

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Mr. DJABALLAH Walid
Mr. MERZOUK Zakaria

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

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :
MODELISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SOUS
L'EFFET DE SIESME

Devant le jury composé de :

Mme. MOHAMADI. S	MMA	UAMOB	PRESIDENTE
Mme. BOUMAIZA. M	MMA	UAMOB	PROMOTRICE
Mr. SAOUDI. B	MMA	UAMOB	EXAMINATEUR

Année Universitaire 2020/2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier le « bon dieu » de nous avoir accordé la force et le courage pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance la plus sincère à notre promotrice, Madame BOUMAIZA MALIKA, de nous avoir proposé le thème de ce mémoire et nous avoir orienté et soutenu tout au long des étapes de réalisation de notre étude. C'est grâce à elle que ce travail a été réalisé dans les meilleures conditions. Sans son aide, nos efforts seront vains.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer notre travail.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de notre mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui m'ont tout donné sans attendre rien en retour.

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans les moments les plus difficiles.

A ceux qui m'ont apporté leur appui et qui m'ont donné la tendresse, la confiance, le courage et la sécurité... A mes parents !

Aucun mot ne serait exprimé mon amour, Vous êtes la lumière de mes yeux, l'ombre de mes pas et le bonheur de ma vie.

Je dédie aussi mon travail :

A tous les membres de ma famille.

A mes amis.

A mon binôme Zakaria.

*A notre très cher enseignant : AMRANE Belaid, qui nous a quitté et
Que Dieu, le Tout Puissant lui accorde son infinie miséricorde et
l'accueille dans son éternel paradis.*

Walid

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui m'ont soutenu tout au long de mes études, que Dieu les protège. Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis ma naissance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

A mes amis et mes proches qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail, ils m'ont encouragé et supporté tout au long de mon parcours.

A mon binôme Walid.

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Zakaria

RÉSUMÉ

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

La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol structure est de considérer la structure parfaitement encastree dans le sol ; cette hypothèse est valable quand le sol et la fondation sont peu déformables vis à-vis de la structure, par exemple dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. L'influence de l'interaction sol structure sur les bâtiments en béton armé est étudiée. L'analyse de la réponse sismique des structures à savoir la période et le moment et l'évolution de l'effort tranchant développé à la base des structures avec et sans interaction montre l'importance de la prise en compte de ce phénomène au stade de la conception du projet.

Mots –clefs : Interaction sol structure, réponse sismique, encastree.

ABSTRACT

The behavior of the structure on rigid ground is not the same as if the ground were flexible .In reality, the ground is not perfectly rigid ; in an earthquake, the ground and the superstructure vibrate simultaneously and interact with each other. The vibration of the superstructure causes forces on the foundation which are transmitted to the ground and modify its response. The phenomenon of modifaing soil respose by the presence of the structure is called Soil-structure interaction .

The most radical procedure to eliminate the problem of this soil-structure interaction is to consider the structure perfectly embedded in the soil; this assumption is valid when the ground and the foundation are not very deformable comparing to the structure, for example in the case of a rigid building on a rocky ground. The influence of the soil-structure interaction on reinforced concrete buildings is studied. The analysis of the seismic response of the structures, such as the period and the moment and the evolution of the shearing force developed at the base of the structures with and without interaction shows the importance of taking this phenomenon into account at the stage of conceping the project .

Keywords : Soil structure interaction , seismic response, embedded.

ملخص

سلوك هيكل البناية على أرض صلبة ليس كما لو كانت الأرض مرنة. في الواقع، الأرض ليست صلبة تمامًا في حالة حدوث زلزال، تهتز الأرض والبنية الفوقية في نفس الوقت وتتفاعل مع بعضها البعض بانسجام.

يتسبب اهتزاز البنية الفوقية في إحداث قوى على الأساس تنتقل إلى الأرض وتعديل البناية استجابتها. تسمى ظاهرة تعديل التربة لاستجابتها من خلال وجود الهيكل فوقها (على التربة) ب تفاعل التربة - بنية.

إن الإجراء الأكثر جذرية للتخلص من مشكلة التفاعل بين البنية والتربة هو اعتبار الهيكل مدمج تمامًا في التربة؛ حيث يكون هذا الافتراض صالحًا عندما لا تكون الأرض والأساسات مشوهين للغاية مقارنة بالهيكل، على سبيل المثال في حالة وجود مبنى صلب على أرض صخرية.

بعد دراسة تأثير تفاعل التربة - بنية على المباني الخرسانية المسلحة، يوضح تحليل الاستجابة الزلزالية للهياكل ان الفترة واللحظة وتطور قوة القص المطورة في قاعدة الهياكل مع وبدون تفاعل التربة والمبنى ان أهمية أخذ هذه الظاهرة بعين الاعتبار في مرحلة دراسة المشروع ذات أهمية كبيرة نظرا لتغيرات المعتبرة الملاحظة.

الكلمات المفتاحية: تفاعل هيكل التربة، الاستجابة الزلزالية، مدمج.

Tables des matières

Résumé

Abstract

ملخص

Tables des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Liste des grecques

Liste des abréviations

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR INTERACTION SOL- STRUCTURE

I.1 Introduction.....4

I.2 Description du phénomène.....4

I.3 Formulation du problème d'interaction sol-structure.....8

I.4 Les composantes de l'interaction.....11

I.4.1 Interaction cinématique.....11

I.4.2 Interaction inertielle.....12

I.5 Analyses de l'interaction sol-structure.....12

I.5.1 Méthode globale.....12

I.5.2 Méthode des sous-structures (KAUSEL).....14

I.5.3 Modèle à un degré de liberté équivalent.....16

I.5.3.1 Concept et formulation.....16

I.5.3.2 Impédance d'une fondation superficielle.....21

I.5.3 Méthode hybride.....23

I.6 Conclusion du chapitre.....24

CHAPITRE II : CALCUL DES RAIDEURS

II.1 Etude dynamique 25

II.1.1 Dimensionnement des ouvrages enterrés soumis à des sollicitations sismiques..... 25

II.1.1.1 Fondations superficielles 25

II.1.1.1.1 Méthode de Newmarck-Rosenblueth (Davidovici,1999).....	26
II.1.1.1.2 Méthode de Veletsos modifiée (Davidovici,1999).....	27
II.1.1.2 Semelle filante (Formules de Gazetas)	33
II.1.1.3 Fondations profondes.....	34
II.1.1.3.1 Modèle de Winkler.....	34
II.1.1.3.2 Eurocode 8-5 (AFNOR).....	35
II.1.2 Effet de l'encastrement de la fondation dans le sol.....	36
II.1.2.1 Raideurs statiques K.....	36
II.1.2.1.1 Fondation rectangulaire.....	36
II.1.2.1.1.1 Méthode de Pais et Kausel.....	36
II.1.2.1.1.2 Formules de Gazetas ;Mylonakis el al.....	37

CHAPITRE III : ETUDE D'UNE STRUCTURE SANS ET AVEC ISS

III.1 Etude d'une structure encastree a la base.....	38
III.1.1 Présentation de l'ouvrage.....	38
III.1.2 Caractéristique géométrique.....	38
III.1.3 Dimensions des éléments.....	38
III.1.4 Mode de vibrations et taux de participation des masses.....	39
III.2 Modélisation de la structure sans interaction.....	40
III.2.1 Justification du système de contreventement.....	40
III.2.2 Choix de la méthode de calcul.....	41
III.2.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale.....	41
III.2.2.1.1 Principe.....	41
III.2.2.1.2 Spectre de réponse de calcul.....	41
III.2.2.1.3 Spectre de réponse.....	43
III.2.2.1.4 Calcul de l'effort tranchant à la base.....	44
III.2.2.1.5 Combinaisons des réponses modales:(Art 4.3.5 ; RPA 99).....	45
III.2.2.1.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	46
III.2.2.1.7 Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	46
III.2.2.1.8 Vérification de l'effet $P-\Delta$	47
III.2.2.1.9 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/v.2003 Art.5.5.)...	49
III.2.2.1.10 Vérification de l'effort normal réduit.....	50
III.2.3 Etude de l'infrastructure.....	51

III.2.3.1 Stabilité des fondations.....	51
III.2.3.2 Etude du radier général.....	53
III.2.3.2.1 Epaisseur du radier.....	53
III.2.3.2.2 Calcul de surface minimale du radier.....	55
III.2.3.2.3 Le calcul de D (débordement).....	55
III.2.3.2.4 Détermination des efforts.....	55
III.2.3.3 Vérification du radier.....	58
III.2.3.4 Ferrailage du radier.....	63
III.2.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier.....	63
III.2.3.4.2 Ferrailage de débord du radier.....	66
III.3 Modélisation de la structure avec interaction.....	68
III.3.1 Analyse de l'interaction sol-structur.....	68
III.3.1.1 Modèle de la structure.....	68
III.3.1.2 Modèle de sol.....	69
III.3.2 Résultats et interprétations.....	70
III.3.2.1 Les périodes fondamentales.....	70
III.3.2.2 Les efforts tranchants.....	72
III.3.2.3 Les moments fléchissant.....	73
III.3.2.4 Les déplacements.....	74
Conclusion générale.....	75
Références bibliographiques.....	76

Listes des figures

FIGURE I. 1: COMPARAISON DE LA REPONSE D'UNE STRUCTURE FONDEE AU ROCHER OU SUR UN SOL SOUPLE.	5
FIGURE I. 2: INTERACTION CINEMATIQUE ENTRE UNE FONDATION SUPERFICIELLE ET UNE ONDE PLANE EN INCIDENCE OBLIQUE	8
FIGURE I. 3: MODELE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	9
FIGURE I. 4: SCHEMATISATION D'UN PROBLEME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE PAR LA METHODE GLOBALE.	13
FIGURE I. 5: SCHEMATISATION DE LA METHODE DES SOUS STRUCTURES.....	14
FIGURE I. 6: MODELE A UN DEGRE DE LIBERTE EQUIVALENT.....	17
FIGURE I. 7: INFLUENCE DES PARAMETRES ADIMENSIONNELS SUR DIFFERENT TYPE DE STRUCTURES : A) FREQUENCE B) AMORTISSEMENT C) REPONSE EN CHAMP LIBRE.	20
FIGURE I. 8: IMPEDANCE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE.	21
FIGURE I. 9: METHODE HYBRIDE.....	23
FIGURE I. 10: LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE	64
FIGURE II. 1: ABAQUES DES COEFFICIENTS DE NEWMARK B_X , B_Z ET B_Φ (DAVIDOVICI,1999)	27
FIGURE II. 2: COURBES DETERMINANT L'AMORTISSEMENT DU SOL Z_0 (VELETSOS (DAVIDOVICI,1999)) : (A) ZONE A FAIBLE SISMICITE $A_N < 0.20G$; (B) ZONE A MOYENNE OU FORTE SISMICITE $A_N > 0.20G$	29
FIGURE II. 3: FONDATION CIRCULAIRE EQUIVALENTE. (BUCHI, 2013).	32
FIGURE II. 4: MODELE DYNAMIQUE D'INTERACTION SOL-PIEU DE WINKLER (PECKER, 2007)	34
FIGURE II. 5: REPRESENTATION DE LA REACTION FRONTALE EN FONCTION DU DEPLACEMENT DE LA FONDATION.....	34
FIGURE III. 1: SPECTRE DE REPONSE.	43
FIGURE III. 2: LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.	64
FIGURE III. 3 : SCHEMA STATIQUE DU DEBORD.....	66
FIGURE III. 4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER.	68
FIGURE III. 5: VUE EN 3D DE STRUCTURE AVEC PRISE EN COMPTE DE L'ISS.	69
FIGURE III. 6: VARIATION DE LA PERIODE SANS ET AVEC INTERACTION.	71
FIGURE III. 7. : VARIATION DE L'EFFORT TRANCHANT DE POTEAU DE RIVE SANS ET AVEC INTERACTION.....	71
FIGURE III. 8: VARIATION DE MOMENT FLECHISSANT A LA BASE DE LA STRUCTURE SANS ET AVE INTERACTION.	72
FIGURE III. 9: VARIATION DU DEPLACEMENT SANS ET AVEC INTERACTION.	72

Liste des tableaux

TABLEAU II. 1: RAIDEURS ET AMORTISSEMENTS DU SOL (NEWMARK-ROSENBLUETH (DAVIDOVICI,1999)).....	26
TABLEAU II. 2: FORMULE DE RAIDEURS DE VELETSOS (DAVIDOVICI,1999).....	27
TABLEAU II. 3: FORMULES DE RAIDEURS D'UNE SEMELLE REPOSANT SUR UNE BASE RIGIDE (GAZETAS, 1983).	30
TABLEAU II. 4: FORMULES DE RAIDEURS D'UNE SEMELLE ENCASTREE (GAZETAS, 1983).....	30
TABLEAU II. 5: FORMULES DE RAIDEURS D'UNE SEMELLE LIBRE DE BASE CIRCULAIRE (GAZETAS, 1983).	31
TABLEAU II. 6: FORMULES DE RAIDEURS D'UNE SEMELLE ENCASTREE DE BASE CIRCULAIRE (GAZETAS, 1983).	32
TABLEAU II. 7: FORMULE DE GAZETAS DES RAIDEURS STATIQUES D'UNE SEMELLE FILANTE SUR UNE COUCHE REPOSANT SUR UN LIT ROCHEUX. (BUCHI, 2013).	33
TABLEAU II. 8: FORMULES DE RIGIDITE EN TETE DU PIEU SELON L'EUROCODE 8.	35
TABLEAU II. 9: FORMULES DE PAIS ET KAUSEL (1988) DES RAIDEURS STATIQUES D'UNE FONDATION RECTANGULAIRE ENCASTREE. (NEHRP, 2012).....	36
TABLEAU II. 10: FORMULES DE GAZETAS (1991) ET MYLONAKIS ET AL. (2006) DES RAIDEURS STATIQUES D'UNE FONDATION RECTANGULAIRE ENCASTREE. (NEHRP, 2012).	37
TABLEAU III. 1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.	38
TABLEAU III. 2: DIMENSIONS DES ELEMENTS.	38
TABLEAU III. 3: MODE DE VIBRATION ET PARTICIPATION MASSIQUE.....	39
TABLEAU III. 4: VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE.	39
TABLEAU III. 5: COMPORTEMENT DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT SOUS CHARGE VERTICALES.	40
TABLEAU III. 6: PARAMETRES PARASISMIQUES.....	43
TABLEAU III. 7: CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MODAL A LA BASE SENS LONGITUDINAL.	44
TABLEAU III. 8 : CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MODAL A LA BASE SENS TRANSVERSAL.	44
TABLEAU III. 9: COMBINAISONS DES REPNSES MODALES.	45
TABLEAU III. 10: EFFET DE L'ACTION SISMIQUE CONSIDERE.	46
TABLEAU III. 11: VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL.....	46
TABLEAU III. 12: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE.	47
TABLEAU III. 13: VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ	48
TABLEAU III. 14: VERIFICATION D'EQUILIBRE D'ENSEMBLE.	49
TABLEAU III. 15: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	50
TABLEAU III. 16: LES MOMENTS ET LES FORCES VERTICALES APPLIQUEES SUR LE RADIER.	57
TABLEAU III. 17: VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	61
TABLEAU III. 18: VERIFICATION DE RENVERSEMENT.....	62
TABLEAU III. 19: VERIFICATION DE SOULEVEMENT.....	63
TABLEAU III. 20: LES MOMENTS A L'ELU.	65

TABLEAU III. 21: LES MOMENTS A L'ELS.	65
TABLEAU III. 22: CALCUL DES ARMATURES.	66
TABLEAU III. 23: CHOIX DE FERRAILLAGE DE DEBORD.	67
TABLEAU III. 24: CARACTERISTIQUES PHYSIQUE PROPRE DE SOL.	69
TABLEAU III. 25: LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE NEWMARCK-ROSENBLUETH.	70
TABLEAU III. 26: LES RAIDEURS DE SOL.	70
TABLEAU III. 27: LES VALEURS DES PERIODES SANS ET AVEC INTERACTION.....	70

Liste des symboles

NOTATIONS	DÉSIGNATION
A	Section de la fondation.
a	Dimension parallèle à la direction du séisme.
A_w	Surface des murs périphériques du radier en contact avec le sol.
a b	Longueur et largeur de la fondation.
B	La largeur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement.
B₀	La largeur de référence.
B₀	Longueur totale de la fondation.
b	Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.
D	La profondeur de la fondation.
dw	Hauteur du contact du sol sur le bord du radier.
E_M	Le module pressiométrique de Ménard.
E	Le module de Young du sol.
E_P	Le module de Young du matériau constitutif du pieu.
E_S	Le module de Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu (d).
G_S	Module de cisaillement du sol.
G	Module de cisaillement.
H	Hauteur du prisme de sol.
H	Hauteur de la structure.
H_e	Hauteur efficace du bâtiment.
I_b, J_b	Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation.
I_s, J_s	Inerties massiques de la masse additionnelle du sol par rapport à la fondation.
{I}	Vecteur unité.
[K]	Matrice de rigidité à la flexion de la Structure.
K	Rigidité de rotation.
K_h	Rigidité de translation horizontale de la fondation.
K_{ss}	Rigidité relative sol structure.
K_v	Rigidité de translation verticale de la fondation.
[M]	Matrice de masse.
M_b	Masse du bâtiment.
M_s	Masse du sol additionnel.
P_r*	La pression de fluage nette.
R	Le rayon de la fondation circulaire.
u	Déplacement du système.
û	Vitesse du système.
ü	Accélération du sol.
V_s	Vitesse d'ondes dans le sol.
Z	La profondeur.
A₀, I₀	Section et moment d'inertie de la fondation.
γ A₀H	Masse de la colonne.

Lettres grecques

NOTATIONS	DÉSIGNATION
α	Coefficient rhéologique.
α_β	Paramètre dépendant de la rigidité de la fondation.
β	Coefficient de correction dépend de l'élanement mécanique.
σ	La contrainte.
β_z	Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation).
β_x	Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation).
γ	Glissement relatif.
∂	Dérivée partielle.
ε	Déformation.
η	Viscosité représentant le comportement visqueux du sol.
θ	Coefficient d'application.
λ	Elancement mécanique.
ν	Coefficient de poisson.
ξ	Coefficient d'amortissement.
ξ	Coefficient d'amortissement de translation d'une fondation de rayon r.
ξ_x	Coefficient d'amortissement de translation d'une fondation de rayon r.
ξ_θ	Coefficient d'amortissement de rotation d'une fondation de rayon r.
ρ	Masse volumique [KN/m ³].
σ	Contrainte normale dans une direction.
σ_m	Pression effective moyenne.
ω	Fréquence circulaire.
ω	Pulsation de la structure en tenant compte de l'ISS.

Liste des abréviations

Abréviations	Significations
DDL	Degré de liberté.
ISS	Interaction sol-structure.
RPA 99	Règlement parasismique algérien.
BAEL 91	Béton armé aux états limites.
CBA 93	Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le mouvement sismique est le mouvement à la surface du sol en champ libre, en l'absence de toute construction, et défini à partir d'enregistrements réels des mouvements d'un point du sol. Or, les enregistrements réels actuellement disponibles ont presque tous été obtenus en surface ou très faible profondeur. Le mouvement sismique donné, déduit de tels enregistrements, est donc essentiellement représentatif du mouvement d'un point au voisinage de la surface.

La réponse de la structure à ce mouvement sismique dépend de la nature de ce dernier, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol. Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur.

L'interaction sol-structure est l'ensemble des phénomènes qui impliquent l'analyse du rapport entre la structure et le sol. Comment le mouvement affecte la structure soumise à un chargement, pendant que les ondes atteignent celle-ci, produisant des mouvements dépendants des caractéristiques vibratoires de la structure et du dépôt du sol.

L'état de la pratique tel qu'il est reflété par les normes consiste à évaluer les efforts transmis à la fondation en négligeant toute interaction avec le sol. La structure est supposée encadrée au niveau de sa fondation. Les efforts ainsi calculés sont ensuite utilisés pour vérifier la capacité portante et le tassement de la fondation sous une combinaison de charges statiques ou parfois statiques équivalentes en imposant des coefficients de sécurité déterminés de façon à prévenir tout déplacement irréversible (tassement, glissement) de la fondation. Outre le fait que cette approche néglige dans l'évaluation des efforts la flexibilité du sol de fondation qui modifie, en les augmentant ou en les diminuant, les efforts appliqués, elle ne permet pas de tirer parti de l'effet bénéfique d'une plastification partielle du sol en imposant à la fondation de rester dans un domaine de comportement élastique. L'effet d'interaction dynamique sol-structure a été souvent exploré dans le domaine des calculs sismiques. Néanmoins, il est important de considérer cet effet pour étudier la réponse des structures.

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement d'une structure en béton armé contreventé par des voiles fondée sur un site

Introduction générale

meuble en termes de réactions d'appui sans et avec prise en compte de la rigidité de sol. Dans une première étape, un modèle à base fixe (encastrement) a été modélisé avec le logiciel *ETABS*. La deuxième étape consiste à introduire la rigidité de sol qui est liée à la fondation du bâtiment et qui est concentrée au nœud d'interface sol-fondation.

Objectifs du travail :

- Compréhension du phénomène interaction sol structure.
- Maitrise des méthodes de calcul théoriques.
- Conception et analyse à base de logiciel ETABS.
- Exploitation des résultats pour appréhender le comportement de notre structure vis-à-vis de l'interaction.
- Formuler des conclusions à partir des résultats obtenus.

Structuration du mémoire :

Le mémoire est constitué de trois chapitres et est terminé par une conclusion générale

- ✓ Le premier chapitre présente une synthèse sur le phénomène d'interaction sol structure. Après une introduction générale sur le sujet, ou la problématique et les objectifs principaux recherchés sont clairement défini, le chapitre 1 est totalement dédié à la recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure, la Description du phénomène d'interaction sol-structure, la formulation du problème d'interaction sol-structure ainsi les méthodes traitant l'interaction sol-structure.
- ✓ Le second chapitre présente des exemples des calculs des raideurs a la base des méthodes de calculs différentes selon le type et la forme de fondation en tenant compte les encastremets a but de de calculer les raideurs K.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré à la conception et présentation de l'ouvrage ainsi une étude dynamique et d'infrastructure détaillé a but d'obtention, interprétation, discussion des résultats obtenus dans les deux cas étudiée (sans et avec ISS). La variation de la période sans et avec interaction, la variation de l'effort tranchant illustrées par des graphes, la distribution des moments fléchissant à la base de structure sans et avec

Introduction générale

interaction, Variation du déplacement sans et avec interaction en met en évidence l'influence de l'ISS.

Dans la conclusion générale, l'ensemble des résultats obtenus dans ce travail sont résumés, ainsi que quelques perspectives d'études dans l'avenir sont proposées.

**CHAPITRE I : RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION
SOL-STRUCTURE**

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

I.1 Introduction

La performance d'une fondation au cours de sa durée de vie dépend à la fois de l'action de la superstructure et de la réponse du sol en contact. L'interdépendance du comportement mécanique entre le sol sous la fondation et la structure est appelée "interaction sol-structure" [1].

Les fondations transmettent la charge appliquée par la structure au sol en mobilisant sa résistance. Ce dernier a un comportement élastoplastique complexe vis-à-vis de la charge transmise. Par ailleurs, le phénomène d'interaction sol-structure est fortement affecté par la raideur de la structure qui dépend des matériaux de construction, de sa géométrie et de la méthode de construction [2].

I.2 Description du phénomène

Afin d'illustrer les principales caractéristiques de l'interaction sol structure, on compare la réponse à une excitation sismique d'une structure fondée directement sur le substratum rocheux (considéré comme infiniment rigide par rapport à la structure) à celle de la même structure fondée sur une couche de sol souple (figure **I.1(a)**). Par souci de simplicité, on considère seulement le cas d'une onde **SH** en incidence verticale et d'une fondation rigide. Ce cas suffit à appréhender l'ensemble du phénomène ; c'est aussi le plus étudié en ingénierie parasismique courante. On ne donne à ce stade qu'une description qualitative de la façon dont l'interaction entre le sol et la structure va modifier la réponse dynamique de la structure en liaison avec la figure **I.1**[3].

Considérons d'abord le cas d'une structure fondée au rocher soumise à un séisme de référence caractérisé par une excitation horizontale à la surface du rocher (figure **I.1(a)**, point A). La modélisation de la source du séisme et de la propagation des ondes jusqu'à ce point relève de la compétence de la sismologie. Le rocher étant extrêmement rigide, la longueur d'onde de l'excitation sismique est très grande par rapport aux dimensions de la fondation, particulièrement sa profondeur, de sorte que les mouvements de translation au point A et au point B sont sensiblement en phase. Le mouvement horizontal de référence peut donc être

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

directement appliqué à la base de la structure qui va être soumise à une accélération d'entraînement constante sur sa hauteur. Les forces d'inertie qui en résultent développent un effort tranchant et un moment fléchissant, qui agissent à la base de la structure pendant la durée du séisme. La reprise de ces efforts résultants par le rocher de fondation n'induit aucune déformation de celui-ci. Au final, la différence entre le mouvement de la fondation et le mouvement du séisme de référence est négligeable ; la fondation est un appui rigide, parfaitement encastré, et l'excitation sismique correspond à une excitation par déplacement d'appui d'amplitude égale à celle du mouvement de référence déterminé en champ libre. Le plus souvent, en ingénierie parasismique, cette hypothèse d'encastrement parfait de la fondation est tacitement faite, et la prise en compte des caractéristiques mécaniques du sol n'apparaît que dans l'estimation du mouvement de référence (accélérogramme, spectre...).

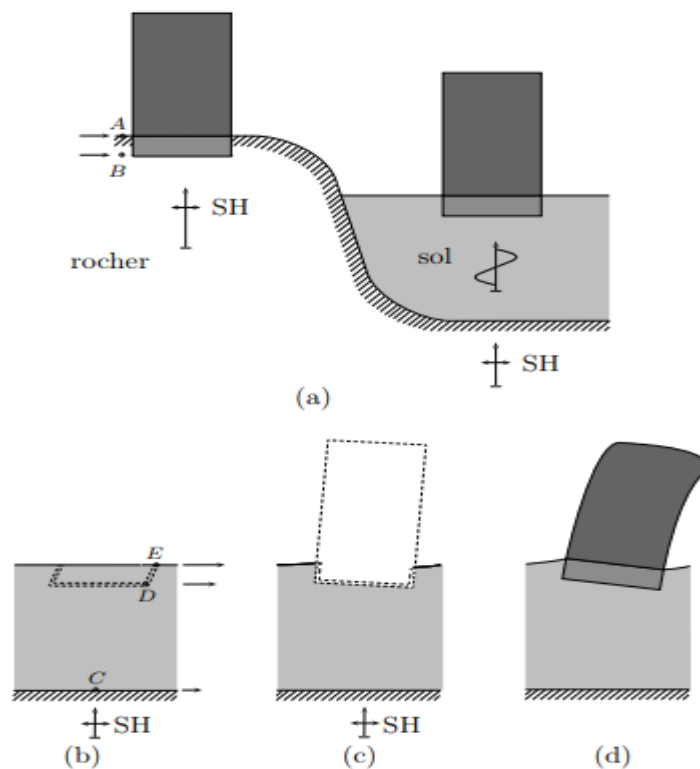


Figure I. 1 : Comparaison de la réponse d'une structure fondée au rocher ou sur un sol souple[3].

Considérons maintenant le cas d'une structure fondée sur sol souple. On propose de décomposer la réponse du système en plusieurs étapes afin de mieux appréhender l'influence de la souplesse du sol. Les trois effets suivants doivent être distingués :

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

- Premièrement, la présence de la couche de sol, plus souple que le substratum, induit une amplification de l'excitation sismique. Si le mouvement à l'interface sol-substratum (figure **I.1(b)** point C) est inférieur au mouvement de référence du point A (équation A.4 en $z = 0$), en revanche le mouvement à la surface du sol (point E) est considérablement amplifié (équation (A.5) en $z = -h$). En outre, le piégeage de l'onde dans la couche de sol est susceptible, selon le contenu fréquentiel de l'excitation, de provoquer un phénomène de résonance (résonance quarte d'onde). Ce phénomène d'amplification du mouvement du sol en champ libre par la présence du sol ne concerne pas à proprement parler le phénomène d'interaction sol structure.
- Deuxièmement, l'excavation du sol et la mise en place de la fondation (considérée le plus souvent comme rigide) induisent l'apparition d'un champ diffracté afin d'assurer la compatibilité cinématique entre la déformation du sol et les parois (rigides) de la fondation. En effet, en l'absence de fondation, le champ d'onde régnant dans la couche est une onde stationnaire (équation (A.5)) dont un ventre coïncide avec la surface. Il s'en suit que le mouvement en D est en phase avec celui du point E mais d'amplitude inférieure (figure **I.1(b)**). Dans ces conditions le mouvement de la fondation (rigide) sans masse diffère, évidemment du mouvement de référence, mais aussi du mouvement amplifié calculé en E. Il faut s'attendre en particulier à l'apparition d'une composante de rotation de la fondation (figure **I.1(c)**). Ce phénomène purement géométrique est couramment appelé interaction cinématique. On perçoit aisément que, dans le cas d'une onde S en incidence vertical, le paramètre déterminant de ce phénomène est le rapport entre la profondeur de la fondation et la longueur d'onde de l'excitation. Si ce rapport est très faible, en particulier si la fondation est superficielle, l'interaction cinématique est négligeable. Cette simplification est abusive en cas d'incidence oblique pour laquelle il y a bien interaction cinématique ; le paramètre déterminant apparaît cette fois comme le rapport entre la dimension horizontale de la fondation et la longueur d'onde apparente en surface (figure **I.2**).
- Troisièmement, la réponse de la superstructure pesante interagit avec le sol. Tout comme pour la construction au rocher, les mouvements de corps rigide de la fondation, excitée par le champ sismique, se traduisent par l'apparition de forces d'inertie (non constantes avec la hauteur du fait de la composante de rotation de l'accélération d'entraînement) à l'origine de la déformation de la superstructure. Cette déformation développe des efforts à la base de la structure repris par le sol de fondation. Contrairement au rocher (théorique) de rigidité infinie, le sol est rétro-activement déformé par les efforts transmis par la fondation. Ce champ de déformation additionnel, propagé dans le sol de fondation, est le champ rayonné par la fondation. Au final, les mouvements de la fondation, différents de ceux résultants de l'interaction cinématique, sont le produit du couplage, appelé interaction inertielle, entre les mouvements du sol et ceux de la structure. Les phénomènes qui viennent d'être décrits ont des conséquences différentes voire opposées sur la vulnérabilité sismique de la structure dont voici une description qualitative :

- L'amplification de l'excitation (référéncée au rocher) par les couches molles situées au-dessus du substratum a évidemment un effet catastrophique sur les constructions dont l'ampleur a été

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

maintes fois constatée sur le terrain. Pour certains auteurs, l'allongement de la durée du signal dû au piégeage des ondes dans la couche est encore plus critique.

- La réponse de la structure dans l'interaction inertielle se partage entre mouvement de corps rigide, selon les modes de corps rigide de la fondation, et déformation structurelle. Plus le sol est souple, plus la part des mouvements de corps rigides est importante. De ce point de vue l'interaction sol structure joue dans le sens d'une diminution du risque de ruine interne de la structure.

- Par ailleurs, les fréquences propres de la structure fondée sur sol souple sont plus basses que celles du système plus rigide constitué de la structure encastrée à sa base dans un milieu parfaitement rigide. Cette évidence théorique est corroborée par de nombreuses observations expérimentales (voir par exemple Stewart et coll., 1998, 1999b, pour une mise en évidence de ce phénomène sur un grand nombre de bâtiments). L'effet de cette réduction des fréquences, en particulier de la fréquence fondamentale, dépend du contenu fréquentiel du séisme (ou de toute autre sollicitation considérée). Dans certains cas, la valeur de la fréquence fondamentale passe en-dessous de la gamme dans laquelle l'excitation est la plus forte, et la réponse de la structure (en tout cas du premier mode) s'en trouve diminuée. L'effet contraire peut être envisagé.

- Il faut examiner également l'effet de la radiation d'énergie dans le sol. Si on considère la structure comme encastrée à sa base dans un milieu parfaitement rigide, alors l'énergie injectée par l'excitation dans la structure est dissipée par les non-linéarités internes de la structure. On parle d'amortissement structurel dont on tient compte dans les modèles dynamiques par exemple en introduisant (de façon souvent forfaitaire) un facteur d'amortissement modal. Dans le cas où le couplage avec le sol ne peut être négligé, les oscillations de la fondation donnent naissance à un champ rayonné constitué d'ondes de volume et de surface. Dans un milieu semi-infini, ces ondes se propagent indéfiniment et ne restituent donc pas, sous une forme ou une autre, l'énergie qu'elles contiennent. Il y a donc dissipation d'énergie et tout se passe comme si le milieu présentait un amortissement, même s'il est supposé élastique, linéaire, et non dissipatif. On parle d'amortissement géométrique pour souligner le fait que cette perte d'énergie n'est pas due aux propriétés mécaniques du sol, ou encore d'amortissement radiatif en référence aux ondes rayonnées par la fondation. Cet amortissement a évidemment un effet positif pour la sécurité de la structure, en réduisant l'amplitude maximale et la durée des oscillations.

- Quant à l'interaction cinématique, elle peut être considérée comme un effet du second ordre, ne se développant qu'à l'échelle des mouvements différentiels, alors que l'interaction inertielle apparaît avec le mouvement d'ensemble (moyen).

En conclusion, il est difficile de savoir a priori si l'interaction sol structure à une influence positive ou négative sur le comportement de la structure. Elle peut théoriquement contribuer à amplifier ou diminuer les déplacements à l'intérieur de la structure. Cependant, si on néglige l'effet d'amplification par les conditions géologiques locales, par exemple en considérant un séisme de référence calculé, non pas au rocher, mais à la surface du sol sur lequel repose la structure, alors l'interaction sol structure joue, en pratique, fréquemment dans le sens

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

de la sécurité de la structure. C'est pourquoi, dans les différents codes parasismiques adoptés à travers le monde, le fait de négliger ce phénomène est généralement considéré comme une mesure conservatrice. En revanche, dans de nombreux cas largement documentés, il n'y a pas de description possible de la dynamique de la structure, quel que soit le mode de sollicitation envisagé, sans tenir compte de la souplesse du sol de fondation [3].

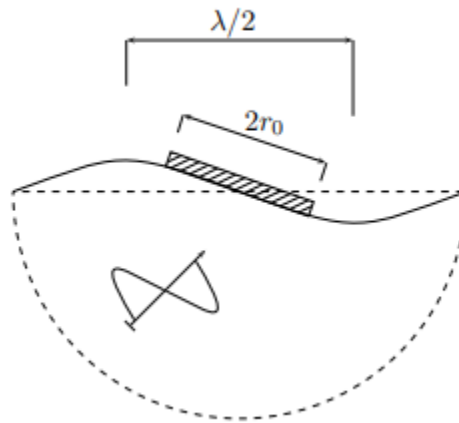


Figure I. 2 : Interaction cinématique entre une fondation superficielle et une onde plane en incidence oblique [3].

I.3 Formulation du problème d'interaction sol-structure

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur.
- Le comportement non linéaire du sol.
- Le caractère tridimensionnel du problème.
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement.
- L'interaction avec les structures voisines [4].

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure I.3[5].

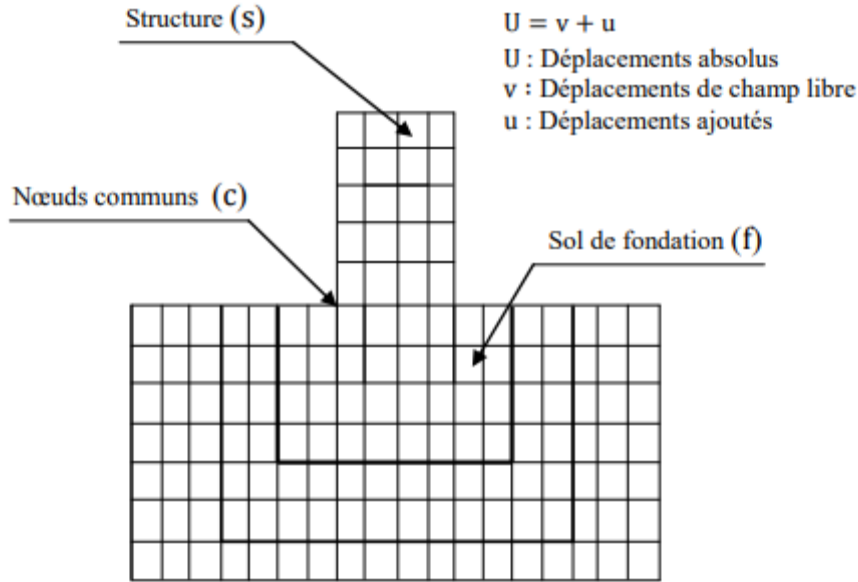


Figure I. 3 : Modèle d'interaction sol-structure [5].

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, par l'équation suivante :

$$\begin{pmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{I.1}$$

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad \text{I.2}$$

En termes de mouvement absolu, il n'y a pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

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

$$\begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_s \\ \dot{\mathbf{U}}_c \\ \dot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_s \\ \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_c \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{Bmatrix} \quad \mathbf{I.3}$$

L'équation **I.1** peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{cs} & \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_c \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{Bmatrix} =$$

$$- \begin{pmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} - \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{cs} & \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_s \\ \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} - \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} \quad \mathbf{I.4}$$

Si le déplacement en champ libre est constant sur la base de la structure, le terme est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation **I.4** peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{pmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc}^{(s)} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{I.5}$$

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

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_{cc}^{(f)} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{cc}^{(f)} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{cc}^{(f)} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{I.6}$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation **I.4** peut être écrit :

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

$$R = \begin{pmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{O} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc}^{(s)} & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{O} & \mathbf{O} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \mathbf{O} \end{Bmatrix} \quad \text{I.7}$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation I.4 ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = -[\mathbf{m}_x]\ddot{v}_x(t) - [\mathbf{m}_y]\ddot{v}_y(t) - [\mathbf{m}_z]\ddot{v}_z(t) \quad \text{I.8}$$

Où $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{C}]$ et $[\mathbf{K}]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{\mathbf{u}\}$ existent pour le système sol structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes \ddot{v}_x et \ddot{v}_y sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes, $[\mathbf{m}_x]$, $[\mathbf{m}_y]$ et $[\mathbf{m}_z]$ sont des masses de direction pour la structure seulement [3].

I.4 Les composantes de l'interaction

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

I.4.1 Interaction cinématique

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

Cette interaction induit un filtrage parfois significatif du mouvement sismique lors de son transfert au bâtiment mais occasionne des rotations d'ensemble de la fondation dont les effets sur l'ouvrage doivent être étudiés. La réponse de la fondation sans superstructure au mouvement sismique incident fournit au concepteur les efforts d'inertie nécessaire au

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

dimensionnement de l'ouvrage. Enfin, dans le cas de fondations superficielles et d'ondes à incidence verticale, il n'y a pas d'interaction cinématique et le mouvement de la fondation sans superstructure est égal au mouvement du sol sans ouvrage [6].

I.4.2 Interaction inertielle

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

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments [7].

I.5 Analyses de l'interaction sol-structure

Parmi les méthodes traitant l'interaction sol-structure on peut citer les méthodes globales et les méthodes des sous-structures.

I.5.1 Méthode globale

Cette méthode est obtenue par la résolution de l'équation globale du mouvement et ne fait intervenir aucune notion de superposition, donc techniquement adaptée aux problèmes non linéaires.

La résolution est généralement basée sur la méthode des éléments finis qui présente une plus grande souplesse et permet en outre, la prise en compte des phénomènes non linéaires. La problématique de la résolution par la méthode globale est illustrée sur la figure I.4 comme suit la structure : modélisée en tranches de largeur unitaire à partir d'éléments poutres ou de volume (conservation de la masse). La combinaison entre ces éléments permet de respecter les raideurs en flexion et en cisaillement des différentes parties de l'ouvrage.

Le sol : la loi de comportement viscoélastique linéaire équivalente permettant l'approche de la non-linéarité du sol directement par des modèles non linéaires. Le sol adjacent est modélisé par la méthode des éléments finis. Le champ libre est appliqué à une surface fictive à l'interface du système sol structure et l'effet du sol contournant le champ lointain est pris en compte en imposant des frontières de transmissions le long de l'interface.

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

Il est nécessaire de valider toute modélisation afin de s'assurer de sa fiabilité de spécifier le mouvement sismique à la surface du sol, en champ libre, et d'imposer le mouvement « déconvolué » uniformément à la base du système sol-structure. La réponse est déterminée par résolution de l'équation I.9.

$$\underline{\mathbf{M}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{C}}\dot{\underline{\mathbf{U}}} + \underline{\mathbf{K}}\underline{\mathbf{U}} = -\underline{\mathbf{M}}\underline{\mathbf{I}}\ddot{\underline{\mathbf{U}}}_g \quad \text{I.9}$$

La difficulté de la résolution par la méthode des éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol-structure, réside dans le traitement des conditions aux limites [9].

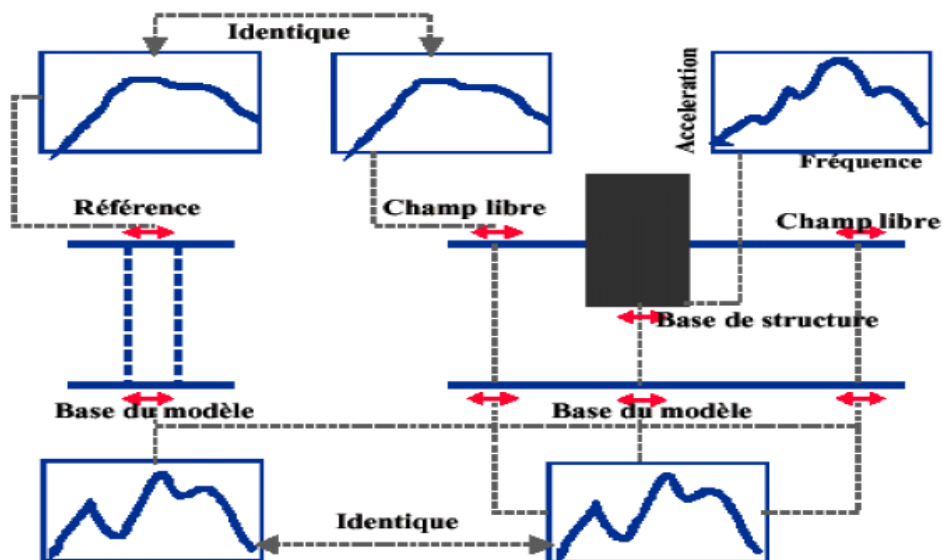


Figure I. 4 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure par la méthode globale [9].

Lorsqu'une onde heurtant une surface libre est totalement réfléchiée, les limites du modèle sont introduites de manière artificielle. La réflexion des ondes à ces interfaces contribue à maintenir l'énergie qu'elles transportent à l'intérieur du modèle, alors qu'en réalité la réflexion se fait à l'infini (au moins partiellement) ce phénomène connu sous le nom «amortissement géométrique » [10].

I.5.2 Méthode des sous-structures (KAUSEL)

Cette méthode fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à décomposer le problème en plusieurs étapes successives. Chacune des étapes étant considérée plus facile à résoudre que le problème global [11].

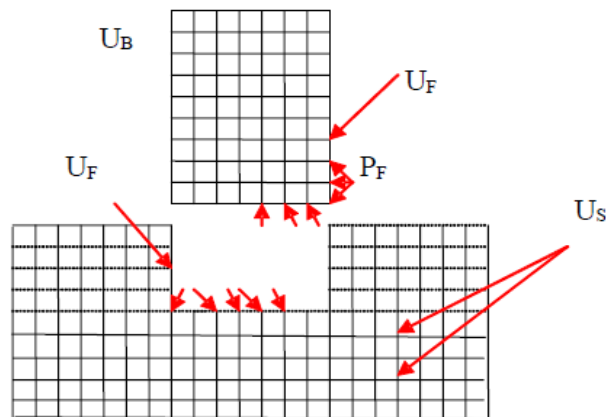


Figure I. 5 : Schématisation de la méthode des sous structures [11].

Pour des raisons évidentes les sous-structures envisagées sont constituées d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la figure I.5.

Le principe est d'écrire les équations d'équilibre pour chaque sous-système, puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contraint.

Ainsi l'hypothèse d'une **fondation rigide** réduit le problème global à trois étapes :

- Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique (Equation I.13).
- Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (Equation I.15).
- Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à un mouvement de son support : mouvement d'interaction cinématique (Equation I.20).

Pour des raisons qui apparaîtront naturelles, le problème ci-dessous est traité dans le domaine fréquentiel. Il s'ensuit que les grandeurs, par exemple le déplacement U , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier :

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

$$U = \sum \tilde{U}(\varpi_n) e^{i\varpi_n t} \quad \text{I.10}$$

Dans ces conditions les équations des différents sous-systèmes s'écrivent :

- Structure:

$$-\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{m}}_B & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_{FB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{BB} & \underline{\mathbf{K}}_{FB} \\ \underline{\mathbf{K}}_{FB} & \underline{\mathbf{K}}_{FF} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{0}} \\ \tilde{\underline{\mathbf{P}}}_F \end{pmatrix} \quad \text{I.11}$$

- Sol:

$$-\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{M}}_{FS} & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{FF} & \underline{\mathbf{K}}_{FS} \\ \underline{\mathbf{K}}_{FS} & \underline{\mathbf{K}}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\tilde{\underline{\mathbf{P}}}_F \\ \underline{\mathbf{0}} \end{pmatrix} \quad \text{I.12}$$

Dans les équations l'indice **B** désigne les déplacements de la structure, l'indice **F** désigne ceux de l'interface sol-structure et l'indice **S** ceux du sol. De plus les équations ont été partitionnées de façon à isoler dans chaque sous-système les équations faisant intervenir les degrés de liberté communs repérées par les indices **FB** lorsqu'elles appartiennent au sous-système structure, et par les indices **FS** lorsqu'elles appartiennent au sous-système sol. Enfin on a tenu compte des conditions de compatibilité exprimées ci-dessus.

Considérons maintenant le cas du sous-système sol en l'absence de la structure ; l'équation d'équilibre s'écrit :

$$-\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{M}}_{FS} & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F^* \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S^* \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{FF} & \underline{\mathbf{K}}_{FS} \\ \underline{\mathbf{K}}_{FS} & \underline{\mathbf{K}}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F^* \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S^* \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} \end{pmatrix} \quad \text{I.13}$$

Dans l'expression $\underline{\mathbf{U}}^i = \underline{\mathbf{U}} - \underline{\mathbf{U}}^*$

Par soustraction des équations **I.12** et **I.13** on obtient :

$$\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{M}}_{FS} & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F^i \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S^i \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{FF} & \underline{\mathbf{K}}_{FS} \\ \underline{\mathbf{K}}_{FS} & \underline{\mathbf{K}}_{SS} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F^i \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_S^i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\tilde{\underline{\mathbf{P}}}_F \\ \underline{\mathbf{0}} \end{pmatrix} \quad \text{I.14}$$

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

Le système d'équations **I.14** peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure. Ce processus appelé « **condensation** » permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\tilde{\underline{\mathbf{S}}}_F(\varpi) \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F^1(\varpi) = -\tilde{\underline{\mathbf{P}}}_F(\varpi) \quad \mathbf{I.15}$$

Dans l'équation **I.15** la matrice **SF** est « **la matrice d'impédance** » de la fondation. Les quantités intervenantes dépendent de la fréquence [12].

Jusqu'à ici, la réaction du sol est inconnue. On élimine cette grandeur en reportant l'équation **I.15** Dans l'équation I.11 en tenant compte de l'équation **I.14** l'équation d'équilibre de la structure devient :

$$-\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{M}}_B & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_{FB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{BB} & \underline{\mathbf{K}}_{FB} \\ \underline{\mathbf{K}}_{FB} & \underline{\mathbf{K}}_{FF} + \tilde{\underline{\mathbf{S}}}_F \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{0}} \\ \tilde{\underline{\mathbf{S}}}_F \underline{\mathbf{U}}_F^* \end{pmatrix} \quad \mathbf{I.16}$$

Le déplacement de la fondation rigide défini à un point quelconque de celle-ci par exemple au centre :

$$\tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F = \underline{\mathbf{T}} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_0 \quad \mathbf{I.17}$$

Les forces nodales :

$$\tilde{\underline{\mathbf{P}}}_0 = \underline{\mathbf{T}}^T \tilde{\underline{\mathbf{P}}}_F \quad \mathbf{I.18}$$

$$-\omega^2 \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{M}}_B & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & \underline{\mathbf{m}}_{FB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_{BB} & \underline{\mathbf{K}}_{FB} \\ \underline{\mathbf{T}}^T \underline{\mathbf{K}}_{FB} & \underline{\mathbf{T}}^T \underline{\mathbf{K}}_{FF} + \tilde{\underline{\mathbf{S}}}_F \underline{\mathbf{T}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_B \\ \tilde{\underline{\mathbf{U}}}_F \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{\mathbf{0}} \\ \tilde{\underline{\mathbf{S}}}_F \underline{\mathbf{U}}_F^* \end{pmatrix} \quad \mathbf{I.19}$$

I.5.3 Modèle à un degré de liberté équivalent

I.5.3.1 Concept et formulation

Les modèles physiques simples sont indissociables des modèles masse ressort.

Les plus courants sont les modèles à un degré de liberté équivalent, également utilisés dans le cas d'une couche de sol surmontant une roche dure où le sol est considéré comme un demi espace homogène.

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

L'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage peut être faite à l'aide du modèle analogique comme l'indique la figure I.6. La structure est assimilée à une masse et un ressort placé à une hauteur ' h ' au-dessus de la fondation, la liaison entre la structure et la fondation est assurée par une barre rigide.

La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est représentée par ces fonctions d'impédance qui seront définies au-dessous.

On admettra pour l'instant que les fonctions d'impédance peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs (l'amortissement -radiatif et matériel) indépendant de la fréquence.

Le système équivalent possède 3 degrés de liberté : le déplacement horizontal u de la masse m , le déplacement horizontal u_0 de la fondation et la rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal. Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation ω et d'amplitude U_g .

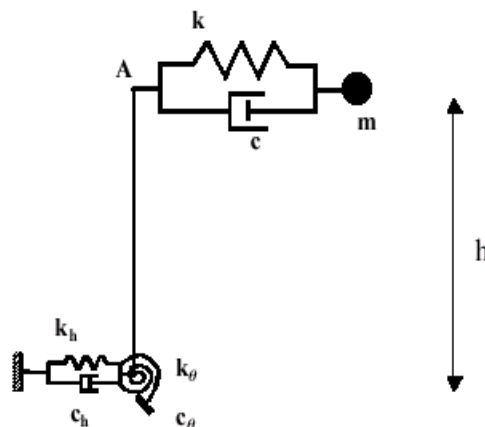


Figure I. 6 : Modèle à un degré de liberté équivalent [13].

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées ' q_i '; q_1, q_2, q_3 pour u, u_0, θ respectivement, la relation évidente entre le déplacement absolu U^T de la masse m et les variables précédentes:

$$U^T = U_g + U_\theta + U + h\theta \quad \text{I.20}$$

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

Les équations d'équilibres s'écrivent alors :

$$T = \frac{1}{2} m \left(\dot{U}_g + \dot{U}_0 + U + h \dot{\theta} \right)^2 \quad \text{I.21}$$

$$V = \frac{1}{2} \left(K U^2 + K_h U_0^2 + K_\theta \theta^2 \right) \quad \text{I.22}$$

$$\delta W = -C \dot{U} \Delta u + C_h \dot{U}_0 \delta U_0 + C_\theta \dot{\theta} \delta \theta \quad \text{I.23}$$

Telle que **T** et **V** représentent l'énergie cinétique et l'énergie potentielles respectivement

Les équations de Lagrange :

$$\frac{d}{dt} \left[\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right] - \left[\frac{\partial T}{\partial q_i} \right] + \left[\frac{\partial V}{\partial q_i} \right] = \delta W / \delta q_i \quad \text{I.24}$$

En tenant compte des relations entre vitesse déplacement et accélération on a :

$$\dot{X} = i\omega X, \quad \ddot{X} = -\omega^2 X$$

En introduisant le pourcentage d'amortissement critique :

$$\zeta = \frac{i\omega c}{2k}, \quad \zeta_h = \frac{i\omega c_h}{2k_h}, \quad \zeta_\theta = \frac{i\omega c_\theta}{2k_\theta}$$

Les dérivations de l'équation de Lagrange donnent :

$$-m \omega^2 (U + U_0 + h_\theta + h \theta) + K (1 + 2i\zeta) U = m \omega^2 U_g \quad \text{I.25}$$

$$-m \omega^2 (U + U_0 + h_\theta + h \theta) + K_h (1 + 2i\zeta_h) U_0 = m \omega^2 U_g \quad \text{I.26}$$

$$-m \omega^2 (U + U_0 + h_\theta + h \theta) + K_\theta (1 + 2i\zeta_\theta) \theta = m \omega^2 U_g \quad \text{I.27}$$

En introduisant les notations suivantes : $m \omega_s^2 = k$, $m \omega_h^2 = k_h$, $m \omega_\theta^2 = k_\theta^2$

En éliminant **u₀**, **θ** entre les trois équations :

$$1 + 2i\zeta - \left(\frac{\omega}{\omega_s} \right) - \left(\frac{\omega}{\omega_h} \right)^2 \left(\frac{1 + 2i\zeta}{1 + 2i\zeta_h} \right) - \left(\frac{\omega}{\omega_\theta} \right)^2 \left(\frac{1 + 2i\zeta}{1 + 2i\zeta_\theta} \right) U = \left(\frac{\omega}{\omega_s} \right)^2 U_g \quad \text{I.28}$$

Tenant compte de fait que $\zeta, \zeta_h, \zeta_\theta \ll 1$, l'équation précédente devient :

$$\left[1 + 2i\zeta - \left(\frac{\omega^2}{\omega_s^2} \right) - \left(\frac{\omega^2}{\omega_h^2} \right) (1 + 2i\zeta - 2i\zeta_h) - \left(\frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} \right) (1 + 2i\zeta - 2i\zeta_\theta) \right] U = \left(\frac{\omega^2}{\omega_s^2} \right) U_g \quad \text{I.29}$$

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

Considérons maintenant un oscillateur simple à un seul degré de liberté de masse 'M', et de pulsation propre ' ω ' d'amortissement ' $\tilde{\zeta}$ ' soumis à un déplacement harmonique ' \bar{u}_g ' à la fréquence à la base ' ω ' cas des structures encastrées à la base. L'oscillateur équivalent aura la même réponse que la structure :

$$\left(1 + 2i\tilde{\zeta} - \frac{\omega}{\omega^2}\right) = \left(\frac{\omega}{\omega^2}\right)^2 \bar{u}_g \quad \text{I.30}$$

La figure **I.7** présente les caractéristiques suivantes :

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} \quad \text{I.31}$$

$$\tilde{\zeta} = \frac{\omega}{\omega_s^2} \tilde{\zeta} + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \zeta_h + \frac{\omega}{\omega_\theta^2} \zeta_\theta^2 \quad \text{I.32}$$

$$\bar{u}_g = \frac{\omega}{\omega_s^2} u_g \quad \text{I.33}$$

Les équations précédentes sont obtenues en égalant la partie réelle et la partie imaginaire des équations **I.29** et **I.30** et pour l'équation I.33 en se plaçant à résonance ($\omega = \omega$)

Il résulte des équations **I(31.32.33)** que l'interaction sol-structure a pour effet :

- De diminuer la pulsation propre ω de la structure base encastrée ($\omega < \omega_s$).
- D'augmenter l'amortissement du système ($\tilde{\zeta} > \zeta$) par rapport à la structure base encastrée.
- De diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure ($u_g < U_g$).

Les conclusions précédentes sont visualisées sur la figure **I.7** représentant une fondation circulaire surmontant un demi-espace élastique homogène. Les variations relatives $\frac{\omega}{\omega_s}$, $\tilde{\zeta}$, $\frac{\bar{u}_g}{U_g}$ en fonction des paramètres adimensionnels : $\bar{h} = \frac{h}{r}$, $a = \omega h / v_s$, $\bar{m} = \frac{m}{\rho r^3}$.

La figure **I.7** met clairement en évidence que l'influence de l'interaction sol-structure qui est d'autant plus prononcée que le sol de fondation est mou (s croissant) où que la structure **m** (croissante) [13].

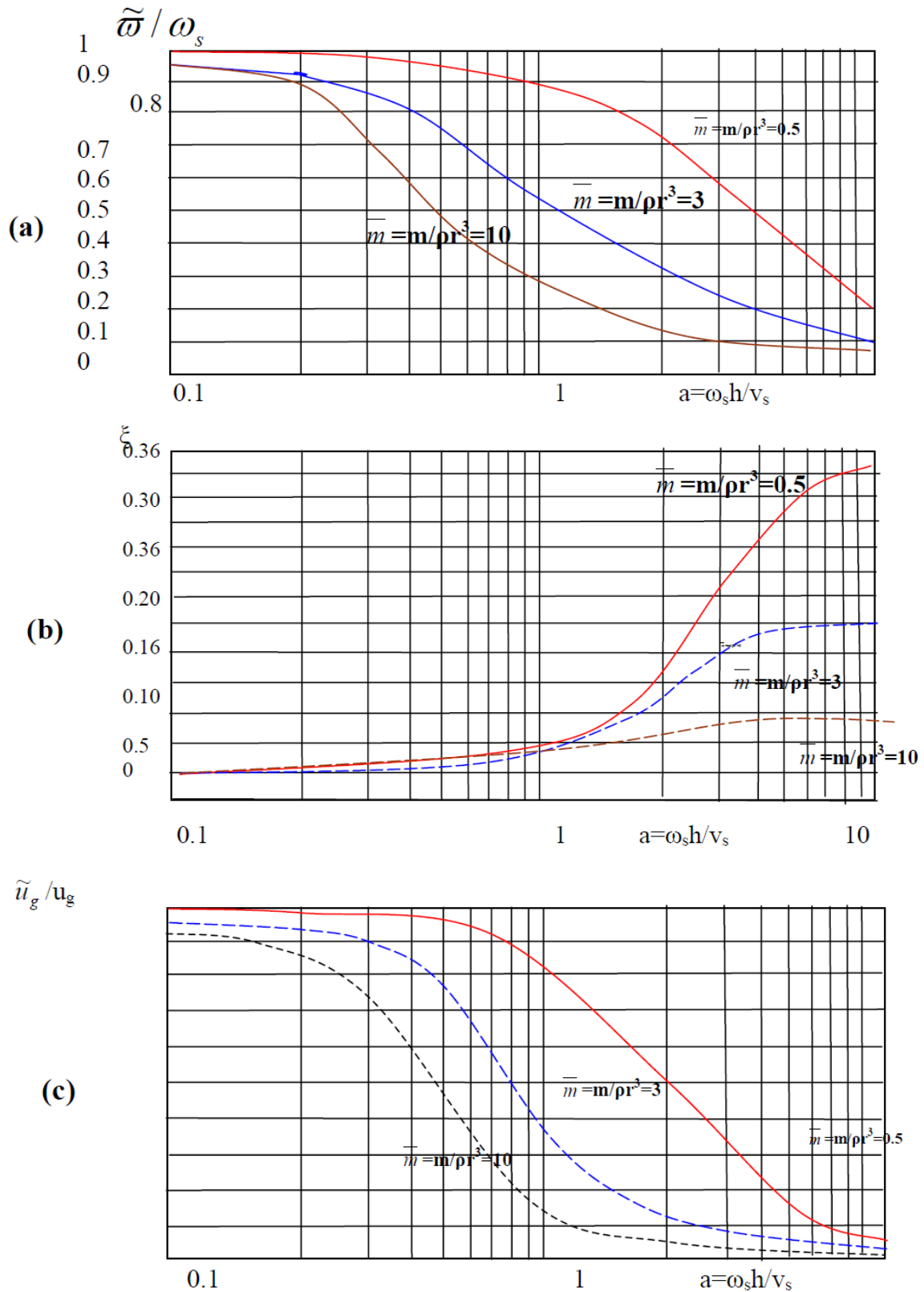


Figure I. 7 : Influence des paramètres adimensionnels sur différent type de structures : a) fréquence b) amortissement c) réponse en champ libre [13].

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

I.5.3.2 Impédance d'une fondation superficielle

Pour illustrer la notion d'impédance d'une fondation, grandeur essentielle pour le calcul sismique d'une structure par une méthode de sous-structures, considérons le cas simple d'une fondation circulaire rigide reposant à la surface d'un semi espace élastique, homogène et isotrope.

Par définition l'impédance d'une 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 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 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 4 degrés de liberté : les translations horizontales et verticales, la rotation autour d'un axe horizontal et la rotation autour d'un axe vertical. La translation verticale et la rotation autour d'un axe vertical sont totalement découplées des autres degrés de liberté. Par contre, en théorie, le déplacement horizontal et la rotation autour d'un axe horizontal sont couplés entre eux ; cependant pour la fondation superficielle le terme de couplage est négligeable et il est licite de considérer que la matrice d'impédance est une matrice diagonale de dimension 4×4 [11].

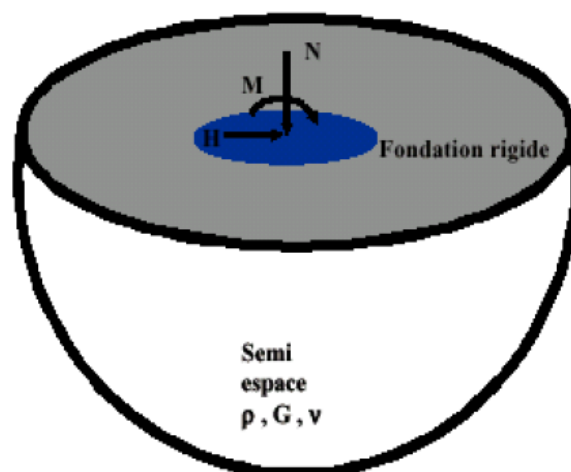


Figure I. 8 : Impédance dynamique d'une fondation superficielle [11].

Chapitre I : Recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure

Afin d'étudier l'impédance de la fondation, il est utile de faire le parallèle avec l'oscillateur à un degré de liberté pour mieux comprendre la structure de l'impédance.

Considérons un tel oscillateur soumis à une force harmonique $\mathbf{P}e^{i\omega t}$. Le déplacement résultant vaut :

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m \omega^2)^2 + i \omega c} \quad \text{I.34}$$

Par définition l'impédance de l'oscillateur :

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m \omega^2)^2 + i \omega c} \quad \text{I.35}$$

$$\mathbf{K} = (k - m \omega^2)^2 + i \omega c \quad \text{I.36}$$

$$= \left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 \right) + 2i \omega \zeta \frac{\omega}{\omega_n} \quad \text{I.37}$$

La relation montre que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur statique k et d'un terme qui représente la partie dynamique. Qui comporte une partie réelle et une partie imaginaire qui provient du fait que le déplacement est déphasé par rapport à la force appliquée.

Ce déphasage est lié à la dissipation d'énergie du système.

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut devenir négative à haute fréquence.

Par analogie avec l'équation on montre que l'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme générale :

$$\mathbf{K} = k_s \left(k(\omega)_1 + i a_0 c_1(\omega) \right) \quad \text{I.38}$$

Telle que : $a_0 = \frac{\omega r_0}{v_s}$ I.39

I.5.4 Méthode hybride

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode des sous-structures. La résolution du problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences.

Pour éviter ce problème, GUPTA et al. (1980) ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure I.9).

Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. GUPTA et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode [14].

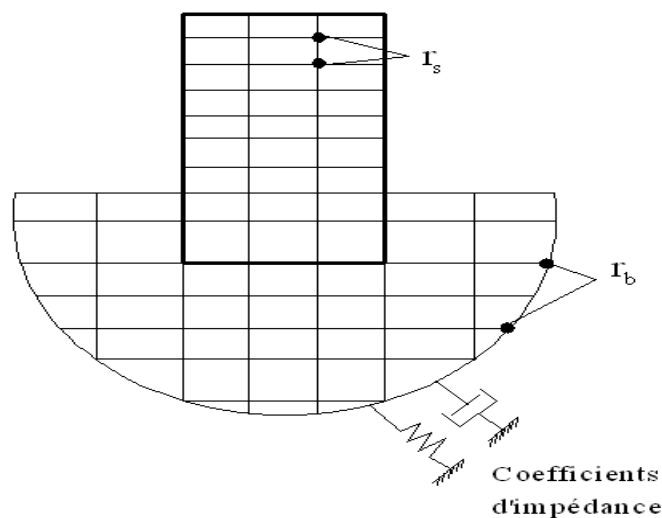


Figure I. 9 : Méthode Hybride [14].

I.6 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre nous avons constaté que l'interaction cinématique (sol-fondation sans masse) a pour effet de changer la réponse du champ libre et que l'interaction inertielle augmente la flexibilité des structures et aussi l'amortissement du système sol-structure. Il est aussi constaté que la modélisation d'ISS avec la méthode directe et la méthode hybride est sophistiquée et présente plusieurs difficultés et inconvénients. Tandis que la modélisation de cette interaction avec la méthode de sous-structure qui utilise l'impédance dynamique est simple à appliquer.

CHAPITRE II : CALCUL DES RAIDEURS

CHAPITRE II : CALCUL DES RAIDEURS

II.1 Etude dynamique

II.1.1 Dimensionnement des ouvrages enterrés soumis à des sollicitations sismiques

Le dimensionnement parasismique des fondations consiste à calculer les efforts sismiques s'exerçant sur la fondation et à vérifier la résistance des fondations à ces efforts mais la plupart des règlements de construction ne prennent pas en considération l'effet de ce phénomène qui est l'interaction sol-structure.

Cependant pour calculer les effets du séisme sur le système d'interaction sol-structure, des méthodes théoriques ont été établies, des installations expérimentales ont été faites et des exemples ont été donnés par Gazetas et Mylonakis, (1998). De nos jours certains règlements reconnaissent les effets défavorables de l'interaction sol-structure tel que l'Eurocode 8.

En effet la réponse d'une géo structure à une action sismique dépend de plusieurs paramètres tels que les propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol et la nature du mouvement sismique [15].

II.1.1.1 Fondations superficielles

Afin de déterminer les raideurs des fondations superficielles, il est nécessaire de connaître les raideurs et les amortissements du sol tout en sachant que la raideur du sol est différente du coefficient de réaction de ce dernier et pour cela plusieurs méthodes ont été développées.

La relation entre le mouvement du sol et la structure est représentée par une équation utilisée dans la méthode des éléments finis et qui est définie comme suit :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + (C)\{u\} = \{Q_f\} \quad \text{II.1}$$

Ou **M** représente la matrice masse, **C** la matrice d'amortissement et **K** la matrice de rigidité. \ddot{u} , \dot{u} , u représentent respectivement les vecteurs accélérations, vitesse et déplacement tandis que **Q_f** représente le vecteur force.

Chapitre II : Calcul des raideurs

II.1.1.1.1 Méthode de Newmarck-Rosenblueth (Davidovici,1999)

Rosenblueth a développé cette méthode afin d'estimer les valeurs de raideurs et des amortissements du sol (tableau 1). Il a introduit une masse virtuelle de sol qui est liée à la fondation du bâtiment et qui est concentrée au nœud d'interface sol-fondation tout en sachant que cette masse ne modifie pas complètement la réponse dynamique de la structure [16].

Tableau II. 1: Raideurs et amortissements du sol (Newmark-Rosenblueth (Davidovici,1999)) [16].

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs K	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_h = \frac{32(1-\nu)G \cdot r_0}{7-8\nu}$	$K_h = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A}$
Vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$K_v = \frac{4G \cdot r_0}{1-\nu}$	$K_v = \frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{A}$
Balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$K_\theta = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)}$	$K_\theta = \frac{G}{1-\nu}\beta_\theta a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$K_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$K_R = \frac{1+\nu}{4}G\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A}$

Avec :

A : section de la fondation

a: dimension parallèle à la direction du séisme

b: dimension perpendiculaire à la direction du séisme

Mb : masse du bâtiment

Ms : masse du sol additionnel

Ib, Jb: inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation.

Is, Js: inerties massiques de la masse additionnelle du sol par rapport à la fondation.

H : hauteur du prisme de sol.

ν : coefficient de poisson.

G: module de cisaillement.

β_x , β_z et β_θ : coefficients déterminés à partir des abaques.

Chapitre II : Calcul des raideurs

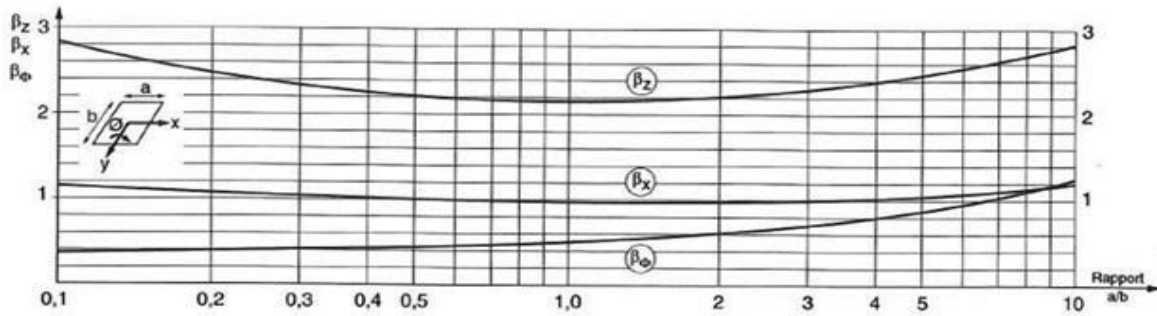


Figure II. 1: Abaqués des coefficients de Newmark β_x , β_z et β_ϕ (Davidovici,1999) [16].

II.1.1.1.2 Méthode de Veletsos modifiée (Davidovici,1999)

Les mêmes formules de l'Eurocode 8 ont été utilisées dans cette méthode afin de déterminer les raideurs qui sont résumées dans le tableau 2.

Tableau II. 2: Formule de raideurs de Veletsos (Davidovici,1999) [16].

	Raideurs
Horizontal	$K_h = \frac{2GR}{2 - \nu} \left(1 + \frac{2D}{3R}\right)$
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1 - \nu} \left(1 + \frac{2D}{5R}\right)$
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{2D}{R}\right)$

Avec :

D : la profondeur de la fondation

R : le rayon de la fondation circulaire (rayon équivalent) qui est défini pour une fondation rectangulaire comme suit :

-En rotation $r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$

-En translation $r_a = \sqrt[4]{\frac{A_0}{\pi}}$

L'amortissement est défini comme suit : $\xi^* = \xi_0 + \xi \cdot \left(\frac{T}{T^*}\right)^3$

II.2

Chapitre II : Calcul des raideurs

-Pour une fondation rectangulaire (ex : radier) :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r_a H_e}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma) r_a H_e^2}{2-\gamma r_m^3}\right)} > 1 \quad \text{II.3}$$

-Pour une fondation circulaire (ex : radier) :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r_a H_e}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma) \left(\frac{H_e}{r}\right)^2}{2-\gamma}\right)} > 1 \quad \text{II.4}$$

Avec :

H : hauteur de la structure.

H_e: hauteur efficace du bâtiment = 0.7H.

A₀, I₀: section et moment d'inertie de la fondation.

B₀: longueur totale de la fondation.

γA₀H : masse de la colonne.

$$\rho_e = \frac{W_b}{\gamma A_0 H}$$

W_b : masse du bâtiment ou la masse équivalente W_e=0.7W_b (la masse de la fondation est négligée).

L'amortissement du sol est déterminé en fonction des rapports $\frac{T^*}{T}$ et $\frac{H_e}{r}$ pour les deux rayons différents :

$$\frac{H_e}{r} \leq 0.5 \text{ avec } r = r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$\frac{H_e}{r} \leq 1 \text{ avec } r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$

Cependant l'amortissement équivalent du sol est utilisé si la fondation repose sur une couche de sol de faible résistance surmontée d'une couche de sol de bonne résistance et qui

est défini comme suit : $30\% \geq \xi^* = \left(\frac{T_s}{T^*}\right)^2 \xi_0 + 0.05 \left(\frac{T_s}{T^*}\right)^3 \geq 5\%$ II.5

Avec :

$$T_s = \frac{4H}{V_s} = 4H \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

Chapitre II : Calcul des raideurs

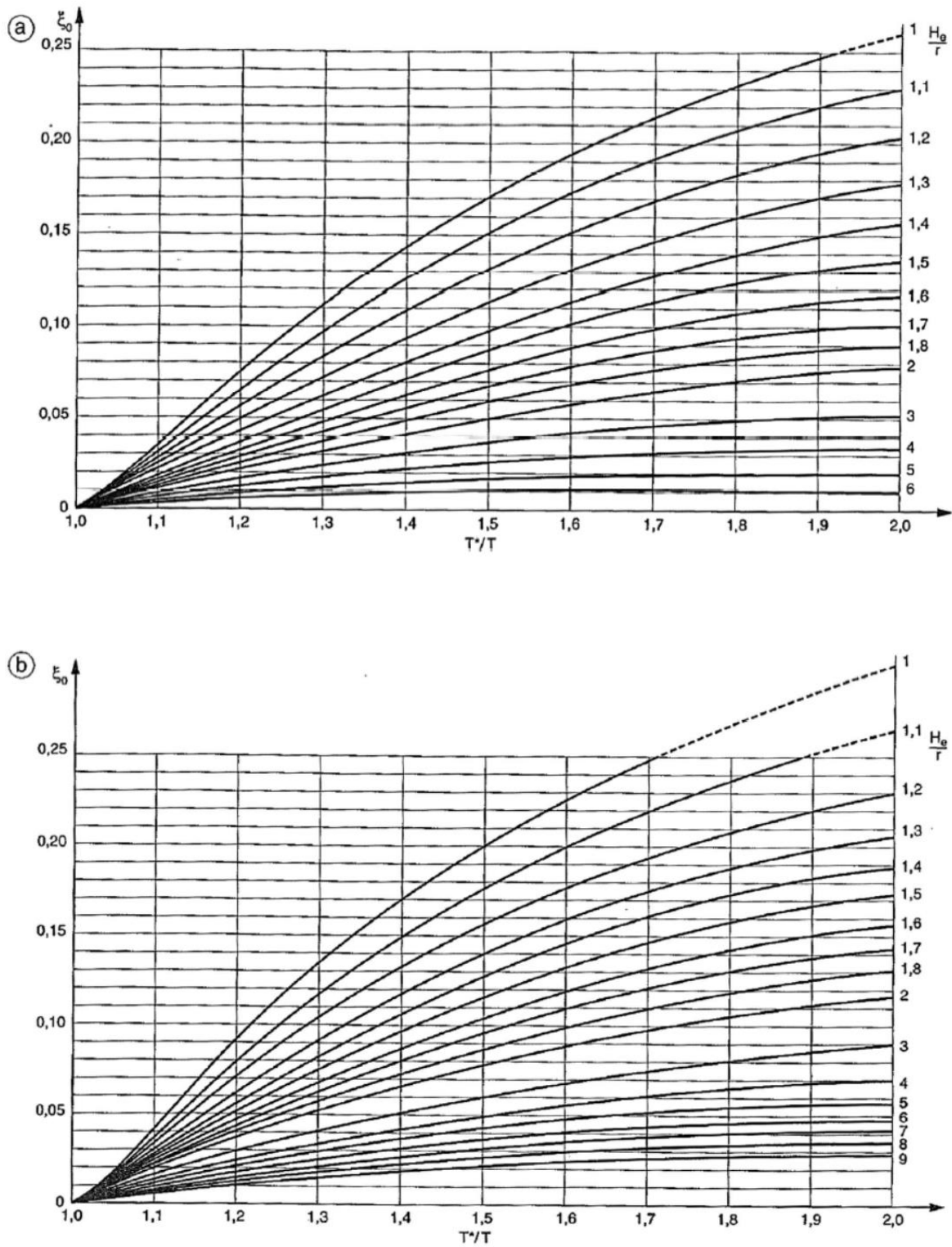


Figure II. 2 : Courbes déterminant l'amortissement du sol ζ_0 (Veletsos (Davidovici,1999)) : (a) Zone à faible sismicité $a_N < 0.20g$; (b) Zone à moyenne ou forte sismicité $a_N > 0.20g$ [16].

Chapitre II : Calcul des raideurs

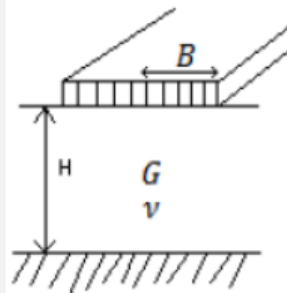
II.1.1.1.3 Méthode de Gazetas

La méthode de Gazetas est très réputée et utilisée par plusieurs chercheurs. En effet Gazetas à donner certaines formules dans le but de déterminer les raideurs de différentes formes de fondation.

- Semelle filante libre sur une couche reposant sur un lit rocheux (Gazetas, 1983)

Pour une semelle filante sur une base rigide les formules sont définies dans le tableau 3.

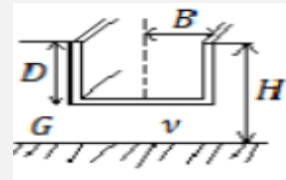
Tableau II. 3: Formules de raideurs d'une semelle reposant sur une base rigide (Gazetas, 1983) [17].

Type de chargement	Raideur statique (par unité de longueur)	Validité de la formule	Profil de sol
Horizontal	$K_h = \frac{2,1GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 8$	
Vertical	$K_v = \frac{1,23G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 10$	
Balancement	$K_\phi = \frac{\pi GB^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{5H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 3$	

- Semelle encastrée dans une couche sur lit rocheux (Gazetas, 1983)

Pour une semelle filante sur une base rigide, Gazetas a déterminé les formules comme suit (Tableau 4) :

Tableau II. 4: Formules de raideurs d'une semelle encastrée (Gazetas, 1983) [17].

Degré de liberté	Raideur statique	Profil du sol
Horizontal	$K_h = \frac{2.1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{3B}\right) \left(1 + \frac{4D}{3H}\right)$	
Balancement	$K_\phi = \frac{\pi GB^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{5H}\right) \left(1 + \frac{D}{B}\right) \left(1 + \frac{2D}{3H}\right)$	

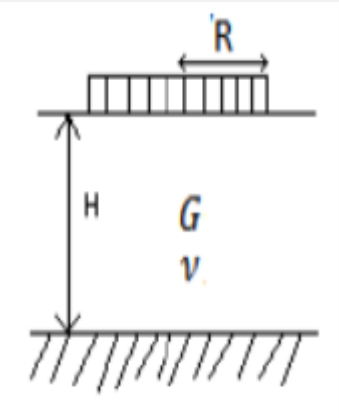
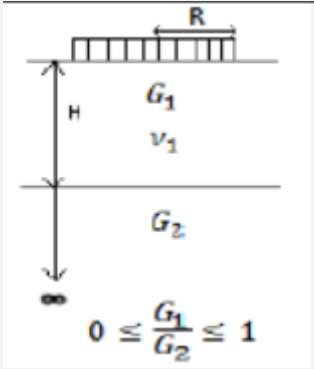
$H/B \geq 2$
 $D/B \leq 2/3$

Chapitre II : Calcul des raideurs

- Semelle de base circulaire reposant sur une couche plus raide ou un lit rocheux

Le tableau 5 donne les formules de raideurs d'une fondation circulaire libre reposant sur un lit rocheux ou bien sur une couche plus raide et cela pour différents types de chargements.

Tableau II. 5: Formules de raideurs d'une semelle libre de base circulaire (Gazetas, 1983) [17].

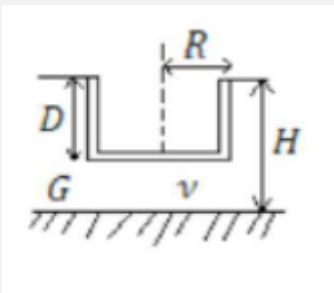
	Couche reposant sur un lit rocheux	Couche reposant sur une couche plus raide
		
Type de changement	Raideur statique	Raideur statique
Horizontal	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right)$ $H/R > 1$	$K_h = \frac{8G_1R}{2-\nu} \frac{\left(1 + \frac{R}{2H}\right)}{\left(1 + \frac{R}{2H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 4$
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right)$ $H/R > 2$	$K_v = \frac{4G_1R}{1-\nu} \frac{\left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right)}{\left(1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 5$
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right)$ $4 \geq H/R > 1$	$K_\phi = \frac{8G_1R^3}{3(1-\nu)} \frac{\left(1 + \frac{R}{6H}\right)}{\left(1 + \frac{R}{6H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $0.75 \leq H/R < 2$
Torsion	$K_R = \frac{16GR^3}{3}$ $H/R \geq 1.25$	/

Chapitre II : Calcul des raideurs

- Semelle de base circulaire encastrée dans une couche sur lit rocheux

Les formules de ce type de semelle ont été déterminées aussi par Gazetas et sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Formules de raideurs d'une semelle encastrée de base circulaire (Gazetas, 1983) [17].

Type de chargement	Raideur statique	Profil du sol
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H} \right) \left(1 + \frac{D}{2R} \right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R} \right) \frac{D/H}{(1-D/H)} \right)$	 $\frac{D}{R} < 2$ $\frac{D}{H} \leq 0.5$
Horizontal	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R} \right) \left(1 + \frac{5D}{4H} \right)$	
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H} \right) \left(1 + \frac{2D}{R} \right) \left(1 + 0.7 \frac{D}{H} \right)$	
Couplage horizontal et balancement	$0.40K_h D$	
Torsion	$K_R = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + 2.67 \frac{D}{R} \right)$	

II.1.1.1.4 Méthode des fondations circulaires utilisées pour des fondations rectangulaires

Une fondation rectangulaire peut être simulée à une fondation circulaire équivalente (Figure 3). Cette simulation est faite en adoptant un rayon équivalent pour les fondations rectangulaires. Ainsi, en adoptant un rayon équivalent, on peut utiliser les formules des fondations circulaires décrites ci-avant pour calculer les raideurs des fondations rectangulaires.

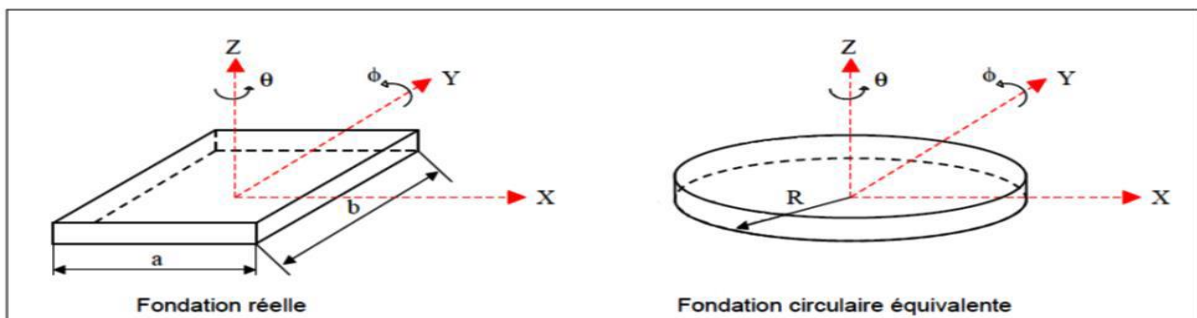


Figure II. 3: Fondation circulaire équivalente. (Buchi, 2013) [17].

Chapitre II : Calcul des raideurs

D'après Buchi (2013), les formules spécifiques aux fondations rectangulaires donnent des résultats similaires aux formules pour les fondations circulaires quand on adopte un rayon équivalent.

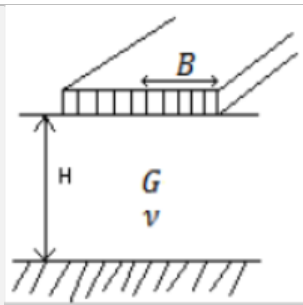
Pour les raideurs en translation, il faut que la fondation circulaire équivalente offre la même section que la fondation rectangulaire réelle, soit : $\pi R^2 = a \times b$, d'où la considération d'une fondation circulaire équivalente avec un rayon : $R = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$, où $A_0 = a \times b$ (l'aire de la fondation rectangulaire) [17].

Pour les raideurs en rotation, il faut que la fondation circulaire équivalente représente la même inertie, soit : $\frac{\pi R^4}{4} = a \times b^3/12$ pour la rotation autour de l'axe Ox et : $\frac{\pi R^4}{4} = b \times a^3/12$ pour la rotation autour de l'axe Oy, d'où la considération d'une fondation circulaire équivalente avec un rayon : $R = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$, $I_0 = a \times b^3/12$ (autour de Ox) et $I_0 = b \times a^3/12$ (autour de Oy).

II.1.1.2 Semelle filante (Formules de Gazetas)

Pour une semelle filante sur une couche de sol reposant sur une base rigide, Gazetas (1983) donne les formules des raideurs statique suivantes :

Tableau II. 7: Formule de Gazetas des raideurs statiques d'une semelle filante sur une couche reposant sur un lit rocheux. (Buchi, 2013) [17].

Degré de liberté	Raideur statique (par unité de longueur)	Validité de la formule	Profil du sol
Vertical	$K_{z,\text{surf}} = \frac{1.23G}{1-\nu} \left(1 + 3.5 \frac{B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 10$	
Horizontal	$K_{x,\text{surf}} = \frac{2.1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 8$	
Balancement	$K_{\theta,\text{surf}} = \frac{\pi GB^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{5H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 3$	

- **B** : Représente la demi-largeur de la semelle filante.

Chapitre II : Calcul des raideurs

II.1.1.3 Fondations profondes

II.1.1.3.1 Modèle de Winkler

Le sol est un milieu hétérogène qui est composé de plusieurs couches. En effet afin de modéliser un pieu enterré dans un tel sol possédant différentes rigidités il est nécessaire d'utiliser le modèle de Winkler qui est représenté sur la figure 4 . Dans ce cas le pieu est modélisé comme une poutre verticale reposant sur une série de ressorts indépendants horizontaux ou verticaux. La réaction du sol exercée sur le pieu est composée des pressions frontales (déterminées en fonction de la réaction frontale r_1 et du déplacement de la fondation δ (figure 5)) et des efforts de frottement transversaux. [18]

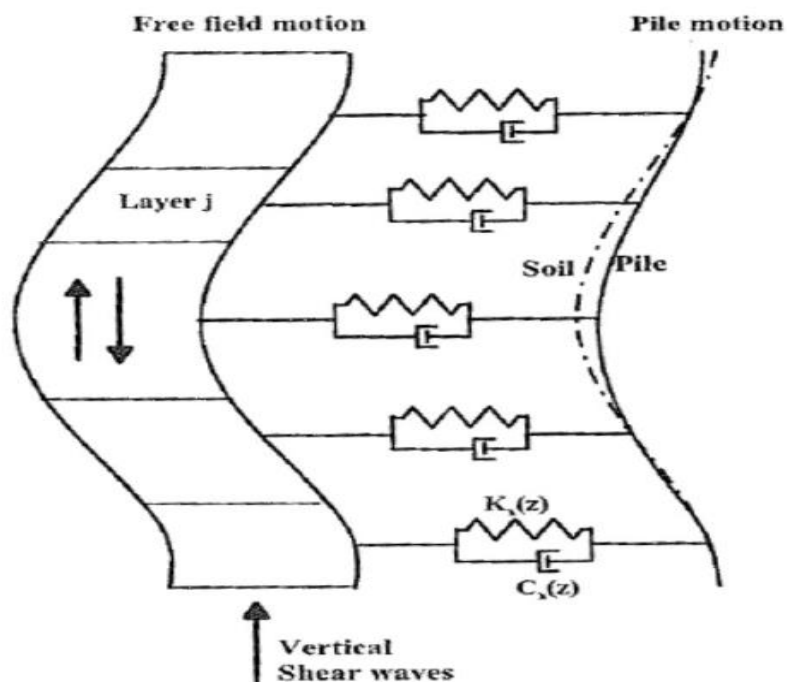


Figure II. 4: Modèle dynamique d'interaction sol-pieu de Winkler (Pecker, 2007) [18].

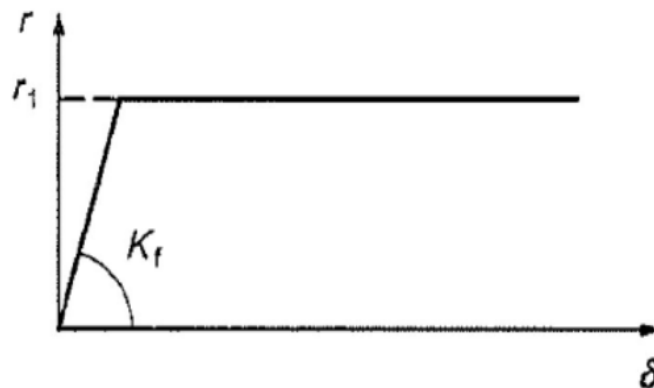


Figure II. 5: Représentation de la réaction frontale en fonction du déplacement de la fondation [18].

Chapitre II : Calcul des raideurs

Pour un élément de fondation profonde, le module linéique de mobilisation de la pression frontale (**K_f**) est déterminé par les formules suivantes :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[2.65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \text{ pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} [2.65]^\alpha + \alpha} \text{ pour } B \leq B_0$$

Avec :

$$r_1 = B p_f^*$$

E_M : Le module pressiométrique de Ménard.

B : La largeur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement.

B_0 : La largeur de référence (0.60m).

α : Coefficient rhéologique.

p_f^* : la pression de fluage nette.

II.1.1.3.2 Eurocode 8-5 (AFNOR)

Le tableau 8 résume les formules de rigidité horizontale K_{HH} , de rigidité à la flexion K_{MM} et de rigidité de couplage $K_{MM} = K_{MH}$. [18]

Tableau II. 8: Formules de rigidité en tête du pieu selon l'Eurocode 8 [18].

Modèle de sol	K_{HH}	K_{MM}	K_{HM}
$E = E_S$	$d \cdot E_S \cdot 1,08 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.21}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,16 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.75}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,22 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.50}$
$E = E_S \sqrt{z/d}$	$d \cdot E_S \cdot 0,79 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.28}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.77}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,24 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.53}$
$E = E_S \cdot z/d$	$d \cdot E_S \cdot 0,60 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.35}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,14 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.80}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,17 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0.60}$

Avec :

E : Le module de Young du sol ($E=3G$).

E_p : Le module de Young du matériau constitutif du pieu.

E_s : Le module de Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu (d).

Z : La profondeur.

Chapitre II : Calcul des raideurs

II.1.2 Effet de l'encastrement de la fondation dans le sol

II.1.2.1 Raideurs statiques K

L'encastrement de la fondation dans le sol, a pour effet d'augmenter les raideurs statiques surfaciques (NEHRP, 2012). Les formules des raideurs statiques pour différentes formes des fondations encastrees sont presentees ci-apres [19].

II.1.2.1.1 Fondation rectangulaire

II.1.2.1.1.1 Methode de Pais et Kausel

Pais et Kausel (1988) donnent les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire rigide encastree dans un sol homogene en multipliant les raideurs statiques surfacique du tableau (9) par des facteurs correctifs pour compter de l'encastrement :

Tableau II. 9: Formules de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire encastree. (NEHRP, 2012) [19].

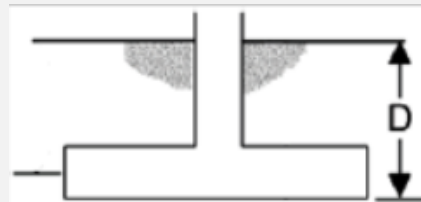
Degré de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Z	$K_{z,enc} = K_{z,surf} \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.80} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y,enc} = K_{y,surf} \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.80} \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x,enc} = K_{x,surf} \left(\frac{K_{y,enc}}{K_{y,surf}} \right)$
Torsion autour l'axe Z	$K_{zz,enc} = K_{zz,surf} \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.90} \right]$
Balancement autour l'axe Y	$K_{yy,enc} = K_{yy,surf} \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Balancement autour l'axe X	$K_{yy,enc} = K_{yy,surf} \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Notes :

- L : La demi-hauteur
- B : La demi-largeur

Termes de couplage horizontal et balancement :

- $K_{rx,enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{x,enc}$
- $K_{ry,enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{y,enc}$



Chapitre II : Calcul des raideurs

II.1.2.1.1.2 Formules de Gazetas ; Mylonakis et al

Gazetas (1991) et Mylonakis et al. (2006) donnent les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire rigide encastrée dans un sol homogène en multipliant les raideurs statiques surfaciques du tableau (10) par des facteurs correctifs pour compter de l'encastrement.

Tableau II. 10: Formules de Gazetas (1991) et Mylonakis et al. (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire encastrée. (NEHRP, 2012) [19].

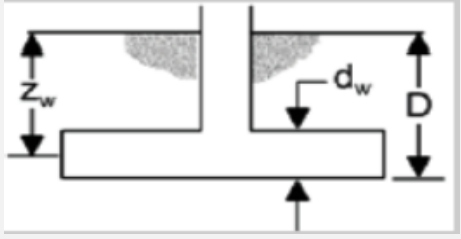
Degré de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Z	$K_{z.enc} = K_{z.surf} \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y.enc} = K_{y.surf} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x.enc} = K_{x.surf} \left(\frac{K_{y.enc}}{K_{y.surf}} \right)$
Torsion autour l'axe Z	$K_{zz.enc} = K_{zz.surf} \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.90} \right]$
Balancement autour l'axe Y	$K_{yy.enc} = K_{yy.surf} \left[1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \right]$
Balancement autour l'axe X	$K_{yy.enc} = K_{yy.surf} \left[1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left(1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right) \right]$

Notes :

- L : La demi-hauteur
- B : La demi-largeur

Termes de couplage horizontal et balancement :

- $K_{rx.enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{x.enc}$
- $K_{ry.enc} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{y.enc}$



- d_w : Hauteur du contact du sol sur le bord du radier (peut être inférieure à la hauteur total de la fondation)
- $z_w = D - d_w/2$
- A_w : Surface des murs périphériques du radier en contact avec le sol, pour une hauteur de contact constant d_w , le long du périmètre $A_w = d_w \times \text{périmètre}$

**CHAPITRE III : ETUDE D'UNE
STRUCTURE SANS ET AVEC ISS**

CHAPITRE III : ETUDE D'UNE STRUCTURE SANS ET AVEC ISS

III.1 Etude d'une structure encadrée a la base

III.1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à la wilaya d'Alger. Classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (zone III) avec un groupe d'usage 2.

III.1.2 Caractéristique géométrique

L'ouvrage a des caractéristiques géométriques dont les valeurs sont les suivantes :

Tableau III. 1: Caractéristiques géométriques.

Longueur en plan (m)	15.5
Largeur en plan (m)	11.0
Hauteur totale (sans acrotère) (m)	24.48
Hauteur de R D C (m)	3.06
Hauteur d'étage courant (m)	3.06
Hauteur de l'acrotère (m)	0.6

III.1.3 Dimensions des éléments

A titre explicatif les dimensions des éléments porteurs et non porteurs sont illustré dans le tableau ci-dessus :

Tableau III. 2: Dimensions des éléments.

Poteau (cm)	50X50
Poutre (cm)	35X30
Voile (cm)	20
Balcon (cm)	15
Plancher (cm)	16+4
Mur (cm)	25

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.1.4 Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau III. 3: Mode de vibration et participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.673	74,4492	0,1228	74,4492	0,1228	0,4641	0,4641
2	0.627	0,3894	57,4896	74,8386	57,6124	11,5364	12,0004
3	0.444	0,2977	12,6725	75,1363	70,2849	58,5265	70,5269
4	0.196	12,1773	0,0028	87,3136	70,2877	0,0118	70,5387
5	0.148	0,0004	16,048	87,314	86,3357	1,2941	71,8329
6	0.117	0,0011	0,8029	87,3151	87,1385	15,035	86,8679
7	0.095	5,2131	0,0054	92,5281	87,144	0,0104	86,8782
8	0.056	0,0037	6,3097	92,5319	93,4537	0,1065	86,9847

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon(x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **74.45%**.
- **Le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **57.49 %**.
- **Le troisième mode** : est un mode de torsion avec un coefficient de participation modale égale à **0.297%** selon le sens (x-x) et **12.672 %** selon le sens (y-y).

Tableau III. 4: Vérification de la période fondamentale.

Paramètres	T _{RPA} (s)	T _{Dyn} (s)	1.3 T _{RPA}	Vérification
Valeurs	0.55	0.673	0.715	C.V

Avec :

T_{RPA} : Période fondamentale calculée par les méthodes empiriques.

T_{Dyn} : Période obtenue par **ETABS**.

III.2 Modélisation de la structure sans interaction

Notre structure étant implantée en zone sismique (III) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

III.2.1 Justification du système de contreventement

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Notre système de contreventement présente les caractéristiques suivantes :

Tableau III. 5: Comportement de système de contreventement sous charge verticales.

Niveau	Charges (KN)		Pourcentages (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	19042.37	14191.89	25.472	74.528

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

Conclusion :

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le **RPA 2003**. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**.

III.2.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre bâtiment présente une hauteur supérieure à 17 m. Alors on ne peut pas utiliser **la méthode statique équivalente**, Donc nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale**. Bien entendu car tout le calcul dynamique se fait pratiquement par l'ETABS.RPA99/version 2003

III.2.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale

III.2.2.1.1 Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

III.2.2.1.2 Spectre de réponse de calcul

Le **RPA99/2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur.

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**III**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0.25**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de **5%**).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau 4.2 du **RPA 99/version 2003**

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc **ξ = 7 %**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : Coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du **RPA 99/version 2003**.

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du **RPA99/ version 2003**

Notre structure est construite dans un site ferme (**S2**) donc $T_1= 0.15\text{sec}$, $T_2= 0.50\text{sec}$.

-**Q** : Est le facteur de qualité il est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- La redondance en plan.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$.

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de **RPA 99/version 2003** on trouve : $Q = 1.05$.

Tableau III. 6: Paramètres parasismiques.

Paramètres	A	ξ	η	D	Q	R	β	$W_{T(\text{théorique})}$ (KN)	$W_{T(\text{Etabs})}$ (KN)	V_{statique} (KN)
Valeurs	0.25	7 %	0.88	2.065	1.05	3.5	0.2	15468.86	17409.76	2096.27

III.2.2.1.3 Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse, on utilise le programme **Spectre 99 V 2003** de son auteur le Lieutenant BENFARDJALLAH Djelloul, Ingénieur d'état en génie civil, Centre des Etudes Techniques des Infrastructures Militaires.

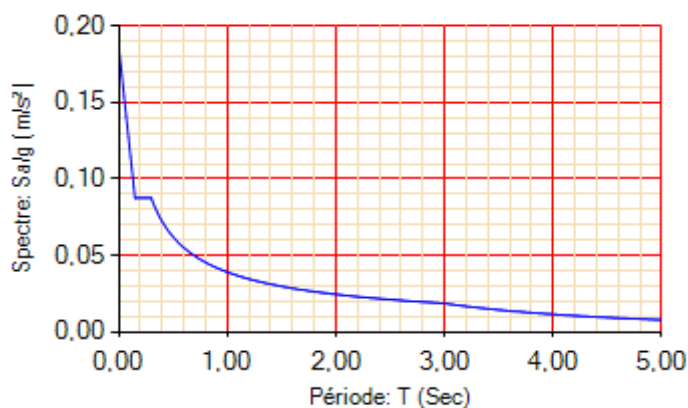


Figure III. 1: Spectre de réponse.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.2.2.1.4 Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le (*RPA99/V 2003*) : $V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_t$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_t : Poids total de la structure.

❖ Sens longitudinal (x-x) :

Tableau III. 7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	Wt(KN)	Sa/g	Ei (KN)
1	0.673	3	74,4492	17409.76	0.169	219047.52
2	0.627	3	0,3894	17409.76	0.177	1198.71
3	0.444	2	0,2977	17409.76	0.206	1067.67
4	0.196	2	12,1773	17409.76	0.206	43671.72
5	0.148	2	0,0004	17409.76	0.206	1.43
6	0.117	1	0,0011	17409.76	0.229	4.38
7	0.095	1	5,2131	17409.76	0.245	22222.68
8	0.056	1	0,0037	17409.76	0.273	160.17

❖ Sens transversal (y-y) :

Tableau III. 8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

Mode	Période	Cas	α_i %	Wt(KN)	Sa/g	Ei (KN)
1	0.673	3	0,1228	17409.76	0.169	358.95
2	0.627	3	57,4896	17409.76	0.177	177153.93
3	0.444	2	12,6725	17409.76	0.206	45446.99
4	0.196	2	0,0028	17409.76	0.206	10.041
5	0.148	2	16,048	17409.76	0.206	57554.71
6	0.117	1	0,8029	17409.76	0.229	3201.029
7	0.095	1	0,0054	17409.76	0.245	23.033
8	0.056	1	6,3097	17409.76	0.273	29985.822

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.2.2.1.5 Combinaisons des réponses modales:(Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres,

la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considéré.

E_i : Valeur modale de E selon la mode « i ».

K : Nombre de modes retenues.

3- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée

par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9: Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0.673	0.931	0.588
2	0.627	0.708	0.588
3	0.444	0.380	0.588
4	0.196	0.755	0.588
5	0.148	0.790	0.588
6	0.117	0.811	0.588
7	0.095	0.589	0.588
8	0.056	0.083	0.588

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

Commentaire :

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau III. 10: Effet de l'action sismique considéré.

Paramètres	E _x (KN)	E _y (KN)
Valeurs	286148.47	244442.78

III.2.2.1.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le *RPA99/version2003* (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

Tableau III. 11: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _t (KN)	V (KN)	V _t /V	0.8 V _{st} (KN)	Observation
Sens longitudinal (x-x)	286148.47	2096.27	136.503	1677.016	C.V
Sens transversal (y-y)	244442.78	2096.27	116.608	1677.016	C.V

III.2.2.1.7 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le *RPA99/v.2003* exige de vérifier que les déplacements entrent niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 - RPA99/v.2003).}$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 – 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12: Vérification des déplacements inter-étage.

Story	δ_k (m)		R	$R*\delta_k$ (m)		Δ_k (m)		h_k (m)	1% h_k (cm)
	δ_x	δ_y		$R*\delta_x$	$R*\delta_y$	Δ_x	Δ_y		
8	0.02795	0.02476	3,5	0.09783	0.08666	0.00963	0.01155	3.06	0.0306
7	0.02520	0.02146	3,5	0.08820	0.07511	0.01137	0.01267	3.06	0.0306
6	0.02195	0.01784	3,5	0.07683	0.06244	0.01309	0.01270	3.06	0.0306
5	0.01821	0.01421	3,5	0.06374	0.04974	0.01481	0.01337	3.06	0.0306
4	0.01398	0.01039	3,5	0.04893	0.03637	0.01481	0.01268	3.06	0.0306
3	0.00954	0.00677	3,5	0.03339	0.02369	0.01554	0.01131	3.06	0.0306
2	0.005124	0.003536	3.5	0.01793	0.01238	0.01222	0.00846	3.06	0.0306
1	0.00163	0.00112	3.5	0.00571	0.00392	0.00571	0.00392	3.06	0.0306

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

III.2.2.1.8 Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la

condition suivantes est vérifié: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6. **RPA99/2003**).

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

❖ Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen

d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

❖ Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_k : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_k : hauteur d'étage.

Tableau III. 13: Vérification de l'effet P- Δ .

Story	hk(m)	Pk(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	θ_x	θ_y	Observation
8	3.06	2741.972	776.27	768.79	0.00963	0.01155	0.0111	0.0135	C.V
7	3.06	3398.678	1491.21	1421.06	0.01137	0.01267	0.0085	0.0099	C.V
6	3.06	3478.913	2102.31	1943.92	0.01309	0.01270	0.0071	0.0074	C.V
5	3.06	3478.913	2605.69	2368.33	0.01481	0.01337	0.0065	0.0064	C.V
4	3.06	3478.913	3011.56	2708.34	0.01481	0.01268	0.0006	0.0053	C.V
3	3.06	3379.598	3304.8	2958.25	0.01554	0.01131	0.0052	0.0042	C.V
2	3.06	3448.696	3500.53	3142.3	0.01222	0.00846	0.0039	0.0030	C.V
1	3.06	3492.345	3587.23	3239.55	0.00571	0.00392	0.0018	0.0014	C.V

Commentaire

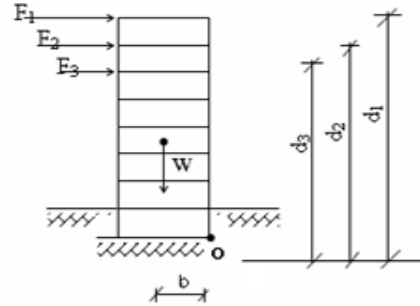
La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.2.2.1.9 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/v.2003 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



$$- M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Tableau III. 14: vérification d'équilibre d'ensemble.

Sens	Wt (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	observation
Sens longitudinal	17409.76	7.75	134925.64	87815.3904	1.6	>1,5.... vérifiée
Sens transversal	17409.76	7.125	124044.54	79304.184	1.56	>1,5.... vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b_x = L_x - X_G = 7.75 \text{ m.}} \\ \mathbf{b_y = L_y - Y_G = 7.125 \text{ m.}} \end{array} \right.$$

Commentaire :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.2.2.1.10 Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du *R.P.A 2003* exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B.f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

Tableau III. 15: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Observation
RDC	50x50	946.13	0.15	C.V
1	50x50	823.6	0.13	C.V
2	50x50	703.58	0.11	C.V
3	50x50	584.98	0.09	C.V
4	50x50	468.54	0.07	C.V
5	50x50	353.31	0.06	C.V
6	50x50	239.01	0.04	C.V
7	50x50	125.84	0.02	C.V

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton (25Mpa).

III.2.3 Etude de l'infrastructure

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a. Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b. Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

III.2.3.1 Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ✓ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :
- ✓ Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces
- ✓ horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- ✓ Des sollicitations dues au sol qui sont :
- ✓ Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).
- ✓ Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

- **Facteurs de choix du type de fondations**

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement,
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

($S_s / S_b < 50 \%$).

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2).$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

Nous avons une surface globale :

$$S_b = 170.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Et : } S_s = \frac{\sum N}{\sigma} = \frac{26013.3}{200} = 130.07 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{130.07}{170.5} = 0,763 \longrightarrow \frac{S_s}{S_b} = 76.3 \%$$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$ (Condition non vérifiée).

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

• Conclusion :

La surface totale des semelles occupe de 76.3 % de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

III.2.3.2 Etude du radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

III.2.3.2.1 Epaisseur du radier

a) Condition de rigidité

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec : $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.2$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN}/\text{m}^3 = 40000 \text{ KN}/\text{m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / K b, \quad \text{avec : } I = b h^3 / 12$$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

$L_{\max} = 4.0 \text{ m}$, $E = 32164.20 \text{ MPA}$, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$,

$h_r \geq 0.5943\text{m}$.

b) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.0\text{m}$$

D'où : $50 \text{ cm} \leq h_r \leq 80 \text{ cm}$.

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 75 \text{ cm} = 0.75\text{m}$.

c) Condition de coffrage

- Pour la nervure

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.00}{10} = 40\text{cm}.$$

Soit : $h_p = 75 \text{ cm}$.

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5\text{cm}.$$

Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$

- Pour la dalle

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.00}{20} = 20\text{cm}.$$

Soit : $h_t = 40\text{cm}$.

On adopte un radier nervuré de dimensions : Pour la dalle : $h_t = 40\text{cm}$

Pour les nervures : $h_r = 75\text{cm}$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

III.2.3.2.2 Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Longrightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 26013.3\text{KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.0 \text{ bars} = 200 \text{ KN /m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 170.5 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 130.07 \text{ m}^2.$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 130.07\text{m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

III.2.3.2.3 Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max (h/2; 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37.5\text{cm} \Longrightarrow \mathbf{D = 50\text{cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 130.07 + S_{\text{débord}} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} S_{\text{Déb}} = D \times P \\ \text{Avec: } P = \text{périmètre de l'immeuble.} \end{cases}$$

$$S_{\text{Déb}} = 0.5 \times 55.5 = 27.75\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 245.38 \text{ m}^2.$$

III.2.3.2.4 Détermination des efforts

1. Détermination des charges et des surcharges

- Superstructure : $G = 17001.61\text{KN}$; $Q = 2240.75 \text{ KN}$
- Infrastructure :

❖ Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$= (245.38 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 117) = 3550.68\text{KN.}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} = 3550.68\text{KN.}$$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

$$\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{G}_{TOTAL} = \mathbf{G}_{infrastructures} + \mathbf{G}_{superstructure} = 17001.61 + 3550.68 = \mathbf{20552.29KN.} \\ \mathbf{Q}_{TOTAL} = \mathbf{2240.75 KN.} \end{cases}$$

❖ Sollicitations

ELU: $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = \mathbf{31103.71 KN}$

ELS: $N_S = N_G + N_Q = \mathbf{22793.04 KN}$

2. Caractéristiques géométrique du radier

- Détermination du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = \mathbf{7.625 m.} \\ Y_G = \mathbf{5.25 m.} \end{cases}$$

- Moments d'inertie:

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = \mathbf{3758.5 m^4.} \\ I_{yy} = \mathbf{1790.00 m^4.} \end{cases}$$

- Centre de masse de la structure :

$$\begin{cases} X_G = \mathbf{7.75 m.} \\ Y_G = \mathbf{7.125 m.} \end{cases}$$

- Centre de pression :

Afin de déterminer le centre de pression des forces agissantes sur le radier on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_{cp} = \frac{\sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot X_i}{F_t} \\ Y_{cp} = \frac{\sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Y_i}{F_t} \end{cases}$$

Avec :

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

F_t : La somme des forces verticales (F_z).

X_i : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des abscisses.

Y_i : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des ordonnées.

X_{cp} : L'abscisse du centre de pression ; Y_{cp} : L'ordonnée du centre de pression.

F_z : Force verticale.

$\Sigma M_{xi}, \Sigma M_{yi}$: Somme des moments selon les deux sens (x,y).

Ces valeurs sont tirées du logiciel Etabs, et seront regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 16: Les moments et les forces verticales appliquées sur le radier.

Points	X_i	Y_i	F_{zi}	M_{xi}	M_{yi}	$F_{zi} \cdot Y_i$	$F_{zi} \cdot X_i$
1	0	10,5	663,86	2,23	0,898	6970,53	0
2	4	10,5	885,73	-11,01	0,622	9300,165	3542,92
3	8	10,5	794,65	-12,73	0,289	8343,825	6357,2
4	12	10,5	845,09	10,929	-5,079	8873,445	10141,08
5	15	10,5	872	33,45	-5,558	9156	13080
13	4	6,5	1021,89	2,088	-0,749	6642,285	4087,56
14	8	6,5	768,5	1,449	0,361	4995,25	6148
16	4	0	816,61	0,649	2,341	0	3266,44
17	8	0	603,46	0,174	1,45	0	4827,68
40	13,2	0	176,96	-0,004	0,691	0	2335,872
42	10,8	0	211,49	0,01	-0,283	0	2284,092
59	13,2	6,5	210,9	-0,005	-0,846	1370,85	2783,88
61	10,8	6,5	221,74	0,022	-0,479	1441,31	2394,792
63	5,2	10,5	224,94	-0,895	-0,35	2361,87	1169,688
64	2,8	10,5	230,57	-0,715	0,827	2420,985	645,596
296	5,2	0	188,63	0,046	0,613	0	980,876
298	2,8	0	226,01	0,067	0,689	0	632,828
347	5,2	6,5	339,82	0,127	-0,262	2208,83	1767,064
364	10,8	10,5	282,05	-0,303	0,416	2961,525	3046,14
447	0	1,25	190,76	0	0	238,45	0
448	15	1,25	158,11	0	0	197,6375	2371,65
		Somme	19042,37	60,923	10,966	106942,604	145899,023

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{cp} = \frac{10,966 + 145899,023}{19042,371} = 7.66m. \\ Y_{cp} = \frac{60,923 + 106942,604}{19042,37} = 5.62m. \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = |X_{cm} - X_{cp}| = 0.27m. \\ e_y = |Y_{cm} - Y_{cp}| = 0.56m. \end{array} \right\}$$

III.2.3.3 Vérification du radier

1. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91 (page 358)**, nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Epaisseur totale du radier.

- **Pour les voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur **L=2.6m**.

$$N_u = 1428.95KN.$$

$$\mu_c = 2.(a' + b')$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a' = a + h \\ b' = b + h \end{array} \right.$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 2.6 + 2 \times 0.75) \times 2 = \mathbf{8.6m}.$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)} \implies h \geq 0.22\text{m} \implies h_r = 0.75\text{ m} \geq 0.22\text{m}$$

L'épaisseur du radier $h_r = 0.75\text{m}$. Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

- Pour les poteaux

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1297.81 \text{ KN.} \\ \mu_c = 2 \cdot (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.75) = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u}{0.045 \cdot \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)}$$

$$h \geq 0.35 \text{ m} \implies h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.35\text{m}$$

- Conclusion :

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 3550.68 + 17001.61 = 20552.29\text{KN}$$

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 2.55 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 245.38 \text{ m}$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2.55 \times 245.38 = 9385.785 \text{ KN}$$

Donc: $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

a) Vérification au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : Désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.00m.

$$N_u = 19042.37 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{19042.37 \times 4.0 \times 1.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 245.38 \times 0.07 \times 25} = \mathbf{0.15m.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{1.16Mpa.}$$

$$V_{u\max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{19042.37 \times 1}{245.38} \times \frac{4.0}{2} = \mathbf{155.21KN.}$$

$$\tau = \frac{155.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = \mathbf{0.23Mpa} \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

Donc :

$$\overline{\tau_u} < \tau_u \text{ . (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).}$$

3. Vérification de la contrainte normale

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagrammes peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \text{ Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau III. 17: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	19042.37	19042.37	26013.3	26013.3
M (KN.m)	2380.3	4760.06	3251.66	6503.33
S (m²)	245.28	245.28	245.28	245.28
e (m)	0.125	0.25	0.125	0.25
V (m)	7.625	5.25	7.625	5.25
I (m⁴)	3758.5	1790.00	3758.5	1790.00
σ_1(KN/m²)	82.46	91.56	112.65	125.129
σ_2 (KN/m²)	72.81	63.68	99.46	86.98
σ_{moy} (KN/m²)	80.05	84.59	109.35	115.59
σ_{adm} (KPa)	300	300	300	300
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

4. Vérification de stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant à la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\implies h = 2.55\text{m}$.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

a) Vérification de la stabilité au renversement ($0,8G + E$)

Tableau III. 18: Vérification de renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	13601.3	13601.3
S (m²)	245.28	245.28
M (KN.m)	75330,733	104533,67
V (m)	7.625	5.25
I (m⁴)	3758.5	1790.00
σ_1 (KN/m²)	208.28	362.05
σ_2 (KN/m²)	-97.37	-251.14
σ_{moy} (KN/m²)	131.87	208.75
σ_{adm} (KPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

b) Vérification de soulèvement (G+Q+ E)

Tableau III. 19: Vérification de soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	17389.56	17389.56
S (m ²)	245.28	245.28
M (KN.m)	107003,641	145887,962
V (m)	7.625	5.25
I (m ⁴)	3758.5	1790.00
σ_1 (KN/m ²)	287.98	498.78
σ_2 (KN/m ²)	-146.19	-317.89
σ_{moy} (KN/m ²)	179.44	294.61
σ_{adm} (KPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

III.2.3.4 Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

III.2.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier

1. Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ere} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4$ \implies la dalle porte sur un seul sens.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

Avec : $\rho = L_x / L_y \implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas** : $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,85.M_x \ ; \ M_{ty}=0,85.M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,3.M_x \ ; \ M_{ay}=0,3.M_y)$$

- Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,75.M_x \ ; \ M_{ty}=0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,5.M_x \ ; \ M_{ay}=0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

❖ Les sollicitations

- ELU : $v = 0$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{26013.3}{245.28} = 106.06 \text{ KN/m}^2$$

- ELS : $v = 0.2$

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{19042.37}{245.28} = 77.64 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 4.0 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4.0 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{4.0}{4.0} = 1.0$$

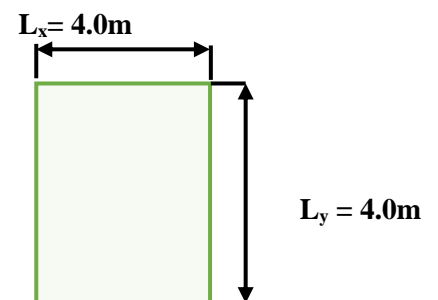


Figure III. 2: Le panneau le plus sollicité.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

❖ Calcul des moments

- ELU : $v = 0$; $Q_u = 106.06 \text{KN/m}^2$

Tableau III. 20: Les moments à L'ELU.

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	4.0	4.0	1.0	0.0368	1.0	83.534	15.204

- ELS : $v = 0.2$; $Q_{ser} = 77.64 \text{KN/m}^2$:

Tableau III. 21: Les moments à L'ELS.

Panneaux	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	μ_x	μ_y	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
P	4.0	4.0	1.0	0.0442	1.0	60.923	10.966

- Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 4.34 \text{cm}^2$

- Section minimale :

- Sens XX
$$A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en e xprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

- Sens YY
$$A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

- Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$$

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

❖ Calcul des armatures

Tableau III. 22: Calcul des armatures.

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U (KN.m)	101.36	35.78	72.60	25.62
As' (cm ² /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm ² /ml)	8.33	2.88	5.91	2.06
As_{min} (cm ² /ml)	3.2	3.2	3.42	3.42
Choix des barres/ml	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14
As_{corr} (cm ² /ml)	10.05	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

III.2.3.4.2 Ferrailage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,5$ m. Le calcul du

Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0,4$ m, $b=1$ m, $d=0,9h=36$ cm

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

❖ Présentation schématique

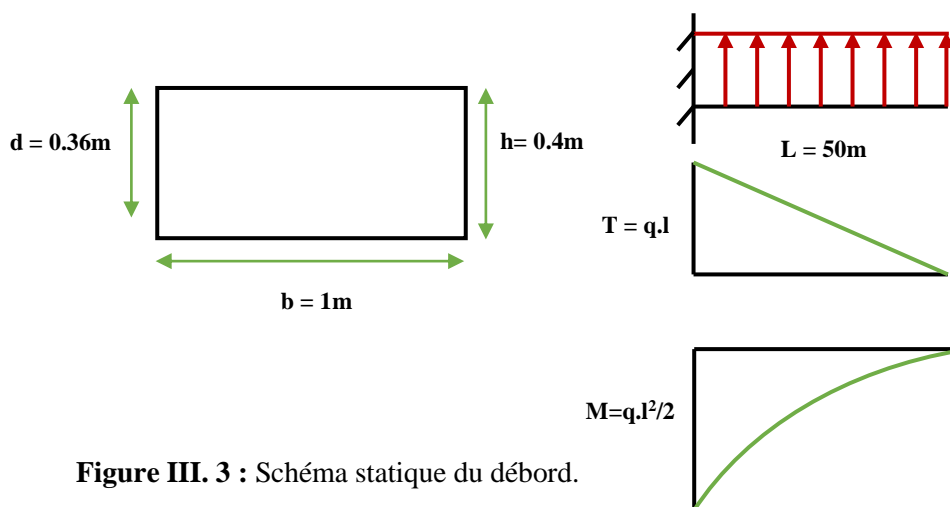


Figure III. 3 : Schéma statique du débord.

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

- L'ELU :

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{106.06 \times 0.5^2}{2} = 13.26 \text{KN.m}$$

Tableau III. 23: Choix de ferrailage de débord.

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
13.26	0.36	0.0072	0.359	1.11	4.34	7.7	5HA14	20

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0.9 h_r = 0.36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 26.52 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.074 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.074 < 1,25 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Note:

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ Schéma de ferrailage du radier

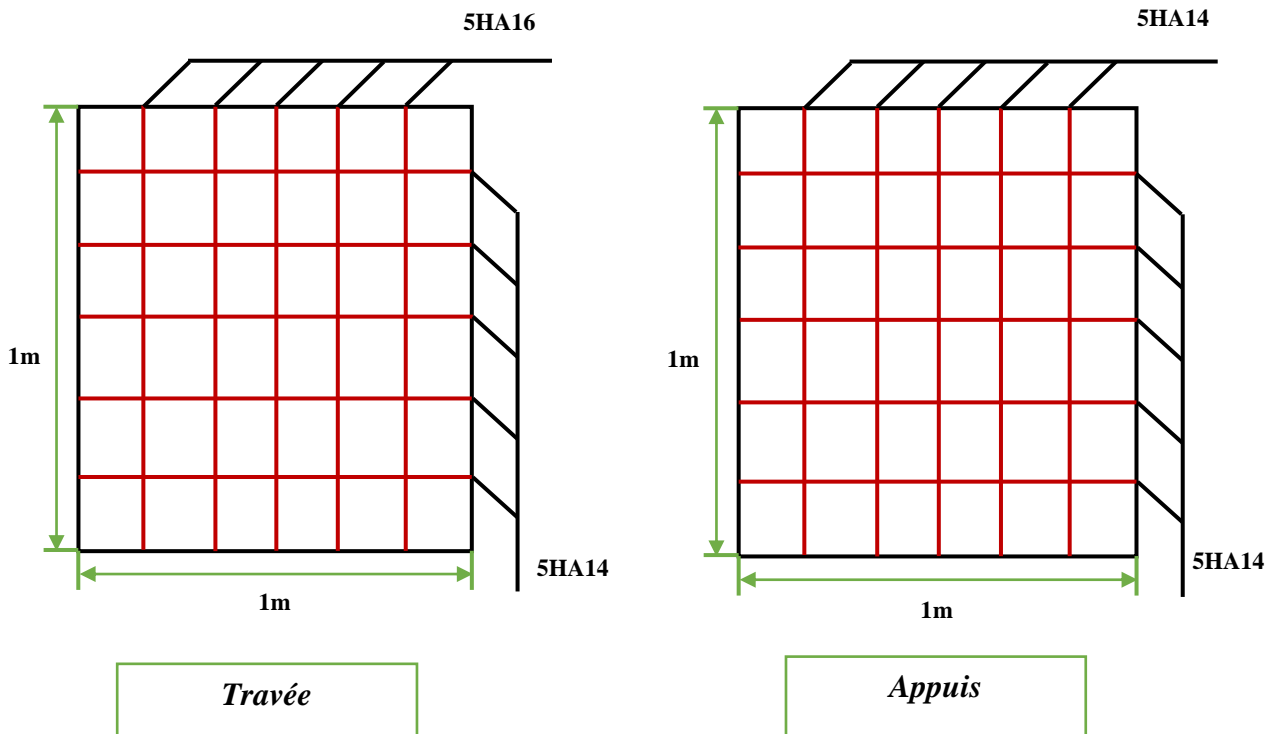


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage du radier.

III.3 Modélisation de la structure avec interaction

III.3.1 Analyse de l'interaction sol-structure

L'étude est réalisée en utilisant le code ETABS où la structure est modélisée par la méthode des éléments finis et le sol par des ressorts discrets. La catégorie de site selon le code algérien (RPA99) meuble. L'analyse des résultats a abouti à la détermination des périodes, moments et des efforts tranchants. A l'issue de cette analyse des courbes ont été tracées permettant la comparaisant entre les périodes fondamentales, moments et efforts tranchants de la structure sans et avec interaction.

III.3.1.1 Modèle de la structure

Le même modèle de la structure déjà utilisé est repris avec prise en compte de l'interaction sol- structure (I.S.S)

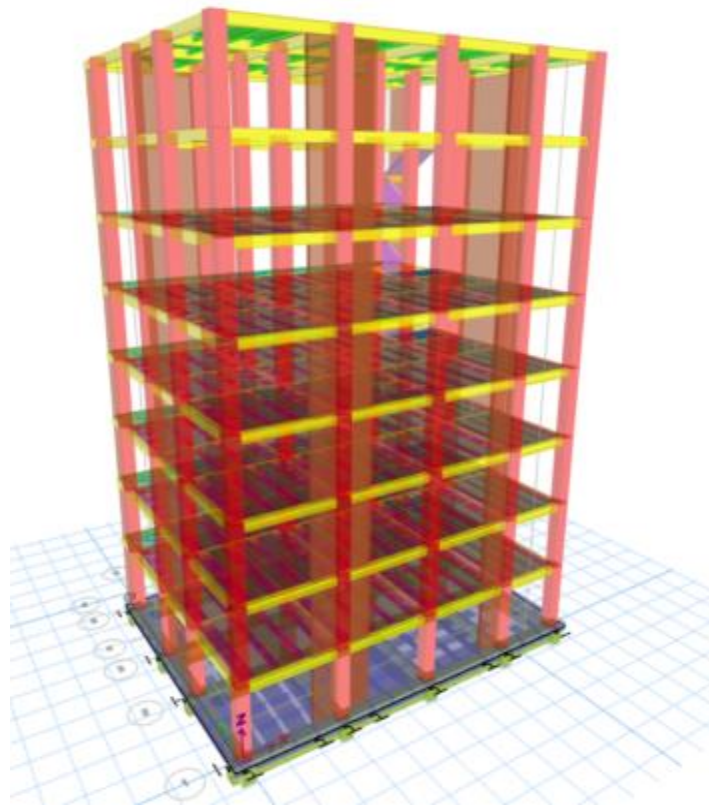


Figure III. 5: Vue en 3D de structure avec prise en compte de l'ISS.

III.3.1.2 Modèle de sol

Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire et modélisé par des ressorts et caractérisé par sa masse volumique ρ et les paramètres de comportement, le module de cisaillement G .

Le coefficient de Poisson ν et la vitesse des ondes de cisaillement V_S ($V_S = \sqrt{\rho G}$)

Tableau III. 24: Caractéristiques physique propre de sol.

Nature du sol	Profondeur de la couche (m)	Coefficient de poisson	Module d'élasticité (MPa)	Module de cisaillement (MPa)
Marne	3	0.3	15	5.77
Calcaire	0.7	0.4	25	8.93
Sable	1.5	0.45	38	13.1
Marne et calcaire	0.9	0.3	60	23.08
Calcaire grossier	0.9	0.3	180	69.23

Chapitre III : Etude d'une structure sans et avec ISS

L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques discrets de translation (K_h horizontal et vertical K_v et de rotation K_θ). Les coefficients de rigidité de ces ressorts sont donnés par les expressions de Newmark et Resenblueth pour les fondations rectangulaires.

D'après la figure en obtient les valeurs de β_x et β_z .

Tableau III. 25: Les valeurs des coefficients de Newmarck-Rosenblueth.

Paramètres	a (m)	b (m)	a/b	β_x	β_z	β_θ	A (m ²)
Valeurs	12	16.5	0.72	1.0	2.18	0.48	198

Tableau III. 26: Les raideurs de sol.

Nature du sol	K_H (KN/m)	K_V (KN/m)	K_θ (KN/m)
Marne	2.11×10^5	2.65×10^5	9.4×10^{12}
Calcaire	3.2×10^5	4.77×10^5	1.69×10^{12}
Sable	5.35×10^5	7.63×10^5	2.72×10^{12}
Marne et calcaire	8.44×10^5	10.58×10^5	3.76×10^{13}
Calcaire grossier	25.33×10^5	31.70×10^5	1.56×10^{14}
	$\sum K_H = 44.75 \times 10^5$	$\sum K_V = 57.32 \times 10^5$	$\sum K_\theta = 2.471 \times 10^{14}$

III.3.2 Résultats et interprétations

Les résultats obtenus en termes de périodes et d'efforts tranchants et les moments, pour la structure étudiée sont présentés comme suit :

III.3.2.1 Les périodes fondamentales

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 27: Les valeurs des périodes sans et avec interaction.

Mode	Périodes T (sec)	
	Avec interaction	Sans interaction
1	0,737134	0,673081
2	0,604611	0,627011
3	0,438007	0,444194
4	0,205397	0,196021

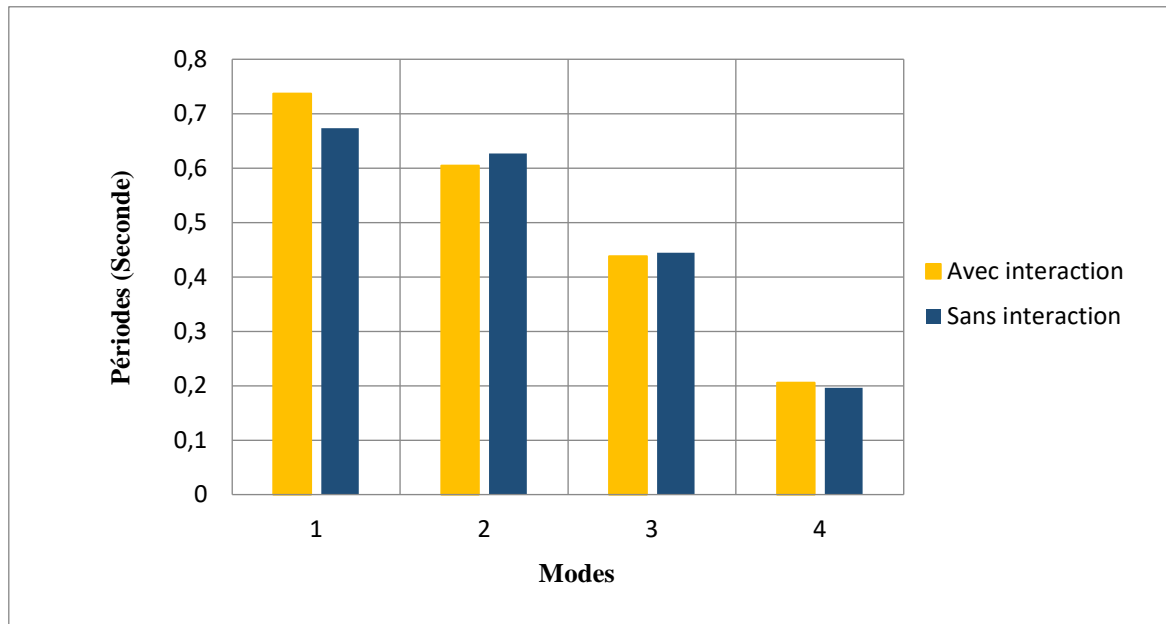


Figure III. 6: Variation de la période sans et avec interaction.

Commentaires :

La variation de la période sans et avec interaction est représenté dans la **Figure III. 6**, on constate que :

- ✓ Pour le premier mode la différence est bien apprécier tel que la période avec interaction est plus importante que sans interaction, à partir de deuxième mode on remarque que les périodes se rapprochent.

III.3.2.2 Les efforts tranchants

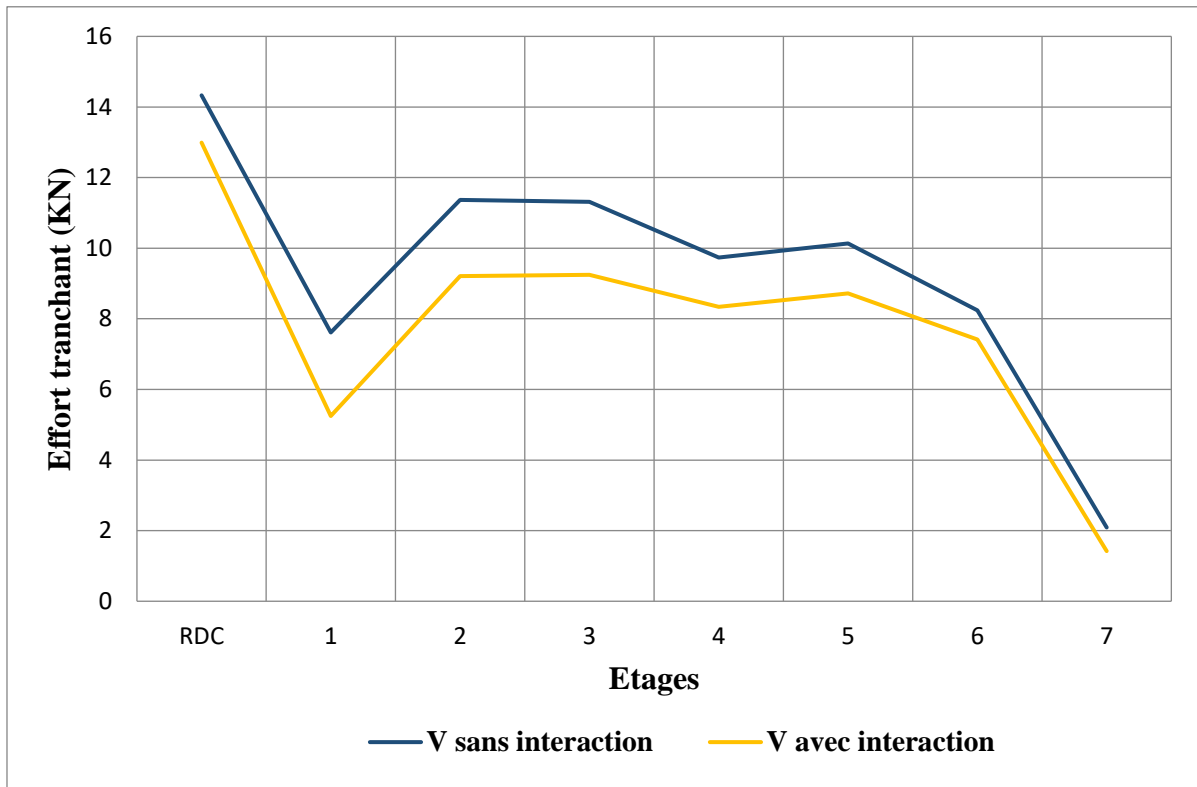


Figure III.7: Variation de l'effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction.

Commentaires :

Figure III. 7 montre la distribution des efforts tranchants de poteau de rive sans et avec interaction obtenus de la structure dans le cas avec et sans interaction d'après cette figure on constate que :

- ✓ Dans les deux cas sans et avec ISS les efforts tranchants de la structure diminuent en fonction de la hauteur.
- ✓ L'effort tranchant au RDC dans le cas sans ISS est plus grand que l'effort tranchant dans le cas avec ISS.
- ✓ Dans les autres étages effort tranchant dans le cas sans ISS est plus grand que c'est dans le cas avec ISS.
- ✓ L'effort tranchant diminue ou l'ISS est prise en considération.

III.3.2.3 Les moments fléchissant

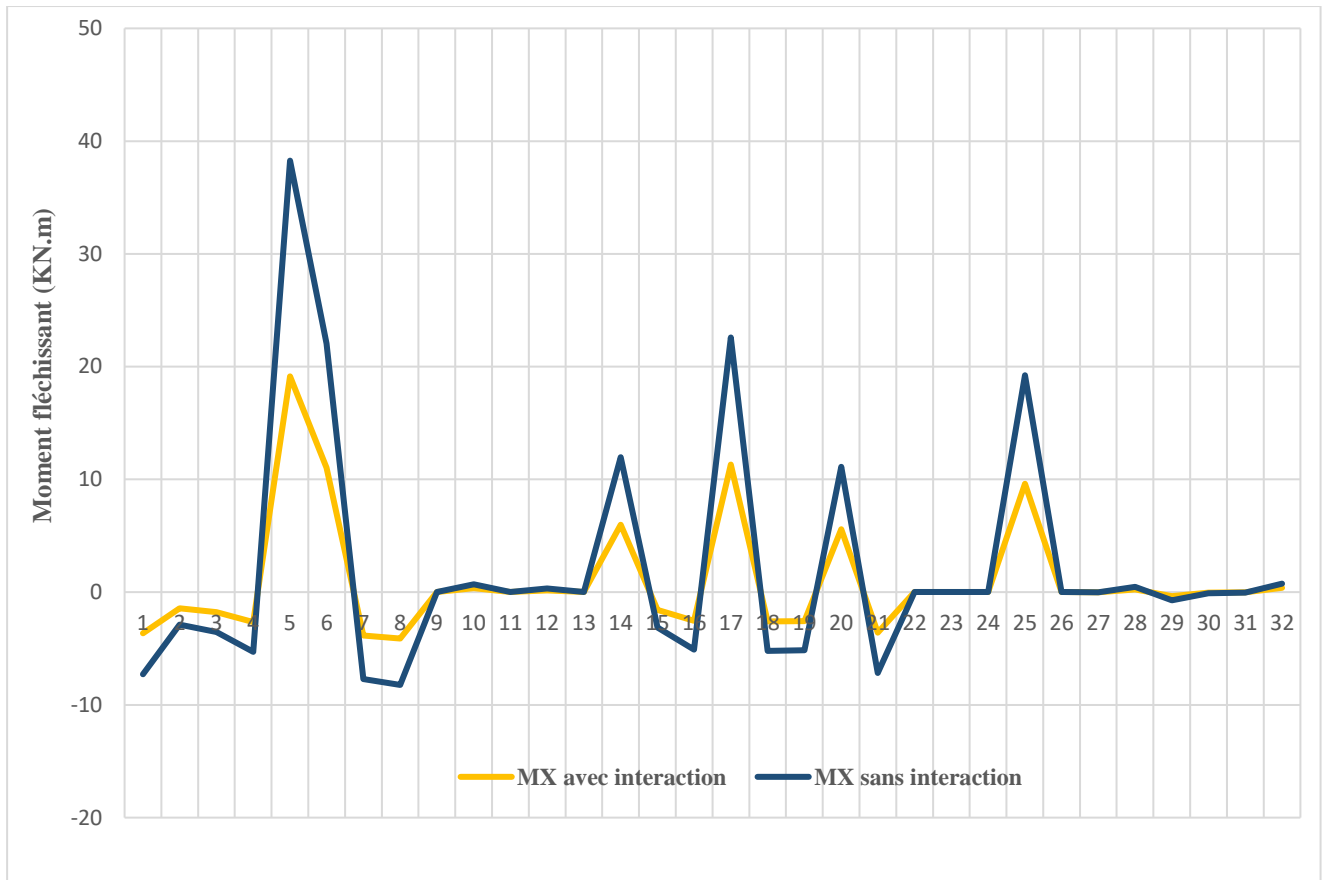


Figure III.8: Variation de moment fléchissant à la base de la structure sans et avec interaction.

Commentaires :

Figure III.8 montre la distribution des moments fléchissant à la base de structure sans et avec interaction obtenus, d'après cette figure on constate que :

- ✓ Dans le cas sans ISS la valeur de l'effort tranchant a considérablement diminué, surtout pour les nœuds internes.
- ✓ Pour les nœuds d'extrémités les valeurs de moments sans et avec interaction sont plus ou moins proche.

III.3.2.4 Les déplacements

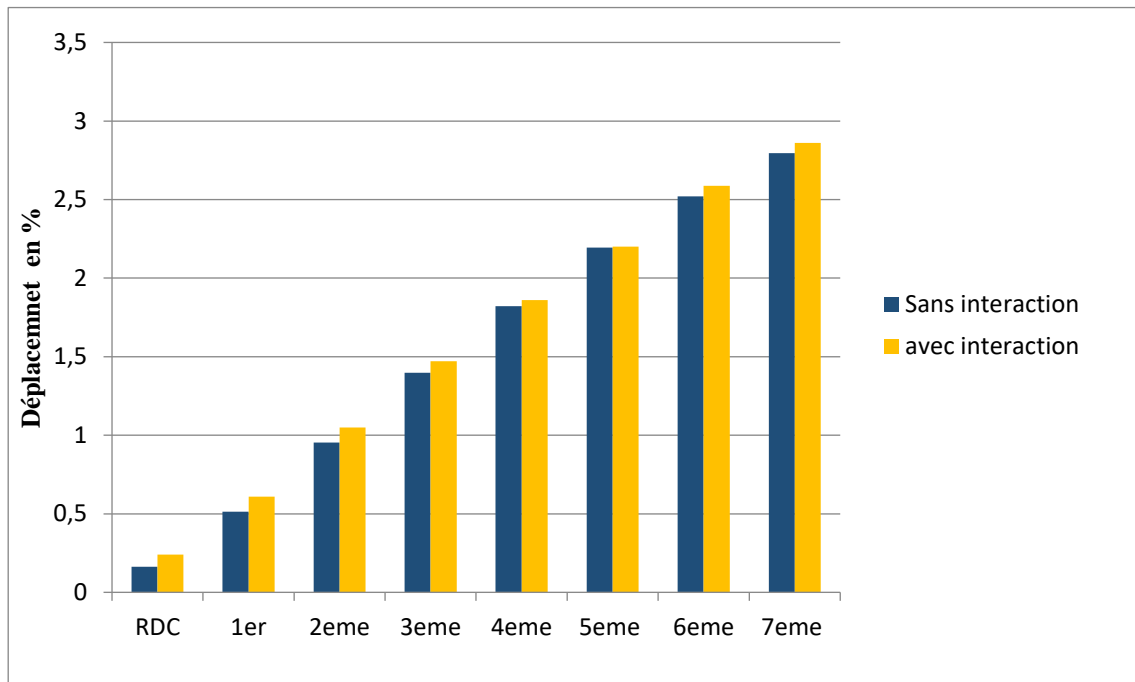


Figure III.9: Variation du déplacement sans et avec interaction.

Commentaires :

Les déplacements à chaque étage sont représentés sur **Figure III. 9**, d'après cette figure on constate que :

- ✓ Dans les deux cas sans et avec ISS le déplacement de la structure augmente en fonction de la hauteur.
- ✓ Le déplacement à la base dans le cas sans ISS est presque nul ou la structure est considérée parfaitement encastree dans le sol.
- ✓ Le déplacement à la base dans le cas avec ISS augmente. Le déplacement subit une augmentation notable due à l'interaction contrairement au premier cas où on n'a pas ISS.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Conclusion générale

L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure est très importante sur la réponse sismique d'une structure en béton armée car elle peut être nuisible comme bénéfique par rapport à l'hypothèse dominante de la base fixe (structure encastree à la base). 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.

L'objet de notre présent travail a consisté sur la compréhension de l'influence de l'interaction sur le comportement de bâtiment implanté sur un sol meuble et élastiques dont ce dernier est modélisé par des ressorts simples (type Newmark-Resenblueth) qui caractérisent la déformation linéaire de celui-ci selon trois directions (horizontale, vertical et balancement).

Nous avons observé à travers les comparaisons entre les deux cas sans et avec ISS, un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, une différence de déplacement, une diminution de l'effort tranchant et grande augmentation du moment. Les résultats présentés dans cette étude avec les hypothèses considérées ont montré que la modélisation d'une structure avec tenir compte l'effet interaction sol structure sont les plus fiables car leur dépendance des caractéristiques de sol est trop importante. Alors que la modélisation d'une structure encastree, sans tenir compte l'effet l'interaction n'est pas à recommander car elle donne des résultats conservatifs pour le sol meuble.

Le phénomène d'interaction sol structure étant très complexe et rend la tâche de son assimilation difficile. Mais vue son importance dans la pratique, nous avons tenté d'apporter des éclaircissements. Nous recommandant de tenir compte de type de site dans l'étude de l'interaction sol structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] **Jahangir, Emad.** Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. Diss. Institut National Polytechnique de Lorraine INPL, 2011.
- [2] **BENLAALA, Nawel.** Influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments. 2012. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider–Biskra.
- [3] **ROUSSILLON, Pierre.** Interaction sol-structure et interaction site-ville: aspects fondamentaux et modélisation. 2006. PhD Thesis. Phd thesis, INSA, Lyon.
- [4] **BENLAALA, Nawel.** Influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments. 2012. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider–Biskra.
- [5] **WARDIYA, SAIDI.** COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN PONT DALLE EN TENANT COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE. 2019. Thèse de doctorat. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [6] **Alain Pecker** : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [7] **MILOUDI, Mohammed et RAMDANI, Fatima Zahra.** Etude dynamique non linéaire de l'interaction sol-structure. 2014. Thèse de doctorat.
- [8] **Alain Pecker** : "Interaction sol structure et comportement des fondations".
- [9] **LYSMER, John, TABATABAIE-RAISSI, Mansour, TAJIRIAN, Freddie, et al.** SASSI: A system for analysis of soil-structure interaction. 1981.
- [10] **Wolf JP.** Dynamic soil–structure interaction. Englewood Cliffs, NJ:Prentice-Hall; 1985.
- [11] **BELHADJ, Fatma Zohra.** Modélisation de l'interaction Sol-structure sous l'action sismique. 2007. Thèse de doctorat.
- [12] **Alain pecker,** dynamique des ouvrages, presses de l'ENPC, Paris,2006.
- [13] **BELHADJ, Fatma Zohra.** Modélisation de l'interaction Sol-structure sous l'action sismique. 2007. Thèse de doctorat.
- [14] **BOUMAÏZA, Malika.** Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité. 2010. Thèse de doctorat. univ-bouira. dz; Université Bouira; univ bouira.

Références bibliographiques

[15] **BELHADJ, Abdesselem Hichem, et al.** Analyse de la réponse sismique des grands bâtiments contreventés par murs de refends. 2015. Thèse de doctorat.

[16] **TAMAHOULTT, et BRANCI.** Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments. 2018. Thèse de doctorat. Université Hassiba Benbouali, Chlef.

[17] **MERIEM, Seguni.** Dynamique des ouvrages géotechniques. 2021.

[18] **LOUAY, Khalil.** Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments : analyse dans les domaines linéaires et non-linéaires. 2009. Thèse de doctorat. Université Lille 1.

[19] **MEHDI, Amine Bou.** Interaction dynamique sol-structure. 2015.