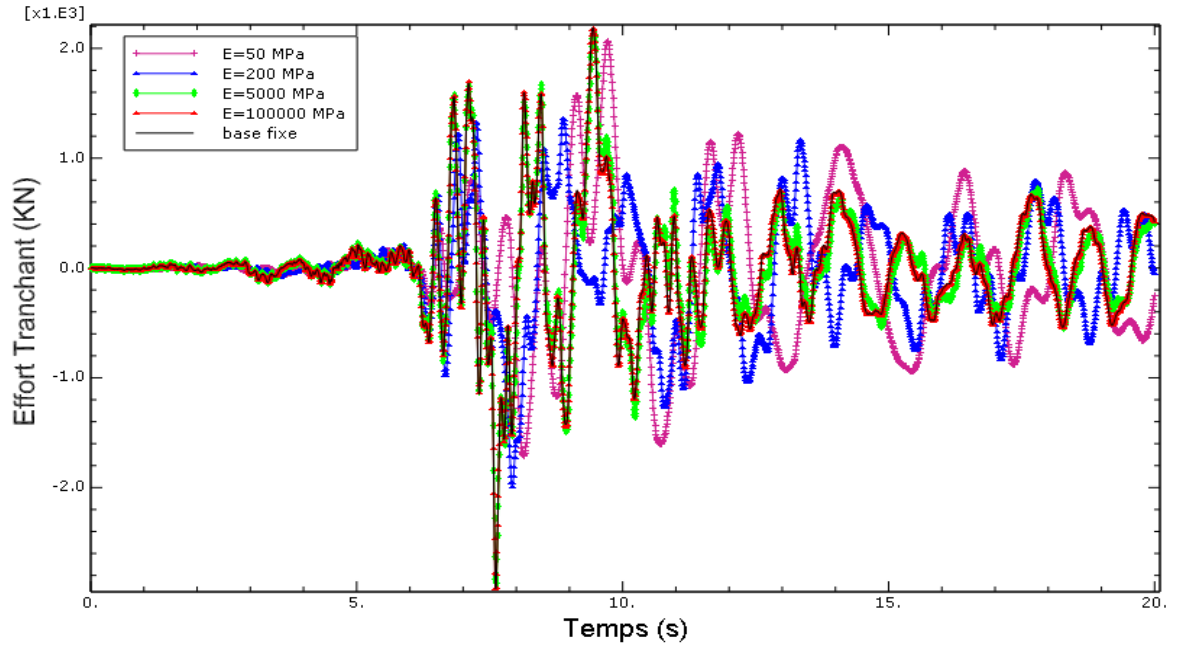


Figure 4.76: Effort tranchant à la base, structure R+9.acc DARELBEIDHA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

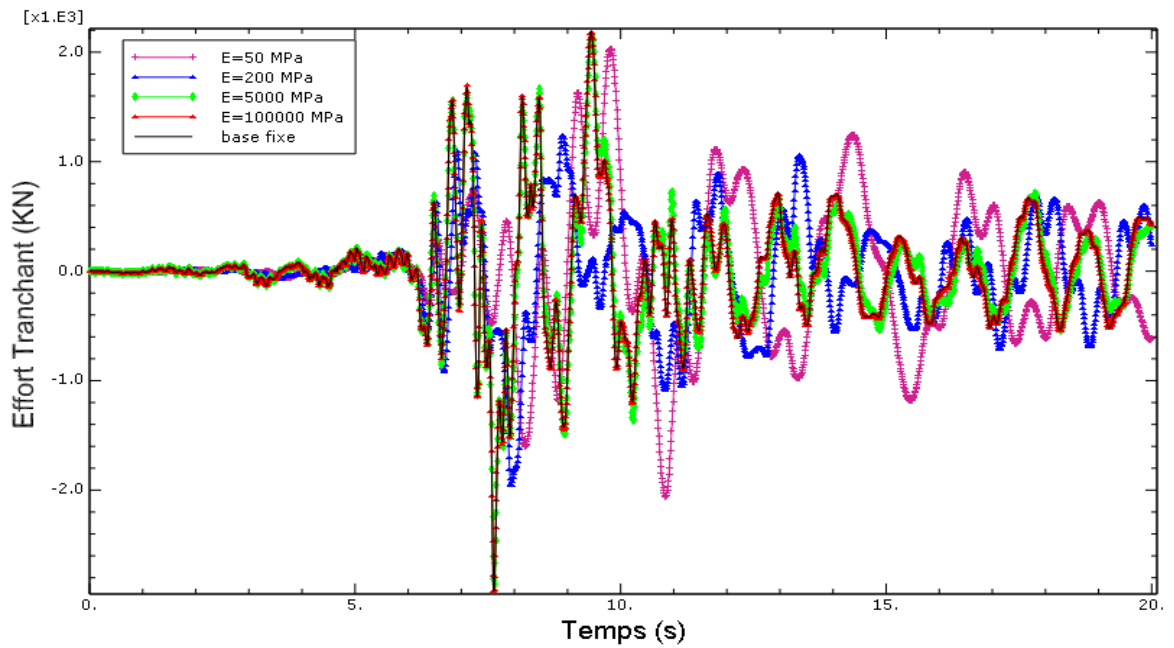


Figure 4.77 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc DARELBEIDHA

b- Accélerogrammes CHENOUA

b-1. Déplacement au Sommet de la structure :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

le déplacement au sommet pour une base fixe est égal à **2.142cm**

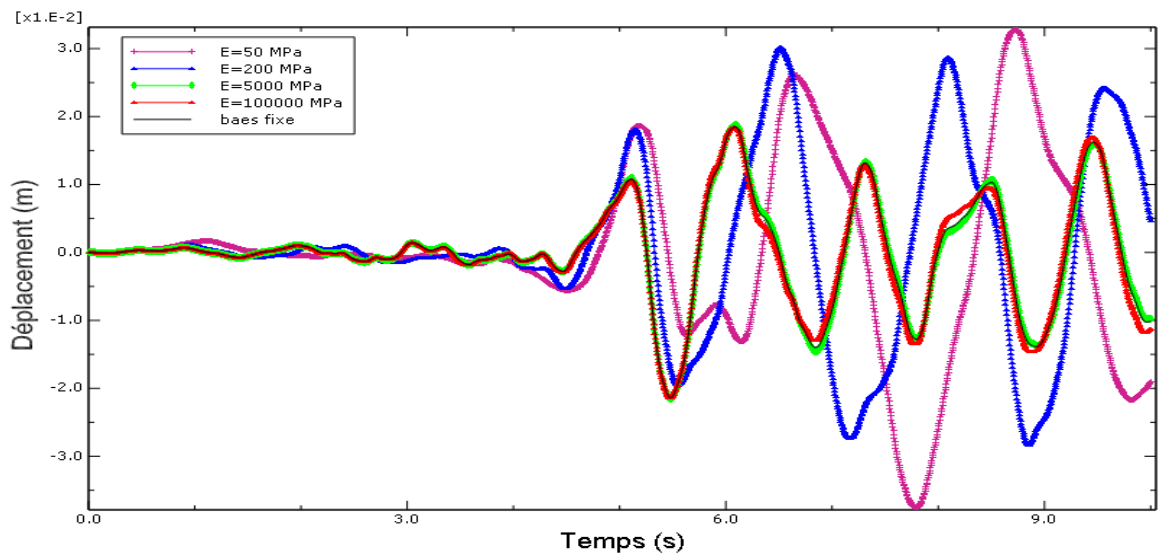


Figure 4.78 Déplacement au sommet, structure R+9.acc CHENOUA

Concernant l'influence des conditions de sol sur la réponse de la structure, on constate que le déplacement devient **2.145cm**, **2.160cm**, **3.018cm**, **3.753cm** pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa** respectivement, soit une augmentation de l'ordre de **0.14%**, **0.84%**, **40.89%**, et **75.21%** par rapport au cas de la base fixe. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélerogramme de Dar El Beidha suggèrent l'influence du contenu fréquentiel du mouvement du sol. Pour ce qui est de l'influence des dimensions du massif du sol elle n'est pas trop importante, voir figures 4.79-4.81.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

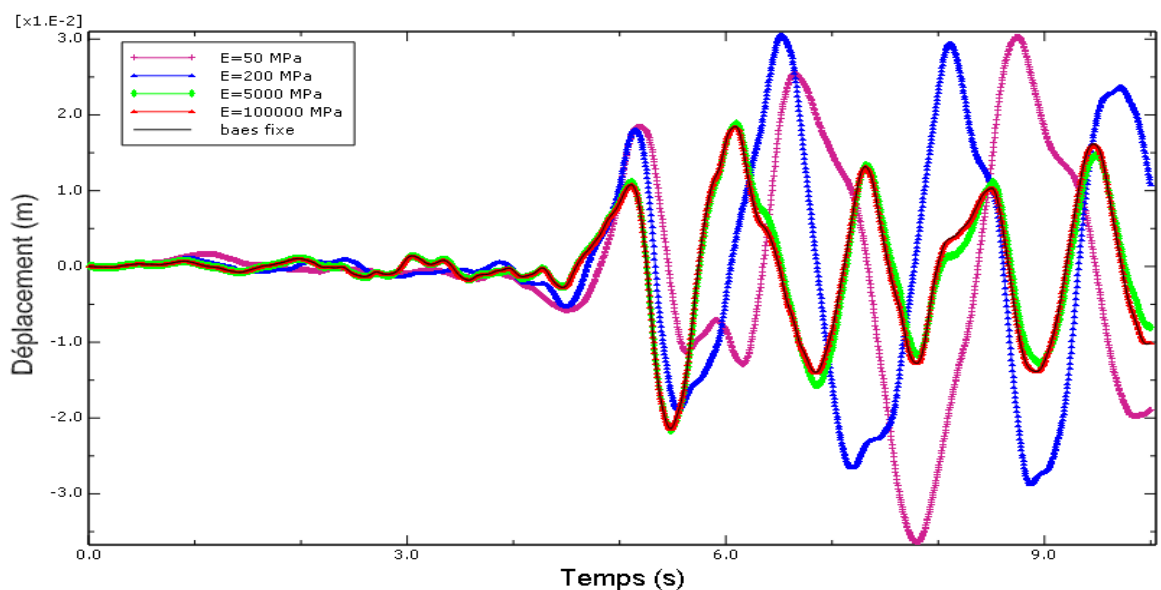


Figure 4.79 Déplacement au sommet, structure R+9.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $H=3h$ et de profondeur $H=h$:

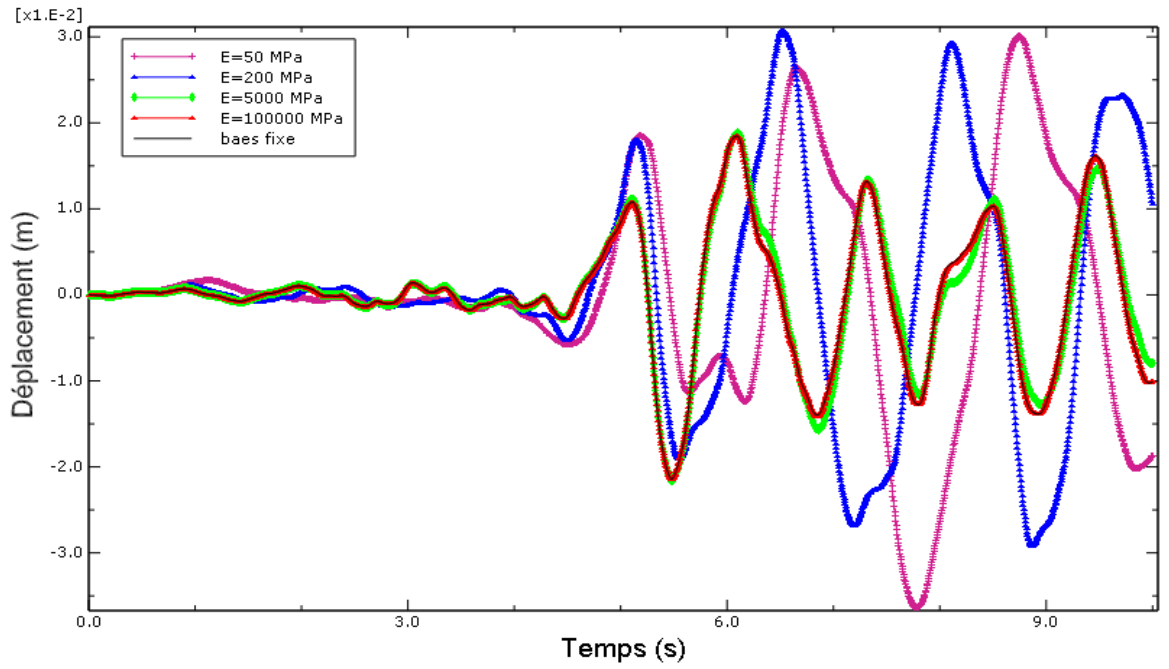


Figure 4.80 Déplacement au sommet, structure R+9.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

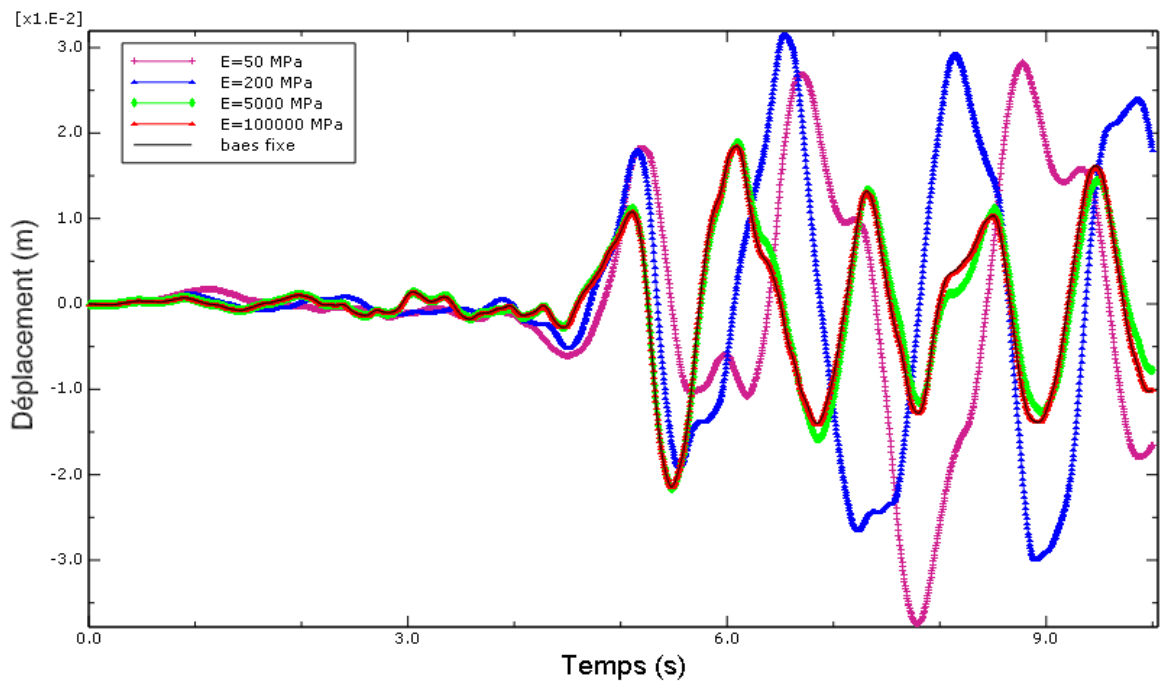


Figure 4.81 Déplacement au sommet, structure R+9.acc CHENOUA

b-2. Effort tranchant à la base :

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=h$:

L'effort tranchant pour une base fixe est de 355 KN

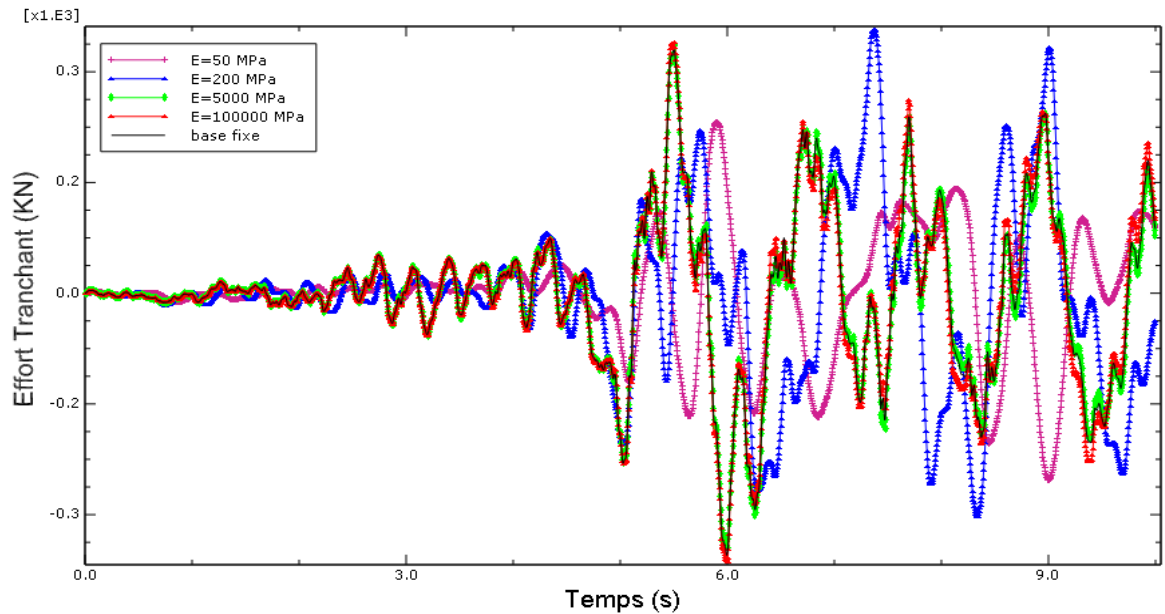


Figure 4.82 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc CHENOUA

On constate que pour des modules de Young du sol de **100000 MPa**, **5000 MPa**, **200 MPa**, et **50 MPa**, l'effort tranchant est égal à **364.2KN**, **344.7KN**, **357.9 KN**, et **252.8 KN**, soit une diminution de l'ordre de **2.90%**, et **28.79%** pour **5000 MPa**, et **50 MPa**, et une augmentation de l'ordre de **2.59%**, et **0.82%** pour **100000 MPa**, et **200 MPa** respectivement par rapport au cas de la base fixe. Ces pourcentages différents de ceux obtenus avec l'accélérogramme de Dar El Beidha sont une indication de l'influence du contenu fréquentiel du séisme. Des pourcentages équivalents sont trouvés pour d'autres combinaisons des dimensions du massif du sol, figures 4.83-4.85.

Le sol est de largeur $L=h$ et de profondeur $H=3h$:

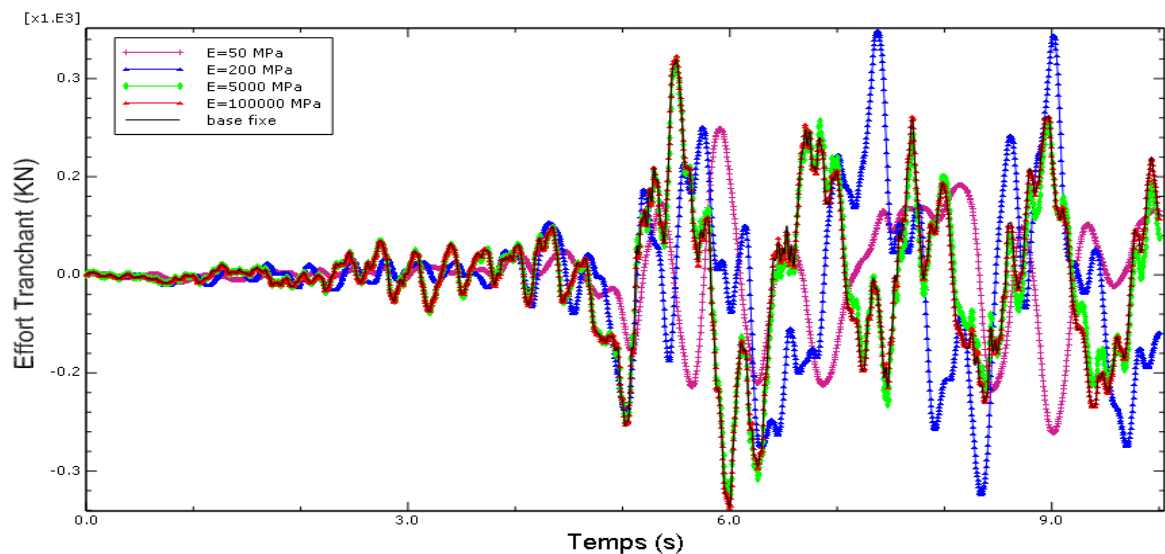


Figure 4.83 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=h$:

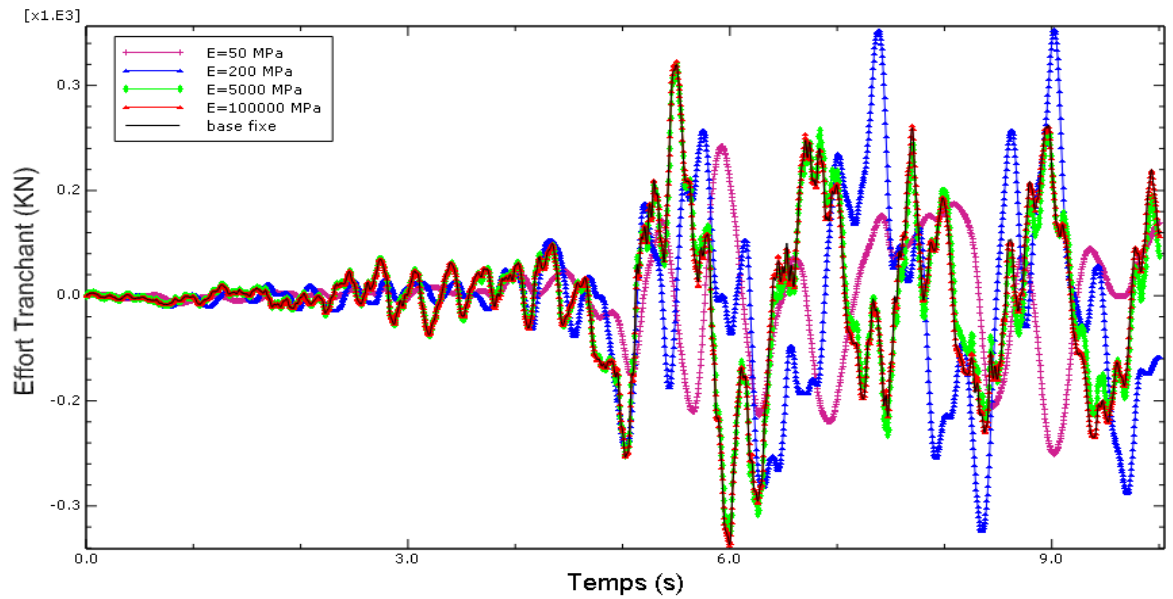


Figure 4.84 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc CHENOUA

Le sol est de largeur $L=3h$ et de profondeur $H=3h$:

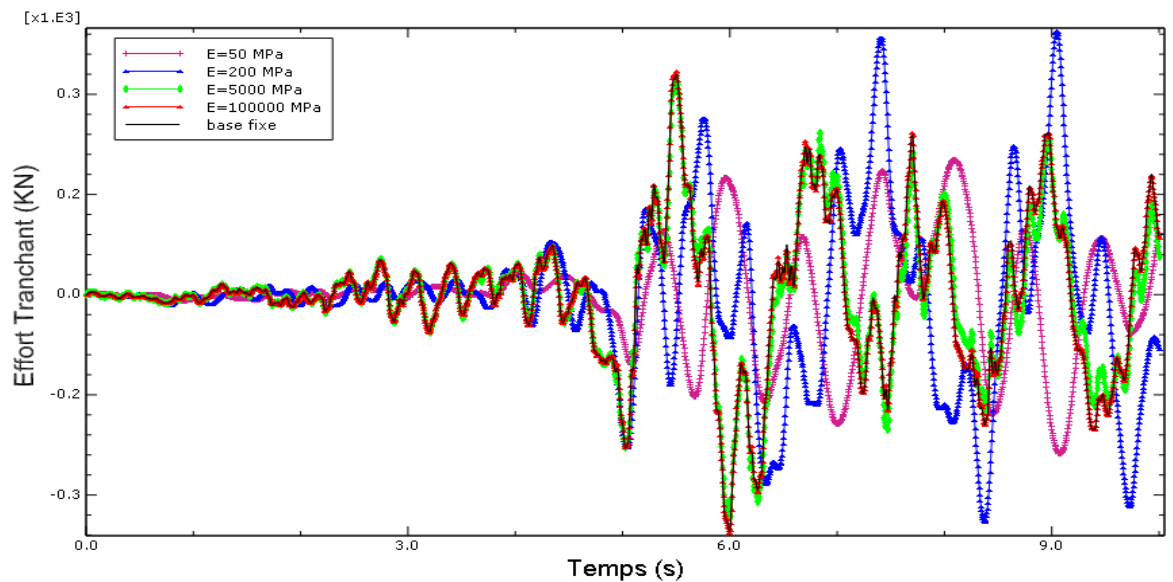


Figure 4.85 Effort tranchant à la base, structure R+9.acc CHENOUA

Conclusions générales :

Cette étude comporte une simulation numérique concerne l'influence des conditions des sol sur la période fondamentale et la réponse dynamique des structures sous chargement sismique,

le coefficient de poisson n'a pas d'influence sur la période fondamentale de la structures avec ISS.

le module de Young du sol a est un influence importante sur la période fondamentale de structure dans le cas l'interaction sol-structure, Lorsque le module de Young du sol diminue, la période fondamentale des structures augmente de manière conséquente, pour des valeurs très faibles du module de Young du sol (sol déformable), la période fondamentale peut augmenter considérablement comparé à la valeur de référence obtenue avec un modèle encastré à la base.

La période fondamentale de la structure n'est pas grandement influencé par le milieu du sol. Les conditions des sol peut avoir une influence variable sur les valeurs de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure.

les résultats obtenues de déplacement augmentent considérablement pour le cas d'interaction sol-la structure dans le sol déformable (S4 sol très meuble) comparativement à celui du modèle encastré, mais pour les deux sites : rocheux (S1) et ferme (S2) les résultats obtenues sont comparable à ceux obtenues avec modèle encastré.

les sollicitations obtenues augmentent considérablement pour le cas d'interaction sol-structure dans le sol déformable (S4 sol très meuble) comparativement à celui du modèle encastré, mais pour les deux sites rocheux (S1) et ferme (S2) les résultats obtenues sont comparable à ceux obtenues avec modèle encastré.

les résultats obtenues (l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure) par modèle élément finis est très importants par rapport les résultats obtenues par modèle ressort discrete.

Le contenu fréquentiel joue un rôle très important et peut affecter de manière drastique sur le comportement sismique des structures.

l'interaction Sol-Structure est fonction du rapport des rigidités entre le sol et la structure, elle est de plus en plus importante que le sol est plus déformable que la structure.

REFERENCES

- [1] **M. Tamahoult et T. Branci** : influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments, Université Hassiba Benbouali, Chlef. 2009.
- [2] **Khalil Louay et Sadek Marwan et Shahrour Isam** ; Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments, Laboratoire de Mécanique de Lille (CNRS UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), Polytech-Lille – 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex, juin 2006.
- [3] **M. Oudjene et M. Meghlat, et Y. Bouafia** : Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99). Institut Supérieur d'Ingénierie de la Conception (GIP-InSIC) 27, rue d'Hellieule, 88100 Saint-Dié-des-Vosges, France. Laboratoire de Modélisation Expérimentale et Numérique des Matériaux et Structures en Génie Civil (LaMoMS). Université Mouloud Mammeri, BP N° 17 RP, Tizi-Ouzou, Algérie.2005.
- [4] **O. SAHA, M.H. SERRADJ et M.K. BERRAH, A. BOUTALEB** : réponse sismique des fondations circulaires aux ondes. École normale supérieure de l'enseignement technique d'Oran, Algérie. École nationale polytechnique d'Alger, Algérie, 2000.
- [5] **Stéphane Grange** ; Modèle simplifié 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique ; Laboratoire 3S-R – Grenoble Universités – Domaine Universitaire – St Martin d'Hères – BP53 38041 Grenoble Cedex 9. 2008.
- [6] **Régis Cottureau - Didier Clouteau - Christian Soize** Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation. Laboratoire MSS Mat, Ecole Centrale Paris Grande Voie des Vignes, F-92295 Châtenay-Malabry cedex. LaM, Université de Marne-la-Vallée 5 boulevard Descartes, F-77454 Marne-la-Vallée cedex 2, 2007.
- [7] **Hassan Alsaleh, Isam Sahrou** ; Analyse tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-micro-pieux-structure Influence des non-linéarités de sol et de l'interface, *Laboratoire de Mécanique de Lille, Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL) Polytech-Lille – 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex, France. 2005.
- [8] **Ali Gandomzadeh , Jean-François Semblat and Fabian Bonilla** ; Interaction Dynamique Sol-Structure : Influence des non-linéarités de Comportement du Sol. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15, France. Institut de

Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN), 31, avenue de la Division Leclerc 92260, Fontenay-aux-Roses, France, 2008.

[9] **Vincent Guyonvarh - Georges Devésa- Nicolas Greffet- Didier Clouteau** : Analyse sismique avec prise en compte de l'ISS et de l'ISFS sur des structures de grande taille Electricité de France, Direction Recherche et Développement. Département Analyses Mécaniques et Acoustique, 92141 Clamart cedex. Laboratoire de Mécanique des Sols Structures et Matériaux, ECP Grande voie des vignes, 92295 Chatenay-Malabry cedex. 2007.

[10] **Pietro Alfonsi** Approche numérique du rôle des fondations de bâtiments dans la propagation d'une onde. Laboratoire des Ponts et Chaussées 58 boulevard Lefebvre, 75732 Paris cedex 15, 2007.

[11] **C. Obrembski , D. Clouteau , N. Greffet**, Algorithme "Temps-Fréquence" pour la dynamique non linéaire en interaction sol-structure. LMSS Mat, CNRS UMR 8579. Ecole Centrale Paris. EDF R&D AMA, Clamart, France, 2005.

[12] **John Wiley** "seismic analysis of structures" Indian Institute of Technology Delhi, India 2010

[13] Jangid, R.S. and Datta, T.K. (1995) Seismic behavior of base isolated building- a state of art review. Journal of Structures and Buildings, Proceedings of Institute of Civil Engineers (London), 110,186–203.

[14] **Ray W. Clough, J. Penzien**, Dynamique des structures, Tome 1: Principes fondamentaux, Editions Pluralis, 1980.

[15] **Jangid, R.S. and Datta, T.K.** (1994) Non-linear response of torsionally coupled base isolated structure. Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(1), 1–22.

[16] **Saeid, P. and Datta, T.K.** (2005) Semiactive fuzzy logic control of suspension bridge flutter. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(6), 900–912.

[17] Shukla, A.K. and Datta, T.K. (1999) Optimal use of viscoplastic dampers in building frames for seismic forces. Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(4), 401–409.

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

[19] **Newmark-Resenblueth** : Fundamentals of earthquake engineering. Prentice- Hall : Englewood Cliffs, Nj, 1971.

[20] **V. Davidovici, 99** :., *La construction en zone sismique*, Paris, Editions Le Moniteur 1999.

[21] **J-G Sieffert , F.Cevaer**, " Manuel des fonction d'impédance- Fondations superficielles, Ouest " , Paris. 1967.

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

[23] **M. Zacek**, Construction parasismique, Editions Parenthèses. Marseille, 1996.

[24] Règle parasismique algériennes (RPA 99 version2003).

[25] **Alain PECKER** dynamique des structures et des ouvrages édition 2007.