

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben Bouali de Chlef



(Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur)
(Département de Génie Civil)

Mémoire de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Présenté par

Mr: **TAMAHLOULT MOHAMMED**

Thème:

Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments

Soutenu devant les membres de jury:

Dr. MAKHELOUF Ali	Maître de conférences A, Université de Chlef	Président
Dr. KASSOUL Amar	Maître de conférences A, Université de Chlef	Examineur
Dr. KADRI Tahar	Maître de conférences A, Université de Mostaganem	Examineur
Mr. EZZIANE Ali	Maître assistant A, Université de Chlef	Examineur
Dr. BRANCI Taïeb	Maître de conférences A, Université de Chlef	Encadreur



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben Bouali de Chlef

Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

SOUTENANCE DE MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Présenté par

Mr. TAMAHLOULT MOHAMMED

Thème

**Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse
dynamique des structures des bâtiments**

Aura lieu le dimanche 03/07/2011 à la salle de bibliothèque de génie civil,

Devant les membres de jury:

Dr. MAKHELOUF Ali	Maître de conférences A, Université de Chlef	Président
Dr. KASSOUL Amar	Maître de conférences A, Université de Chlef	Examineur
Dr. KADRI Tahar	Maître de conférences A, Université de Mostaganem	Examineur
Mr. EZZIANE Ali	Maître assistant A, Université de Chlef	Examineur
Dr. BRANCI Taïeb	Maître de conférences A, Université de Chlef	Encadreur

LE PUBLIC EST CORDIALEMENT INVITE

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier mon encadreur:

Le Dr.BRANCI Taïeb, Maître de Conférence A à l'université Hassiba Benbouali de Chlef du département Génie civil pour ses précieux conseils, sa confiance et pour l'opportunité qu'il m'a offert de m'initier au monde de la recherche.

J'aimerais également remercier les membres du Jury qui ont accepté de lire et examiner cette thèse :

Monsieur Dr.MAKHELOUF Ali Maître de Conférence A à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef m'a fait le plus grand honneur de présider le jury, je lui adresse mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Dr.KASSOUL Amar, Maître de Conférence A à l'université Hassiba Benbouali de Chlef d'avoir accepté d'examiner ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à monsieur Dr. KADRI Tahar, Maître de Conférence A à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, m'a fait le plus grand plaisir de participer au jury et d'examiner ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur EZZIANE Ali Maître Assistant A à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je ne pourrais oublier de dédier ce modeste travail à la mémoire de ma mère, et que ce travail soit pour elle une prière de Dieu le tout-puissant de lui accorder sa miséricorde.

A mon père, mes frères, qui ont restés à mes côtés pour me soutenir pendant les trois années de thèse.

Je tiens aussi vivement à remercier mes collègues universitaires qui m'ont encouragé et soutenu au cours de ce travail de recherche, et a tous mes amis des promotions de post-graduation (2006- 2010).

Sommaire

AVANT-PROPOS	
SOMMAIRE	
RESUME	
NOTATIONS	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE I Etude Bibliographique

I.1. Généralités sur l'interaction sol-structure (ISS).....	4
I.2. Modèles existants de l'ISS.....	6
I.2.1 Modèle de Wolf	6
I.2.2 Modèle de Wolf et Somaini.....	6
I.2.3 Modèle à base de cône	7
I.2.4 Modèle de Javier.....	9
I.2.5 Modèle par des ressorts.....	9
I.2.6 Modélisation par la méthode des éléments finis.....	11
I.3. Méthodes d'investigations de l'ISS.....	12
I.3.1 Méthode directe.....	12
I.3.2 Méthode de sous-structures.....	14
I.3.2 Méthode hybride.....	16
I.4. Procédure d'analyse d'un modèle d'ISS.....	17

CHAPITRE II Comportement dynamique du sol de fondation

II.1 Introduction.....	18
II.2 Modélisation du sol de fondation.....	18
II.2.1 Caractéristiques dynamiques des sols	19
II.2.2 Lois de comportement des sols.....	20
II.2.3 Fonctions d'impédances des fondations superficielles.....	21
II.2.4 Modélisation du sol par un système de ressorts amortis.....	22
II.3 Formulation des caractéristiques dynamiques du sol.....	23
II.3.1 Effet de l'ancrage de la fondation dans le sol.....	26
II.3.2 Effet des parois latérales de la fondation sur sol.....	28
II.3.3 Méthode de Newmark-Rosenblueth.....	29
II.3.4 Méthode de Deleuze	30
II.4 Conclusions.....	33

CHAPITRE III Méthodes d'analyses dynamiques linéaires des structures

III.1 Introduction.....	34
III.2 Méthodes de calcul modale des structures.....	34
III.2.1 Méthode d'analyse modale temporelle.....	35
III.2.1.1 Sélection des modes propres et des modes utiles	37
III.2.1.2 Calcul des réponses modales.....	37
III.2.1.3 Superposition des réponses modales.....	37
III.2.2 Méthode de l'analyse modale spectrale.....	37
III.2.2.1 Sélection des modes propres et des modes utiles.....	38
III.2.2.2 Calcul des réponses modales	38

III.2.2.3	Masses modales effectives et les énergies de déformation.....	39
III.2.2.4	Combinaisons des réponses modales.....	39
III.2.2.4.1	Combinaison arithmétique	40
III.2.2.4.2	Combinaison quadratique (SRSS).....	40
III.2.2.4.3	Combinaison quadratique complète (CQC).....	41
III.3	Application de l'approche modale par éléments finis.....	41
III.3.1	Approche modale par éléments finis.....	42
III.3.2	Résolution du système dynamique en formulation modale.....	43
III.4	Conclusions.....	44

CHAPITRE IV Effet de l'ISS sur les caractéristiques dynamiques propres des structures

IV.1	Introduction.....	45
IV.2	Etude paramétrique numérique	46
IV.2.1	Paramètres du modèle de référence (portique simple)	46
IV.3	Résultats et discussions	49
IV.3.1	Variation des paramètres du sol.....	51
IV.3.2	Effet de la variation des paramètres propres de la structure.....	51
IV.3.3	Approximation des résultats par la méthode de régression multi-linéaire.....	54
IV.3.3.1	Synthèse de la méthode de régression multi-linéaire.....	54
IV.3.3.2	Résultats statistiques de la régression multilinéaire.....	56
IV.3.3.3	Analyse des structures bidimensionnelles à plusieurs étages.....	61
IV.3.3.4	Analyse des structures tridimensionnelles à plusieurs étages.....	62
IV.4	Conclusion.....	65

CHAPITRE V Effet de l'ISS sur la réponse sismique des structures

V.1	Introduction.....	66
V.2	Description des structures étudiées.....	66
V.3	Définition des chargements sismiques.....	68
V.3.1	Spéctre de réponse élastique selon RPA 99.....	68
V.3.2	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	68
V.4	Résultats et discussions.....	70
V.4.1	Détermination des efforts tranchants à la base.....	70
V.4.2	Détermination des moments de renversement à la base	75
V.4.3	Déplacement latéral au sommet.....	77
V.5	Conclusion	80

CONCLUSION GENERALE.....	81
---------------------------------	-----------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Liste des figures

Figure I.1	<i>Réduction de la fréquence de la structure fondée sur un demi-espace élastique.</i>
Figure I.2	<i>Modèle simplifié de Wolf.</i>
Figure I.3	<i>Modèle de Wolf et Somaini</i>
Figure I.4	<i>Modèle de Wolf à base de cône.</i>
Figure I.5	<i>Modèle de Javier et al.</i>
Figure I.6	<i>Modélisation par des ressorts</i>
Figure I.7	<i>Modèle du système barres-ressorts</i>
Figure I.8	<i>Principe de la superposition dans l'approche du ressort</i>
Figure I.9	<i>Modélisation par des éléments finis</i>
Figure I.10	<i>Configuration de la méthode directe</i>
Figure I.11	<i>Configuration de la méthode de sous-structure.</i>
Figure I.12	<i>Méthode de ressorts.</i>
Figure II.1	<i>Courbe cisaillement- distorsion dans le cas d'un modèle élastique.</i>
Figure II.2	<i>Courbe cisaillement- distorsion dans le cas d'un modèle viscoélastique linéaire équivalent.</i>
Figure II.3	<i>Système de coordination et des déplacements possibles, CG= centre de gravité</i>
Figure II.4	<i>Modèle mathématique de base utilisé dans la dynamique des fondations</i>
Figure II.5	<i>Paramètres de rigidités et d'amortissements d'un disque circulaire sur la surface d'un demi-espace</i>
Figure II.6	<i>Coefficients de rigidités pour une fondation circulaire</i>
Figure II.7	<i>La comparaison des courbes de résonance de déplacement horizontale au fond de la fondation, essai de vibration</i>
Figure II.8	<i>Deux hypothèses de la flexibilité de la paroi latérale.</i>
Figure II.9	<i>Valeurs des coefficients sans dimension β_x, β_ϕ et β_z</i>
Figure IV.1	<i>Modèle sans prise en compte de l'ISS._z</i>
Figure IV.2	<i>Modèle simple tenant compte de l'ISS.</i>
Figure IV.3	<i>Influence de la vitesse d'onde de cisaillement sur la période fondamentale.</i>
Figure IV.4	<i>Influence de l'inertie du portique sur la période fondamentale</i>
Figure IV.5	<i>Influence de la hauteur d'étage sur la période fondamentale</i>
Figure IV.6	<i>Influence du module d'élasticité du portique sur la période fondamentale</i>
Figure IV.7	<i>Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la période fondamentale des structures à 1DDL.</i>
Figure IV.8	<i>Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la période fondamentale des structures bidimensionnelles.</i>
Figure IV.9	<i>Influence de la rigidité sol-structure K_{ss} sur la période fondamentale des structures à un ou plusieurs étages.</i>
Figure V.1	<i>Portique autostable sans ISS</i>
Figure V.2	<i>Portique autostable Avec ISS</i>
Figure V.3	<i>Portique autostable sans ISS.</i>
Figure V.4	<i>Portique autostable avec ISS</i>
Figure V.5	<i>Spectres de calcul normalisés selon RPA 2003.</i>
Figure V.6	<i>Composante (E-W) de l'accélérogramme d'El-Centro du 18 Mai 1940</i>
Figure V.7	<i>Effort tranchant dynamique à la base des portiques, ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>
Figure V.8	<i>Effort tranchant dynamique à la base des portiques, ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>

Liste des figures (suite)

Figure V.9	<i>Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.10	<i>Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.11	<i>Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.12	<i>Moments de renversement à la base des portiques ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>
Figure V.13	<i>Moments de renversement à la base des portiques ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>
Figure V.14	<i>Moments de renversement à la base des portiques sous l'action de la composant E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.15	<i>Moments de renversement à la base des portiques sous l'action de la composant E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.16	<i>Déplacement latéral au sommet des portiques ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>
Figure V.17	<i>Déplacement latéral au sommet des portiques ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)</i>
Figure V.18	<i>Déplacement latéral au sommet des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>
Figure V.19	<i>Déplacement latéral au sommet des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).</i>

Liste des tableaux

Tableau II.1	<i>Rigidités statiques d'un disque fondé sur la surface d'un demi-espace homogène</i>
Tableau II.2	<i>Rayons équivalents pour une fondation rectangulaire ayant les dimensions a et b</i>
Tableau II.3	<i>Effet des parois flexibles pour $d/R=1$; $\nu = 1/3$</i>
Tableau II.4	<i>Coefficients de raideurs par la méthode Newmark-Rosenblueth</i>
Tableau II.5	<i>Coefficients de transmittance verticale f_v du sol</i>
Tableau II.6	<i>Coefficients de transmittance horizontale f_h du sol</i>
Tableau II.7	<i>Coefficients de transmittance en rotation f_r du sol</i>
Tableau IV.1	<i>Caractéristiques physiques propres du sol et de la structure.</i>
Tableau IV.2	<i>Rigidité de ressorts du sol.</i>
Tableau IV.3	<i>Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.</i>
Tableau IV.4	<i>Statistiques de la régression multilinéaire</i>
Tableau IV.5	<i>Influence de la géométrie de la fondation sur la rigidité du sol.</i>
Tableau IV.6	<i>Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.</i>
Tableau V.1	<i>Caractéristiques physiques propres du sol et de la structure.</i>
Tableau V.2	<i>Caractéristique d'accélérogramme utilisé.</i>

Notations et abréviations

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

NOTATIONS	Unité
A : Aire de la fondation superficielle carrés	m^2
a_0 : paramètre sans dimensions dépend de la fréquence	-
B : Largeur de la fondation	m
$\beta_{x, \phi, z}$: coefficient dépend de la géométrie de la fondation	-
C : Matrice amortisseur	-
D : Déplacement horizontal au sommet de la structure	m
E_p : Module d'élasticité du poteau	kN/m^2
ξ_i : Constante d'amortissement	-
F_i : Forces appliqués sur la structure	kN
H, h : Hauteur de la structure	m
h_e : Hauteur effective	m
I_p : Inertie du poteau	m^4
$i = \sqrt{-1}$	-
G : Module de cisaillement du sol,	-
K : Matrice de rigidité	kN/m
K_x, K_h : Rigidité horizontale de ressort	kN/m
K_v : Rigidité vertical de ressort	kN/m
K_θ : Rigidité de rotation	kNm/rd
K_{ss} : Rapport de rigidité sol-structure	-
L : Longueur de la fondation	m
M : moment fléchissant à la base de la structure	kNm
m : masse de la structure	kN
ν : Coefficient de Poisson.	-
R : Rayon de la fondation circulaire	m
ρ : Masse volumique	kN/m^3
Sa : Accélération spectrale	m/s^2
T : Période fondamentale du système avec ISS	sec
T_{fix} : Période fondamentale fixe à la base (sans ISS)	sec
V : Effort tranchant à la base de la structure avec ISS	kN
V_{fix} : Effort tranchant à la base de la structure sans ISS	kN
V_s : la vitesse d'onde de cisaillement du sol	m/s
ω : Fréquence angulaire du système avec interaction sol-structure	rd
ω_0 : Fréquence angulaire du système fixe à la base	rd
Δ : Variation	-
NEHRP : National Earthquake Hazards Reduction Program	
RPA 99 : Code parasismique algérien	
FEMA : Federal Emergency Management Agency	
ATC : The Applied Technology Council (ATC)	
ISS : Interaction-sol-structure	

Introduction

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont pas été sérieusement pris en considération que jusqu'au tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs de structures de génie civil des bureaux d'études. Ce problème s'est focalisé dans la façon de tenir compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) sur le comportement sismique final des structures lorsqu'un tremblement de terre survient [1].

D'après la géotechnique, l'interaction sol-structure (ISS) se produit quand l'onde sismique se propage à travers le système sol-structure. Ce phénomène comprend la dispersion des ondes incidentes par la fondation, transmission d'onde incidente à la structure, et la radiation de l'énergie structurale de vibration de nouveau au sol, ainsi que l'effet d'ISS modifie la réponse du système qui dépend de la plupart du temps de la rigidité du sol et de la structure [2].

La charge sismique appliquée à la fondation, et provoquées par les ondes sismiques engendre des forces d'inertie développées dans la superstructure et des déformations dans le sol. Ces deux phénomènes sont référés dans la littérature technique en tant que chargement d'inertie et l'autre cinématique. Sous des excitations sismiques le système d'interaction sol-structure est infini, et dans ce cas il existe un échange d'énergie entre la superstructure et la fondation. Par ailleurs, il est important dans certains cas de tenir compte de l'action sol-fondation-structure [3].

En générale, la réponse sismique des structures dépend de l'action sismique des couches de terrain traversées, de l'effet local du site, et les effets de l'interaction sol-structure (ISS). La conséquence des trois premiers facteurs est un mouvement du sol en champ libre. La réponse structurale du mouvement en champ libre est influencée par l'ISS. En particulier, des accélérations au sein des structures sont affectées par la flexibilité de l'appui de la fondation et les variations entre la fondation et les mouvements en champ libre. En conséquence, une évaluation précise des forces d'inertie et des déplacements dans les structures nécessitent un traitement rationnel des effets de l'ISS.

Le phénomène de l'interaction sol-structure doit être pris en compte à travers une comparaison détaillée entre la réponse sismique d'une structure fondée sur un sol rocheux et la réponse de la même structure fondée sur un site meuble. Le problème d'interaction sol-structure est généralement divisé en deux mécanismes [4] :

- Le premier mécanisme est appelé « interaction inertielle » défini par les forces d'inertie qui en résultent dans la structure dues à ses propres vibrations, développent un effort tranchant à la base et un moment qui à leur tour induisent des déplacements de la fondation en champ libre. La fréquence dépendante des fonctions d'impédance de la fondation décrit la flexibilité de la fondation, aussi bien que de l'amortissement associé à l'interaction sol-fondation.

- Le deuxième mécanisme est appelé « Interaction cinématique » où la présence des fondations rigides sur ou dans le sol qui provoquent des mouvements de fondation qui s'écartent à partir des mouvements du champ libre, en raison du manque de cohésion de l'inclinaison des ondes, ou de l'encastrement de la fondation.

Problématique et objectif

La réponse des structures dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol, Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur. La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol-structure est de considérer la structure parfaitement encastree dans le sol, hypothèse d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. En effet, les déformations du sol au droit du bâtiment sont négligeables devant les déformations dues à l'action sismique. Le problème d'interaction se pose particulièrement dans le cas de bâtiments massifs sur des sols meubles, il y a une intervention non négligeable du sol et une modification de la réponse de la structure

L'objectif principal de ce mémoire de magister est d'évaluer la réponse des structures contreventées par des portiques autostables en tenant compte de l'interaction sol-structure. En pratique souvent les études sont menées de sorte à limiter, le plus possible, l'interaction avec le sol pour des raisons de coût et à cause de la complexité de l'analyse à effectuer. La présente étude est basée sur une modélisation numérique par élément finis (Sap2000) où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets où plusieurs catégories de site proposées par le code algérien (RPA99) sont prises en compte.

Le but de cette étude est double : dans un premier temps, des investigations sont menées afin de déterminer la variation des caractéristiques propres, principalement la période du mode fondamental, du système sol-structure en fonction de la période du même système sans interaction considéré cette fois-ci encastré à sa base. Dans un deuxième temps, l'étude est menée en considérant le comportement en vibration forcée du système avec et sans interaction sol-structure dans lequel la vibration est induite par un mouvement sismique à la base définie par le spectre de réponse associé aux quatre catégories du site établis dans le code RPA99 et l'action sismique basée sur la composante horizontale (E-W) de l'accélérogramme d'El-Centro du séisme de 1940 en Californie.

Méthodologie

Le mémoire comporte cinq chapitres, **le premier chapitre** est consacré à une étude bibliographique portant sur les principes généraux de l'interaction sol-structure, les méthodes d'analyse du problème de l'ISS, ainsi que les modèles développés par certains auteurs pour modéliser l'interaction sol-structure.

Le deuxième chapitre a permis de définir le cadre théorique permettant d'appréhender l'interaction sol-structure : la prise en compte du sol se fait naturellement par l'introduction à la base de la superstructure d'une condition d'appui élastique, dépendent et indépendant de la fréquence (impédance de fondation), en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de la fondation et du sol.

Le troisième chapitre comporte une description des notions de base essentielles du calcul dynamique qui nous permet d'évaluer la réponse dynamique de la structure, et l'application de l'approche des éléments finis.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur les périodes fondamentales de plusieurs structures en considérant deux hypothèses. La première concerne l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base de la structure sans ISS, la deuxième prend en compte l'effet de l'interaction sol-structure où le sol est modélisé par des ressorts discrets, moyennant le logiciel de calcul SAP2000.

Le cinquième chapitre comprend une étude sur le comportement dynamique des structures autostables avec et sans interaction sol-structure sous l'effet d'excitations sismique au moyen de la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

I.1 Généralités sur l'interaction sol-structure (ISS)

L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'interaction sol-structure (ISS) dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [5]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [6][7].

Actuellement la réponse sismique des structures et les efforts dans les fondations sont calculés à l'aide des règlements parasismiques en vigueur, en négligeant les effets de l'interaction sol-structure ; de ce fait la réponse dynamique de la structure est obtenue à partir d'une analyse où la structure est considérée comme fixe à sa base. La considération des structures fixes à la base peuvent être valables que pour des structures fondées sur un sol dur (sol rocheux). Certains codes parasismiques tels que le code américain FEMA 450 [8] suggèrent la considération de l'ISS pour la conception sismique des structures. Egalement le code parasismique ATC-3 [9] propose une simple formule pour l'estimation de la période fondamentale et du coefficient d'amortissement des structures fondées sur un demi-espace homogène.

D'autres, tel que le règlement RPA/version2003 [10] propose une classification des catégories de site au nombre de quatre, fonction des propriétés des sols qui les constituent. Chaque catégorie de site est associée à un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celles de la structure étudiée. Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Par ailleurs, plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude de l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des structures. Veletsos et Meek [11], Veletsos et Nair [12] et Bielak [13] ont effectué les premières études sur l'ISS à l'aide d'un oscillateur simple. Ces auteurs ont montré que les effets inertiels de l'ISS peuvent être rapprochés en modifiant la période fondamentale qui peut être quantifiée pour l'analyse sismique spectrale par le rapport des périodes, et les coefficients d'amortissement dynamique. Gazetas et Mylonkis [14] ont effectué des simulations numériques en montrant que l'interaction sol-structure peut avoir des effets avantageux ou nuisibles sur le comportement de la structure, en fonction des caractéristiques du sol et de celles du chargement sismique.

Raine [15] expose une méthode simplifiée pour la détermination des propriétés dynamiques des structures à un seul étage fondées sur des fondations reposant sur un demi-espace élastique. Il applique ensuite à des expressions générales fournissant la fréquence propre, les résultats de cette étude paramétrique incluant l'influence du rapport de la rigidité structure-sol (k/Gr) et la géométrie de la structure (h/R) sur la fréquence propre du mode fondamental ω , comme illustre la figure I.1 suivante.

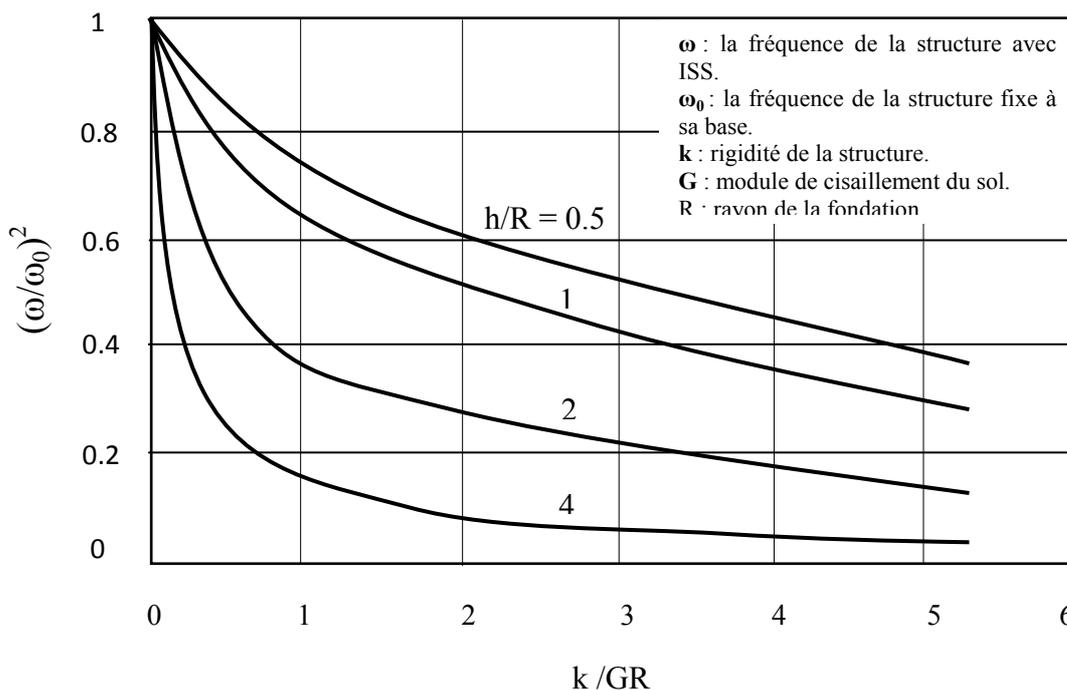


Figure I.1 Réduction de la fréquence de la structure fondée sur un sol élastique [15].

Veletsos et Wei [16] ont fourni les valeurs de la rigidité horizontale et la rigidité de basculement pour une fondation circulaire reposant sur un demi-espace élastique. L'analyse de l'ISS peut être effectuée soit dans le domaine de fréquence à l'aide des fonctions d'impédance harmoniques ou dans le domaine du temps, en utilisant les fonctions d'impédance impulsive. L'analyse dans le domaine de fréquence n'est pas praticable pour les structures qui se déforment dans la gamme non-linéaire. D'autre part l'analyse dans le domaine du temps peut être accomplie par l'utilisation des modèles fondation indépendante de la fréquence, de façon que le sol représenté par des constants ressorts et des amortisseurs.

Rainer et al [17] ont considéré trois sources d'amortissement des structures sur fondations déformables: l'amortissement inter étage, l'amortissement par radiation et l'amortissement par le matériau de fondation, et montré que l'amortissement dans le sol de fondation contribue

de façon importante au facteur d'amortissement global, qui peut être plus grand ou plus petit que celui d'une structure correspondante sur une base fixe.

I.2 Modèles de l'interaction sol-structure

Certains auteurs ont proposé, pour chaque degré de liberté de la fondation, des modèles de sols constitués d'un nombre plus ou moins grand de masses, ressorts et amortisseurs à coefficients indépendants de la fréquence. Les valeurs de ces coefficients sont autant de paramètres calculés pour approcher au mieux les variations de l'impédance avec la fréquence telles qu'elles ont été déterminées par un calcul rigoureux en élasto-dynamique tridimensionnelle. D'autres auteurs suggèrent que le processus de calage ne se fasse pas uniquement sur la réponse de la fondation (autrement dit l'impédance).

I.2.1 Modèle de Wolf

Wolf [18] a proposé un modèle idéalisé simple avec la prise en compte de l'interaction sol-structure dans lequel la structure étant assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur h au dessus de la fondation, l'interaction entre le sol et la fondation étant modélisée par un ressort de translation, un ressort de rotation et un amortisseur; la liaison entre la structure et la fondation est assurée par une barre rigide comme illustré dans la figure I.2. Ci-dessous.

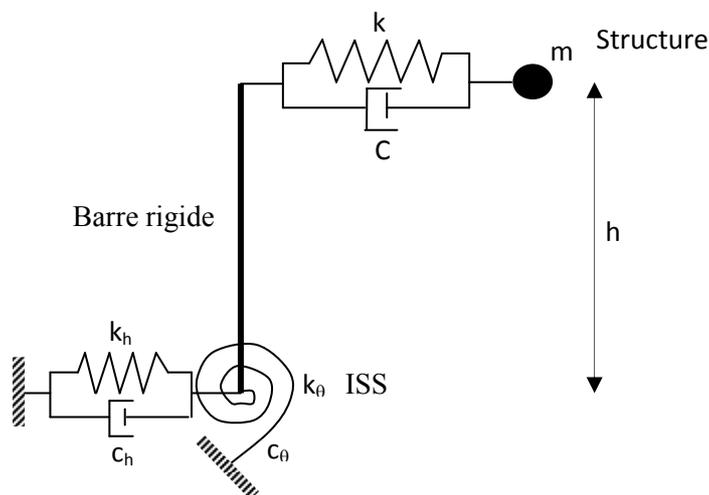


Figure I.2 Modèle simplifié de Wolf [18].

I.2.2 Modèle de Wolf et Somaini

Wolf et Somaini [19] ont présenté un modèle d'interaction sol-fondation, ce modèle est basé indirectement sur la théorie d'un demi-espace élastique, homogène et isotrope.

Le modèle a été formulé pour les fondations rectangulaire encastrée dans un demi-espace et rectangulaires en tenant compte des modes de vibration couplés horizontaux et de rotation, ainsi que les degrés de liberté verticale et de torsion sont découplés et indépendants. Il a été constitué par un ensemble des masses, ressort et amortisseurs, Combiné de manière adéquate en raison de représenter la solution "exacte" pour une grande gamme de fréquences. Le modèle est illustré selon la figure I.3.

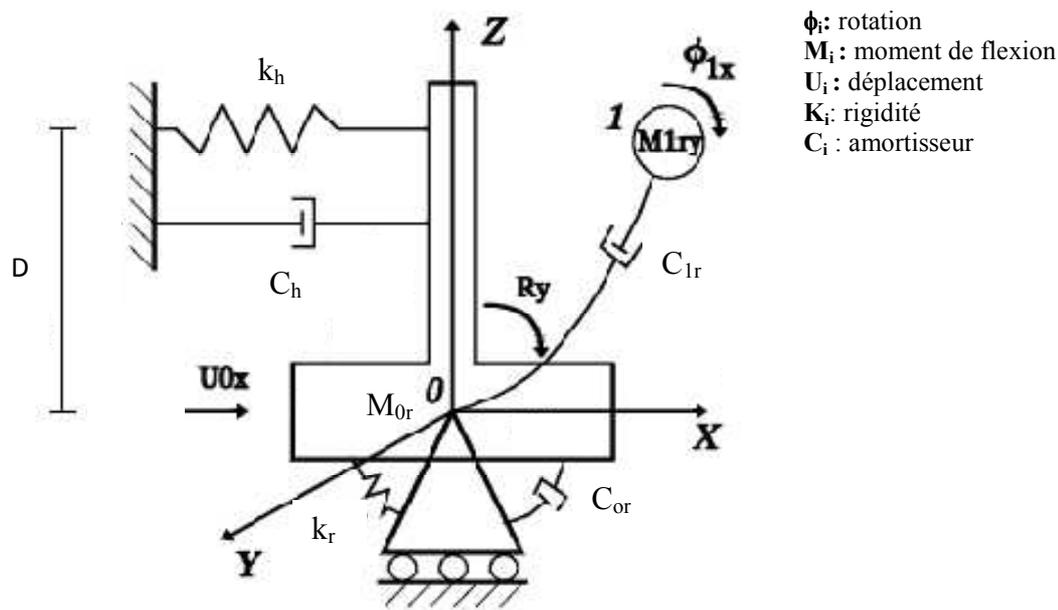


Figure I.3. Modèle de Wolf et Somaini [19].

Ricardo et al [20] ont utilisé le modèle précédent de Wolf et Somaini et montré que l'amortissement matériel du sol est un paramètre important qui doit être inclus dans l'analyse d'interaction sol structure, et particulièrement pour déterminer le déplacement supérieur maximum. La réduction de l'effort de cisaillement et le moment de renversement à la base du à la flexibilité de la fondation qui correspond, une moyenne 70% d'amortissement par radiation et 30% d'amortissement par matériel, cependant que il y a des cas ou la réduction plus élevée due à l'amortissement par hystérésis.

I.2.3 Modèle du cône

Dans une autre étude, Wolf et al [21] ont proposé, par ailleurs, un autre modèle où le sol de fondation est considéré comme un demi-espace homogène caractérisé par un système à trois degrés de liberté basé sur le concept des modèles de cône (figure I.4). Deux degrés de liberté assignés à la fondation et un troisième pour le sol.

Le concept de cône a été introduit la première fois pour étudier les vibrations horizontales d'une fondation circulaire et superficielle. Ghannad et Jahankhah [22] ont modélisée la structure par un système élasto-plastique à un seul degré de liberté, tandis que le sol est considéré comme un demi-espace homogène. Le demi-espace est également remplacé par un système simplifié à trois degrés de liberté, basé sur le concept des modèles de cône (figure I.4). Ce modèle entier sol-structure est utilisé pour représenter un problème réel en basant sur les hypothèses suivantes:

- La structure est remplacée par un système équivalent à 1DDL à comportement élasto-plastique ayant la même période que celle du premier mode de la vibration (T_{fix}), la structure avec les paramètres m , I_m respectivement, la masse effective et le moment d'inertie de la structure, et la hauteur effective (h_e) de la structure dans le premier mode.
- La fondation est remplacée par un disque rigide circulaire de la masse m_f , et le moment d'inertie de la masse I_f .
- Considéré comme un demi-espace homogène, le sol sous la fondation est remplacé par un système simplifié à trois degrés de liberté basé sur le concept du modèle du cône. Ce model basé sur la théorie de la propagation unidimensionnelle d'onde peut être utilisé dans la modalisation du sol avec suffisamment de précision. Deux degrés de liberté sont introduit dans ce modèle pour la fondation (translation et rotation).

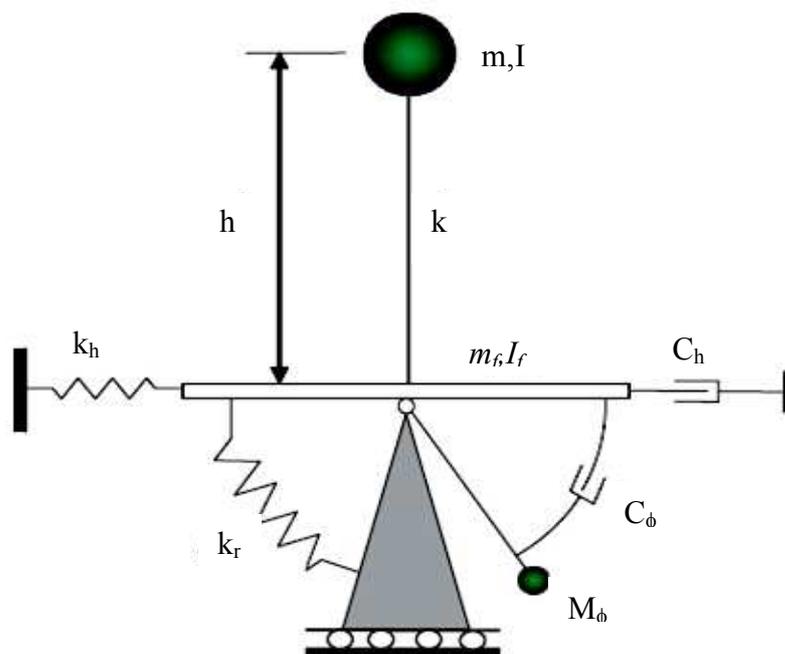


Figure I.4 Modèle de Wolf à base de cône [22].

Le modèle entier à quatre degré de liberté est analysé sous un total de (54) forts mouvements enregistrés pour plusieurs différents types du sol. Une étude paramétrique est faite pour une large gamme de paramètres non-dimensionnels, qui expliquent complètement l'effet des conditions du sol sur les facteurs de réduction de la résistance représentant le rapport entre la résistance structural nécessaire pour rester élastique, sur la résistance latérale fournie par la structure. Les résultats de cette étude montrent que l'ISS réduit les valeurs de ces facteurs de réduction de la résistance, notamment pour les bâtiments situés sur un sol meuble élastique.

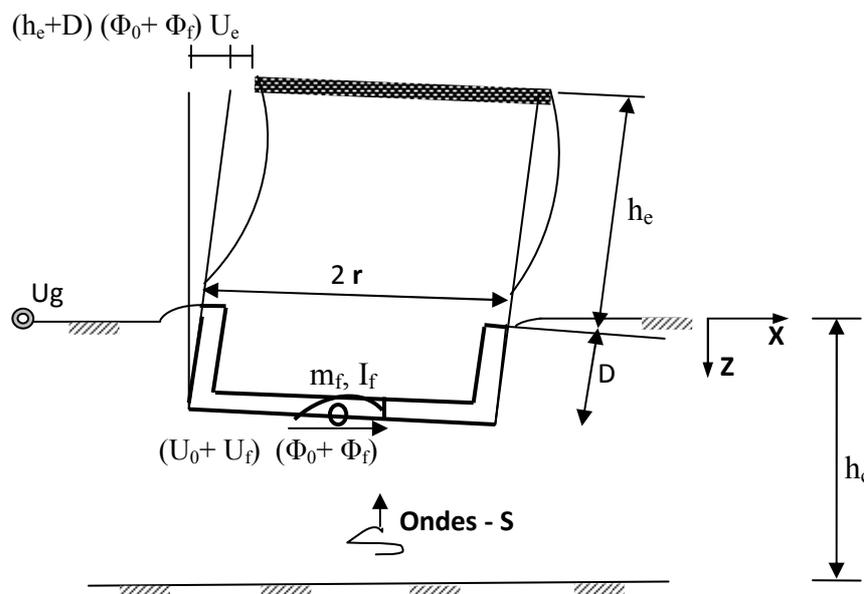
I.2.4 Modèle de Javier

Javier et al ont [23] présenté un model composé d'une structure à un seul niveau élasto-plastique soutenue par une fondation rigide encastrée dans une couche viscoélastique uniforme surmontant un rocher rigide comme indiqué dans la figure I.5. Ce système est similaire à celui considéré par les codes sismiques Américains NEHRP et ATC, en plus de la profondeur de la fondation, de la couche du sol, et de la flexibilité de la structure. La structure est définie par sa hauteur h_e et sa masse m_e . De ce fait la structure à un seul niveau peut être équivalente d'un bâtiment complexe à plusieurs étages, oscillant essentiellement entant qu'un oscillateur simple encastré à sa base.

Les résultats numériques sont calculés pour des conditions d'interaction dominant dans la ville de Mexico, dont l'interprétation montre l'importance relative des effets élastiques et non élastiques d'interaction, et l'application des nouvelles dispositions d'interaction dans le code du bâtiment de Mexico.

I.2.5 Modèle par des ressorts

La manière la plus simple de prendre le sol en compte est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, à laquelle on impose un mouvement. Dans le cas d'un modèle plan, une semelle sous point d'appui isolé est représentée par deux ressorts agissant à la translation et un ressort à la rotation; sous un radier, le sol est modélisé par un ressort horizontal et un ressort vertical en chaque nœud comme représenté sur la figure I.6 [24].



h_e : hauteur efficace ; D : hauteur d'ancrage ; h_c : hauteur de la couche du sol ; U_g : excitation sismique ; U_0, Φ_0 : mouvement horizontal et de rotation en champ libre ; U_e : déplacement relative de la Structure ; U_f, Φ_f : déplacement horizontal et de rotation de la fondation ; m_f : masse de la fondation ; I_f : moment d'inertie de la fondation autour de l'axe horizontal.

Figure I.5 Modèle de Javier et al [23].

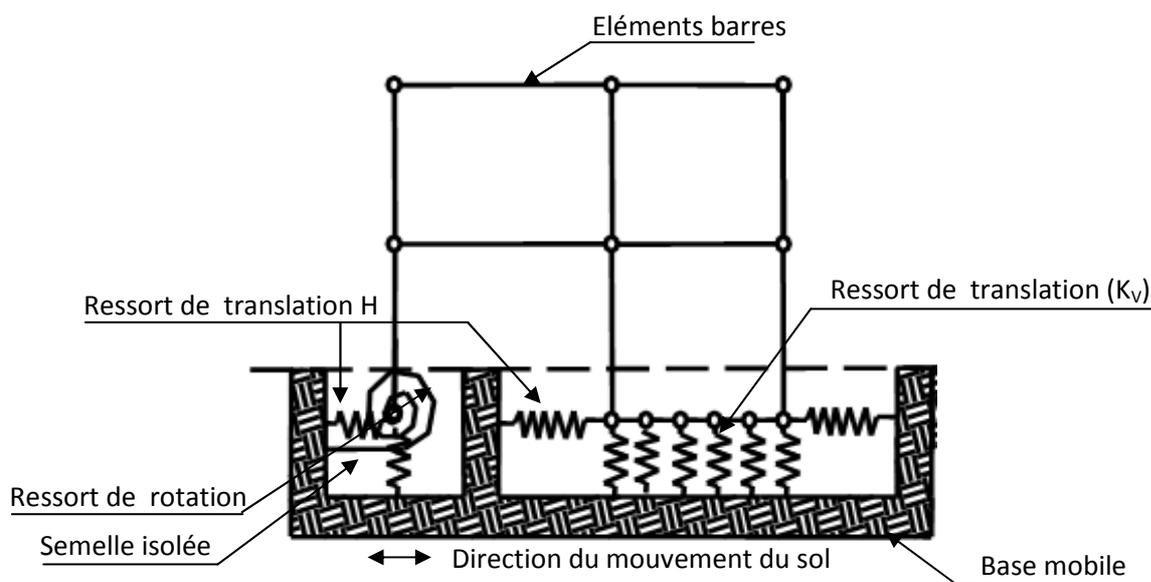


Figure I.6 Modélisation par des ressorts [24].

Viladkar et al [25] ont présenté un essai d'application d'une approche utilisant des ressorts pour l'analyse globale du système sol-structure. Dans cette approche, le système sol-fondation au dessous d'une colonne structurelle individuelle est remplacé par un ensemble de trois ressorts élastiques indépendants correspondant à trois degrés de liberté (figure I.7). L'analyse est effectuée par la méthode de la matrice de déplacement et le principe de superposition (figure I.8). Les rigidités des ressorts sont directement ajoutées dans les coefficients diagonaux de la matrice transformée des rigidités.

Pour vérifier la validité de cette approche, un modèle de structure plane instrumenté a été soumis à des charges ponctuelles appliquées par incréments. La comparaison des résultats théoriques et expérimentaux justifie l'applicabilité de cette approche, qui sera utile par l'ingénieur praticien.

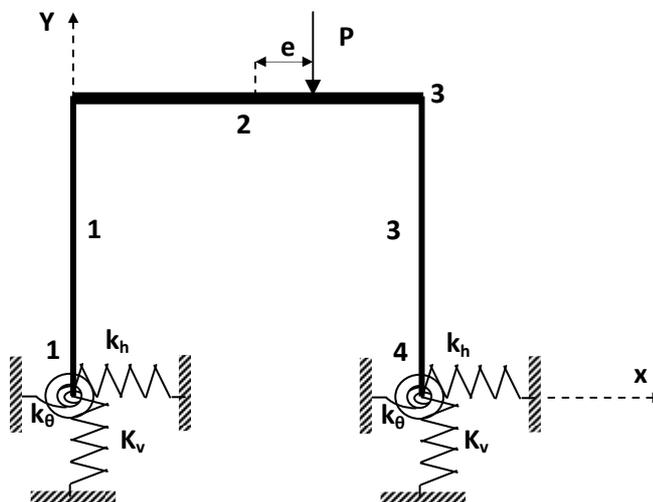


Figure I.7 Modèle du système barres-ressorts [25].

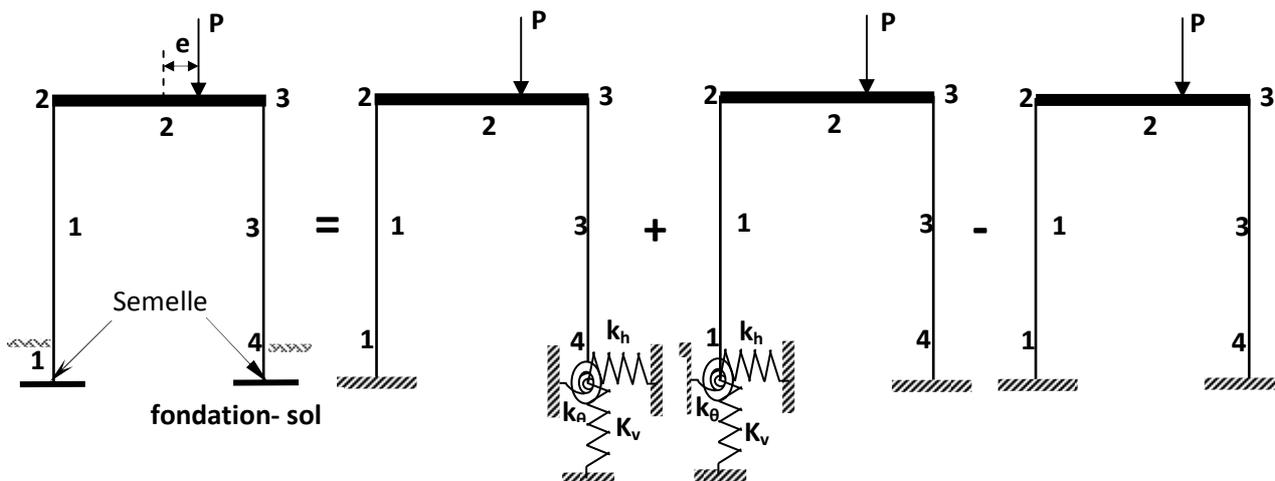


Figure I.8 Principe de la superposition dans l'approche du ressort [25].

I.2.6 Modélisation par la méthode des éléments finis

Pour mieux prendre en compte les propriétés dynamiques du sol, le sol est alors représenté par des couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux figure I.9. Chaque couche est caractérisée par un module d'élasticité, un coefficient de poisson, une masse volumique et un coefficient d'amortissement. Les programmes de calcul actuellement disponibles utilisent des modèles plans et comportent des éléments spéciaux de bordure qui permettent de se dispenser de modéliser une grande largeur de terrain [26].

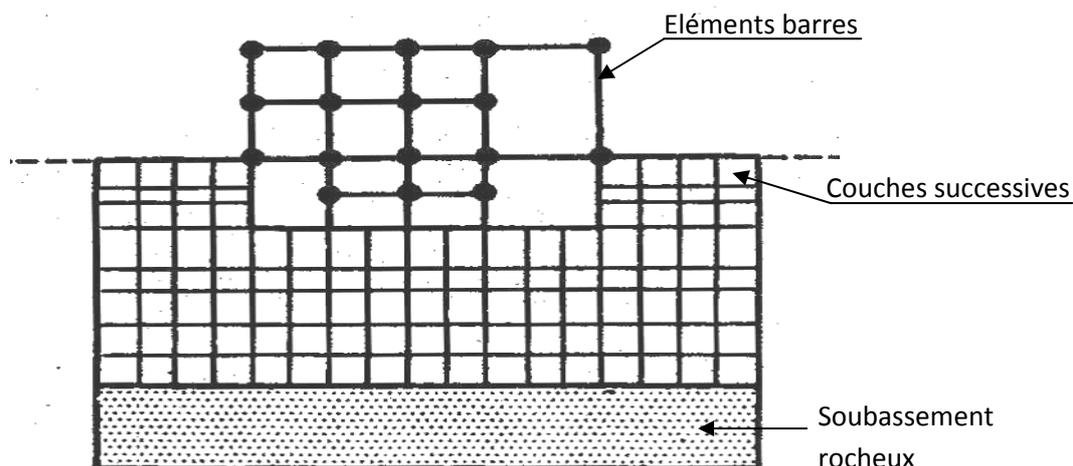


Figure I.9 Modélisation par des éléments finis [26].

I.3 Méthodes d'investigations de l'ISS

Les méthodes d'investigations relatives au phénomène d'interaction sol-structure s'orientent vers des recherches dans le domaine expérimental et d'analyse. Les méthodes d'analyses divisées en deux types : méthode analytique et les méthodes de simulations numériques, faute de moyennes technologies dans le domaine du calcul numérique par ordinateur, la méthode analytique était populaire pendant les années 1970. Cependant, cette dernière est utilisée uniquement pour résoudre des problèmes simples. Actuellement, suite à la progression rapide de la performance des ordinateurs, les méthodes numériques de simulations sont largement utilisées dans l'étude du phénomène d'interaction sol-structure. Les méthodes de simulations numériques sont classées en trois types, entre autres de sous-structure, la méthode des éléments finis et la méthode hybride [27].

Il y a certaines méthodes, qui peuvent être adoptées pour rapprocher et simuler le système d'ISS. Les différentes solutions ont été accomplies avec différents niveaux de précision. Les méthodes numériques précédentes de prise en compte de l'interaction sol structure peuvent être classifiées dans deux catégories principales : la méthode directe et la méthode de sous-structure (méthode de ressorts) [28].

I.3.1 Méthode directe

Dans la méthode directe, la réponse du sol et de la structure est déterminée simultanément en analysant le système idéalisé sol-structure en une seule étape.

Les domaines de la structure et du sol sont discrétisés par des éléments finis. Le sol contenant la structure est modélisé jusqu'à une frontière artificielle comme illustre dans la figure I.10.

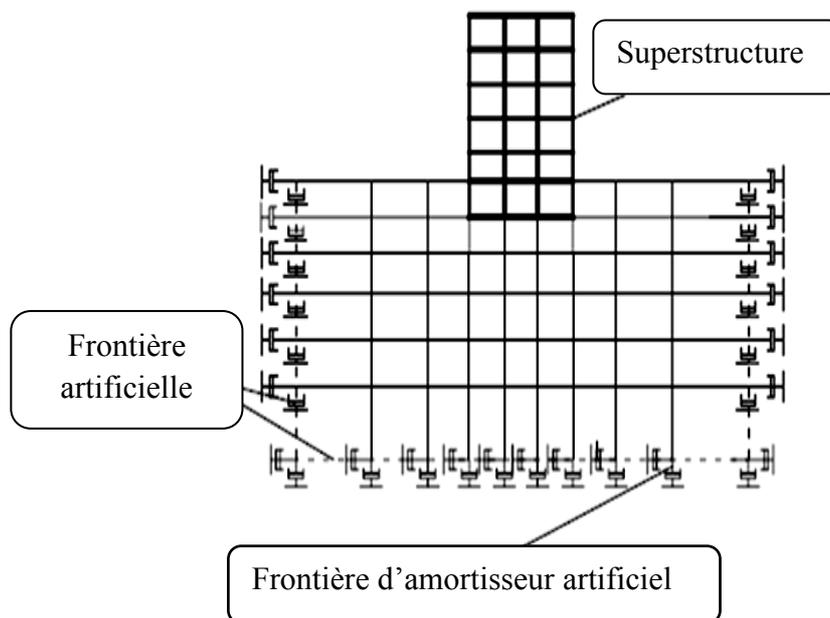


Figure I.10 Configuration de la méthode directe [29].

La structure et la zone adjacent au sol (près du champ) sont modélisées par la méthode classique des éléments finis et l'effet du sol au delà de la frontière (loin au champ) est analysé approximativement en imposant des frontières de transmission le long de l'interface entre les champs. Plusieurs types de frontières de transmission ont été développés au cours des deux dernières décennies pour satisfaire la condition de radiation, telle qu'une frontière visqueuse, une frontière de superposition, et plusieurs d'autres [30].

Les méthodes directes exigent la maîtrise de logiciels de calcul spécialisés (parmi les logiciels de calcul pour de l'ISS on peut citer le programme SAP2000, Il est clair que la mise en œuvre d'une méthode directe pour l'ISS reste encore une opération extrêmement coûteuse, surtout pour les problèmes tridimensionnels. Il est alors essentiel de formuler des méthodes plus rapides et plus simples, qui peuvent donner une description suffisante de l'effet de non-linéarités et irréversibilités sur la réponse globale du système, surtout pour les applications conventionnelles [31].

La principale difficulté dans les analyses de l'ISS est la représentation de l'énergie de dissipation aux frontières artificielles. Dans plusieurs cas, la région de sol montre un comportement complexe et non linéaire, qui peut être discrétisé en utilisant la méthode des éléments finis, la méthode des éléments de frontière (BEM) ou les modèles hybrides. Ces méthodes présentent des avantages et des inconvénients valides pour ces modèles. Par exemple, la maille à grande échelle est exigée dans les modèles d'élément finis pour expliquer le milieu environnant du sol lié par le champ lointain qui est représenté par des frontières artificielles [32] [33]. Dans certaines conditions il est impossible de couvrir le domaine infini du sol par la méthode des éléments finis avec des dimensions limitées, dans ce cas la méthode de sous-structure peut remplacer la méthode directe (figure I.11).

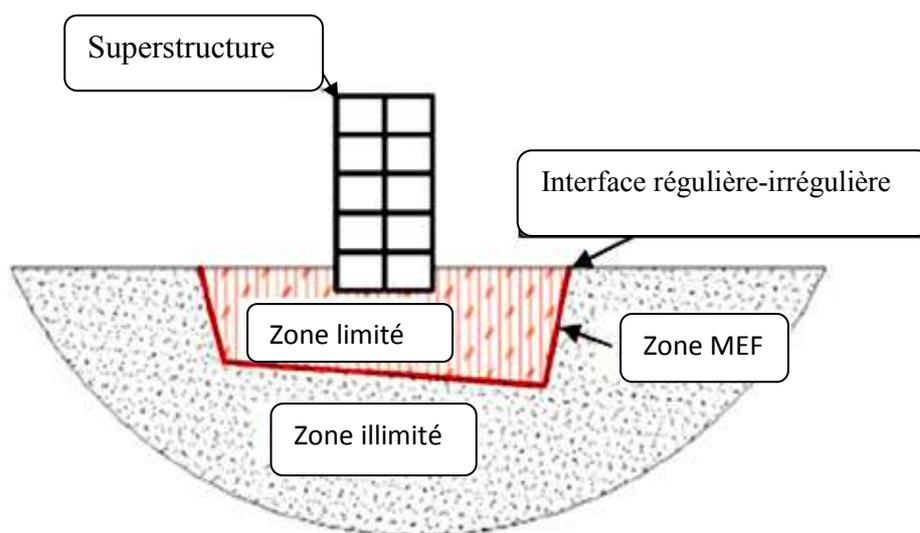


Figure I.11 Configuration de la méthode de sous-structure [33].

I.3.2 Méthode de sous-structure

Dans la méthode de sous-structure (ou méthode de ressorts) le problème de l'ISS est divisé sous forme problèmes simples, qui sont résolus indépendamment, et les résultats sont superposés pour obtenir la réponse de la structure, de ce fait la méthode peut être simple et les calculs plus efficace. L'approche de sous-structure le plus souvent est appliqué dans le domaine de fréquence pour expliquer la dépendance de fréquence avec les fonctions d'impédance de la fondation. La méthode de sous-structure a un avantage significatif où les changements dus aux propriétés de la structure et de l'environnement sismique ne pas avoir répétés une fois la dispersion et des problèmes d'impédance ont été résolus.

L'étape de base dans l'approche de sous-structure est de déterminer les caractéristiques efforts déplacements du sol. Ce rapport peut être sous la forme d'une fonction d'impédance (rigidité), ou sous la forme de fonction de flexibilité [34]. Habituellement, une analyse dynamique de l'interaction sol-structure par la méthode de sous-structure peut être exécutée dans trois étapes en employant la méthode de ressorts pour représenter le demi-espace du sol. Ces trois étapes successives peuvent être schématisées sur la figure I.12 et exécutés comme suit [35]:

- Détermination du mouvement sismique du champ libre le long de l'interface générale sol-structure, On élimine cette étape pour les fondations superficielles quand le mouvement est défini sur la surface libre du sol, et quand employé la théorie unidimensionnelle de propagation (uniquement une propagation verticale des ondes), ainsi que la présence de la fondation rigide modifie le mouvement que l'on obtiendrait en champ libre.
- La fréquence dépendants de rigidités (ressorts) sont alors déterminés pour modélisé le sol de la fondation (les impédances dynamiques de la fondation). Pour les solutions numériques, le modèle mathématique du sol est basé sur les éléments finis ou les différences finis.
- Enfin, l'analyse dynamique de la structure est exécutée, en utilisant les fonctions de rigidités calculée dans l'étape 2 pour reproduire le sol, et le mouvement du champ libre dérivé dans l'étape 1. Cette analyse peut être exécutée dans le domaine du temps ou de fréquence.

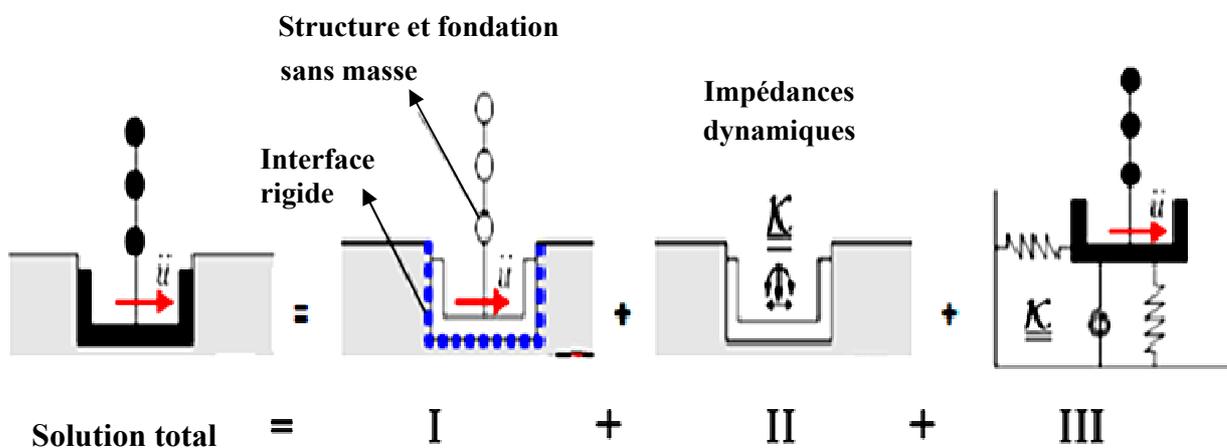


Figure I.12 Méthode de ressorts [35].

Par définition, l'impédance de la fondation est égale à la réaction exercée sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à des déplacements harmoniques unitaires dirigés suivant l'un quelconque de ses degrés de liberté. La fondation étant sans masse l'impédance représente également le quotient d'une force directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant. Une fondation rigide possédant six degrés de liberté, la matrice d'impédance K a pour dimension 6×6 ; si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si la fondation possède des symétries, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) disparaissent.

Dans le cas de la fondation circulaire, il existe (04) degrés de liberté: les translations horizontale et verticale, la rotation autour d'un axe horizontal et la rotation autour d'un axe vertical, Pour les systèmes de deux dimensions, trois degrés de liberté sont nécessaires pour décrire le mouvement d'une fondation rigide [36].

Les calculs élastiques de la fonction d'impédance et les mouvements d'entrée pour la fondation, ce sont les étapes fondamentales dans l'analyse de l'ISS. L'effet de la flexibilité dans le milieu d'appui peut être considéré approximativement en fonction aux propriétés du sol (module du cisaillement et coefficient d'amortissement) en utilisant les propriétés des sols accordées aux contraintes induites par l'excitation. La rigidité dynamiques et les mouvements appliqués sont évalués en fonction à la géométrie de la fondation et les caractéristiques du sol. Les effets de l'encastrement de la fondation et la profondeur de la couche sont exprimés en fonction de la rigidité statique que la rigidité dynamique (K_{mn}) et les coefficients d'amortissement (C_{mn}), la majeure partie d'information sur le sujet de l'encastrement de la fondation dans la couche du sol peut être trouvée dans le travail du Kausel et al [37].

I.3.3 Les méthodes hybrides

Les méthodes hybrides forment la troisième grande famille de méthodes pour le traitement de l'ISS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structures; l'idée principale consiste à séparer le sol dans deux domaines distincts : le premier est un champ proche de la structure, où l'on suppose que toutes les non linéarités et irréversibilités, pertinentes pour le problème de l'ISS, sont développées.

Le deuxième est le champ loin de la semelle où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la fondation. Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain, élément qui doit être déterminé indépendamment selon les particularités du problème traité [38].

I.3.4 Procédure d'analyse d'un modèle d'ISS

Les dernières actualisations des réglementations parasismiques américaines [39] proposent un procédé simplifié pour la prise en compte des effets de l'ISS si l'on suit une approche de dimensionnement en déplacement. Ce procédé est basé sur les expressions traditionnelles de l'ISS, c'est-à-dire en gardant l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique pour le sol. Cependant, il est bien connu que le domaine de comportement linéaire élastique du sol est très réduit. Cette valeur limite de distorsion est normalement dépassée lors d'un séisme capable d'induire de l'endommagement sur une structure.

Dans cette présente étude et dans le cadre du comportement élastique linéaire du sol, en privilégiant une modélisation simplifiée sol-structure où le sol est modélisé par des ressorts discrets indépendants de la fréquence, les rigidités de ces ressorts sont calculées à l'aide des fonctions d'impédance qui seront définies dans le chapitre II suivant. L'objectif de cette recherche est de développer des conclusions sur les effets de l'interaction sol structure sur la réponse dynamique des structures, en prenant soin dans la mesure du possible :

- D'identifier les paramètres clés qui contrôlent le phénomène d'interaction sol-structure.
- D'établir une comparaison entre le comportement dynamique des structures des bâtiments autostables dont la base est considérée comme déformable et celui dont la base est fixe en termes de périodes, d'efforts tranchants, de moments de renversement et de déplacements.

III.1 Introduction

L'interaction dynamique sol-structure est caractérisée usuellement par les fonctions d'impédances qui doit être prise en compte dans la conception des ouvrages tant pour les fondations de machine que pour les fondations d'ouvrages soumis à l'action sismique. Les fonctions d'impédances relatives à une fondation (circulaire, rectangulaire et filante), un type de sol (milieu semi-infini, monocouche surmontant soit un substratum rigide, soit un demi-espace), et un mode de vibration représentent, sous excitation harmonique, la raideur dynamique complexe du sol. Des méthodes pratique de prise en compte de l'interaction sol-fondation est développée dans le cas où le sol peut être assimilé à une monocouche homogène élastique ou viscoélastique reposant sur un demi-espace, et pour une fondation circulaire ou rectangulaire rigide. Certaines fonctions d'impédance des modes de translation horizontale et de balancement sont représentées par un modèle discret dont les paramètres, dépendants ou indépendants de la fréquence, sont déterminés par des formules empiriques en fonction de la géométrie sol-fondation du problème.

II.2 Modélisation du sol de fondation

La modélisation la plus fréquente de l'ISS suppose que la structure soit fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal, avec des propriétés mécanique connues et constantes au cours du séisme. En réalité, le substratum présente parfois un certain pendage, le sol est hétérogène et les caractéristiques dynamiques varient au cours du séisme, la structure peut être aussi sollicitée par des ondes de surface, et le plus souvent disposée à une certaine profondeur. Les méthodes courantes d'études de l'ISS font appel à une représentation simplifiée des actions sismique. On est amené à concevoir des modèles dans lesquels le sol est représenté par des ressorts; et de nombreuses hypothèses simplificatrices plus ou moins réalistes pour calculer les caractéristiques dynamiques des sols. On notera en particulier [40]:

- Les couches de sols sont homogènes et horizontales.
- On s'intéresse aux ondes de cisaillement à propagation verticale qui se propagent verticalement à partir d'un substratum horizontal.
- Le comportement des couches de sol est linéaire et élastique (dans la réalité, le comportement est non-linéaire et non-élastique)

II.2.1 Caractéristiques dynamiques des sols

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoqué par les ondes sismique émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à partir d'un point appelé foyer ou hypocentre. Le point en surface (champ libre) situé à la verticale du foyer est appelé l'épicentre du tremblement de terre. Le processus de rupture peut durer de quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée). On peut distinguer les principaux types d'ondes (ondes de volume) :

- **Ondes de compression (ondes primaires P) :** ou ondes longitudinales ; ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse de 6 à 8 km/s, ce type d'ondes induit un mouvement vertical dans les ouvrages.
- **Ondes de cisaillement (ondes secondaires S):** ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume.

Si l'on considère un solide homogène et isotrope (par exemple un substratum rocheux), par la théorie de l'élasticité on peut calculer la vitesse de propagation des ces ondes à partir des caractéristiques du sol par les formules suivantes :

- Pour ondes de compression P (m/s) :

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad \text{II.1}$$

- pour les ondes de cisaillement S (m/s) :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad \text{II.2}$$

$$G = \rho v_s^2 \quad \text{II.3}$$

Notons par:

ρ densité du milieu (densité de la masse de sol) [KN/m³], E module d'élasticité dynamique [Mpa], G module de cisaillement dynamique, ν coefficient de Poisson, λ constantes de Lamé. La connaissance de la vitesse des ondes V_s de cisaillement est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E, ν et G) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol-structure.

II.2.2 Loi du comportement du sol

II.2.2.1 Modèle élastique linéaire

Il n'est pas possible de modéliser le sol par un modèle élastique linéaire (figure II.1). Excepté dans certain cas particuliers (sismique de faible amplitude,...). Sous une sollicitation de cisaillement simple, le modèle de comportement peut s'écrire :

$$\tau = G \times \gamma \quad \text{II.5}$$

avec :

τ : Contrainte de cisaillement, G : Module de cisaillement dynamique

γ : Déformation de cisaillement (distorsion)

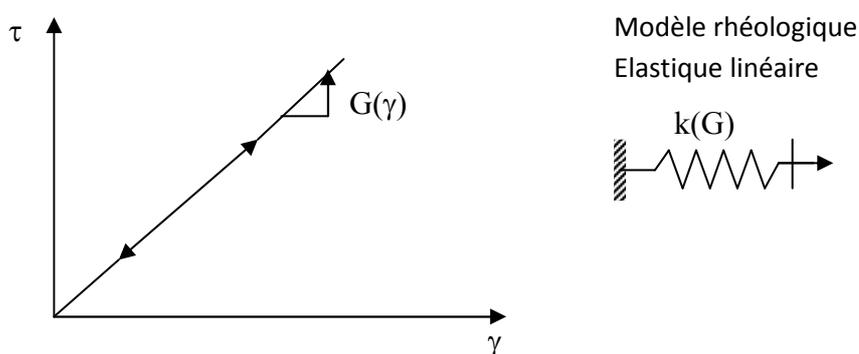


Figure II.1 Courbe cisaillement-distorsion dans le cas d'un modèle élastique.

II.2.2.2 Modèle viscoélastique linéaire équivalent

Le modèle viscoélastique linéaire (figure II.2) permet de prendre en compte la non-linéarité du comportement du sol soumis à un cisaillement cyclique. Mais contrairement au sol, l'énergie dissipée au cours d'un cycle par le modèle viscoélastique dépend de la vitesse de sollicitation. Il est nécessaire, pour respecter cette condition que l'amortissement soit indépendant de la vitesse de déformation, de choisir les paramètres du modèle en fonction de la fréquence de sollicitation.

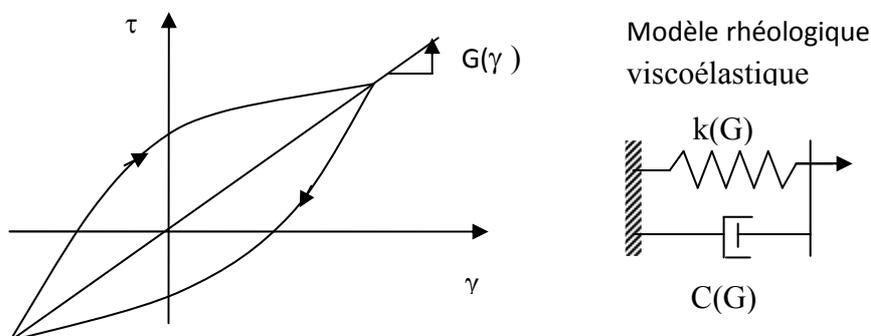


Figure II.2 Courbe cisaillement- distorsion dans le cas d'un modèle viscoélastique Linéaire équivalent.

II.2.3 Fonctions d'impédance de fondations superficielles

Les fondations peuvent fonder directement sur le sol (fondations superficielles) ou sur des piles (fondations profondes). La rigidité d'une structure de fondation est importante dans l'analyse de l'ISS. La rigidité de la fondation est rapprochée, soit par la méthode directe ou soit par la méthode sous-structure. La plupart des approches d'analyse de sous-structure supposent la fondation comme infiniment rigide. Pour la méthode directe, plusieurs représentations des rigidités de la fondation ont été employées selon la géométrie et d'autres aspects du système structure-fondation. L'interaction cinématique pour les structures bâtiments dont les fondations superficielles, est nulle et le mouvement de la base du modèle est identique au mouvement du sol en champ libre.

Le calcul de l'impédance de la fondation est un problème complexe, y compris des caractéristiques de sol et de fondation fortement idéalisées. Le cas le plus simple correspond à une fondation superficielle circulaire reposant sur la surface d'un demi-espace homogène et ne présentant aucun risque d'instabilité. L'examen de ce problème élémentaire montre à l'évidence que la solution ne dépend que du rapport de la longueur d'onde sur la taille caractéristique de la fondation et des caractéristique mécanique du sol supposé élastique, hystérétique ou encore viscoélastique. La masse de la fondation a six degrés de la liberté, trois degrés de liberté de translation (u, w, v) et trois de rotation (ψ, ξ, η). Ce sont les déplacements et les rotations le long des axes x, y et z comme illustre sur la figure II.3.

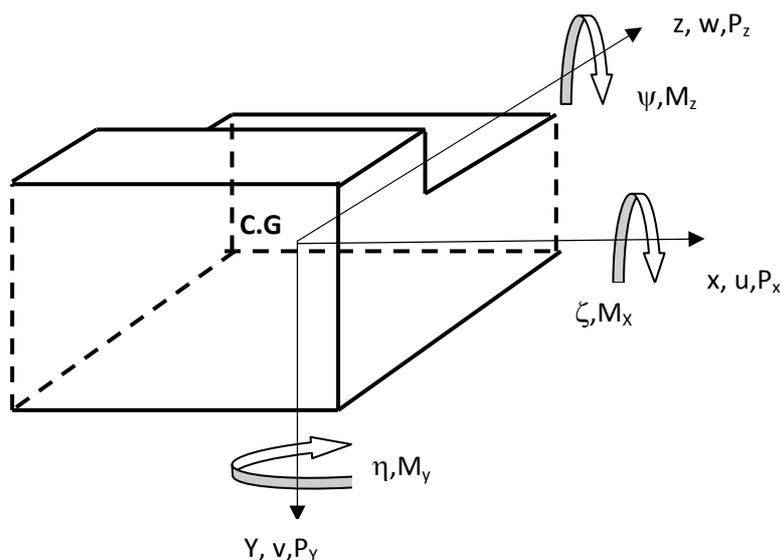


Figure II.3 Système de coordination et des déplacements possibles, CG= centre de gravité

II.2.4 Modélisation du sol par un système ressort-amortisseur

Le modèle mathématique de base utilisé dans l'analyse dynamique de fondation est le système d'une masse avec un ressort et un amortisseur, présenté dans la figure II.4. Si la masse, m , est libre pour se déplacer uniquement selon une direction, par exemple la direction verticale, On dit que le système est à un degré de liberté. La réponse de la masse dépend de la nature de la réaction du sol modélisé par un ressort et un amortisseur, cette réaction elle est convenue d'appeler impédance de fondation.

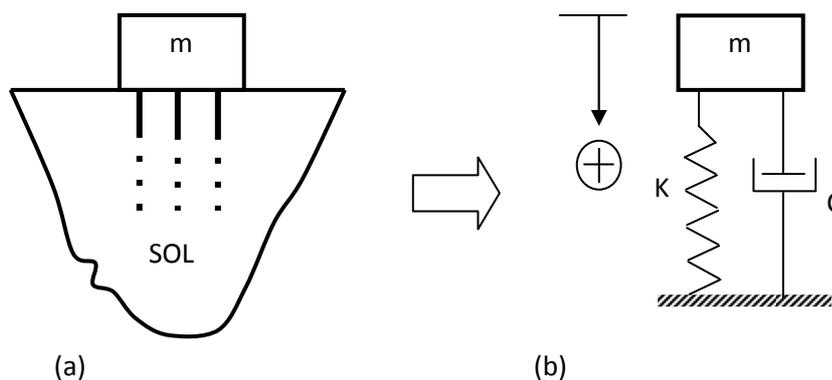


Figure II.4 Modèle mathématique de base utilisé dans la dynamique des fondations : (a) Système réel, et (b) Système de base à un DDL.

Le ressort représente l'élasticité du sol caractérisée par son coefficient de rigidité, k , qu'est définie comme une force unité due à la compression (ou traction), lors du déplacement de la masse. L'amortisseur représente l'énergie de dissipation, résultant de deux sources d'énergie : L'énergie dissipée par la propagation des ondes situées loin de la fondation (amortissement par radiation) et de l'énergie dissipée due à l'élasticité imparfaite du sol (l'amortissement hystérétique ou matériel). Par conséquent, il en résulte d'autres déplacements en plus au déplacement dû au mouvement. Pour les six degrés de liberté à n'importe quel nœud de l'interface sol-structure peut avoir les conditions d'appui ressort élastique en translation et rotation. Les déplacements du sol à un nœud sont multipliés par la matrice symétrique 6x6 des coefficients de rigidité de ressort pour obtenir les forces et les moments efficaces qui sont appliqués au nœud. Les déplacements de ressort appliqué dans une direction sans rigidité de ressort résultent une charge appliquée nulle. Dans un système coordination locale, les forces et les moments appliqués F_1, F_2, F_3, M_1, M_2 et M_3 à un nœud dû aux déplacements de sol sont donnés par équation (II.6) suivante [41] :

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_{hx} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & k_{hy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_v & 0 & 0 & 0 \\ & & & k_{\theta x} & 0 & 0 \\ & sym & & & k_{\theta y} & 0 \\ & & & & & k_{\theta v} \end{bmatrix} x \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} \quad (II.6)$$

avec :

- $u_1, u_2, u_3, r_1, r_2, r_3$ sont les déplacements et les rotations d'un nœud.
- $k_{hx}, k_{hy}, k_v, k_{\theta x}, k_{\theta y}$ et $k_{\theta v}$ sont indiqués les coefficients de rigidité de ressort.

Plusieurs formulations de calcul des rigidités des ressorts, des valeurs d'amortissement assignées à un système ressort amortisseur de sol appliqué à la fondation du modèle de structure pour la forme de fondation rectangulaire où circulaire.

II.3 Formulation du calcul des rigidités du sol de fondation

Dans leurs investigations dans ce domaine certains auteurs ont utilisés les méthodes des éléments finis et les éléments de frontières. Les fondations superficielles sont souvent idéalisées par un disque circulaire sans masse reposant sur la surface d'un demi-espace viscoélastique linéaire, pour lequel les coefficients de rigidité et d'amortissement ont été obtenus en utilisant une approche par éléments finis bidimensionnelle ou tridimensionnelle. Pour les fondations circulaires la rigidité complexe K_i , liée à la direction, i , est obtenu par la détermination du rapport entre une force harmonique agissant sur un disque sans masse et reposant sur la surface d'un demi-espace. Ces rigidités complexes peuvent être exprimées en termes de vraie constante de rigidité, k_i , et le constant d'amortissement C_i , comme suit [42]:

$$K_i = k_{i0} [(k_i(a_0) + i a_0 C_i(a_0))] \quad II.7$$

avec :

- k_{i0} rigidité statique
- R le rayon de la fondation circulaire,
- G le module de cisaillement du sol,
- ν est le coefficient de Poisson.
- $a_0 = \omega R/v_s$ paramètre sans dimensions dépend de la fréquence,
- ω c'est la fréquence d'excitation,

- v_s la vitesse d'onde de cisaillement du sol.
- $i = \sqrt{-1}$

$k_{i(a_0)}$, $c_{i(a_0)}$ sont respectivement les constants de rigidité et d'amortissement qui sont normalisés comme suit:

- $k_i(a_0) = k_i/k_{i0}$
- $C_i(a_0) = (v_s / k_{i0}R) c_i$

Les figures (II. 5a, II.5b, II.5c) montrent la variation de $k_{i(a_0)}$ et de $C_{i(a_0)}$ en fonction de la fréquence. Dans le cas d'un demi-espace homogène isotrope, les constantes statiques approximatives de rigidité pour la translation verticale (v), translation horizontale (h), basculement (θ) et torsion (η), sont montrés dans le tableau II.1.

Tableau II.1. Rigidités statiques d'un disque fondé sur la surface d'un demi-espace homogène

Vertical	Horizontal	Rotation	Torsion
$k_{v0} = \frac{4GR}{1-\nu}$	$k_{h0} = \frac{8GR}{2-\nu}$	$k_{\theta 0} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$k_{\eta 0} = \frac{16GR^3}{3}$

Pour certaines formes non circulaires, la fondation est remplacée par une fondation circulaire équivalente avec un rayon approprié. Le rayon de la fondation circulaire équivalente est généralement déterminé en égalisant la section de la fondation réelle A_0 , et la fondation équivalente pour les translations verticale et horizontale, le moment d'inertie I_0 , pour la rotation dans le plan vertical (basculement) et les moments d'inertie polaires J_0 , pour la torsion autour de l'axe vertical. Pour les fondations rectangulaires ayant les dimensions a et b, les rayons équivalents sont indiqués dans le tableau II.2 suivant.

Tableau II.2. Rayons équivalents pour une fondation rectangulaire de dimensions a et b.

Vertical	Horizontal	Rotation	Torsion
$R = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$R = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$R = \sqrt[4]{\frac{a^3b}{3\pi}}$	$R = \sqrt[4]{\frac{ab(a^2+b^2)}{6\pi}}$

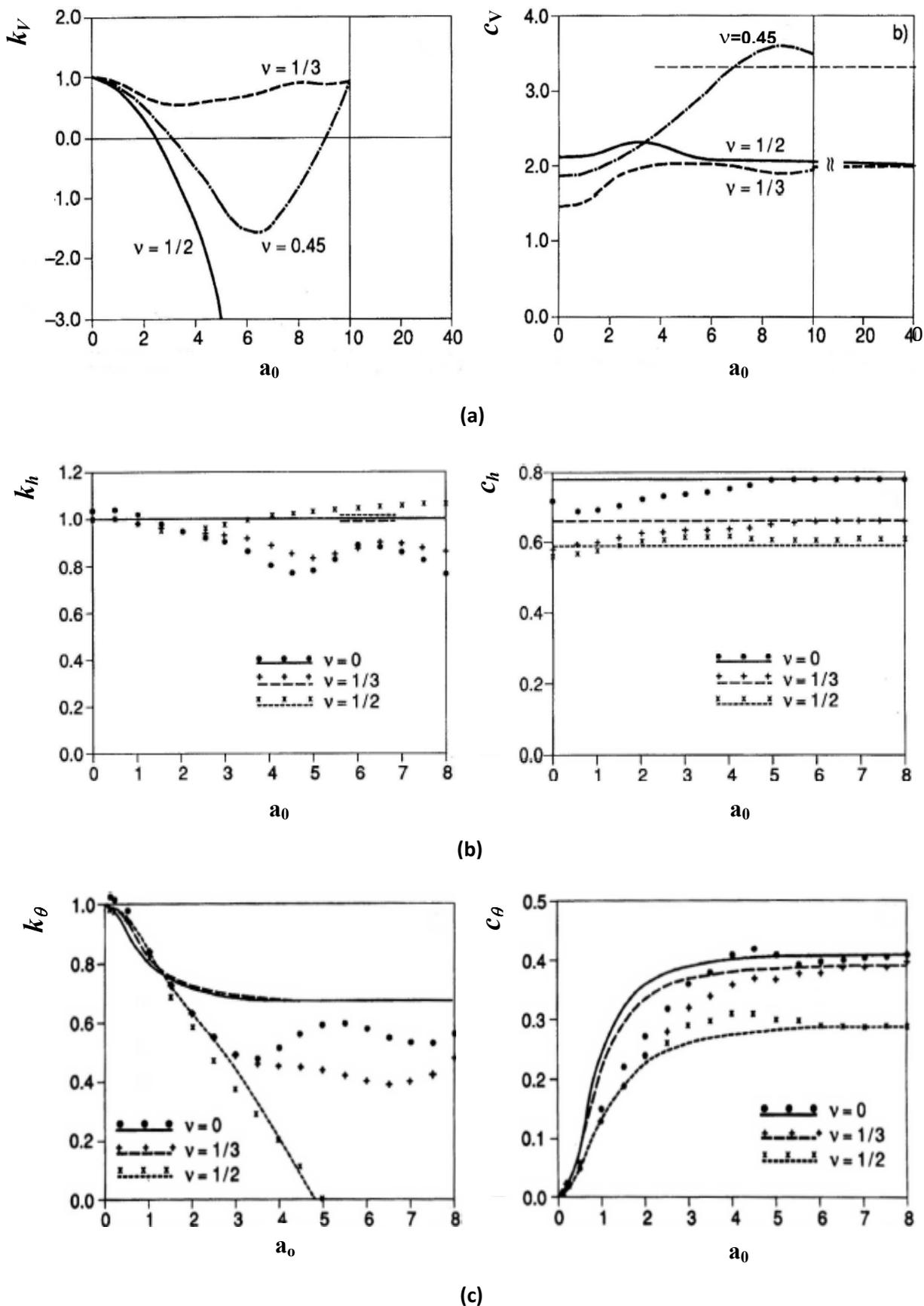


Figure II.5. Paramètres de rigidités et d'amortissements d'un disque circulaire sur la surface d'un demi-espace [42]:

a) Excitation verticale b) Excitation horizontale c) Excitation de rotation

Pour un cas particulier, un modèle idéalisé simple à 1DDL qui représente une fondation circulaire reposant sur la surface d'un demi-espace élastique, et le cas d'excitation horizontale, les auteurs Veletsos et Wei [16] ont fourni les valeurs de la rigidité horizontale K_h et de basculement K_θ comme suit:

$$K_h = k_{h0} (k_{11} + a_0 c_{11}) \quad \text{pour translation} \quad \text{II.8}$$

$$K_\theta = k_{\theta 0} (k_{22} + a_0 c_{22}) \quad \text{pour rotation} \quad \text{II.9}$$

avec :

- k_{h0} et $k_{\theta 0}$: Rigidités statiques (Tableau II.1)
- k_{11} , k_{22} et c_{11} , c_{22} : Coefficients dynamiques de rigidité en fonction du paramètre sans dimensions a_0 , figure II.6
- $a_0 = \omega R/v_s$ paramètre sans dimensions dépend de la fréquence.

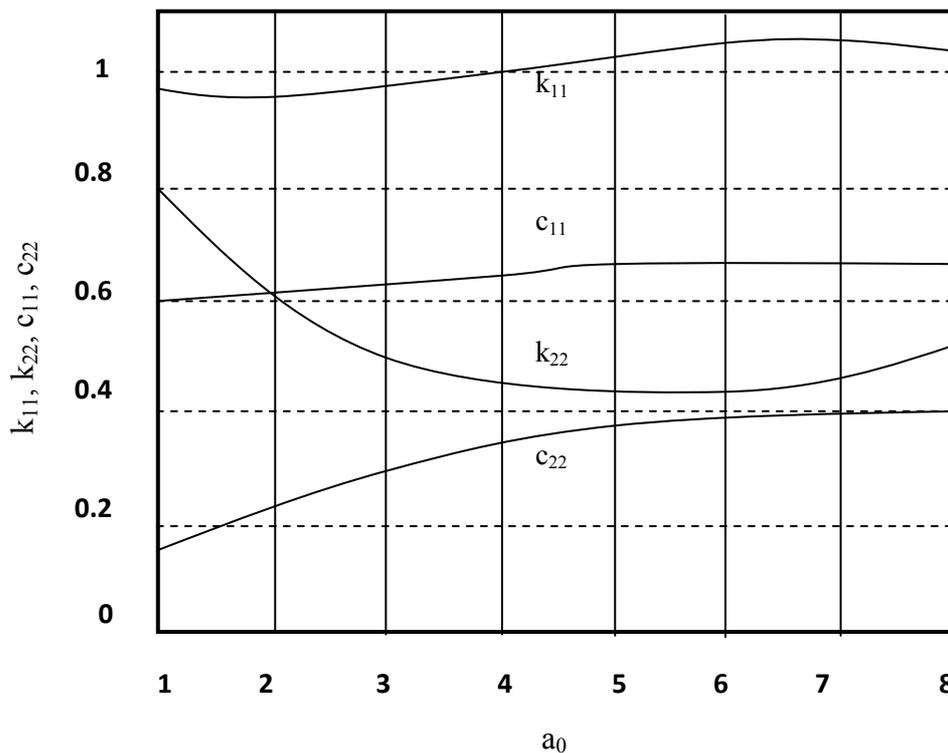


Figure II.6 Coefficients de rigidités pour une fondation circulaire Pour un coefficient de poisson $\nu = 1/3$ [16].

II.3.1 Effet de l'ancrage sur les coefficients statiques de rigidité

La littérature contient nombreuses représentations analytiques exactes et approximatives des impédances de la fondation qui montrent l'effet d'ancrage de la fondation dans le sol sur l'interaction inertiel. La hauteur d'ancrage et la profondeur de la couche du sol peuvent influencer sur les formules de rigidités pour une large gamme de fréquences.

Elles sont connues pour augmenter les valeurs de rigidités statiques pour un demi-espace élastique et affectent leur dépendance de la fréquence. Kausel et al [43] ont présenté les relations empiriques approximatives suivantes (II.10, II.11) pour les coefficients statiques de rigidités d'une fondation sur un stratum homogène. Ces relations basées sur les valeurs d'un demi-espace calculées et corrigées pour un stratum homogène comme suit :

$$K_{h0} = k_{h0} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R}{D}\right) = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R}{D}\right) \quad \text{II.10}$$

$$K_{\theta 0} = k_{\theta 0} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R}{D}\right) = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R}{D}\right) \quad \text{II.11}$$

avec:

D: profondeur d'une couche de sol (stratum)

La figure II.7 illustre l'effet de l'encrage sur la réponse de la fondation pour plusieurs configurations d'ancrage (ancrée, demi-encrage et complètement ancrée) de la fondation rigide. D'après la figure, on constate que l'effet de l'ancrage de la fondation diminue le déplacement horizontal à la base (interaction inertiel) [44]. En appuyant sur la méthode simplifiée de Veletsos et l'ATC-3 [09], les expressions empiriques relatives à une fondation fondée sur une couche de sol meuble à travers une couche beaucoup plus rigide (II.10, II.11), le cas des fondations ancrées, deviennent:

$$K_{h0} = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{d}{R}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{R}{D}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{d}{D}\right) \quad \text{II.12}$$

$$K_{\theta 0} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 2 \frac{d}{R}\right) \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R}{D}\right) \left(1 + 0.7 \frac{d}{D}\right) \quad \text{II.13}$$

avec :

D: profondeur d'une couche de sol

d : profondeur d'ancrage d'une fondation

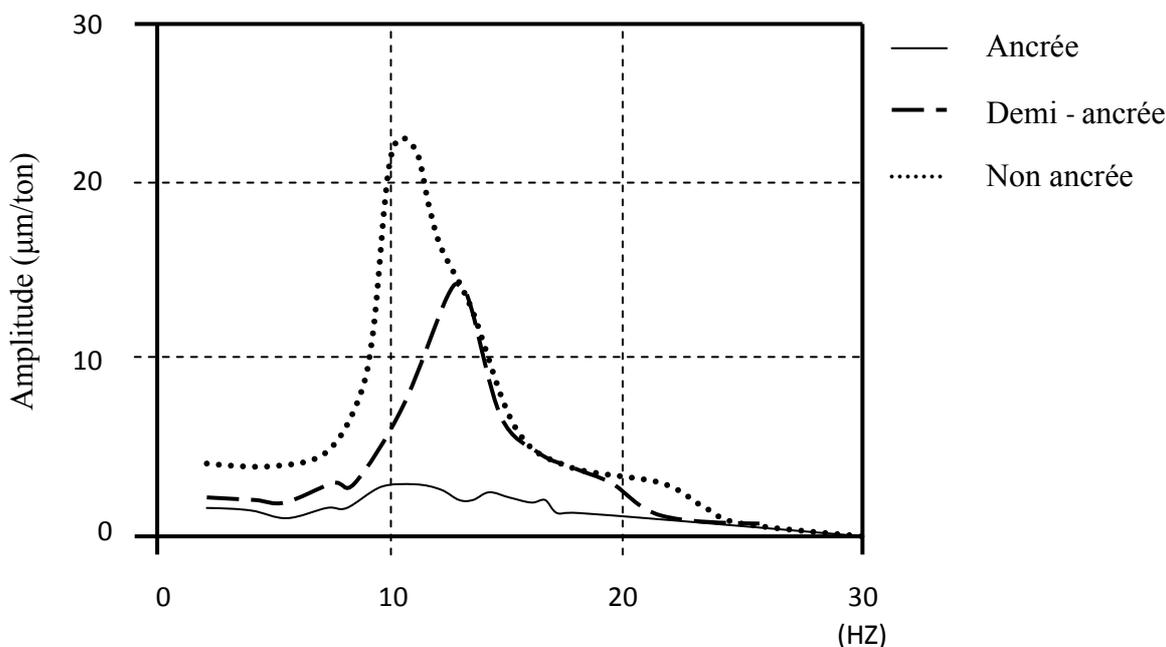
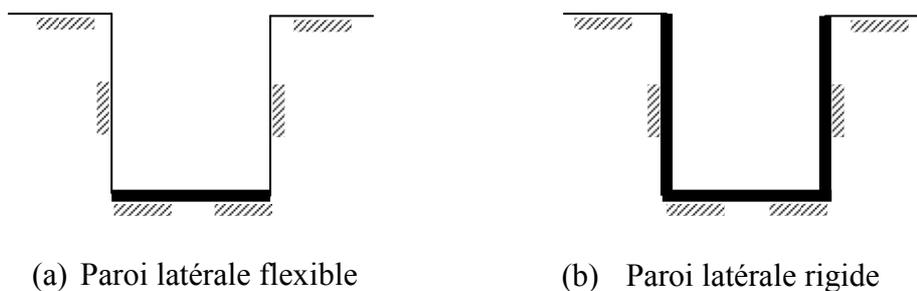


Figure II.7. Comparaison des courbes de résonance de déplacement horizontale au fond de la fondation, essai de vibration forcée [44].

II.3.2 Effet des parois latérales flexibles sur les coefficients de rigidités du sol

Dans l'étude paramétrique, on a supposé que la paroi latérale est aussi rigide que la semelle ancrée avec un rapport entre le module de cisaillement et celui du sol d'ordre 10^6 , une hypothèse nécessaire pour calculer les ressorts du sol dans la deuxième étape de la méthode de sous structure (ressorts) discutée dans le premier chapitre. Cette hypothèse n'est pas réaliste, donc l'effet d'une paroi latérale flexible doit être évalué. La figure II.8 présente deux hypothèses pour expliquer cet effet, dans un part, la fondation sans aucune paroi latérale (ou parois latérales infiniment flexibles), tandis que la deuxième part (b), la paroi est infiniment rigide. Cet effet est connu pour diminuer les rigidités du sol également comme illustré dans le tableau II.3 suivant [45].



(a) Paroi latérale flexible

(b) Paroi latérale rigide

Figure II.8 hypothèses de la flexibilité de la paroi latérale [45].

Tableau II.3 Effet des parois flexibles pour $d/R=1$; $\nu = 1/3$ [45]

Direction	D/R	Paroi latérale flexible	Paroi latérale rigide
Translation K_{h0}/GR	2.0	15.72	16.84
	3.0	12.91	13.75
	4.0	11.89	12.60
Rotation $K_{\theta 0}/GR^3$	2.0	14.66	18.30
	3.0	12.88	16.12
	4.0	12.43	15.51
Avec : d : Hauteur d'ancrage R : Rayon de la fondation D : Hauteur d'une couche du sol			

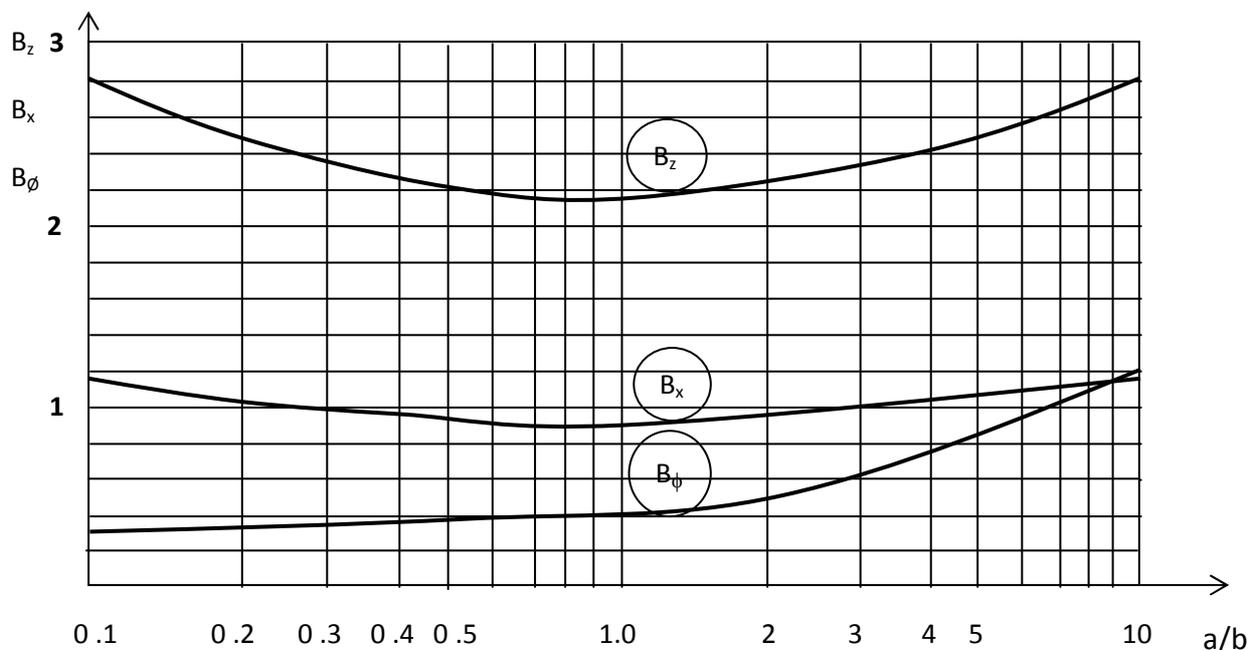
Dans une analyse de l'interaction sol-structure, les coefficients dynamiques de la rigidité du sol à l'origine dépendent de la fréquence. En cas d'états réguliers de sous-sol, les matrices de rigidité, la masse, et l'amortissement du système sol-fondation sont obtenus en employant les formules classiques qui sont indépendantes de la fréquence. On calcule les rigidités du sol indépendantes de la fréquence pour une première approximation par la méthode de Newmark-Rosenblueth [46], et on peut calculer les rigidités et l'amortissement géométrique d'une manière précise, le cas des fondations circulaires ou assimilées sur un milieu semi infini, selon la méthode de Deleuze [47]. Pour les autres types de fondations superficielles, on peut déterminer les rigidités d'après Sieffert et Cevaer [48].

II.3.3 Méthode de Newmark-Rosenblueth

Cette méthode est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants. Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs des raideurs, des amortissements du sol et des fréquences propres de la structure, Pour obtenir meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus intérêt dans le cas des séismes, le tableau II.4 ci-dessous présente les quatre raideurs de sol. Les valeurs des coefficients sans dimension β_x , β_ϕ et β_z pour une fondation rectangulaire, dépendant de la proportion des géométries de la fondation (a/b) et sont données par l'abaque (figure II.9).

Tableau II.4. Coefficients de raideurs par la méthode Newmark-Rosenblueth

Mouvement	Raideurs K	
	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Horizontale	$K_h = \frac{32(1-\nu)G.R}{7-8\nu}$	$K_h = 2(1+\nu)G \beta_x \sqrt{A}$
Verticale	$K_v = \frac{4G.R}{1-\nu}$	$K_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{8G.R^3}{(1-\nu)}$	$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b$
Torsion	$K_\phi = \frac{16G.R^3}{3}$	$K_R = \frac{1+\nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

**Figure II.9** Valeurs des coefficients sans dimension β_x , β_ϕ et β_z [46].

II.3.4 Méthode de Deleuze :

Cette méthode peut être appliquée dans le cas où les fondations, circulaires ou assimilées, peuvent être considérées comme superficielles et suffisamment rigides. Le sol est représenté par un système de ressorts qui relie le ou les nœuds représentatifs de la fondation de l'ouvrage au repère de sol en champ libre. La modélisation de l'ISS par ressorts concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse du radier rigide) mais nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier.

La modélisation de l'ISS par ressorts répartis est plus complexe mais les efforts obtenus sont directement exploitables pour le dimensionnement du radier. Les coefficients de raideur sont calculés pour chaque direction sismique en fonction des coefficients de transmittance f (tableaux II.5, II.6, II.7) par les expressions suivantes :

$$\text{- Translation vertical} \quad K_v = G R_0 \frac{f_{v1}}{f_{v1}^2 + f_{v2}^2} \quad \text{II.14}$$

$$\text{- Translation horizontal} \quad K_h = G R_0 \frac{f_{h1}}{f_{h1}^2 + f_{h2}^2} \quad \text{II.15}$$

$$\text{- Rotation} \quad K_\theta = G R_0^3 \frac{f_{r1}}{f_{r1}^2 + f_{r2}^2} \quad \text{II.16}$$

les coefficient de transmittance f_v , f_h , f_r ont été établis par Deleuze avec les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan
- La réaction de sol sous la fondation est linéaire. La surface d'appui n'est donc pas plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui ;
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Tableau II.5 Coefficients de transmittance verticale f_v du sol [47].

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.5$	
	f_{v1}	f_{v2}	f_{v1}	f_{v2}	f_{v1}	f_{v2}
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.50	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.25	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

Tableau II.6 Coefficients de transmittance horizontale f_h du sol [47].

A_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.5$	
	f_{h1}	f_{h2}	f_{h1}	f_{h2}	f_{h1}	f_{h2}
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1610	-0.0894
1.25	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1424	-0.1025
1.50	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0866	-0.1144

Tableau II.7 Coefficients de transmittance en rotation f_r du sol [47].

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.5$	
	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.2577	-0.0376
1.25	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.2683	-0.0670
1.50	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.2719	0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2477	0.1829

avec :

a : dimension parallèle à la direction du séisme ;

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme ;

R_0 : rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire (voir tableau II.2) ;

ρ : masse volumique du sol ;

G : module de cisaillement dynamique du sol ;

f : fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considéré, défini à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de Roseblueth;

$a_0 = 2\pi f R_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}}$: paramètre des tableaux II.5, II.6, II.7.

II.4 Conclusion :

Les deux domaines agissants l'un sur l'autre, le sol et le système de la fondation-structure. Ce couplage est réalisé par l'évaluation des fonctions d'impédances dynamiques de la fondation. Jusqu'au présent, les fonctions dynamiques d'impédance sont proposées seulement pour le comportement linéaire du sol. L'impact primaire d'un tel comportement sur les fonctions d'impédance dynamique est la réduction du coefficient de rigidité dynamique du cas linéaire. Le calcul de l'impédance de fondation, qui ne dépend que des caractéristiques géométriques et mécaniques de la fondation et du sol, est comme on l'a déjà souligné le point clé de toute étude de l'interaction sol structure.

III.1 Introduction

En général, l'étude du comportement dynamique des structures des bâtiments est un problème complexe. Cette complexité est due en premier lieu à la configuration de la structure elle-même (régularité, symétrie, ...) et à son environnement (charges, séisme, vent, ...). Seulement, grâce aux progrès très rapides enregistrés dans le domaine scientifique vis-à-vis des méthodes de calcul et des moyens techniques et informatiques, les calculs et les analyses des structures sont devenus de plus en plus performants. L'objet de ce chapitre est de faire ressortir uniquement les notions de base essentielles du calcul dynamique qui constituent l'arrière plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée sur le comportement sismique des structures en tenant compte l'interaction sol-structure. Dans le même esprit, on présentera les deux principales méthodes linéaires dynamiques de l'analyse sismique des structures envisagées par le code algérien RPA2003: la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme la méthode d'analyse modale spectrale, les deux méthodes de calcul sont utilisables, basées sur le principe de la décomposition modales. La première méthode consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps; elle nécessite la donnée d'un accélérogramme. La deuxième méthode consiste en la recherche du maximum de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximum probable des efforts ; elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique [24][47].

III.2 Méthodes de calcul modal des structures

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, et ce choix nous permet d'évaluer la réponse dynamique de la structure et son dimensionnement. En réalité les structures ont autant de modes de vibration que de degrés de liberté. Dans le cas d'un portique (déformations type cisaillement) les déformations correspondant aux premiers modes et aux modes supérieurs.

Dans cette situation, l'étude de l'oscillateur simple est essentielle car l'étude de l'oscillateur simple est essentielle car le calcul dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de liberté et plusieurs masses, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode de vibration, c'est-à-dire par une période propre. En effet, toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, mais on peut démontrer que son étude se ramène à celle d'un certain nombre d'oscillateurs simples. La détermination des forces maximales développées dans chacun de ces oscillateurs permet d'évaluer les efforts maximums dans la structure.

III.2.1 Méthode d'analyse modale temporelle

L'étude de la réponse d'une structure sous l'effet du mouvement sismique imposé de type, est possible en analyse transitoire (analyse temporelle). A partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. Elle se différencie de l'analyse modale « spectrale » principalement par le fait que, pour celle-ci, le spectre de réponse d'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode et non sa variation.

L'intérêt de cette méthode consiste donc à comparer le maximum en fonction du temps de la somme des déformations ou sollicitations provoquées par les différents modes et sous séismes orthogonaux, avec la superposition des maxima pour chaque mode et chaque séisme pris individuellement, ces maxima étant obtenus à des instants différents. L'équation différentielle pour régissant la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (multi-étages) soumise à une excitation sismique, $\ddot{u}_g(t)$ est donnée par :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m \Delta \ddot{u}_g \quad \text{III.1}$$

Où u est le vecteur de N -déplacements latéraux des planchers par rapport au sol, m , c , sont respectivement, la masse, la constante d'amortissement et la rigidité latérale du système, Le membre de droite de l'équation III. Peut être interprété comme le vecteur de forces effectives:

$$F(t) = -\ddot{u}_g m \Delta = -\ddot{u}_g(t) \begin{vmatrix} m_1 \delta_1 \\ \vdots \\ m_j \delta_j \\ \vdots \\ m_n \delta_n \end{vmatrix} \quad \text{III.2}$$

avec :

$$\delta_1 = 0 \text{ ou } 1$$

On est donc ramené à l'étude d'un oscillateur multiple soumis à des forces extérieures variables dans le temps. Ces forces sont les forces d'inertie qui agiraient sur les masses si la structure se déplaçait en bloc avec sa base, sans subir de déformation. En effet, l'accélération absolue des masses est dans ce cas égale à $\ddot{u}_g(t)$ dans la direction du déplacement, nulle dans les autres directions: la force d'inertie appliquée à la masse m_j est donc soit égale à $-m_j\ddot{u}_g(t)$, soit nulle, ce qui correspond bien à la valeur donnée par l'expression III.2.

La solution de l'équation du mouvement est obtenue à l'aide d'une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme où la force d'excitation $F(t)$ peut être décomposée en une série d'impulsions d'amplitude variable $F(\tau)$ appliquées à l'instant τ pendant un temps τ . Si $\Delta\tau \rightarrow 0$, la réponse à un instant t est obtenue par :

$$u_j(t) = \frac{1}{m\omega_{Dj}} \int_0^t F(\tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} \sin \omega_{Dj}(t-\tau) d\tau \quad \text{III.3}$$

$$\omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1 - \zeta_j^2} \quad \text{III.4}$$

Où:

ω_j : pulsation relative au mode j

ω_{Dj} : pulsation amortie relative au mode j

III.2.1.1 Sélection des modes propres et des modes utiles

On effectue une recherche des modes dans un classement par valeur décroissante de périodes propres sont à retenir, car eux seuls sont excités de façon notable. De plus, les modes élevés n'ont, en générale, pas de sens physique car ils peuvent provenir d'un manque de précision du modèle, dû, par exemple, à la concentration des masses aux nœuds. Aussi, on se contente, dans les cas courants, de calculer un nombre de modes N restreint par rapport au maximum possible (par exemple les 20 premiers). Pour chaque mode, on détermine la pulsation ω_j , le vecteur des déplacements D_j puis le vecteur Φ_j qui lui est proportionnel.

III.2.1.2 Calcul des réponses modales

A un instant t donné, on calcule la coordonnée $u_j(t)$ relative au mode j à l'aide de l'intégrale de Duhamel (III.3) puis le vecteur des déplacements relatifs $U_j(t)$:

$$U_j(t) = u_j(t)\Phi_j \quad \text{III.5}$$

Où: $u_j(t)$, la solution coordonnée modale généralisée, est solution de l'équation :

$$\ddot{u}_j + 2\zeta_j\omega_j\dot{u}_j + \omega_j^2 u_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g(t) \quad \text{III.6}$$

Où : ω_j la fréquence naturelle, ζ_j est le coefficient d'amortissement du mode j .

Γ_j Les pseudo-accélérations à appliquer aux masses.

III.2.1.3 Superposition des réponses modales

Le déplacement des nœuds de la structure à l'instant t est donné par :

$$U_j(t) = \sum_{j=1}^N u_j(t) \Phi_j \quad \text{III.7}$$

On en déduit la déformation de tous les éléments reliant les nœuds entre eux, donc les efforts.

III.2.2 Méthode de l'analyse modale spectrale

Dans la pratique, elle constitue la méthode principale de calcul la mieux adaptée aux moyens actuels; de plus, de manière plus ou moins explicite, elle se trouve à la base des méthodes simplifiées. Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue du génie parasismique, la réponse maximale d'une structure, au cours d'un séisme, importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps. Donc, l'analyse modèle spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure et comporte les étapes suivantes:

- Recherches des modes propres ; ainsi que la sélection des modes utiles et prise en compte éventuellement du pseudo-mode.
- Calcul des réponses modales.
- Combinaisons des réponses modales.
- Cumul des effets des composantes du mouvement sismique.

III.2.2.1 Sélection des modes propres et des modes utiles

L'étude du comportement dynamique des structures doit donc impérativement être élargie aux systèmes à plusieurs degrés de liberté. En effet, il est possible d'interpréter le mouvement globale d'une structure (oscillateur multiple) soumise à un chargement dynamique quelconque comme une combinaison des n déformées de vibrations (décomposition modale), pondérées chacune de manière adéquate.

La décomposition modale permet donc de ramener l'étude d'un système à N degrés de liberté à celle de N oscillateurs simples et reconduire ainsi les conclusions auxquelles on a abouti pour l'oscillateur simple. On sait que, en théorie, l'analyse dynamique va nécessiter la détermination d'autant de modes propres n (périodes et déformées modales) que la structure comporte de degrés de liberté N . on va rechercher d'abord les modes propres non amortis du système, c'est-à-dire les modes de déformations de la structure en absence d'amortissement et d'excitation extérieure, correspondent à des efforts internes qui équilibrent exactement les forces d'inertie dues à une variation sinusoïdale de ces déformations.

Le premier mode est appelé mode fondamental ; pour les bâtiments courants et réguliers, leur période est proportionnelle à la hauteur h (puisque la hauteur h des étages est sensiblement constante). La période fondamentale est généralement calculée en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques et développées à partir des données statistiques. Ces formules négligent généralement la flexibilité du sol qui peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure, et conduire par conséquent à un mauvais dimensionnement de celle-ci.

III.2.2.2 Calcul des réponses modales

On étudie la réponse pour chaque mode propre séparément ; deux variantes sont possibles selon la nature du spectre utilisé :

- Si on utilise un spectre des déplacements, les déplacements maxima selon le mode j sont donnés par :

$$U_j = u_j \Phi_j \quad \text{III.8}$$

u_j étant la valeur lue sur le spectre.

Les efforts dans chaque élément de la structure sont ensuite calculés d'après les déformations qui résultent de ces déplacements.

- Si on utilise un spectre des accélérations, les pseudo-accélérations à appliquer aux masses sont données par le vecteur :

$$\Gamma_j = \gamma_j \Phi_j \quad \text{III.9}$$

γ_j étant la valeur lue sur le spectre.

Les forces statiques équivalentes sont le produit des masses par les pseudo-accélérations. Application à la structure, elles engendrent des déplacements et des efforts que l'on peut calculer par les méthodes usuelles de la résistance des matériaux.

III.2.2.3 Masses modales effectives et les énergies de déformation

Le critère le plus généralement pratiqué pour valider la sélection effectuée sur les modes est celui des masses modales effectives, qui consiste donc à normaliser par rapport aux masses du bâtiment. Par définition, la masse modale pour mode i est la masse effective dans la direction de séisme étudiée, c'est-à-dire celle qui, accélérée par l'accélération S_a fournie par le spectre de réponse, donne une force d'inertie égale à l'effort horizontal propre à la réponse de la structure sur ce mode. Pour une décomposition modale complète, il faut que la somme des masses modales soit égale au totale des masses actives dans la direction étudiée. L'obtention d'une somme de masses modales d'au moins 90 % de la masse totale est une vérification particulièrement efficace pour éviter de négliger un mode important. Un autre critère de sélection de modes est constitué par l'énergie maximale de déformation (potentielle) que va emmagasiner la structure dans sa réponse sur chacun de ces modes. On peut donc établir un classement des différents modes et faire ainsi ressortir leur importance relative. Pour le mode j , cette énergie a pour expression:

$$E_j = \frac{1}{2} U_j^t K U_j \quad \text{III.10}$$

U_j^t : représente le vecteur transposé du vecteur U_j des déplacements relatifs maxima selon le mode j

III.2.2.4 Combinaisons des réponses modales

Les réponses modales, effets élémentaires (déplacements et efforts maximaux), calculées pour les différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

À ce stade, pour chaque paramètre de dimensionnement (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) et pour chaque paramètre de contrôle (rotation, déplacement), la valeur retenue est le maximum observé en parcourant la gamme des modules de sol. On se trouve ainsi confronté au problème de la combinaison des modes retenus. Différentes méthodes peuvent être adoptées pour effectuer cette combinaison pour une direction sismique, parmi ces méthodes existe:

III.2.2.4.1 Combinaison arithmétique

Les différentes réponses modales passent toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement: c'est la probabilité pour qu'elles atteignent simultanément leur amplitude maximale. On serait ainsi amené à effectuer une addition pure et simple, dans le sens le plus défavorable, des diverses composantes modales. Sauf cas très particulier où un mode serait largement prédominant, une telle méthode est en fait impraticable car elle conduirait à des surdimensionnements très importants et, pour une bonne part, injustifiés.

III.2.2.4.2 Combinaison quadratique

Les différents modes n'atteignant pas leur maximum au même instant, il serait pessimiste de faire l'hypothèse que la sollicitation maximale d'une structure soit égale à la somme des valeurs absolues des sollicitations sous chaque mode. Si l'on postule l'absence de corrélation entre les différentes réponses modales, on suppose alors que ces réponses sont statiquement indépendantes. Dans ces conditions, le maximum probable d'une réponse de la structure (sollicitations, déplacements, contraintes, accélérations) est la racine carrée de la somme des carrés des réponses x_i , correspondant aux différents modes:

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad \text{III.11}$$

Cette combinaison constitue une bonne approximation de la réalité dans le cas où le spectre de réponse possède une large bande de fréquences et où les modes propres de la structure sont bien séparés. Dans le cas des modes dont les fréquences sont voisines (écart inférieur 10%), sa validité n'est pas établie parce que leurs réponses ne peuvent plus être considérées comme indépendantes.

III.2.2.4.3 Combinaison quadratique complète

Les réponses modales sont combinées en considérant systématiquement une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences propres associées à ces réponses:

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n \alpha_{i,j} X_i X_j} \quad \text{III.12}$$

Les coefficients $\alpha_{i,j}$ étant des termes de couplage ou coefficients de corrélation des fréquences (ou des pulsations ω_i , ω_j et des coefficients d'amortissement des modes i et j . $\alpha_{i,j}$ est égal à 1 pour $i=j$ et décroît rapidement lorsque le rapport ω_i/ω_j augmente à partir de 1; en permet le même coefficient d'amortissement réduit pour tous les modes, on peut tracer $\alpha_{i,j}$ en fonction du seul rapport ω_i/ω_j . La combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier de la CQC.

III.3 Application de l'approche modale par éléments finis

L'analyse modale a été effectuée en utilisant une modélisation par éléments finis pour résoudre des problèmes d'élasticité linéaire à une, deux ou trois dimensions. Généralement la modélisation des structures en béton armé est faite à base d'éléments de barres, membrane, plaque, de coque à quatre nœuds et plus rarement d'élément de volume. Le temps de calcul et surtout l'interprétation des résultats sont bien sûr plus faciles pour les éléments de type membrane, plaque, coque et barre. Il s'agit donc de faire un choix entre divers types d'élément finis en fonction de la nature ou de la qualité des résultats désirés. L'étude paramétrique comportant ce travail est basé sur les structures dont le contreventement est assuré par des portiques auto-stable, ces derniers seront modélisés par des éléments de type barre à deux nœud, assurer la transmission des charges normale. Le code élément finis retenu est du type Sap2000 [40]. Il permet de combiner les réponses modales obtenues en considérant systématiquement une combinaison quadratique complète (CQC). Il utilise la méthode de la superposition modale par le spectre de réponse, et la méthode dynamique par accélérogramme.

III.3.1 Approche modale par éléments finis

L'approche générale des éléments finis pour les structures de type poutres, est basé sur les expressions matricielles ci-dessus, des formes intégrales et leur évaluation par intégration numérique peuvent être formulées sous une formulation variationnelles discret (équation matricielle) de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement, la matrice de rigidité d'élément peut être écrite comme suit [48][49]:

$$[K_e] = \int_{V_e} [B^T][D][B]dV \quad \text{III.13}$$

Une matrice cohérente de la masse d'élément peut être écrite, supposant la densité ρ est constante dans l'élément se la forme matricielle suivante :

$$[M_e] = \int_{V_e} \rho [N^T][N]dV \quad \text{III.14}$$

La matrice d'amortissement cohérente $[C_e]$ peut être sous la forme suivante :

$$[C_e] = \int_{V_e} \rho [B^T][\eta][B]dV \quad \text{III.15}$$

Où :

$V = \sum^{V_e}$ La discrétisation géométrique et la description des types d'éléments.

$[N]$ matrice des fonctions de forme.

$[\eta]$ matrice d'amortissement aux limites.

$[B]$ matrice de déplacement-contrainte, permet aux contraintes d'être déterminées à partir des déplacements nodaux du point : $\{\varepsilon\} = [B]\{q\}$

$[D]$ matrice de contrainte-déformation, relie des efforts aux contraintes: $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$

L'équation du mouvement pour l'élément peut alors être écrite comme:

$$[M_e]\{\ddot{q}\} + [C_e]\{\dot{q}\} + [K_e]\{q\} = \{Q(t)\} \quad \text{III.16}$$

Une fois que les équations du mouvement pour chaque élément sont obtenues, elles sont combinées (assemblage des n éléments) d'une manière dont satisfait la compatibilité des déplacements pour obtenir les équations globales du mouvement suivante:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad \text{III.17}$$

Où: $[M]$ est la matrice globale de la masse, $[C]$ la matrice globale d'amortissement, $[K]$ la matrice globale de rigidité, $\{u\}$ est le vecteur global de déplacement d'un point nodal et $\{R(t)\}$ le vecteur global de force dans point le point nodal.

Pour le cas de chargement induit par le mouvement de la base, l'équation globale du mouvement est :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M][1] \{\ddot{u}_b\} \quad \text{III.18}$$

Où : \ddot{u}_b est l'accélération de la base.

III.3.2 Résolution du système dynamique en formulation modale

La résolution des équations de mouvement d'un tel système dynamique déterminé par l'équation III.17 peut s'obtenir par une projection du système dans un espace modal. Le système modal obtenu est un ensemble de n équations linéaires découplées. La solution $\{U(t)\}$ s'écrit dans sa base modale comme suit :

$$\{U(t)\} = \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} q_j \quad \text{III.19}$$

Dans le problème aux valeurs propres équivalent (sans amortissement), est donné par:

$$([K] - \omega^2[M])[\Phi]_{n \times N} = 0 \quad \text{III.20}$$

La résolution de l'équation ci-dessus fournit les valeurs des pulsations $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_j, \dots, \omega_n$ relatives aux n modes de vibration possibles. À partir de les équations globales du mouvement, nous obtenons l'équation modale du mouvement correspondant à n modes:

$$\ddot{q}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = \{p_j\} \quad \text{III.21}$$

Les conditions initiales $\{u_0\}$ et $\{\dot{u}_0\}$, de l'espace réel sont transformées en $\{q_0\}$ et $\{\dot{q}_0\}$.

avec :

$$j = \{1, \dots, n\}$$

III.4 Conclusion

L'analyse du comportement dynamique des structures a une importance technique considérable. Dans le domaine du génie civil, la prise en compte des problèmes dynamiques est nécessaire pour garantir la fiabilité des structures dans des nombreuses applications. C'est le cas notamment des structures soumises aux sollicitations sismiques.

La quasi-totalité des méthodes de conception des structures est basée sur la "théorie dynamique" qui tient compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

IV.1 Introduction

Le rôle de l'interaction sol-structure (ISS) est habituellement considéré avantageux sur le comportement de la structure sous le chargement sismique puisqu'il rallonge la période fondamentale latérale et amplifie l'amortissement du système. Cependant, les études récentes et les observations post-sismiques suggèrent que l'ISS peut être nuisible sur le comportement de la structure, en fonction des caractéristiques du sol et de celles du chargement sismique. Donc, on ne doit pas utiliser un modèle comportant un encastrement parfait à la base si de grandes déformations du terrain sont prévisibles. Il en est ainsi par exemple dans le cas de bâtiments très rigides fondés sur un terrain meuble, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure.

Dans ce chapitre, on présente un travail portant sur l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse de structures fondées sur une couche élastique, notamment sur la période du premier mode fondamental des structures (vibration libre), de ce fait le sol est représenté par des ressorts reliant plusieurs nœuds à une base rigide. Il a signalé que dans le cas d'un modèle plan, une semelle sous point d'appui isolé est représentée par deux ressorts agissant à la translation (horizontale et verticale) et un ressort à la rotation; sous un radier, le sol est modélisé par un ressort horizontal et un ressort vertical en chaque nœud.

La période fondamentale est un paramètre essentiel pour la détermination de la réponse de structures. Ce paramètre est généralement calculé en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques et développées à partir des données statistiques. Ces formules négligent généralement la flexibilité du sol qui peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure, et conduire par conséquent à un mauvais dimensionnement de celle-ci.

La période T (sec) d'une base flexible est évaluée à partir de la méthode simplifiée de Veletsos [11] en s'appuyant sur le texte de ATC3 [09], Étant donné la relative complexité de la prise en compte de l'ISS et la nécessité de disposer des caractéristiques dynamiques des sols, dans la plupart des cas et sauf exigence particulière, les structures sont considérées comme parfaitement encastrees au niveau des fondations.

Dans le cas de sols de moyenne ou faible résistance mécanique, la méthode prend en compte l'effet de balancement afin de déterminer une période équivalente T , la formulation générale de cette période équivalente a pour expression (IV.1) suivante:

$$\frac{T}{T_{fix}} = \sqrt{1 + \frac{K}{K_h} + \frac{K h_e^2}{K_\theta}} \quad \text{IV.1}$$

avec :

- h : hauteur de la structure, h_e : hauteur efficace du bâtiment = $0.7h$
- K_h et K_θ : sont les raideurs de translation et de rotation de ressorts; (l'impédance de fondation)
- K : raideur de la structure encastree à sa base où : $T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}}$
- m : masse totale de la structure, m_e : masse efficace de la structure.
- h : hauteur total du bâtiment, h_e : hauteur efficace du bâtiment = $0.7h$.
- T_{fix} : périodes fondamentales de la structure encastree à sa base.

IV.2 Etude paramétrique numérique:

La première partie concerne l'étude paramétrique des périodes fondamentales de plusieurs structures. Pour chaque structure, en considérant deux hypothèses relatives à la nature des appuis à la base de la structure. La première concerne l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base de la structure sans ISS (voir figure IV.1), la deuxième prend en compte l'effet de l'interaction sol-structure où le sol est modélisé par des ressorts discrets (Voir figure IV.2). Moyennant le logiciel de calcul SAP2000 [40]. Selon l'étude paramétrique, les structures basées sur un portique simple de référence, comportant un seul étage et une seule travée. En suite en généralise le travail pour une large gamme de structures bidimensionnelles et tridimensionnelles comportant plusieurs étages et plusieurs travées.

IV.2.1 Paramètres du modèle de référence (portique simple):

Il s'agit d'un portique en béton armé comportant une travée de 5 m. des poteaux de hauteur h (en m) et de dimensions a et b (en cm) et d'un plancher constitué d'une dalle pleine de 30 cm d'épaisseur ayant une surface totale de $5 \times 5 \text{ m}^2$. La structure repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carrée ($A \times B = 2 \times 2 \text{ m}^2$) (figure IV.1). L'étude est scindée en deux parties. Des éléments poutres élastiques ont été utilisés pour modéliser la superstructure. La masse de la structure est concentrée en un certain nombre de nœuds.

L'étude paramétrique a été menée en faisant varier les paramètres caractérisant les propriétés mécaniques de chaque structure considérée et ceux du sol, à savoir la vitesse d'onde, la densité du sol, le coefficient de Poisson, la hauteur d'étage h , le module d'élasticité et le moment d'inertie comme illustrés dans le tableau IV.1 donné ci-après.

Tableau IV.1. Caractéristiques physiques propres du sol et de la structure.

Sol			Structure			
Vitesse d'onde de cisaillement du sol, V_s (m/s)	Masse volumique du sol ρ (KN/m ³)	Coef. Poisson, ν	Module d'élastique du poteau, E_p (MPa)	h (m)	Moment d'inertie du poteau, $I_p/10^{-4}$ (m ⁴)	Coef Poisson ν
100	18	0.45	25000	4	3.26	0.2
200	18	0.4	32000	7	12.5	
400	20	0.3	42000	10	34.2	
800	22	0.3		13	108	
Base fixe	-	-			833	

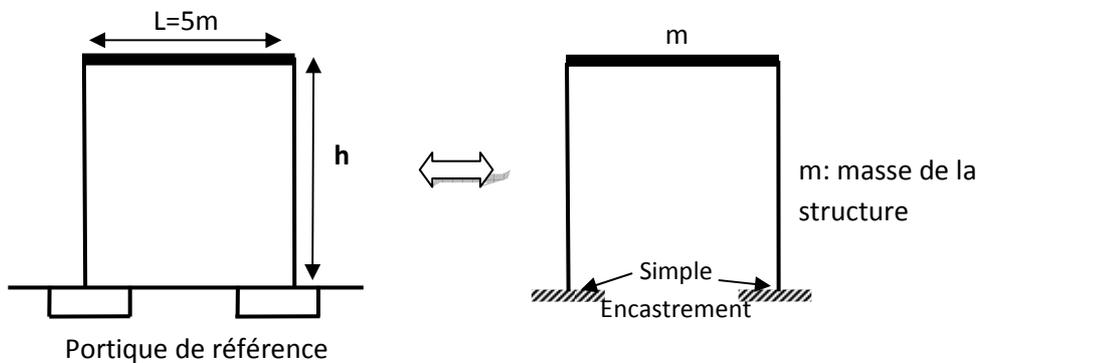


Figure IV.1. Modèle sans prise en compte de l'ISS.

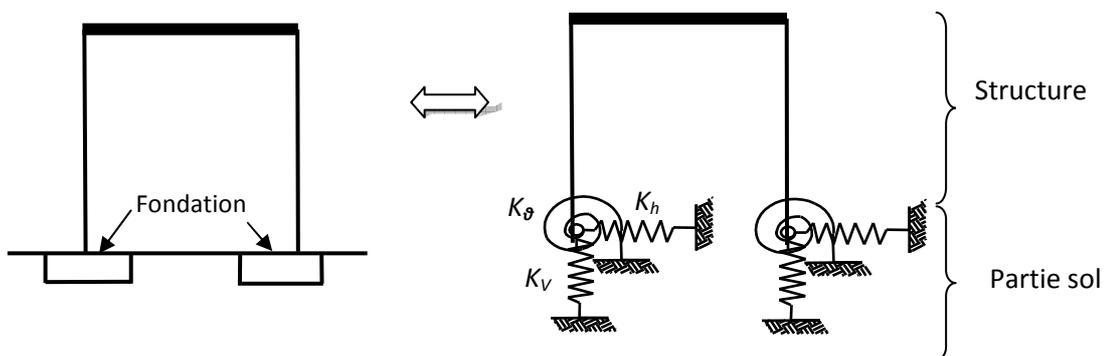


Figure IV.2 Modèle simple tenant compte de l'ISS.

Le sol est supposé homogène ayant un comportement élastique linéaire et modélisé par des ressorts élastiques discrets de rigidités de translation (K_h horizontale et K_v verticale) et de rotation K_θ . Le sol est caractérisé par sa masse volumique ρ , son module de cisaillement G , son coefficient de Poisson ν et par la vitesse des ondes de cisaillement V_s ($V_s = \sqrt{G/\rho}$) qui le traversent. Les coefficients de rigidité de ces ressorts relatifs aux fondations rectangulaires sont exprimés par les formules (IV.2) de Newmark et Resenblueth exposées dans la section II.3.3 du chapitre II.

$$\left. \begin{aligned} K_v &= \frac{G}{1-\nu} \beta_v \sqrt{BL} \\ K_h &= 2(1+\nu)G \beta_x \sqrt{BL} \\ K_\theta &= \frac{G}{1-\nu} \beta_\varphi BL^2 \end{aligned} \right\} \text{IV.2}$$

avec:

- L/B = 1 et ($\beta_x = 1, \beta_v = 2.16, \beta_\varphi = 0.5$)
- L/B = 2 et ($\beta_x = 0.94, \beta_v = 2.2, \beta_\varphi = 0.6$)
- L/B = 4 et ($\beta_x = 1, \beta_v = 2.4, \beta_\varphi = 0.79$)

Où : L et B sont respectivement la longueur et la largeur de la fondation.

β_x, β_v et β_φ : paramètres dépendant de la géométrie de la fondation (voir chapitre II).

Tableau IV.2. Rigidité de ressorts du sol.

Type du sol	Très meuble (1)	Meuble (2)	Ferme (3)	Très ferme (4)
Vitesse d'onde de cisaillement, V_s (m/s)	100	200	400	800
Masse volumique, ρ (kN/m ³)	18	20	22	22
Coefficient de poisson, ν	0.45	0.4	0.3	0.3
$K_h/10^6$ (kN/m)	1.04	4.48	18.30	73.20
$K_v/10^6$ (kN/m)	1.43	5.84	22.00	88.10
$K_\theta/10^6$ (kNm/rd)	1.31	5.33	20.10	80.50

Le tableau IV.2 ci-dessus présente les valeurs de rigidités des ressorts pour les différentes directions et en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement du sol qu'est associée aux différentes catégories du site pour une fondation de section 2x2 m².

IV.3 Résultats et discussions

Les simulations numériques effectuées au moyen du logiciel Sap2000 en tenant compte de la variation des paramètres de base relatifs au sol et à la structure en vue de déterminer le rapport entre la période propre du mode fondamentale, T_{fix} , du modèle (considéré fixe à la base), et celle du même modèle (avec cette fois-ci prise en compte de l'ISS), T .

Tableau IV.3 Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.

V_s (m/s)	h (m)	E_p (MPa)	$I_p/10^{-4}$ (m ⁴)	T_{fix}	T	T_{fix}/T
100	4	32000	3.26	0.503	0.505	0.996
200	4	32000	3.26	0.503	0.503	0.999
400	4	32000	3.26	0.503	0.503	1.000
800	4	32000	3.26	0.503	0.503	1.000
100	4	32000	12.5	0.313	0.317	0.988
200	4	32000	12.5	0.313	0.314	0.997
400	4	32000	12.5	0.313	0.314	1.000
800	4	32000	12.5	0.313	0.313	1.000
100	4	32000	34.2	0.228	0.235	0.970
200	4	32000	34.2	0.228	0.229	1.000
400	4	32000	34.2	0.228	0.228	0.998
800	4	32000	34.2	0.228	0.228	1.000
100	4	32000	108	0.152	0.166	0.913
200	4	32000	108	0.152	0.155	0.976
400	4	32000	108	0.152	0.153	0.993
800	4	32000	108	0.152	0.152	0.999
100	4	32000	833	0.068	0.108	0.628
200	4	32000	833	0.068	0.080	0.851
400	4	32000	833	0.068	0.071	0.954
800	4	32000	833	0.068	0.069	0.988
100	2	32000	108	0.055	0.067	0.821
200	2	32000	108	0.055	0.058	0.945
400	2	32000	108	0.055	0.056	0.984
800	2	32000	108	0.055	0.055	0.995
100	4	32000	108	0.152	0.166	0.913
200	4	32000	108	0.152	0.155	0.976
400	4	32000	108	0.152	0.153	0.993

Tableau IV.3 (suite) : Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.

V _s (m/s)	h (m)	E _p (MPa)	I _p /10 ⁻⁴ (m ⁴)	T _{fix}	T	T _{fix} /T
800	4	32000	108	0.152	0.152	0.999
100	7	32000	108	0.350	0.368	0.950
200	7	32000	108	0.350	0.355	0.987
400	7	32000	108	0.350	0.351	0.997
800	7	32000	108	0.350	0.350	0.999
100	10	32000	108	0.601	0.623	0.965
200	10	32000	108	0.601	0.606	0.991
400	10	32000	108	0.601	0.603	0.998
800	10	32000	108	0.601	0.601	0.999
100	13	32000	108	0.899	0.923	0.973
200	13	32000	108	0.899	0.905	0.993
400	13	32000	108	0.899	0.900	0.998
800	13	32000	108	0.899	0.899	1.000
100	4	25000	12.5	0.354	0.358	0.990
200	4	25000	12.5	0.354	0.355	0.997
400	4	25000	12.5	0.354	0.355	0.999
800	4	25000	12.5	0.354	0.354	1.000
100	4	42000	12.5	0.273	0.278	0.984
200	4	42000	12.5	0.273	0.275	0.996
400	4	42000	12.5	0.273	0.274	0.999
800	4	42000	12.5	0.273	0.274	1.000
100	4	25000	108	0.162	0.175	0.930
200	4	25000	108	0.162	0.165	0.981
400	4	25000	108	0.162	0.163	0.994
800	4	25000	108	0.162	0.162	0.999
100	4	42000	108	0.125	0.141	0.890
200	4	42000	108	0.125	0.129	0.969
400	4	42000	108	0.125	0.126	0.992
800	4	42000	108	0.125	0.125	0.998
100	4	25000	833	0.077	0.114	0.673
200	4	25000	833	0.077	0.088	0.878
400	4	25000	833	0.077	0.080	0.962
800	4	25000	833	0.077	0.078	0.991
100	4	42000	833	0.059	0.103	0.576
200	4	42000	833	0.059	0.073	0.817
400	4	42000	833	0.059	0.063	0.940
800	4	42000	833	0.059	0.060	0.983

Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la période propre fondamentale des structures de bâtiments. Les résultats de ces analyses sont indiqués dans le tableau IV.3, donné ci-dessus dans lequel la variation du rapport, T_{fix}/T , est présenté en fonction des paramètres de base : V_s , E_p , I_p et h .

Dans ce qui suit sont présentés les résultats et commentaires des analyses menées sur les différentes structures aux vibrations libres de la structure vis-à-vis du mode fondamental de vibration. Ces périodes sont évaluées en fonction de la variation des paramètres du sol d'assise et de ceux de la structure.

IV.3.1 Variation des paramètres du sol:

Comme indiqués précédemment, les paramètres de sol considérés sont V_s (vitesse d'onde). Les résultats de ces investigations sont illustrés dans les figures IV.3a, IV.3b et IV.3c données ci-dessous où est indiquée la variation du rapport T_{fix}/T en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement associée aux différentes catégories du site. D'après ces résultats, on constate un allongement de la période fondamentale de la structure lorsque l'effet de l'ISS est pris en compte par rapport à celle obtenue lorsque la structure est considérée encastree à sa base. Cet allongement, exprimé par la réduction du rapport T_{fix}/T , est d'autant plus important, lorsqu'on fait augmenter la vitesse d'onde de cisaillement de sol.

IV.3.2 Effet de la variation des paramètres propres de la structure:

Les principaux paramètres pris dans ce cas sont le module d'élasticité E_p , et le moment d'inertie du poteau I_p , ainsi que la hauteur h . Au vu des résultats obtenus on constate que :

- Le rapport T_{fix}/T décroît de 0.913 à 0.628 (plus de 30%) quand le moment d'inertie des éléments verticaux de la structure I_p augmente de la valeur (0.0108) à la valeur (0.0833 m⁴) et pour une vitesse d'onde de cisaillement faible du sol ($V_s=100$ m/s). Toutefois, cette réduction du rapport T_{fix}/T est moins significative pour les vitesses d'onde de cisaillement élevée ($V_s=800$ m/s), (figure IV.4).
- Le rapport T_{fix}/T diminue également lorsque le module d'élasticité de la structure augmente (figure IV.5), cette diminution est moins significative pour le sol très rigide ($V_s = 800$ m/s).
- Contrairement aux autres paramètres le rapport T_{fix}/T accuse une augmentation significative quand la hauteur h de la structure augmente. Exemple: quand h varie de 2 à 13m le rapport T_{fix}/T varie de 0.480 à 0.830 (figure IV.6).

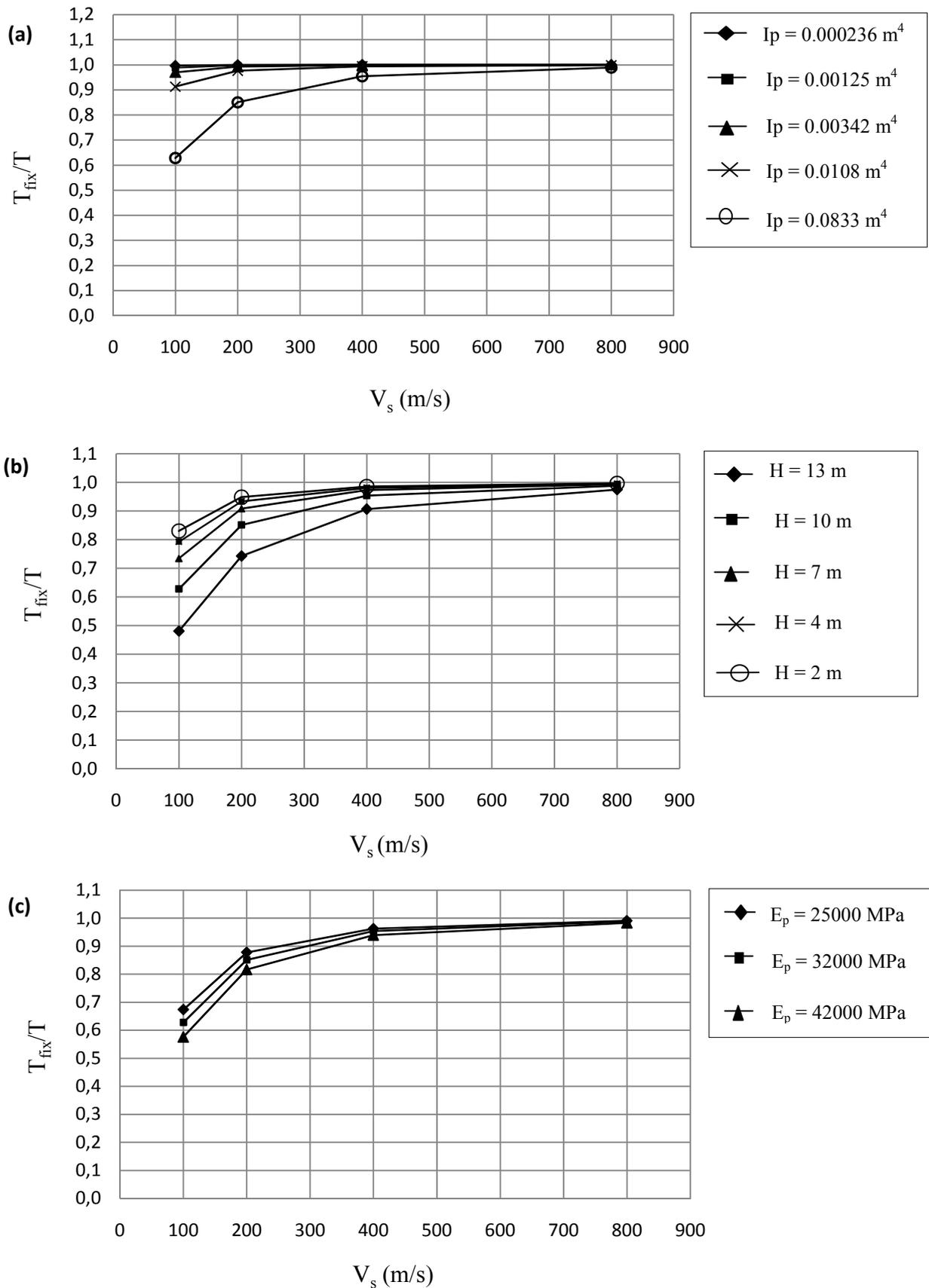


Figure IV.3 (a, b et c) Influence de la vitesse d'onde de cisaillement sur la période fondamentale.

- (a) En fonction de l'inertie de la structure
- (b) En fonction de la hauteur d'étage
- (c) En fonction du module d'élasticité

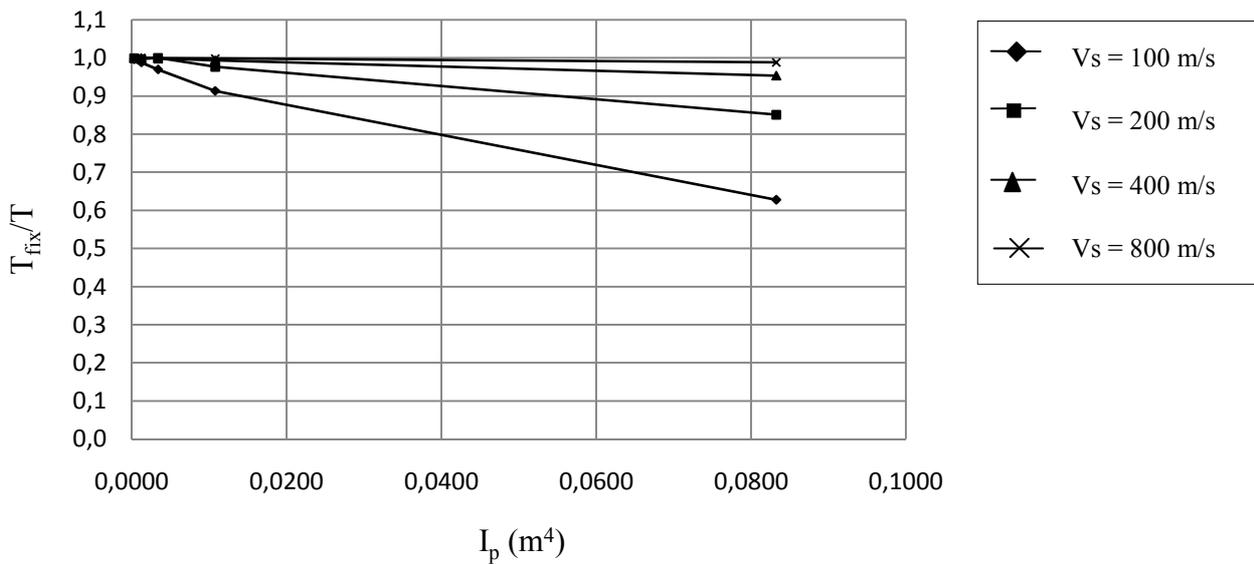


Figure IV.4 Influence de l'inertie du portique sur la période fondamentale.

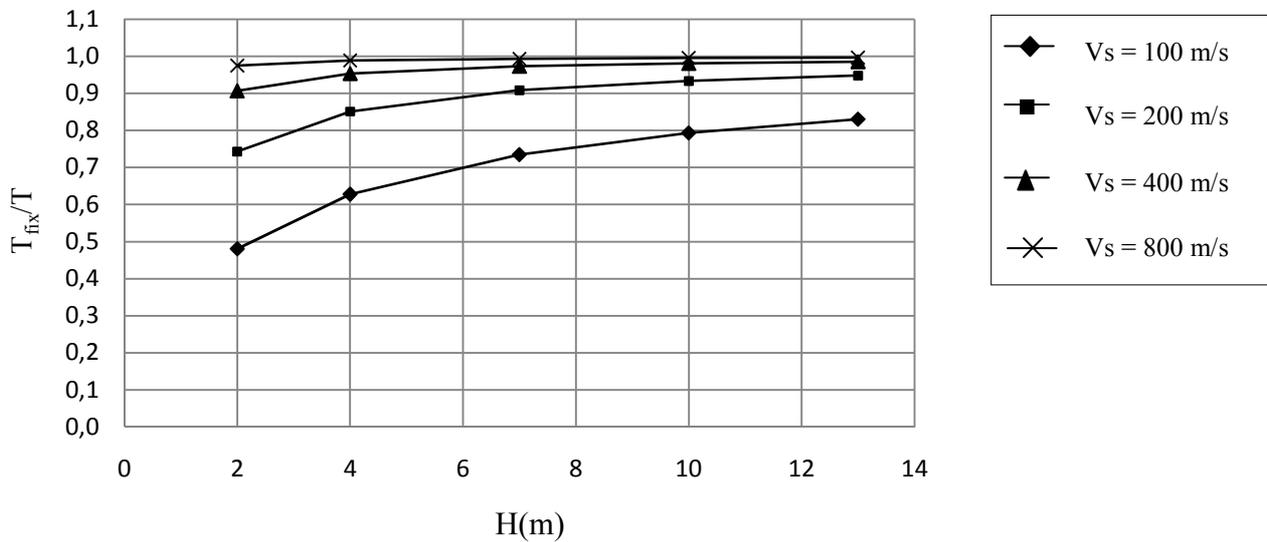


Figure IV.5 Influence de la hauteur d'étage sur la période fondamentale.

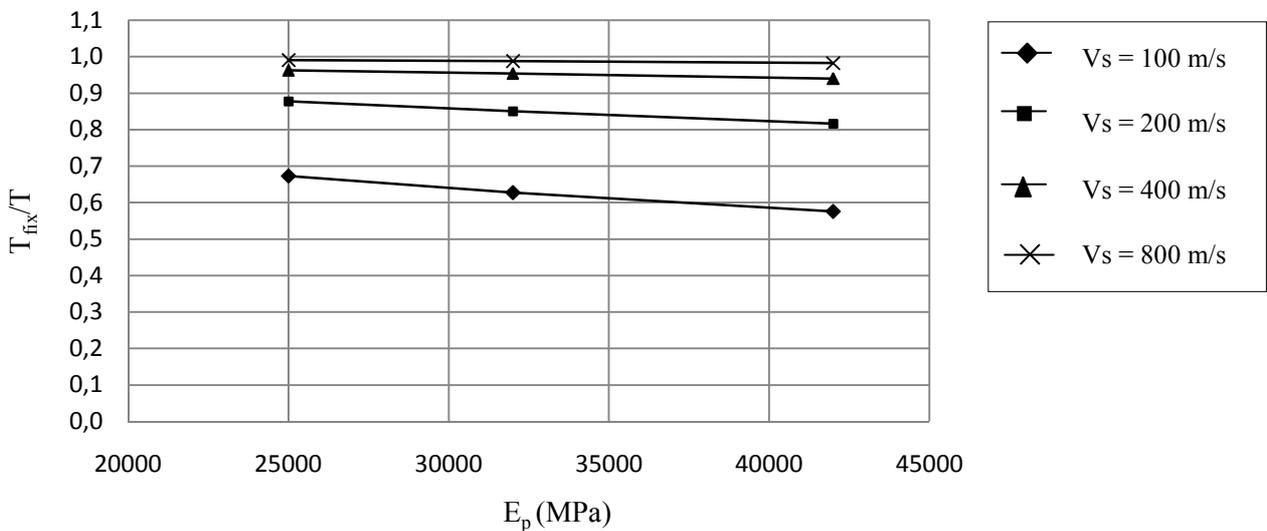


Figure IV.6 Influence du module d'élasticité du portique sur la période fondamentale.

IV.3.3 Approximation des résultats par la méthode de régression multi-linéaire:

D'après l'analyse des résultats illustrés sur les figures ci-dessus, la variation du rapport T_{fix}/T est approximativement linéaire en fonction des paramètres sol-structure; par conséquent le rapport T_{fix}/T peut être exprimé par une équation f en fonction des paramètres suivants :

$$T_{\text{fix}}/T = f(V_s, h, E_p, I_p, A) \quad \text{IV.3}$$

Cette équation décrit la période fondamentale du système de structure -fondation- sol dépend de cinq paramètres qui caractérisent le sol (V_s), et l'autre de la fondation (A) et la structure (h, E_p, I_p). En utilisant la méthode de la régression multilinéaire, la fonction f peut être déterminée par l'expression mathématique (IV.4) suivante:

$$(T_{\text{fix}}/T) = A_1 \text{Log}(V_s) + A_2 \text{Log}(h) + A_3 \text{Log}(E_p) + A_4 \text{Log}(I_p) + b \quad \text{IV.4}$$

IV.3.3.1 Synthèse de la méthode de régression multi-linéaire:

L'ajustement de courbe est une technique d'analyse d'une courbe expérimentale, consistant à construire une courbe à partir de fonctions mathématiques et d'ajuster les paramètres de ces fonctions pour se rapprocher de la courbe mesurée, on parle donc aussi d'ajustement de paramètres. De manière générale, on a une fonction f ayant n paramètres p^1, p^2, \dots, p^n qui relie l'abscisse x à l'ordonnée y :

$$y = f(p^1, p^2, \dots, p^n, x) \quad \text{IV.5}$$

Dans les cas simples, les courbes d'ajustement de paramètres sont approximativement linéaire on peut utiliser une méthode la régression multilinéaire si la loi est linéaire pour tous les paramètres, Les méthodes de régression permettent de déterminer les paramètres à partir de calculs sur les données, mais sont inapplicables si la fonction est trop complexe. Il faut alors travailler par essai-erreur pour se rapprocher d'une solution. La solution n'est pas nécessairement unique. C'est une méthode des moindres carrés. Un modèle de régression simple suppose la relation affine suivante entre y_i et x_i .

$$y_i = a x_i + b, \quad i = 1, \dots, n \quad \text{IV.6}$$

Empiriquement, à partir d'observations (y_i, x_i) , $i = 1, \dots, n$, on a représenté dans un graphe l'ensemble de ces points représentant des mesures d'une grandeur y_i en fonction d'une autre x_i . Les points paraissent alignés. On peut alors proposer un modèle linéaire, c'est-à-dire chercher la droite dont l'équation est $y_i = ax_i + b$ et qui passe au plus près des points du graphe. Passer au plus près, selon la méthode des moindres carrés, c'est rendre minimale la somme des carrés des écarts des points à la droite par la formule suivante:

$$\sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2 \quad \text{IV.7}$$

Où : $(y_i - ax_i - b)^2$ représente le carré de la distance verticale du point expérimental (y_i, x_i) à la droite considérée comme la meilleure.

La régression linéaire consiste à déterminer une estimation des valeurs a et b et à quantifier la validité de cette relation grâce au coefficient de corrélation linéaire. La généralisation à p variables explicatives de ce modèle est s'appelle la régression linéaire multiple, et donnée par la relation (IV.8) suivante:

$$y_i = a_0 + a_1 x_{i1} + a_2 x_{i2} + \dots + a_p x_{ip} \quad \text{IV.8}$$

Le modèle (IV.8) de la régression multilinéaire est estimé par la méthode des moindres carrés, ce qui donne des estimations de paramètres tels que la somme quadratique des erreurs e_i soit minimale, L'équation résultante de prévision est:

$$\hat{y}_i = \hat{a}_0 + \hat{a}_1 x_{i1} + \hat{a}_2 x_{i2} + \dots + \hat{a}_p x_{ip} \quad \text{IV.9}$$

"^" : Dénote des valeurs estimées

Le terme d'erreur est inconnu parce que le modèle vrai est inconnu. Une fois que le modèle a été estimé, les résiduels de régression sont définis par :

$$\hat{e} = y_i - \hat{y}_i \quad \text{IV.10}$$

Avec :

y_i = valeurs observées

\hat{y}_i = valeurs estimées

Sommes des termes quadratiques : Plusieurs statistiques de la régression sont calculées comme fonctions en termes des sommes quadratiques:

$$\begin{aligned} \text{SSE} &= \sum_{i=1}^n \hat{e}_i^2 && \text{somme quadratiques d'erreur} \\ \text{SST} &= \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 && \text{somme quadratiques total} \\ \text{SSR} &= \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 && \text{somme quadratiques de régression} \end{aligned}$$

n = Dimension de l'échantillon (nombre d'observations dans la période de calibrage)

\bar{y} : La moyenne des valeurs y_i .

Le partitionnement de variation: L'équation de régression est estimée en fonction de la somme quadratiques total qui peut être divisée en des composants dus à la régression et aux résiduels :

$$\text{SST} = \text{SSR} + \text{SSE} \quad \text{IV.11}$$

La corrélation entre deux ou plusieurs variables aléatoires ou statistiques numériques, c'est étudier l'intensité de la liaison qui peut exister entre ces variables. La liaison recherchée est une relation affine. Une mesure de cette corrélation est obtenue par le calcul du coefficient de détermination "R-carré", calculé par les sommes quadratiques comme suit :

$$R^2 = \frac{\text{SSR}}{\text{SST}} = 1 - \frac{\text{SSE}}{\text{SST}} \quad \text{IV.12}$$

Si la régression est "parfaite", tous les résiduels sont zéro, SSE est zéro, et R^2 est 1. Si la régression est un échec total, les somme quadratique des résiduels égale toutes les somme quadratique, aucun corrélation n'est expliqué par la régression, et R^2 est zéro.

IV.3.3.2 Résultats statistiques de la régression multilinéaire:

A l'aide de ces démarches ci-dessus de la régression multi-linéaire, les résultats statistiques intervenant dans l'équation (IV.4) et associant approximativement les paramètres sol-structure sont donnés par le tableau suivant:

Tableau IV.4. Statistiques de la régression multilinéaire

Statistiques de la régression				Coefficients de la régression			
SSR	SSE	SST	R^2	A_1	A_2	A_3	A_4
0.50	0.25	0.75	0.67	0.22	0.17	-0.12	-0.10

La normalisation des coefficients de la régression en divisant ces derniers par le coefficient A_3 donne :

$$\frac{A_1}{A_3} \approx 2 \quad \frac{A_2}{A_3} \approx 1.5 \quad \frac{A_4}{A_3} \approx 1$$

A partir de la formule précédente (IV.4), exprimée sous forme logarithmique, on en déduit la formule suivante (IV.13), transformée sous forme exponentielle, afin d'aboutir à la détermination d'une expression simplifiée du rapport des périodes de la structure à base fixe à celle de la structure à base élastique en fonction de la rigidité combinée sol + structure.

$$10^{\left(\frac{T_{fix}}{T}\right)} = \frac{V_s^{A_1} \times h^{A_2}}{E_P^{A_3} \times I_P^{A_4}} \times 10^b \quad \text{IV.13}$$

D'après la formule donnée ci-dessus, il est à remarquer que le rapport du deuxième membre de cette formule est fonction de certains paramètres clés ayant une relation avec l'inertie, la hauteur et le module d'élasticité de la structure, ainsi qu'avec la vitesse d'onde du cisaillement du sol, ce qui conduit à proposer une formule simplifiée représentant la rigidité relative sol-structure (K_{SS}) exprimée comme suit, tenant compte de la normalisation des coefficients A_1 , A_2 , A_3 et A_4 par le coefficient A_3 :

$$K_{SS} = \frac{V_s^2 \times h^{\frac{3}{2}}}{E_P \times I_P} \quad \text{IV.14}$$

Par ailleurs, à partir du tableau IV.5 ci-dessous qui représente les valeurs des rigidités des ressorts K_v , K_h et K_θ , on remarque que la rigidité du sol dépend de la géométrie de la fondation, du carré de la vitesse d'onde de cisaillement du sol V_s^2 , et de la racine carrée de l'aire de la fondation \sqrt{A} ; par conséquent, l'expression (IV.14) adoptée pour K_{SS} devient :

$$K_{SS} = \frac{\rho \times V_s^2 \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{A}}{E_P \times I_P} \quad \text{IV.15}$$

Tableau IV.5 Influence de la géométrie de la fondation sur la rigidité du sol.

<i>Type du sol</i>		<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Vitesse d'onde de cisaillement</i> <i>V_S (m/s)</i>		<i>100</i>	<i>200</i>	<i>400</i>	<i>800</i>
<i>ρ (daN/m³)</i>		<i>1800</i>	<i>2000</i>	<i>2200</i>	<i>2200</i>
<i>Coefficient de poisson</i>		<i>0.45</i>	<i>0.4</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>
<i>Translation</i> <i>Horizontale</i> <i>K_h/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=1m</i>	<i>2.90</i>	<i>2.80</i>	<i>2.60</i>	<i>2.60</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=1m</i>	<i>3.86</i>	<i>3.72</i>	<i>3.46</i>	<i>3.46</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=1m</i>	<i>5.80</i>	<i>5.60</i>	<i>5.20</i>	<i>5.20</i>
<i>Translation</i> <i>Verticale</i> <i>K_v/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=1m</i>	<i>3.93</i>	<i>3.60</i>	<i>3.09</i>	<i>3.09</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=1m</i>	<i>5.66</i>	<i>5.19</i>	<i>4.44</i>	<i>4.44</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=1m</i>	<i>8.73</i>	<i>8.00</i>	<i>6.86</i>	<i>6.86</i>
<i>Rotation</i> <i>K_θ/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=1m</i>	<i>0.91</i>	<i>0.83</i>	<i>0.71</i>	<i>0.71</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=1m</i>	<i>4.36</i>	<i>4.00</i>	<i>3.43</i>	<i>3.43</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=1m</i>	<i>22.98</i>	<i>21.07</i>	<i>18.06</i>	<i>18.06</i>
Avec:		$\sqrt{A} = \sqrt{BL} = \sqrt{Ax B}$			

Tableau IV.5 (Suite) Influence de la géométrie de la fondation sur la rigidité du sol.

<i>Type du sol</i>		<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Vitesse d'onde de cisaillement V_S (m/s)</i>		<i>100</i>	<i>200</i>	<i>400</i>	<i>800</i>
<i>ρ (daN/m³)</i>		<i>1800</i>	<i>2000</i>	<i>2200</i>	<i>2200</i>
<i>Coefficient de poisson</i>		<i>0.45</i>	<i>0.4</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>
<i>Translation horizontale</i> <i>K_h/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=2 m</i>	<i>5.80</i>	<i>5.60</i>	<i>5.20</i>	<i>5.20</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=2m</i>	<i>7.71</i>	<i>7.44</i>	<i>6.91</i>	<i>6.91</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=2m</i>	<i>11.60</i>	<i>11.20</i>	<i>10.40</i>	<i>10.40</i>
<i>Translation verticale</i> <i>K_V/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=2 m</i>	<i>7.85</i>	<i>7.20</i>	<i>6.17</i>	<i>6.17</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=2m</i>	<i>11.31</i>	<i>10.37</i>	<i>8.89</i>	<i>8.89</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=2m</i>	<i>17.45</i>	<i>16.00</i>	<i>13.71</i>	<i>13.71</i>
<i>Rotation</i> <i>K_θ/G</i>	<i>L/B=1</i> <i>B=2m</i>	<i>7.27</i>	<i>6.67</i>	<i>5.71</i>	<i>5.71</i>
	<i>L/B=2</i> <i>B=2m</i>	<i>34.91</i>	<i>32.00</i>	<i>27.43</i>	<i>27.43</i>
	<i>L/B=4</i> <i>B=2m</i>	<i>183.85</i>	<i>168.53</i>	<i>144.46</i>	<i>144.46</i>
Avec:		$\sqrt{A} = \sqrt{BL} = \sqrt{AxB}$			

La figure IV.7 illustre la variation du rapport T_{fix}/T en fonction de la rigidité sol-structure (K_{ss}) pour les structures de bâtiments à un étage, cette variation peut être rapprochée pour avoir l'allure d'une courbe simple bien précise en fonction de $\log(K_{ss})$. D'après cette figure (IV.7) on constate que :

- Lorsque $\text{Log}(K_{ss}) > 1.5$, le rapport T_{fix}/T atteint l'asymptote pour laquelle $T_{\text{fix}}/T=1$. Dans ce cas, la période fondamentale de la structure tenant compte de l'ISS est proche de celle d'une structure à base fixe.
- Lorsque $\text{Log}(K_{ss}) < 1.5$, on observe une variation importante du rapport T_{fix}/T en fonction de K_{ss} . Dans ce cas, la non prise en compte de l'ISS peut entraîner une sous-estimation significative de la période fondamentale du système sol-structure et une prédiction erronée de la réponse dynamique globale de la structure.
- Pour les structures rigides fondées sur des sols élastiques ($\text{Log}(K_{ss}) < 0$), la période fondamentale est égale à deux fois ou plus celle d'une structure fixée à la base.

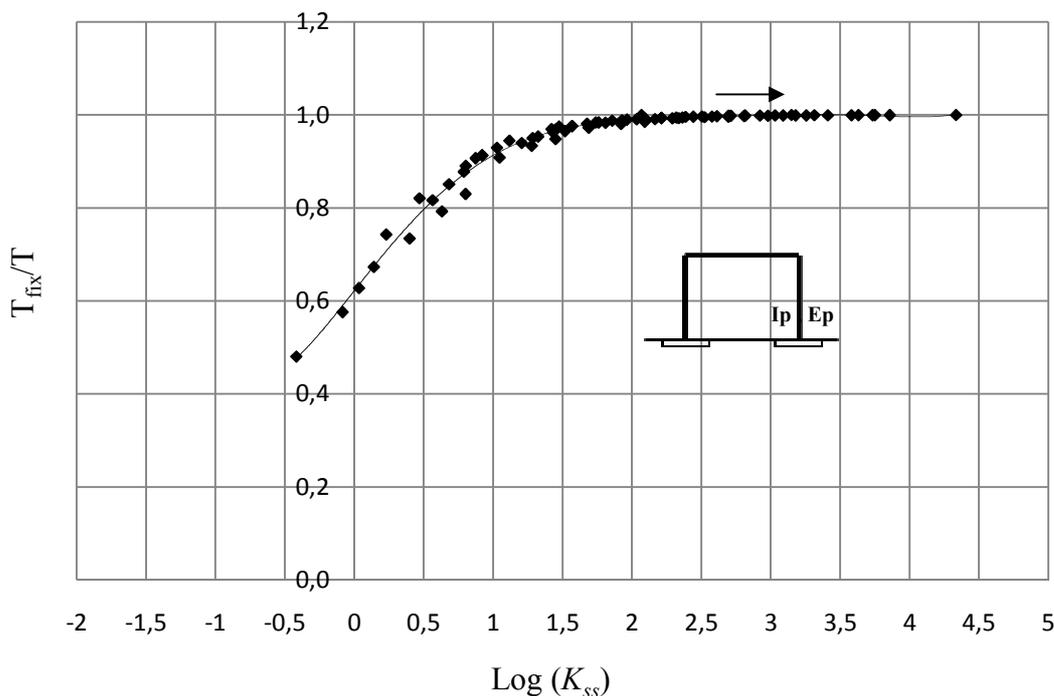


Figure IV.7 Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la période fondamentale des structures à 1DDL.

Afin d'étendre les résultats obtenus pour les structures à un degré de liberté, l'étude paramétrique a été généralisée en considérant les structures bidimensionnelles et tridimensionnelles.

IV.3.3.3 Analyse des structures bidimensionnelles à plusieurs étages:

Les structures bidimensionnelles étudiées sont composées de portiques auto-stables en nombre de cinq comportant chacune trois travées de même portée égale à 5 m avec 1, 3, 5, 7 et 10 étages respectivement (voir figure IV.8). A noter que le système équivalent à un degré de liberté est considéré en tant que moyen pour une étude fiable d'un bâtiment à un seul étage ou plusieurs étages avec une distribution de la rigidité et de la masse sur la hauteur ; la masse de la structure est supposée concentrée à la hauteur h_e , généralement h_e est égale à la hauteur de la structure pour les bâtiments à un seul niveau, tandis que pour les bâtiments à plusieurs étages cette hauteur doit être prise approximativement égale à 70 % de la hauteur totale du bâtiment [50]. Par conséquent, la rigidité sol-structure K_{ss} peut être exprimée comme suit :

$$K_{SS} = \frac{\rho \times V_s^2 \times 0.7 h_e^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{A}}{E_p \times I_p} \quad \text{IV.16}$$

La figure IV.8 illustre la variation du rapport T_{fix}/T en fonction de la rigidité sol-structure (K_{ss}) pour les structures bidimensionnelles à plusieurs étages, et montre que la courbe proposée dans le cas d'une structure à 1DDL reproduit d'une façon très satisfaisante la tendance obtenue pour les structures bidimensionnelles à plusieurs DDL.

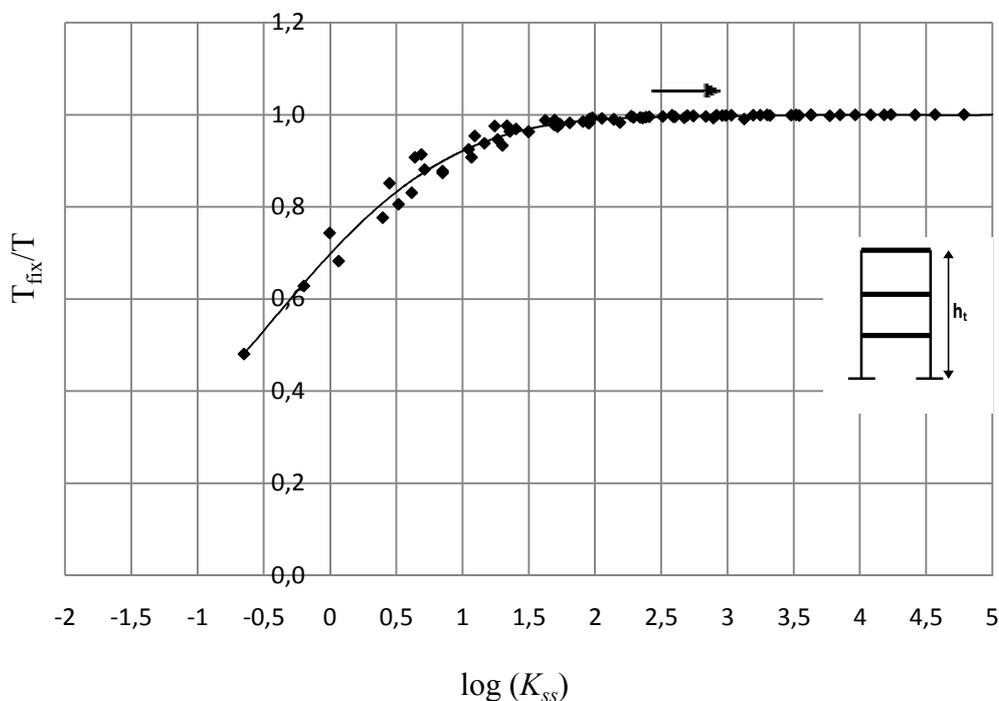


Figure IV.8 Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la période fondamentale des structures bidimensionnelles.

IV.3.3.4 Analyse des structures tridimensionnelles à plusieurs étages :

Dans ce cas, les calculs ont été menés, de manière générale sur les structures tridimensionnelles multi-étagées en faisant varier le nombre de travées dans les directions transversale et longitudinale (N_{tx} , N_{ty}) de la structure considérée (Tableau IV.6).

Tableau IV.6 Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.

N_e	N_{tx}	N_{ty}	V_s ((m/s)	H (m)	E_p (MPa)	$I_p/10^{-4}$ (m ⁴)	T_{fix}/T
1	1	1	100	4	32000	12.5	0.988
1	1	1	200	4	32000	12.5	0.997
1	1	1	400	4	32000	12.5	1.000
1	3	1	100	4	32000	12.5	0.988
1	3	1	200	4	32000	12.5	0.997
1	3	1	400	4	32000	12.5	0.999
1	3	2	100	4	32000	12.5	0.988
1	3	2	200	4	32000	12.5	0.997
1	3	2	400	4	32000	12.5	0.999
1	3	3	100	4	32000	12.5	0.987
1	3	3	200	4	32000	12.5	0.997
1	3	3	400	4	32000	12.5	0.999
1	1	1	100	4	32000	108	0.912
1	1	1	200	4	32000	108	0.975
1	1	1	400	4	32000	108	0.994
1	3	1	100	4	32000	108	0.912
1	3	1	200	4	32000	108	0.975
1	3	1	400	4	32000	108	0.993
1	3	2	100	4	32000	108	0.914
1	3	2	200	4	32000	108	0.976
1	3	2	400	4	32000	108	0.993
1	3	3	100	4	32000	108	0.914
1	3	3	200	4	32000	108	0.977
1	3	3	400	4	32000	108	0.994
1	1	1	100	4	32000	833	0.629
1	1	1	200	4	32000	833	0.851
1	1	1	400	4	32000	833	0.954
1	3	1	100	4	32000	833	0.629
1	3	1	200	4	32000	833	0.851
1	3	1	400	4	32000	833	0.955
1	3	2	100	4	32000	833	0.630
1	3	2	200	4	32000	833	0.852
1	3	2	400	4	32000	833	0.954

Tableau IV. 6 (suite) Influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale.

1	3	3	100	4	32000	833	0.630
1	3	3	200	4	32000	833	0.851
1	3	3	400	4	32000	833	0.953
1	1	1	100	2	32000	833	0.478
1	1	1	200	2	32000	833	0.740
1	1	1	400	2	32000	833	0.907
1	3	1	100	2	32000	833	0.479
1	3	1	200	2	32000	833	0.740
1	3	1	400	2	32000	833	0.906
1	3	2	100	2	32000	833	0.480
1	3	2	200	2	32000	833	0.740
1	3	2	400	2	32000	833	0.907
1	3	3	100	2	32000	833	0.481
1	3	3	200	2	32000	833	0.742
1	3	3	400	2	32000	833	0.908
3	1	1	100	4	32000	833	0.805
3	1	1	200	4	32000	833	0.938
3	1	1	400	4	32000	833	0.982
3	3	1	100	4	32000	833	0.805
3	3	1	200	4	32000	833	0.938
3	3	1	400	4	32000	833	0.982
3	3	2	100	4	32000	833	0.810
3	3	2	200	4	32000	833	0.939
3	3	2	400	4	32000	833	0.983
3	3	3	100	4	32000	833	0.812
3	3	3	200	4	32000	833	0.940
3	3	3	400	4	32000	833	0.983
5	1	1	100	4	32000	833	0.873
5	1	1	200	4	32000	833	0.962
5	1	1	400	4	32000	833	0.990
5	3	1	100	4	32000	833	0.873
5	3	1	200	4	32000	833	0.962
5	3	1	400	4	32000	833	0.989
5	3	2	100	4	32000	833	0.878
5	3	2	200	4	32000	833	0.964
5	3	2	400	4	32000	833	0.990
5	3	3	100	4	32000	833	0.881
5	3	3	200	4	32000	833	0.964
5	3	3	400	4	32000	833	0.990

Au total (72) structures ont été analysées où la même évolution du rapport T_{fix}/T . les résultats obtenus montrent que la variation du rapport T_{fix}/T des structures tridimensionnelles est similaire en grandeur à celle obtenue pour les structures à 1DDL. Par conséquent, la rigidité relative tenant compte de l'effet de l'ISS des différentes structures étudiées peut être exprimée par la relation suivante :

$$K_{SS} = \frac{\rho \times V_S^2 \times (h_e)^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{\frac{\sum_1^n A_i}{n}}}{(E_P \times I_P)} \quad (\text{IV.17})$$

avec :

A étant la somme des surfaces des fondations = $\sum_1^n A_i = A_1 + A_2 + \dots + A_n$

La figure IV.9 illustre la variation du rapport T_{fix}/T en fonction de la rigidité sol-structure (K_{SS}) pour les structures de bâtiments à un ou plusieurs étages. D'après cette figure on constate les mêmes résultats que ceux obtenus pour les structures bidimensionnelles malgré que cette fois-ci l'étude est menée en considérant les structures en trois dimensions. Cette analogie est due vraisemblablement à l'invariance de la réponse par rapport à celle de l'étude précédente à cause de l'augmentation du nombre de travées qui est proportionnelle à la somme totale de la surface totale de la fondation (A_1 , A_2 et A_n).

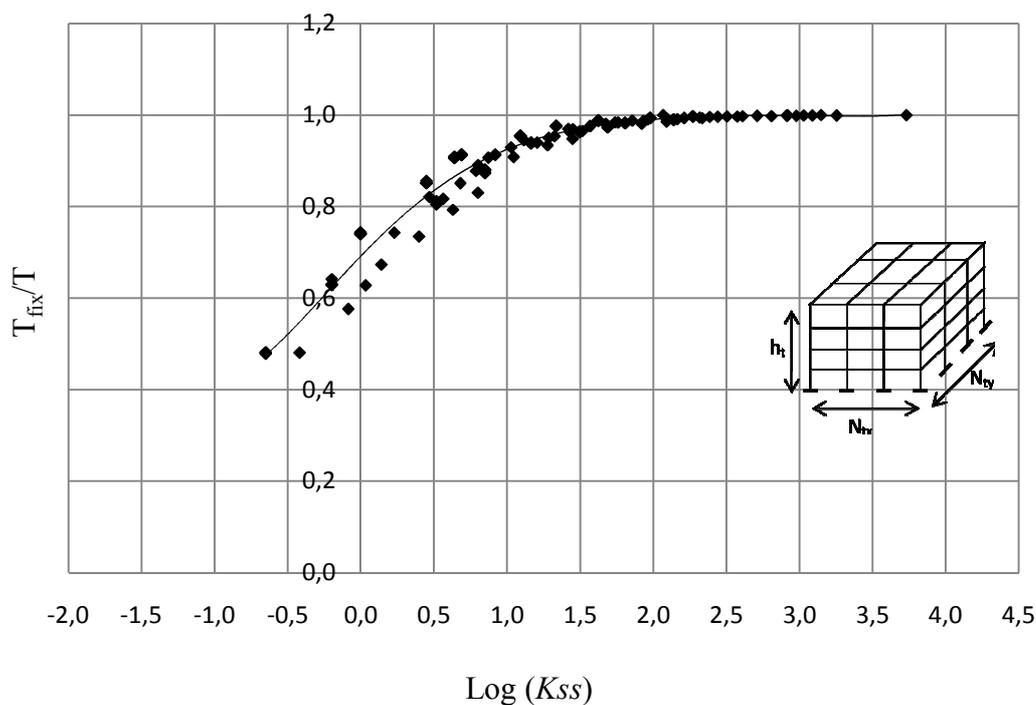


Figure IV.9 Influence de la rigidité sol-structure K_{SS} sur la période fondamentale des structures à un ou plusieurs étages.

IV.4 Conclusion

Les résultats obtenus ont montrés effectivement l'impact de l'effet de l'ISS sur les caractéristiques dynamiques propres des structures étudiées, notamment sur la période fondamentale de la structure où il a été enregistré une forte augmentation de celles-ci dans le cas des structures fondées sur un sol devenant de plus en plus élastique (raideurs des sols faibles), et avec l'augmentation de l'inertie de la structure. Ce qui implique théoriquement une atténuation des contraintes développées dans la structure (globalement).

L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la période fondamentale des bâtiments a permis de définir un paramètre adimensionnel K_{ss} représentant la rigidité relative exprimée en fonction de certains paramètres clés ayant une relation avec l'inertie, la hauteur et le module d'élasticité de la structure, ainsi qu'avec la vitesse d'onde du cisaillement du sol.

La rigidité relative du système sol-structure a été déduite où des courbes ont été tracées permettant la détermination directe des périodes fondamentales des structures auto-stables avec et sans ISS. Pour des rigidités relatives élevées $\text{Log}(K_{ss}) > 1.5$, l'interaction sol-structure est négligeable. Le calcul avec l'hypothèse d'encastrement à la base peut être retenu. Pour des valeurs de $\text{Log}(K_{ss}) < -1.5$, l'influence de l'ISS est très significative. Dans ce cas, la non prise en compte de l'ISS peut entraîner une sous-estimation significative de la période fondamentale du système sol-structure et une prédiction erronée de la réponse dynamique globale de la structure.

V.1 Introduction

Le calcul sismique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie mises en jeu. L'ors qu'une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectuée tout d'abord, tant que dure le séisme, une série de d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexes. L'étude dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de libertés et plusieurs masses, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode vibration. Le cumul de réponses de ces oscillateurs simples permet d'obtenir la réponse de la structure. Pour la plus part des études sismiques, on considère la structure ancrée à sa base dans un milieu infiniment rigide, ne pas tenir compte de la souplesse du sol et les éléments de fondation, et sa capacité à dissiper une partie de l'énergie sismique peut conduire à des résultats sensiblement différents. Les raisons pour lesquelles l'interaction sol structure n'est pas plus souvent prise en considération dans les études sont essentiellement liées à la méthode et l'outil, ainsi que le manque de données de sol. Ce chapitre a comme objectif l'évaluation des effets de l'interaction sol structures sur le comportement sismique des structures des bâtiments.

V.2. Description des structures étudiées

Cette deuxième partie de l'étude paramétrique concerne l'évaluation des efforts tranchants et les moments de renversement enveloppent à la base du portique, les déplacements latéraux du sommet des structures analysées. Ces dernières sont composées de portiques auto-stables en nombre de cinq comportant chacune trois travées de même portée égale à 5 m avec 1, 3, 5, 7 et 10 étages respectivement (voir figure V.1 et V.2) La hauteur de chaque étage est de 4m. Le sol est supposé homogène ayant un comportement élastique linéaire et modélisé par des ressorts élastiques discrets de rigidités de translation (K_h horizontale et K_v verticale) et de rotation K_θ , en basant sur le même modèle de sol considéré dans le chapitre précédent.

Ces structures ont été choisies pour effectuer une étude paramétrique pour évaluer le comportement dynamique d'une structure de bâtiment en vibrations forcées (figure V.2), Chaque structure est soumise aux charges dynamiques déduites à partir du spectre de réponse du code algérien RPA99 et à l'action de l'accélérogrammes d'Elcentro [53]. L'analyse a concerné des variantes de la structure et de sol illustré dans le tableau V.1 suivant. Une analyse bidimensionnelle a été réalisée en utilisant le SAP2000 et la modélisation de la structure par des barres et le sol par des ressorts discret pour les différentes directions (voir figure V.3 et V.4).

Tableau V.1 Caractéristiques physiques propres du sol et de la structure.

Sol			Structure			
Vitesse d'onde de cisaillement du sol, V_s (m/s)	Masse volumique du sol, ρ (kN/m ³)	Coef. de Poisson, ν	Module d'élasticité du poteau, E_p (MPa)	Ne Nombre d'étage (m)	Moment d'inertie du poteau, $I_p/10^{-4}$ (m ⁴)	Coef de Poisson, ν
100	18	0.45	32000	1	12.5	0.2
200	18	0.40		3		
400	20	0.30		5		
800	22	0.30		7		
base fixe	-	-		10		

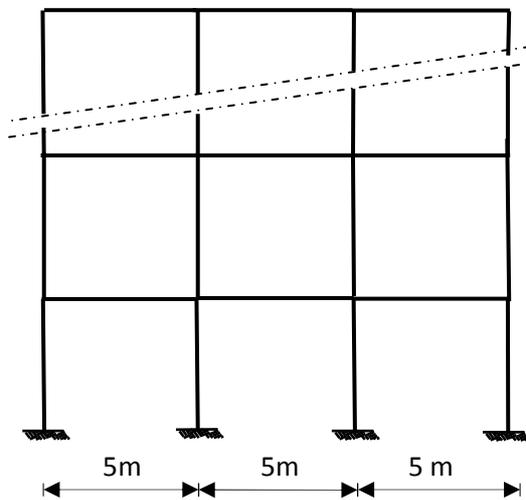


Figure V.1 Portique autostable sans ISS.

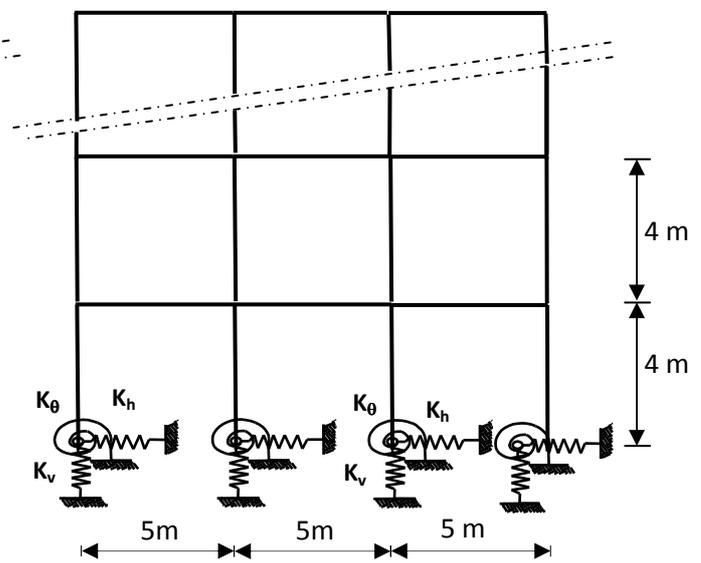


Figure V.2 Portique autostable avec ISS.

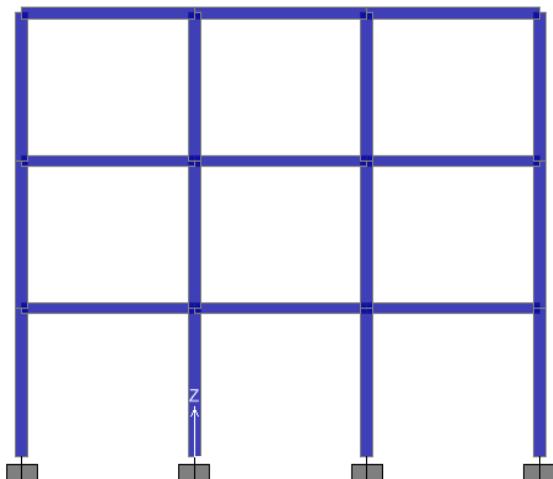


Figure V.3 Portique autostable sans ISS.

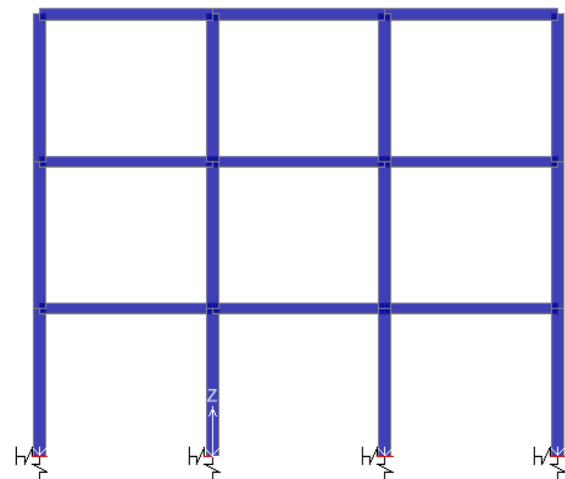


Figure V.4 Portique autostable avec ISS.

V.3. Définition des chargements sismiques

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse, c'est-à-dire par une représentation non plus dans le domaine du temps (accélérogramme), mais dans celui des fréquences. Le spectre d'accélération fournit immédiatement la force d'inertie maximale agissant sur la masse en mouvement, ce maximum s'identifiant à celui de la force élastique développée dans le système. Les actions sismiques utilisées dans cette présente étude sont basées sur ces deux méthodes d'analyses qui sont mentionnées dans le code RPA2003, à savoir :

- 1 - la méthode d'analyse modale spectrale, et
- 2 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1 Spectre de réponse élastique selon RPA 99

Selon cette méthode, les forces sismiques sont obtenues par des spectres de réponse élastiques normalisés fournis par le règlement RPA en fonction du coefficient d'accélération de zone ($A=0.25$, zone III), du facteur de correction d'amortissement (η) pour un amortissement critique de 5%, du coefficient de comportement de la structure R (portique sans remplissage $R=5$), périodes caractéristiques dépendant du type de site (T_1 et T_2) et du facteur de qualité ($Q = 1.2$). Chaque spectre de réponse élastique est associé une catégorie de site calculée par les relations V.1 en fonction des caractéristiques de ce dernier comme illustré à la figure V.5.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left\langle 1 + \frac{T}{T_1} \left\langle 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right\rangle \right\rangle & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \left\langle \frac{Q}{R} \right\rangle 2.5\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \left\langle \frac{Q}{R} \right\rangle 2.5\eta \left\langle \frac{T_2}{T} \right\rangle^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 1.25A \left\langle \frac{Q}{R} \right\rangle 2.5\eta \left\langle \frac{T_2}{T} \right\rangle^{2/3} \left\langle \frac{3}{T} \right\rangle^{5/3} & T_2 > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{V.1}$$

V.3.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Sur la base des accélérogrammes, la présente méthode donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps ; cette méthode est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de DUHAMEL.

Un seul accélérogramme est considéré dans la présente étude, en l'occurrence El-Centro (Californie), dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau V.2, donné ci-dessous, ainsi que la forme de son allure représentée par l'accélération du sol en fonction du temps (voir figure V.6).

Tableau V.2. Caractéristique d'accélérogramme utilisé.

Séisme	Composante	Accélération max (g)	Pas de temps (sec)	Durée totale (sec)	Temps relatif à a_{max} (sec)
Elcentro 18/05/1940	E-W	0.34	0.005	36	9.225

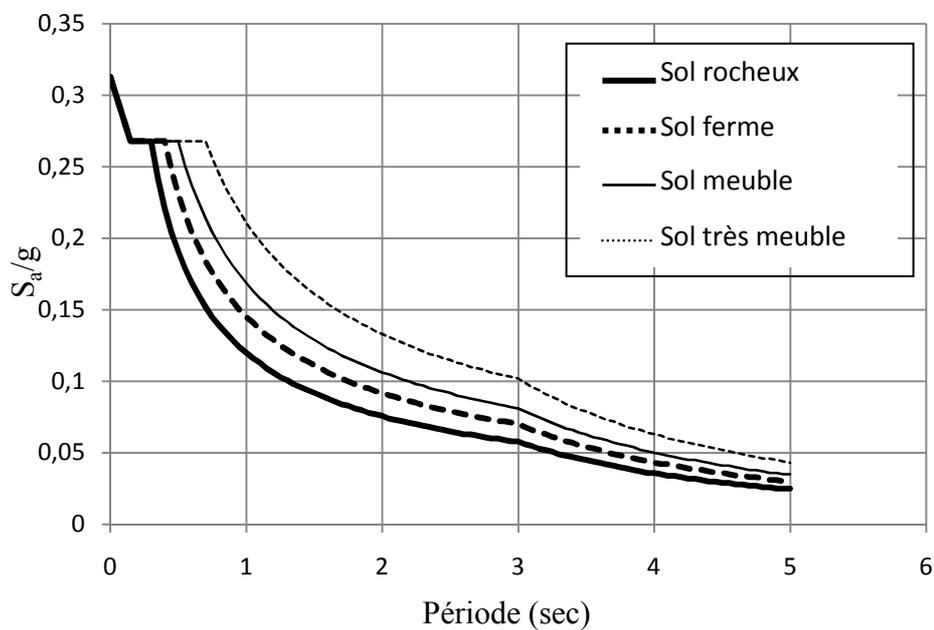


Figure V.5 Spectres de calcul normalisés selon RPA 2003.

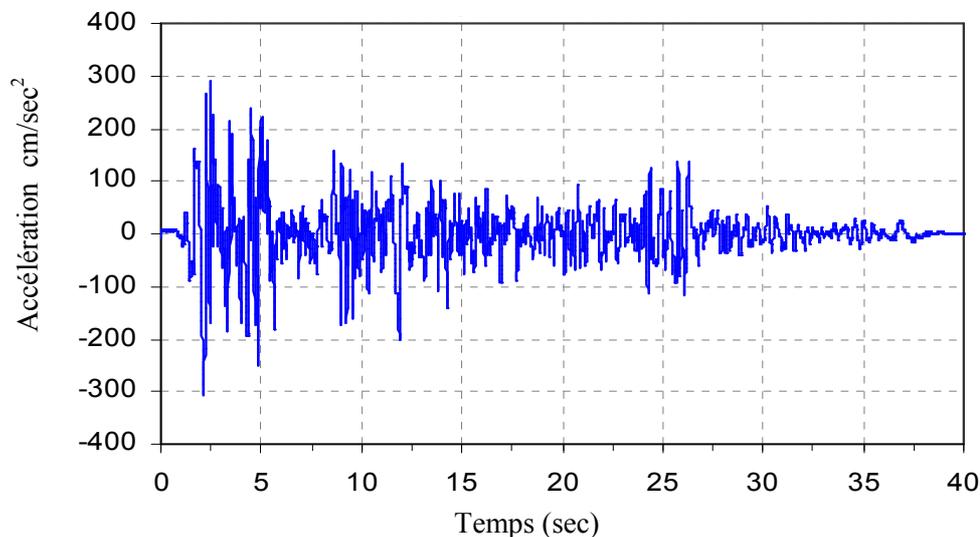


Figure V.6 Composante (E-W) de l'accélérogramme d'El-Centro du 18 Mai 1940.

V.4 Résultats et discussions

Les résultats obtenus dans cette étude en termes d'efforts tranchants et moment de renversement à la base, déplacement latéral aux sommets des portiques pour les différentes structures étudiées sont présentés comme suit :

V.4.1 Détermination des efforts tranchants à la base

V.4.1.1 Par la méthode dynamique modale spectrale du code RPA 2003

Les figures V.7 et V.8 illustrent la variation de l'effort tranchant à la base des structures étudiées en fonction des caractéristiques du sol et de la structure à l'aide des spectres de réponse associés aux quatre catégories du site donnés par les règles parasismiques Algériennes (RPA 2003). Les caractéristiques englobent la vitesse d'onde de cisaillement et l'inertie de la structure. L'objectif de cette partie d'étude consiste à analyser l'effet simultané du sol (défini par les raideurs des ressorts K_h , K_v et K_θ) et du spectre de réponse du code RPA.

V.4.1.1.1 Effet de la vitesse d'onde de cisaillement du sol

Selon ces mêmes figures (Figs. V.7 et V.8), on constate que l'effort tranchant à la base de la structure croît lorsque la vitesse d'onde de cisaillement augmente. On note également que les efforts tranchants à la base des structures fixées à leur base sont plus importants que ceux des structures dont la base est élastique. Par exemple, dans le cas du portique à cinq (5) étages, l'effort tranchant à la base passe de la valeur 203 kN à 351 kN respectivement pour les vitesses d'onde de cisaillement de 100 et 800 (m/s), représentant ainsi un taux d'accroissement d'environ 40%.

Par ailleurs, on constate que quand la vitesse d'onde de cisaillement varie de 100 à 800 m/s l'accélération spectrale diminue. A titre d'exemple, au temps $t = 1$ sec, l'accélération spectrale associée à un sol très meuble ($V_s \leq 100$ m/s) dépasse la valeur 0.2g, tandis-qu'au même instant, elle est passée au-dessous de la barre de 0.1g pour un sol rigide (rocheux) (voir Figure V.5).

Dans le cas d'un sol meuble, il convient de noter que l'effort tranchant à la base s'avère très faible ; ceci est du sans doute à l'effet combiné des raideurs du sol et du spectre de réponse.

V.4.1.1.2 Effet de l'inertie de la structure

Dans ce cas précis, on constate que l'effort tranchant à la base augmente quand l'inertie des éléments verticaux (poteaux) du portique et du nombre d'étage augmentent, comme cela est montré dans les figures V.7 et V.8.

Exemple : la structure à dix (10) étages considérée, dont la base est encastree et dont l'inertie de ses poteaux est fixée à $12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$, développe un effort tranchant à la base égale à 363 kN, par contre celle dont l'inertie des poteaux vaut $108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ développe un effort tranchant égale à 433 kN ; ce qui implique un taux de variation de plus de 15%.

V.4.1.2 Par la méthode dynamique temporelle sous l'action de l'accélérogramme d'Elcentro

Les figures V.9 et V.10, données ci-dessous, représentent la variation des efforts tranchants maximums à la base des structures étudiées en fonction de l'inertie du portique, du nombre d'étages et de la vitesse d'onde de cisaillement du sol (V_s). Cette variation est obtenue en effectuant une analyse dynamique linéaire sous l'action de la composante (E-W) de l'accélérogramme d'Elcentro.

D'après ces résultats, on constate que l'allure des efforts tranchants à la base de chacune des structures étudiées sont similaires en grandeur quelque soit la variation de la vitesse d'onde de cisaillement et la raideur du sol. Il en découle dans ce cas que l'effort tranchant à la base est indépendant de la raideur du sol qui est modélisé par des ressorts discrets ne tenant pas compte d'aucune pulsation de l'excitation, en particulier celle de l'accélérogramme utilisé ; Exemple : la figure V.11 montre cette similitude à travers le cas de la structure à 5 étages pour trois vitesses d'onde et de rigidité du sol différentes.

Par ailleurs, on enregistre une augmentation de l'effort tranchant à la base lorsque la rigidité des poteaux augmente; exemple : pour $N_e = 10$: ($I=12.5 \times 10^{-4}$, $V=300 \text{ kN}$) ; ($I=108 \times 10^{-4}$, $V=640 \text{ kN}$).

Tandis-qu' on constate, pour une même rigidité des poteaux, une irrégularité quant à la variation de l'effort tranchant à la base lorsque le nombre d'étage varie. A titre d'exemple, pour $I=12.5 \times 10^{-4}$: ($N_e = 10$, $V=300 \text{ kN}$) ; ($N_e = 3$, $V=560 \text{ kN}$), ce qui fait une différence de 260 kN.

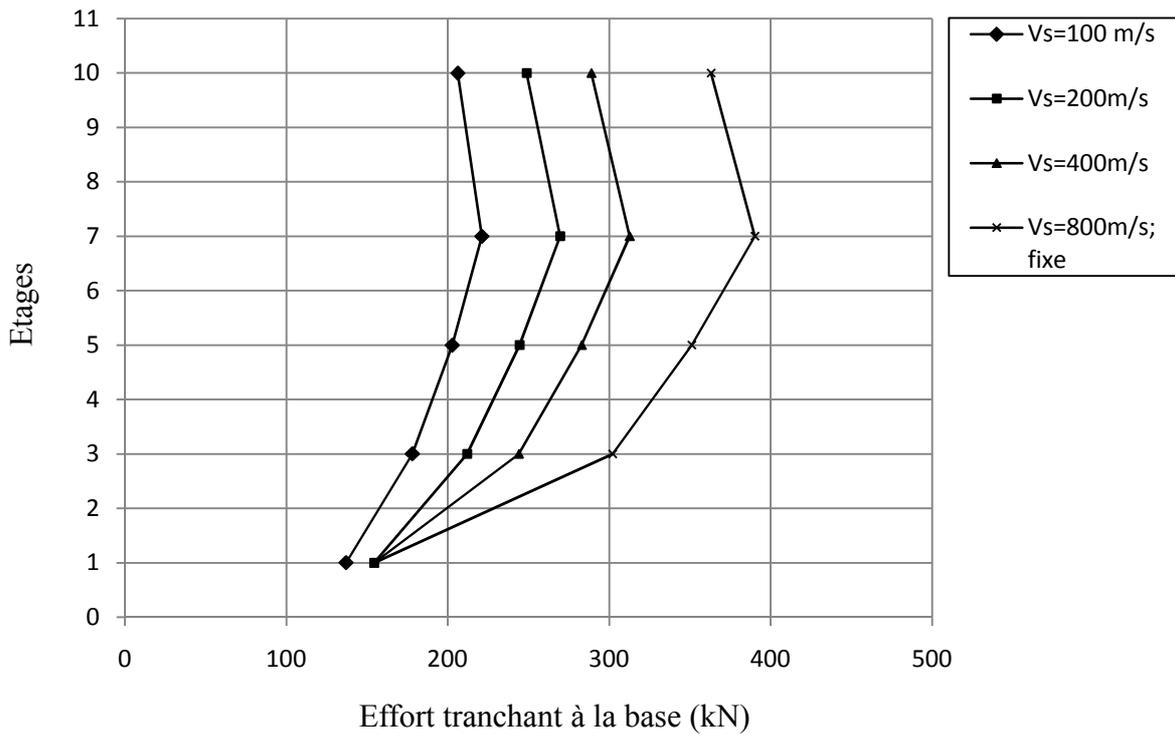


Figure V.7 Effort tranchant dynamique à la base des portiques, ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

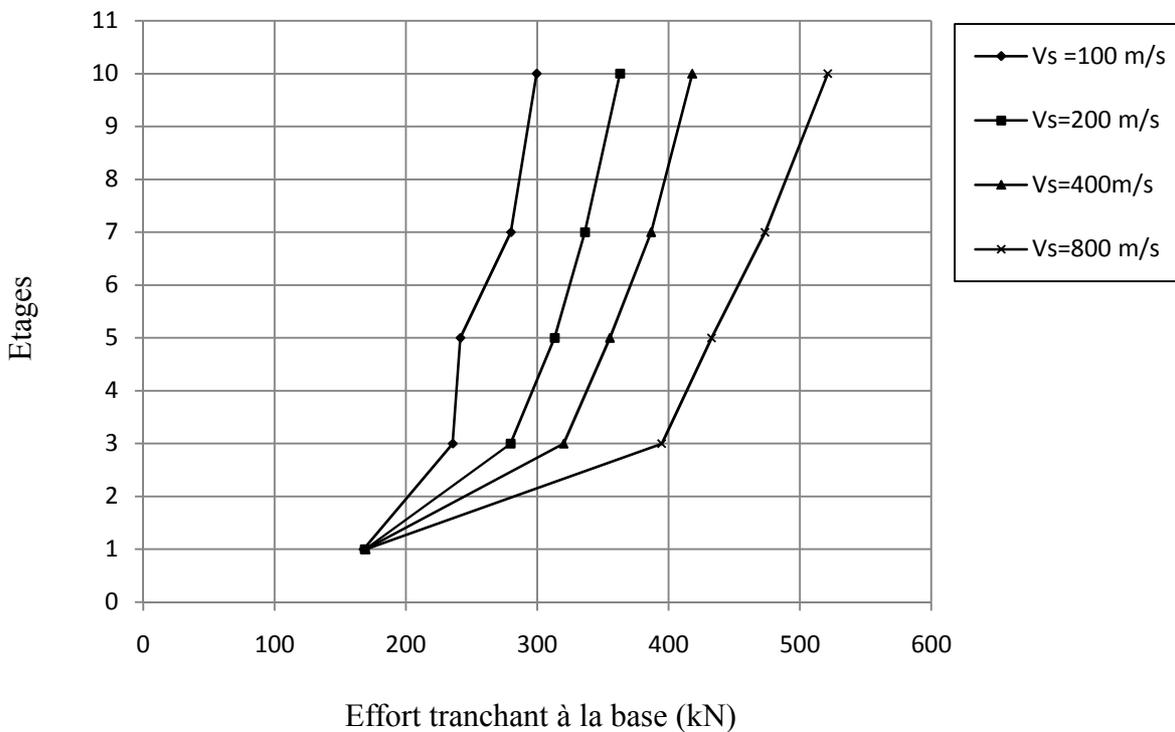


Figure V.8 Effort tranchant dynamique à la base des portiques, ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

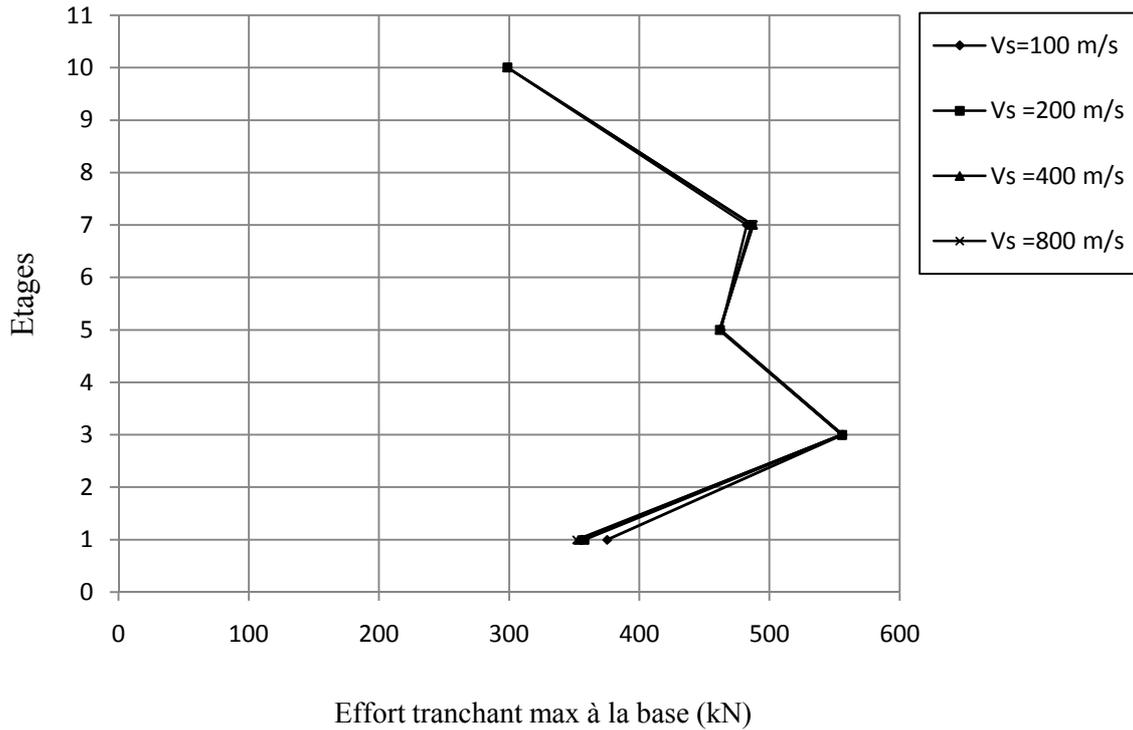


Figure V.9 Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).

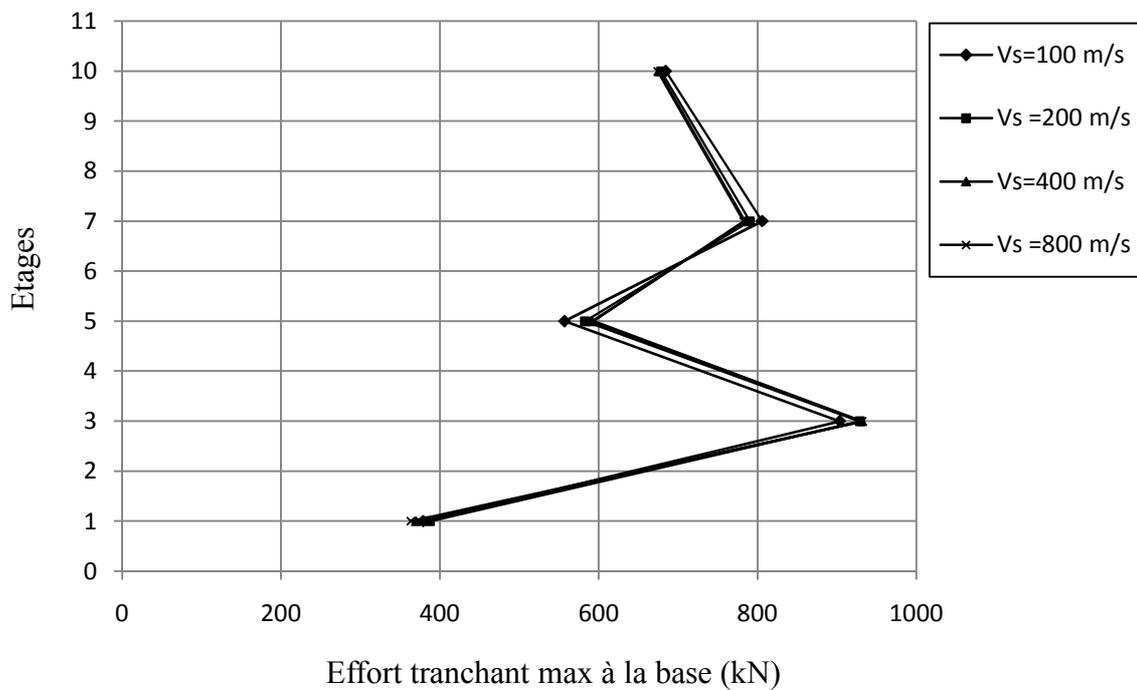


Figure V.10 Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).

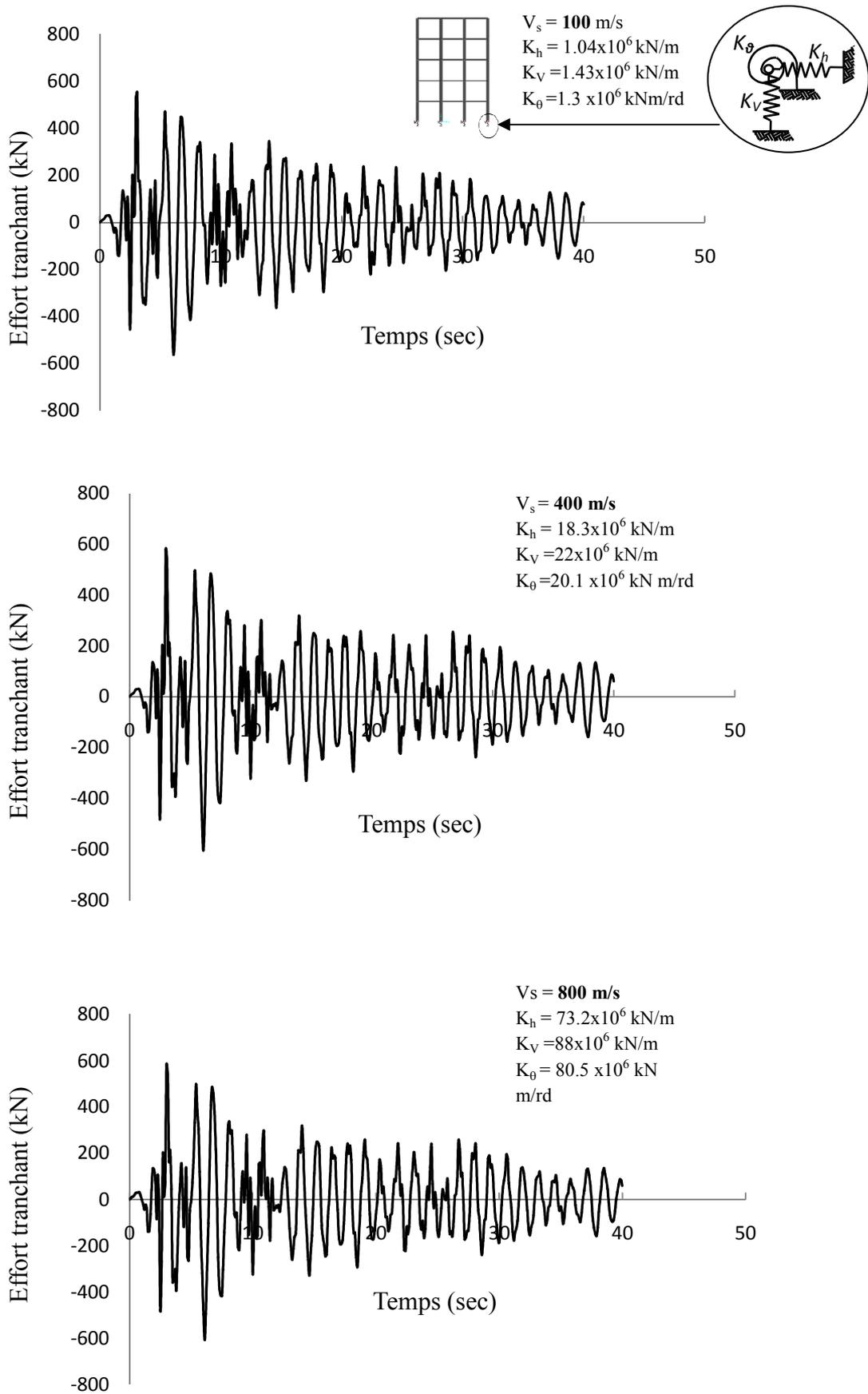


Figure V.11 Effort tranchant dynamique à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000$ MPa ; $I_p = 108 \times 10^{-4}$ m⁴).

V.4.2 Détermination des moments de renversement à la base

Les résultats relatifs à ce cas d'étude sont illustrés dans les figures V.12, V.13, V.14 et V.15, données ci-après, correspondant aux moments de renversement à la base des structures étudiées. Les mêmes paramètres et les mêmes analyses considérés dans l'évaluation des efforts tranchants à la base sont menés ici. Il s'ensuit également que les mêmes constatations et les mêmes déductions sont observées que dans le cas des efforts tranchants à la base.

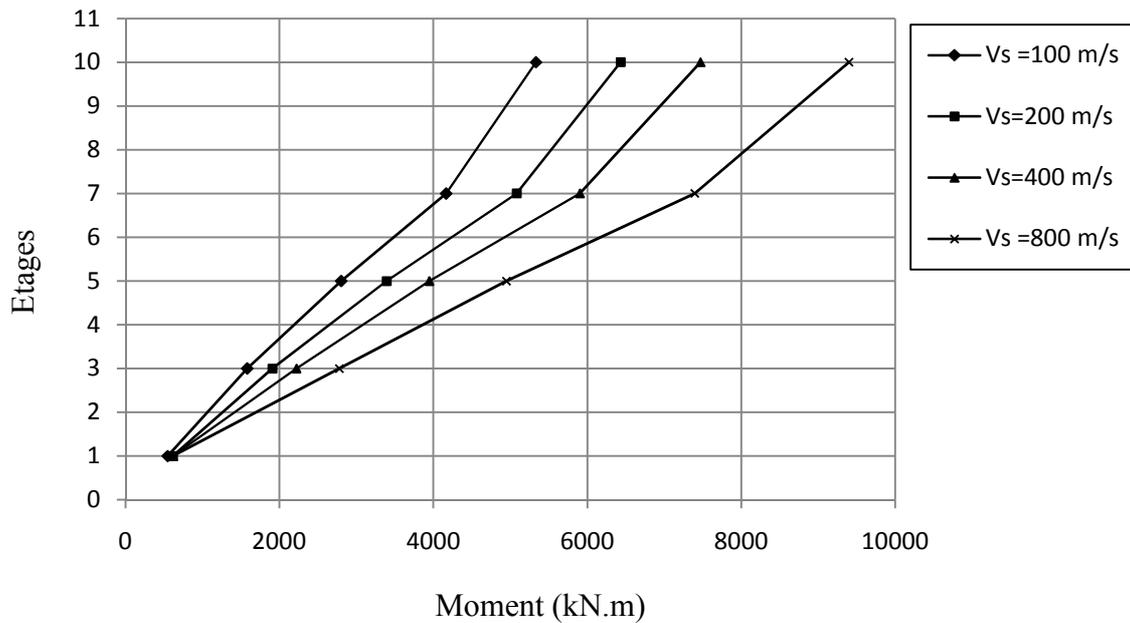


Figure V.12 Moment de renversement à la base des portiques
($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

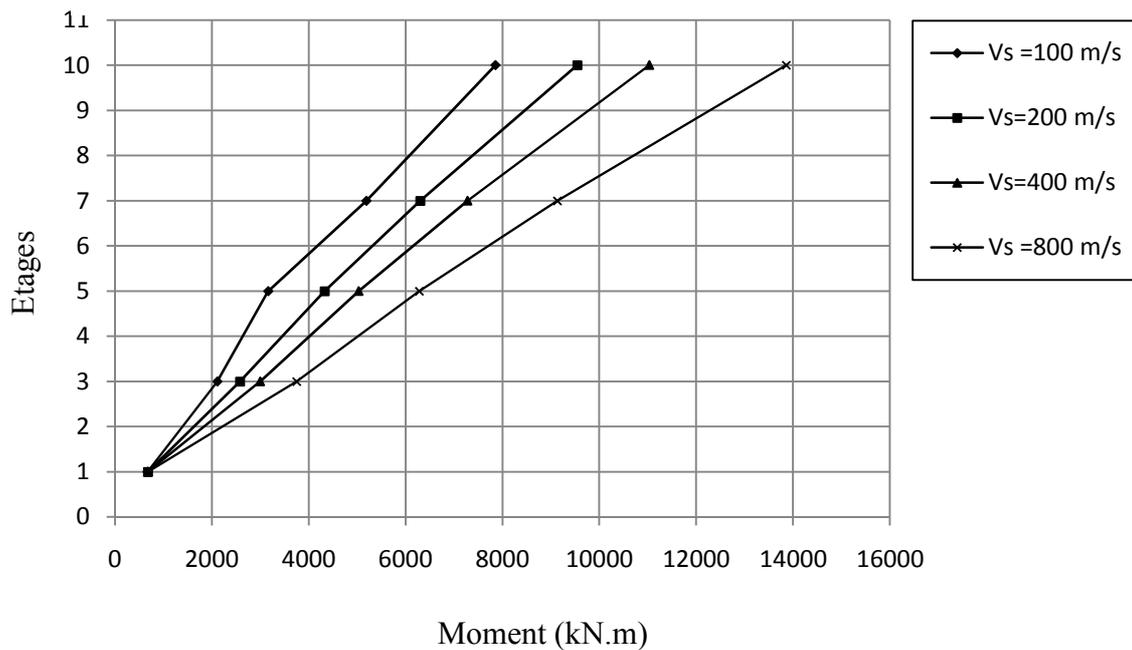


Figure V.13 Moment de renversement à la base des portiques
($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

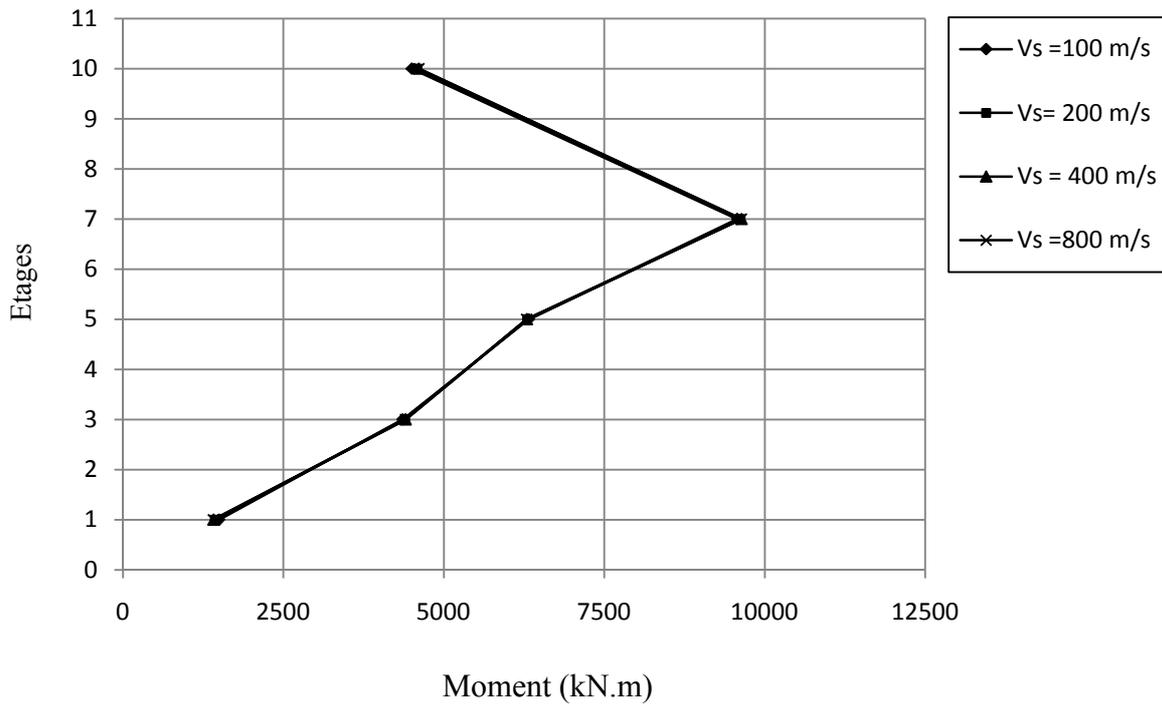


Figure V.14 Moment de renversement à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000$ MPa ; $I_p = 12.5 \times 10^{-4}$ m⁴).

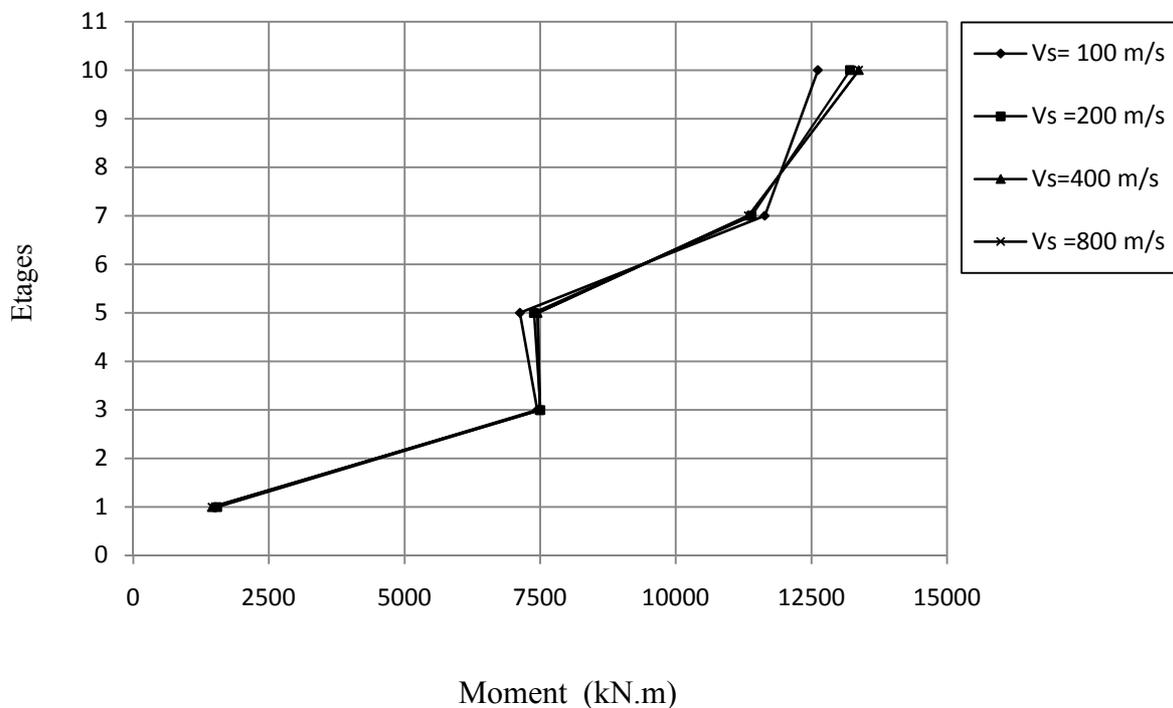


Figure V.15 Moment de renversement à la base des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000$ MPa ; $I_p = 108 \times 10^{-4}$ m⁴).

V.4.3 Déplacement latéral au sommet

La même étude est menée en ce qui concerne l'évaluation du déplacement sommital des structures considérées que dans l'étude précédente en prenant en compte la variation des mêmes paramètres, en l'occurrence la vitesse d'onde de cisaillement et l'inertie de la structure à l'aide des méthodes utilisées ci-dessus à savoir la méthode dynamique modale spectrale du code RPA2003 et la méthode dynamique temporelle linéaire sous l'action de l'accélérogramme d'Elcentro. L'évaluation du déplacement latéral du sommet traduit l'effet global des structures.

V.4.3.1 Par la méthode dynamique modale spectrale du code RPA 2003

Les résultats obtenus à la fin de cette partie d'étude sont illustrés par les figures V.16 et V.17. D'après ces figures, on constate que l'augmentation simultanée de la vitesse d'onde de cisaillement et la raideur du sol entraînent un accroissement du déplacement latéral maximum du sommet des structures analysées. A titre d'exemple, pour une même structure ayant 5 étages et une même inertie des poteaux ($N_e = 5$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4}$), on obtient un déplacement de 8 cm et 14.5 cm respectivement pour les vitesses d'onde cisaillement de 100 m/s et 800 m/s, soit une augmentation de 6.5 cm qui correspond à un taux d'accroissement d'environ 40%. Par ailleurs, l'effet inverse est constaté lorsque l'inertie des poteaux croît. Cette constatation est visible à partir de la comparaison des deux figures (Figs V.16, V.17).

V.4.3.2 Par la méthode dynamique temporelle linéaire sous l'action de l'accélérogramme d'Elcentro

D'après les résultats par les figures V.18 et V.19, on constate que l'allure des déplacements latéraux aux sommets de chacune des structures étudiées sont similaires en grandeur quelque soit la variation de la vitesse d'onde de cisaillement et la raideur du sol (K_h , K_v et K_θ). Il en découle dans ce cas que le déplacement sommital des structures est indépendant de la raideur du sol qui est modélisé par des ressorts discrets ne tenant pas compte d'aucune pulsation de l'excitation, en particulier celle de l'accélérogramme utilisé.

Par ailleurs, on enregistre une diminution du déplacement sommital des structures lorsque la rigidité des poteaux augmente; exemple : pour $N_e = 5$: ($I = 12.5 \times 10^{-4}$, $D_{\max} = 19$ cm) ; ($I = 108 \times 10^{-4}$, $D_{\max} = 13.78$ cm).

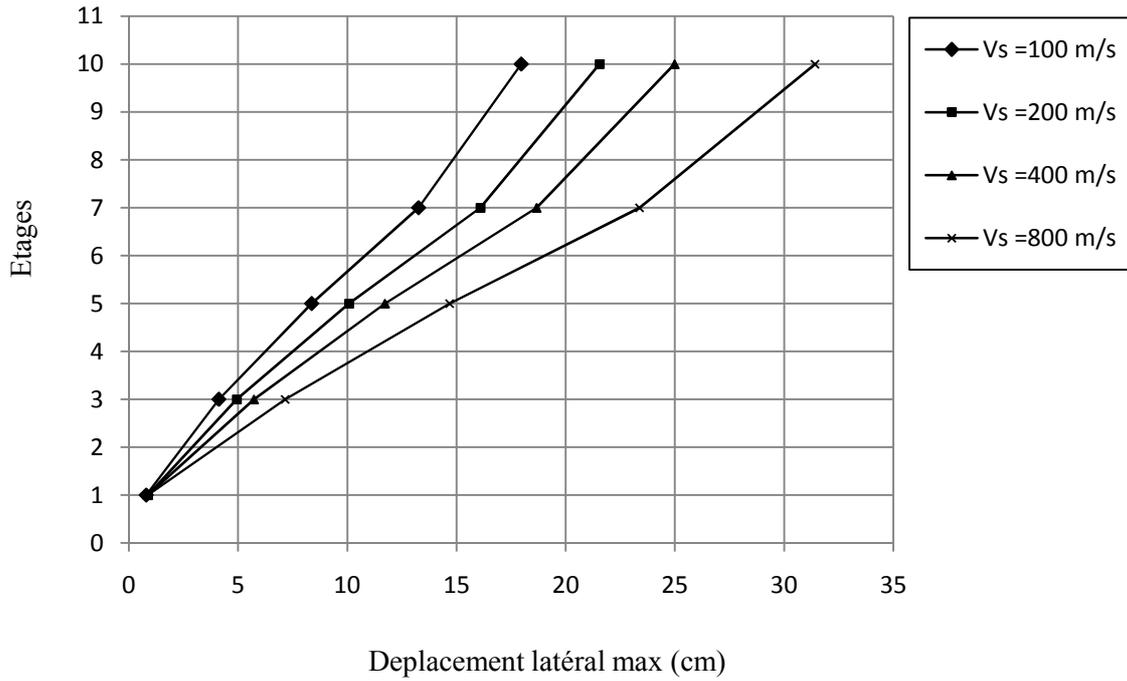


Figure V.16 Déplacement latéral aux sommets des portiques
 ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

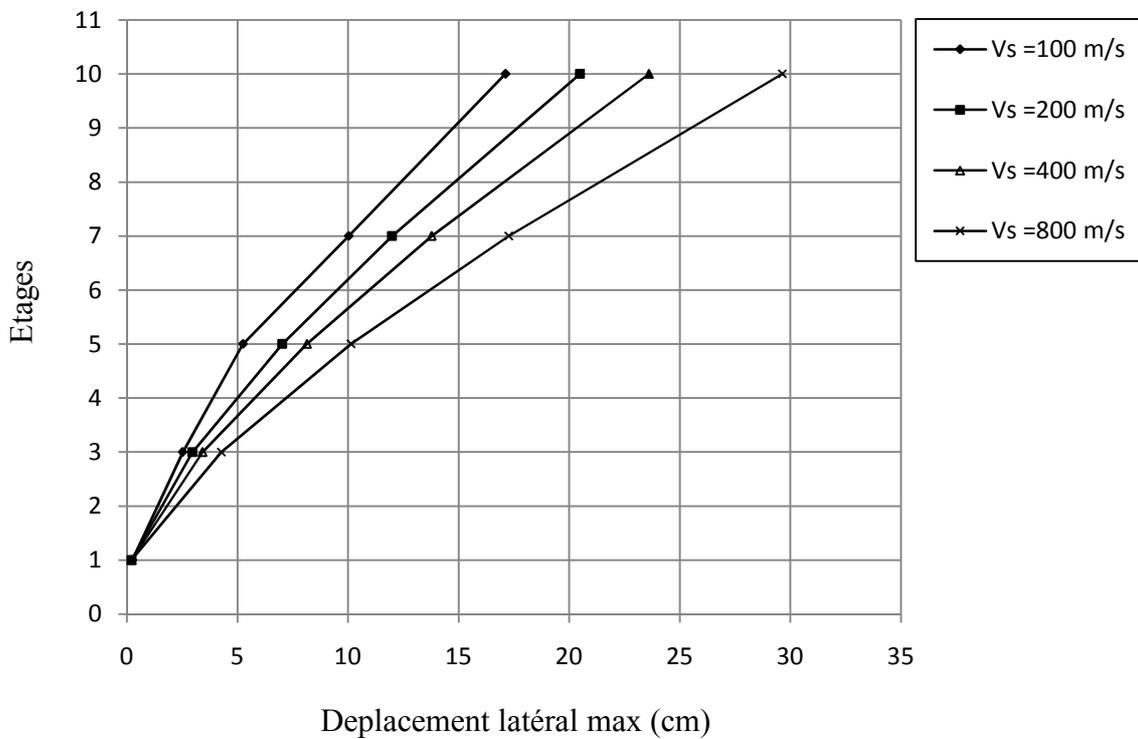


Figure V.17 Déplacement latéral aux sommets des portiques
 ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$)

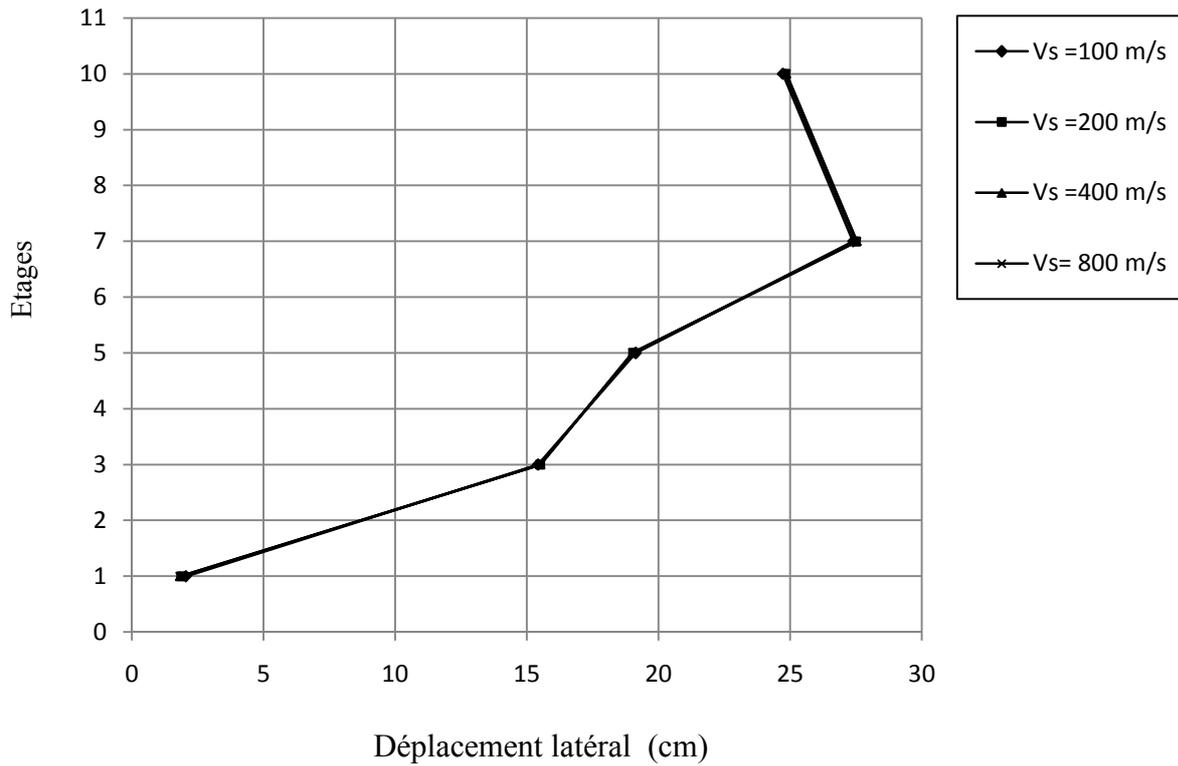


Figure V.18 Déplacement latéral aux sommets des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 12.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).

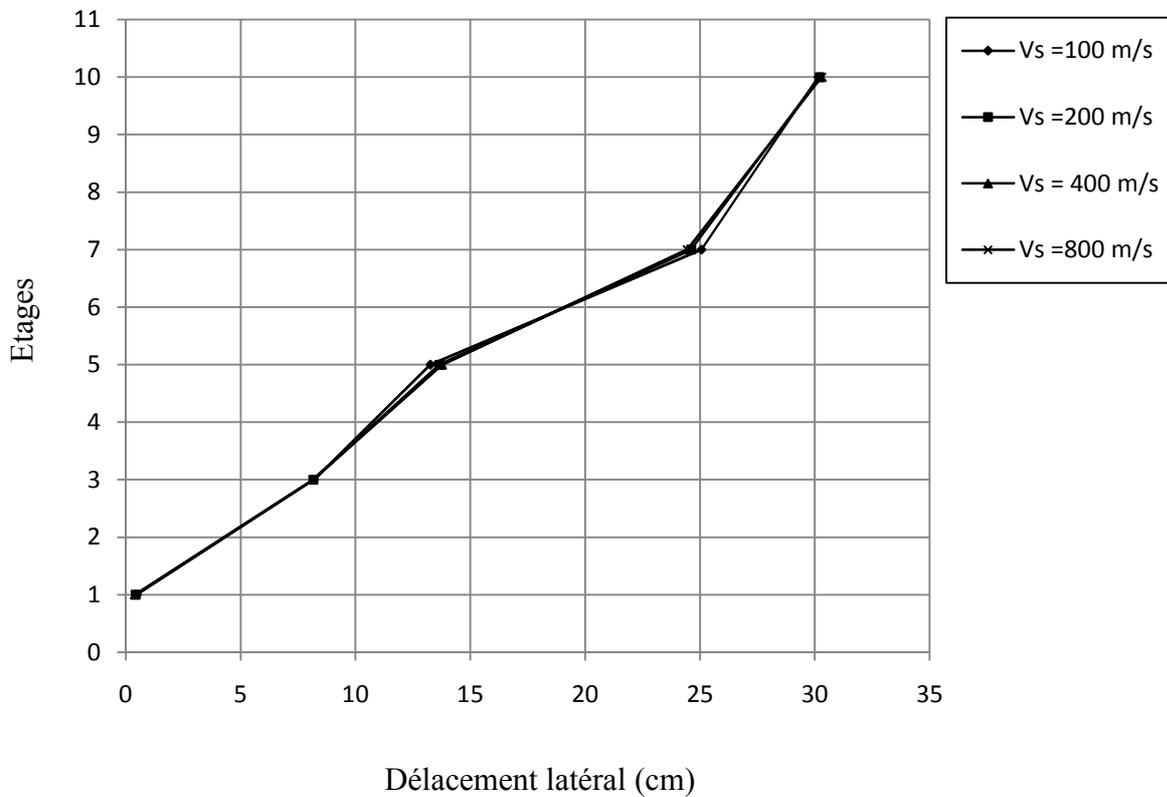


Figure V.19 Déplacement latéral aux sommets des portiques sous l'action de la composante E-W de l'accélérogramme d'Elcentro ($E_p = 32000 \text{ MPa}$; $I_p = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$).

V.5 Conclusion

Selon les résultats de cette partie d'étude, dans laquelle des investigations ont été menées sur des structures soumises à un accélérogramme d'Elcentro (E-W), en faisant varier les rigidités du sol représentés par des ressorts discrets, ainsi que ces rigidités sont indépendantes de la fréquence de l'excitation sismique (accélérogramme), il a été constaté que la réponse de ces structures est identique dans tout les cas d'étude. Par contre, dans le cas où les mêmes structures ont été soumises à des spectres de réponse (RPA/99) différents associés chacun à un type de sol différent, il a été enregistré une différence significative dans la réponse. A titre d'exemple il convient de citer que le cas de la structure fondée sur un sol rigide où la réponse en termes des efforts tranchants, moments de renversement et de déplacements latéraux, s'accroît par rapport à celle de la structure fondée sur un sol élastique (souple).

La prendre en compte l'interaction sol-structure permet dans la plupart des cas de réduire les efforts dans la superstructure. Une partie de l'énergie est absorbée par le sol, et l'amortissement du système couple bâtiment-sol réduit considérablement les accélérations dans la superstructure. L'hypothèse de l'encastrement parfait de la structure dans le sol n'est vérifiée que lorsque le sol est comporte une grande rigidité et la réponse dans ce cas ne que du chargement extérieur statique ou dynamique.

Finalement l'effet du chargement extérieur demeure le facteur le plus important sur la réponse dynamique des structures avec ou sans interaction du sol dans le cas d'un comportement élastique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

En général, l'étude du comportement sismique des structures des bâtiments est un problème complexe et couteux. Cette complexité est due en premier lieu à la configuration de la structure elle-même et à l'environnement qui l'entoure en second lieu. Seulement grâce aux progrès scientifiques des méthodes théoriques et aux outils informatiques, le calcul et l'analyse des structures deviennent de plus en plus performants et accessibles à tout ingénieur des bureaux d'études. Dans un passé récent et suite aux événements dramatiques, dues aux tremblements de terre, qui ont endeuillés plusieurs populations à travers le monde, il a été observé que plusieurs bâtiments se sont effondrés non pas à cause d'un défaut de structures mais à cause du sol de fondation qui n'a pas résisté convenablement aux secousses sismiques et a réagi d'une manière défavorable vis-à-vis de la réponse globale de la construction.

Par conséquent, l'effet de l'action du sol sur le comportement de la structure lors d'un séisme joue un rôle primordial et ne peut être négligé ni dissocié du calcul de la réaction totale de la construction face à un séisme. Ainsi, plusieurs modèles mathématiques tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS) ont vu le jour, chacun basé sur des hypothèses propres et bien spécifiques. L'objet de notre présent travail a consisté sur la compréhension des aspects les plus importants de l'ISS en considérant des portiques représentant la structure de plusieurs bâtiments implantés sur des sols rigides et élastiques dont ces derniers sont modélisés par des ressorts simples (type Newmark-Resenblueth) qui caractérisent la déformation linéaire de celui-ci selon trois directions (horizontale, vertical et rotation).

Dans ce travail quatre types de réponses ont été évalués et analysés, entre autres, les périodes fondamentales, les efforts tranchants, les moments fléchissant et les déplacements latéraux des structures sélectionnées, sur la base de la variation des propriétés physiques et mécaniques de la structure et de la nature du sol.

Les résultats obtenus ont montrés effectivement l'impact de l'effet de l'ISS sur la réponse sismique des structures étudiées, notamment sur les caractéristiques dynamiques propres de la structure telles que les périodes fondamentales où il a été enregistré une forte augmentation de celles-ci dans le cas des structures fondées sur un sol devenant de plus en plus élastique (raideurs des sols faibles). Ce qui implique théoriquement une atténuation des contraintes développées dans la structure (globalement).

L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la période fondamentale des bâtiments a permis de définir un paramètre adimensionnel K_{ss} représentant la rigidité relative exprimée en fonction de certains paramètres clés ayant une relation avec l'inertie, la hauteur et le module d'élasticité de la structure, ainsi qu'avec la vitesse d'onde du cisaillement du sol. La rigidité relative du système sol-structure a été déduite où des courbes ont été tracées permettant la détermination directe des périodes fondamentales des structures auto-stables avec et sans ISS.

Par ailleurs, il convient de citer que le cas de la structure fondée sur un sol rigide où la réponse en termes des efforts tranchants, moments de renversement et de déplacements latéraux, s'accroît par rapport à celle de la structure fondée sur un sol élastique (souple). La prise en compte l'interaction sol-structure permet dans la plupart des cas de réduire les efforts dans la superstructure. Une partie de l'énergie est absorbée par le sol, et l'amortissement du système couple bâtiment-sol réduit considérablement les accélérations dans la superstructure. L'hypothèse de l'encastrement parfait de la structure dans le sol n'est vérifiée que lorsque le sol est caractérisé par une grande rigidité et la réponse dans ce cas ne diffère que du chargement extérieur statique ou dynamique.

A titre d'exemple, il convient de noter que contrairement au cas de l'analyse modale spectrale où l'effet de l'ISS s'est bien manifesté, la réponse dans le cas de l'analyse dynamique temporelle n'a subi aucun changement sensible.

Finalement l'effet du chargement extérieur demeure le facteur le plus important sur la réponse dynamique des structures avec ou sans interaction du sol dans le cas d'un comportement élastique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Wong HL, Luco JE.** 1976, "Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape" *Earthquake Eng Struct Dyn*; 4:587–97.
- [2] **Yibin Z, Wang M, He L, Ying Y and Zhou X.** 2004 "Time-domain identification of dynamic properties of layered soil by using extended Kalman filter and recorded seismic data" *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.3, No.2,
- [3] **Alain P.** "Soil Structure Interaction" *Solid Mechanics Laboratory, CNRS UMR 7649, Department of Mechanics, 2 Géodynamique et Structure, Bagnaux, France*
- [4] **Jonathan P, Stewart, Gregory L, Fenves, Raymond B. Seed.** 1999 "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects" *J. Geotech. & Geoenv. Engrg.* 125 (1), pp. 26-37
- [5] **Smith HA, Wu WH, Borja RI.** 1994 "Structural control considering soil-structure interaction effects". *Earthq Eng Struct Dyn* 23:609–626
- [6] **Mihailo DT, Maria IT, Tzong-Ying H.** 2001 "Full-scale experimental studies of soil structure interaction". In: *Proceedings of the 2nd US–Japan workshop on soil structure interaction, Tsukuba City, Japan.*
- [7] **John PW, Chongmin S.** 2002 "Some cornerstones of dynamic soil–structure interaction". *Eng Struct*; 24:13–28.
- [8] **Building Seismic Safety Council (BSSC)** 2003. *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA450.*
- [9] **ATC-3,** 1978 "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings" Ch6.
- [10] **Regles Parasismiques Algeriennes RPA 99 /version 2003.**
- [11] **Veletsos AS, Meek JW.**1974 "Dynamic behavior of building-foundation systems". *Earthquake Engineering and structural dynamic*; 3(2):121-
- [12] **Veletsos AS, Nair VV.** 1975 "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*; 101(1):109-129
- [13] **Bielak J.** 1975 "Dynamic behavior of structures with embedded foundations." *Earthquake Engineering and structural dynamic*; 3(3):259-274.
- [14] **Gazetas G, Mylonakis G.** 2000 "seismic soil-structure interaction: beneficia or detrimental" *Journal of Earthquake Engineering.* 4(3): 277-30.
- [15] **Rainer J. H.** 1975 "Simplified Analysis of Dynamic Structure-Ground Interaction" *Canadian journal of civil engineering VOL. 2, No.3, p.345*
- [16] **Veletsos AS, Wei YT.**1971 "Lateral and rocking vibration of footings". *ASCE J Soil Mech Found Div* 97:1227–1248
- [17] **Rainer J. H.** 1975 " Damping in Dynamic Structure Foundation Interaction" *Canadian journal of civil engineering VOL.12, No.1, February p.13*

- [18] **Wolf JP** .1985 “Seismic soil-structure interaction”. Prentice Hall.
- [19] **Wolf JP, Somaini D**. 1986 “Approximate dynamic model of embedded foundation in time domain”. *Earthquake Eng Struct Dynam*;14:683–703.
- [20] **Ricardo Daniel Ambrosini**.2006 “Material damping vs. radiation damping in soil–structure interaction analysis” *Computers and Geotechnics* 33-86–92
- [21] **Meek J.W et Wolf J.P**. 1992 “Cone models for homogeneous soil”,*Journal of Geotechnical Engineering*, vol.118, p.667-685, ASCE.
- [22] **Ghannad M.A, Jahankhah.H** .2007 “Site-dependent strength reduction factors for soil-structure systems » *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27,99–110
- [23] **Javier A, Luis E. Pérez-Rocha**. 2005 “Design concepts for yielding structures on flexible foundation” *Engineering Structures* 27.443–454.
- [24] **A. Capara ,V. Davidovici**, 1982 “Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique ” Editions Eyrolles.
- [25] **Viladkar M.N, Saran.S** “ Theoretical and experimental investigation into frame structure–foundation interaction” University of Roorkee (India) and Rolla (USA).
- [26] **Programme Shake et Flush** développés par l’université de Californie (Berkeley).
- [27] **Xilin Lu, Bo Chen, Piezhen Li and Yueqing Chen**.2003“ Numerical analysis of tall buildings considering Dynamic Soil-Structure Interaction” *Journal of Asian Architecture and Building Engineering* .
- [28] **Jaya KP, Meher Prasad A**. 2002 “Embedded foundation in layered soil under dynamic excitations”. *Soil Dyn Earthquake Eng*;22:485–98.
- [29] **Murat Pala, Naci Caglar, Muzaffer Elmas, Abdulkadir Cevik, Mehmet Saribiyik**. 2008 “Dynamic soil–structure interaction analysis of buildings by neural networks” *Construction and Building Materials* 22 -330–342
- [30] **J.L. Wegner, M.M. Yao, X. Zhang**. 2005 “Dynamic wave–soil–structure interaction analysis in the time domain” *Computers and Structures* 83-2206–2214
- [31] **Zhang X, Wegner JL, Haddow JB**.1999 “Three dimensional soil–structure–waves interaction analysis in time domain”. *Earthq Eng Struct Dynam*;36:1501.
- [32] **Lysmer J, Kuhlemeyer RL**. 1969 “Finite element model for infinite media”. *J Eng Mech Div ASCE*;95:859–77.
- [33] **White W, Valliappan S, Lee IK**. 1977 “Unified boundary for finite dynamic models”. *J Eng Mech ASCE*; 103(5):949–64.
- [34] **Kausel E, Roesset JM**. 1975 “Dynamic stiffness of circular footings”. *J Eng Mech Div ASCE*;101:771–85.

- [35] **Kausel E, Roessset, J.M.** 1974 « soil structure interaction problems for nuclear containment structures”*Proc., ASCE Power Div. Specialty Conf., Denver, pp469-498*
- [36] **Richart, F.E., Hall, J.R., Woods, R.D.** 1970 “Vibrations of soils and foundations”, Prentice Hall,
- [37] **Kausel E, Whitman RV, Morray JP, Elsabee F.**1978 “The spring method for embedded foundations”. *Nuclear Engineering and Design*;48:377-92.
- [38] **Kawamoto J. D.** 1983, “Solution of nonlinear dynamic structural systems by a Hybrid Frequency-Time domain approach”, Research report R 83-5, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- [39] **Jonathan P. Stewart and al,** 2003 “ Revisions to soil-structure interaction procedures in NEHRP design provisions” Paper 2556
- [40] **J.Betbeder-Matibet,** 2003 “ Constructions parasismiques & Génie parasismique” *Techniques de l’ingénieur C3-290, 1999 & 3 tomes chez Hermes-Lavoisier.,*
- [41] **SAP2000 v12 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures,** Computer and Structures Inc., Berkeley, 2009.
- [42] **R. K. Rowe, M.H. El Naggar.** 2001 “Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook”, Springer.
- [43] **Kausel, E. :** 1974 “Forced vibrations of circular foundations on layered media” Ph.D. Massachusetts Institute of Technology .
- [44] **James J. Johnson ,**2003 “ Soil–Structure Interaction” CRC Press LLC
- [45] **Farid Elsabee ,**1973 “ Static stiffness coefficients for circular foundations embedded in an elastic medium” BE, S.U.N.Y. at Stony Brook
- [46] **Newmark NM, Rosenblueth E,** 1971 “Fundamentals of earthquake engineering”. Prentice-Hall : Englewood Cliffs, Nj.
- [47] **G .Deleuze,** 1967 “ Réponse à un mouvement sismique d’un édifice posé sur un sol élastique”. *Annales de l’ITBTP n° é234, PARIS.*
- [48] **J-G. Sieffert, F. Cevaer.**1992 “Manuel des fondations s d’impédance-fondations superficielles” Ouest, EDITIONS PARIS ;
- [49] **Ray W. Clough , J Penzien ,** “dynamique des structure : principe fondamentaux”, Vol.1. Editions Pluralis.
- [50] **Batoz J-L., Dhatt G.** 1990, “Modélisation des structures par éléments finis - solides élastiques”, Vol.1. Editions Hermès.
- [51] **Dhatt G., Tozzot G.** 1984, “Une présentation de la méthode des éléments finis”, Edition Maloine : collection Université de Compiègne, Paris.
- [52] **Priestley MJN.** 2003. “Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. Pavia: Rose School”
- [53] **Earthquake Engineering Research Center** “Centers Program of the National Science” Regents of the University of California; PEER Strong Motion Database

ملخص الإستجابة الزلزالية لهياكل البناءات مع الأخذ بعين الاعتبار خصائص أرضية الموقع، تختلف عن الحالة التي تدرس فيها هذه الهياكل على أساس أن قاعدتها مثبتة بإحكام مع الأرضية. وعليه، فمن المهم النظر في التأثير المزدوج بين المنشأة والتربة خاصة في المناطق الزلزالية حيث تشوه التربة يمكن أن يؤثر بشكل كبير على الاستجابة الديناميكية لهيكل البناءة. الدراسة الحالية لتحديد الاستجابة الزلزالية لهياكل البناءات مع الأخذ بعين الاعتبار التأثير المزدوج بين المنشأة والتربة، بحيث هيكل البناءة يأخذ نموذج القضبان والتربة نموذج النابض المرن في اتجاهات زلزالية منفصلة. الدراسة تركز على طرق التحليل الديناميكي المبينة في القانون الجزائري للبناءات المضادة للزلازل RPA99/2003، الطريقة الديناميكية بطيف الاستجابة والطريقة الديناميكية بواسطة التسجيل الزمني للزلازل.

على هذا الأساس، عدة تحاليل ومتغيرات تم إجراؤها على سلسلة من الهياكل مع الأخذ بعين الاعتبار التأثير المزدوج بين المنشأة والتربة من أجل معرفة مدى تأثير الاستجابة الزلزالية بطبيعة ونوعية أرضية المنشأة، حيث تم تفحص الدور، قوة القص و عزم الدوران، التشوه. نتائج الدراسة بينت أن طبيعة الحركة الزلزالية و نوع أرضية الموقع يلعبان دورا مهما في تغيير الاستجابة الزلزالية لهياكل البناءات.

الكلمات المفتاحية: التأثير المزدوج بين المنشأة والتربة، الإستجابة الزلزالية، الإستجابة الديناميكية، النابض.

Résumé La réponse sismique des structures des bâtiments tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérées encastrées à leur base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'interaction sol-structure dans les zones sismiques où la déformation du sol peut influencer radicalement la réponse dynamique de la structure d'un bâtiment.

La présente étude consiste en la détermination de la réponse des structures contreventées par des portiques autostables en tenant compte de l'interaction sol-structure, où celle-ci est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts élastiques discrets dans chaque direction sismique. La réponse de chaque structure est calculée en utilisant la méthode spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes sismiques et différentes catégories de site définies par le code parasismique algérien RPA99/2003.

Ainsi, une étude paramétrique a été effectuée en vue d'établir une comparaison entre le comportement dynamique des structures des bâtiments autostables dont la base est considérée comme déformable et celui dont la base est fixe. Cette comparaison a eu lieu entre les réponses en termes de périodes, d'efforts tranchants, de moments de renversement et de déplacements afin de mettre en évidence l'écart s'il y'a lieu dans le choix du type de sol considéré. En conséquence, les résultats obtenus par ces investigations ont fait l'objet d'analyses où il a été constaté que la nature du mouvement sismique et le type de site d'implantation joue un rôle significatif sur la réponse sismique de la structure, notamment sur les caractéristiques propres de celle-ci.

Mots clés: interaction sol-structure, ressorts, réponse dynamique, sismique, méthode spectrale.

Abstract The seismic response of buildings structures taking account of the local properties of the site differs from that of a fixed base structure. Thus, it is important to consider the soil-structure interaction in the seismic areas where the dynamic response of the soil can significantly change the response of buildings structures.

The present study is consisted on the determination of the response of the framed system structures taking into account the soil-structure interaction, where the structure is modeled by bar elements and the soil by elastic springs for each discrete direction seismic on the basis of dynamic modal spectral, dynamic temporal by accélérogrammes seismic and various categories of site suggested by Algerian seismic code RPA99/2003.

For this purpose, a parametric study was conducted for reason to compare the dynamic behavior of the buildings structure with flexible base to that of a fixed base structure in terms of periods, shear force, bending moments and displacements. The results obtained by these investigations were the subject of a comparative investigation. From these investigations, the movable sites (soil soft) receiving structure can significantly change the dynamic characteristics of the latter significantly.

Key words: soil-structure interaction, springs, dynamic response, spectral method.