

# Thèse

## Doctorat 3ème cycle LMD

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Présentée par :

**OUTAYEB Sonia**

Sujet de la thèse :

---

**Etude des effets dynamiques de l'interaction sol-  
structure sur le niveau de performance des  
structures reposant sur différents types de sol**

---

Soutenue le : 26/ 06 / 2025

Devant le jury composé de :

Mr. MELBOUCI Bachir	Professeur	UMMTO	Président
Mme. LOUADJ Samia	MCA	UMMTO	Rapporteur
Mr. LOUZAI Amar	MCA	UMMTO	Co-rapporteur
Mme. DJERBAL Lynda	Professeure	USTHB	Examinatrice
Mr. TIACHACHT Samir	MCA	UMMTO	Examineur
Mr. OUANANI Mouloud	MCA	Université Ziane Achour de Djelfa	Examineur

Année universitaire 2024 / 2025

*On ne voit bien qu'avec le cœur. L'essentiel est invisible pour les yeux. [...] Ce que l'on est, ce que l'on a vécu, les amis que l'on s'est faits, tout cela est invisible. Cela ne se voit pas et pourtant c'est ce qui est essentiel, c'est ce qu'on emporte avec soi. [...] Mais le plus important, c'est que tout ce qu'on a vécu n'est pas dans les choses que l'on possède, mais dans celles que l'on a données."*

**— Antoine de Saint-Exupéry, Le Petit Prince**

# Remerciements

*Je remercie tout d'abord « DIEU », le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma directrice de thèse, Madame **Samia LOUADJ**, Maître de conférences de classe (A) à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour l'honneur qu'elle m'a fait en acceptant de superviser mes recherches. Je lui suis reconnaissante pour la qualité de son encadrement, sa rigueur, sa patience et ses précieux conseils. Son engagement et sa bienveillance m'ont aidée à surmonter les défis rencontrés tout en m'inculquant des valeurs académiques et humaines inestimables.*

*Je tiens également à exprimer ma sincère reconnaissance à Monsieur **Amar LOUZAI**, Maître de conférences de classe (A) à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou et co-directeur de ma thèse. Je le remercie pour son encadrement attentif, son professionnalisme et sa disponibilité, ainsi que pour ses conseils précieux qui ont largement contribué à l'avancement de mon travail.*

*Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, qui ont accepté d'évaluer mon travail :*

*Monsieur **Bachir MELBOUCI**, Professeur à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de ma soutenance de doctorat. Je le remercie pour le temps qu'il a consacré à l'évaluation de mon travail, ainsi que pour ses précieux conseils tout au long de mon parcours doctoral.*

*Madame **Lynda DJERBAL**, Professeure à l'université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, pour l'honneur qu'elle me fait en acceptant d'évaluer ce travail. Je la remercie pour le temps qu'elle y consacre et pour ses remarques constructives qui l'enrichiront.*

*Monsieur **Samir TIACHACHT**, Maître de conférences de classe (A) à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant d'évaluer ce travail. Je le remercie pour l'attention qu'il lui a accordée, ainsi que pour son aide et sa disponibilité à chaque sollicitation.*

*Monsieur **Mouloud OUANANI**, Maître de conférences de classe (A) à l'université de Ziane Achour de Djelfa, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant d'évaluer ce travail. Je le remercie pour le temps qu'il y consacre et pour ses remarques constructives qui l'enrichiront.*

*Je tiens à remercier chaleureusement Monsieur **Raouf BENCHARIF**, Chercheur senior au Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS, pour m'avoir généreusement ouvert ses portes. Je le remercie pour son écoute attentive, sa bienveillance et sa disposition à m'apporter un soutien chaque fois que j'en aurais eu besoin.*

*Avec toute ma gratitude, je remercie Monsieur **Etienne BERTRAND**, HDR au laboratoire SRO de l'Université Gustave Eiffel, pour m'avoir accueillie chaleureusement au sein de son équipe. Je le remercie sincèrement pour ses conseils, son soutien et ses encouragements.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au Professeur **Stefania SICA**, du département de génie civil de l'Université de Sannio, pour m'avoir accueillie chaleureusement au sein de son équipe. Je la remercie sincèrement pour son soutien, sa précieuse collaboration, et sa grande générosité, qui ont été d'une aide inestimable.*

*Mes remerciements les plus sincères vont à Madame **Ouerda BELHASSANI**, maitre assistante à l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour son soutien et sa disponibilité.*

*Je tiens également à remercier Madame **Fouzia BAIDI**, maitre assistante à l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour son soutien et sa disponibilité.*

*Je tiens à adresser un remerciement tout particulier à mes précieux amis (es) :*

*À **Rima BENMAMMAR**, pour ton soutien, ta loyauté et ta confiance en moi. Merci de m'avoir écoutée et encouragée dans les moments difficiles.*

*À **Nadia BOUSSAA**, ton amitié m'a beaucoup apporté tout au long de ce parcours. Nous avons partagé les défis et les bons moments, et ton soutien dans les périodes difficiles m'a profondément marquée.*

*À **Sabrina HADDAD**, pour ton amitié sincère et ton esprit calme, qui ont su apaiser les moments difficiles. Merci pour ton soutien et ta présence, qui ont rendu ce parcours plus léger.*

*À **Malika GUENDOUD**, pour ta bonne humeur et ta capacité à me faire sourire, même dans les moments difficiles. Merci pour ton énergie, ta générosité et ton soutien.*

*À **Thilleli Tilmatine**, merci pour ta bonne humeur, ton soutien et tes encouragements, qui ont rendu ce parcours plus agréable.*

*À **Lounas BELHIMER**, merci pour ta patience, ton esprit calme et ton écoute attentive. Je te suis profondément reconnaissante pour ta bienveillance et ton aide précieuse.*

*À tous mes amis que je n'ai pas pu mentionner ici, sachez que chacun de vous occupe une place spéciale dans mon cœur et que je suis profondément reconnaissante pour votre soutien et vos encouragements tout au long de ce parcours.*

*Je remercie l'ensemble des membres du laboratoire **LGEA** ainsi que ceux du **département de génie civil** de l'Université Mouloud MAMMERI, pour leurs aides et encouragements.*

*Pour finir, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma famille, dont le soutien indéfectible a été une véritable source de réconfort et de motivation. À mon père, qui a toujours été un pilier pour moi, pour son soutien inébranlable et son rôle déterminant dans ce que je suis aujourd'hui. À ma mère, qui, par sa douceur, sa bienveillance et ses précieux conseils, m'a permis de garder l'équilibre et la sérénité dans les moments difficiles. À mon frère et ma sœur, pour leur soutien constant, leur encouragement et leur présence, qui m'ont toujours poussée à aller de l'avant. À mes neveux, Mélina, Aylan et Mayline, qui, par leur énergie et leur joie de vivre, apportent une dose de bonheur et de légèreté dans mon quotidien. Votre amour et vos sacrifices ont été une véritable source d'inspiration et de motivation pour moi.*

## Résumé

L'Interaction Sol-Structure (ISS) est un phénomène complexe qui reflète l'interdépendance entre le sol, les fondations et la superstructure sous l'effet des sollicitations sismiques. Contrairement à l'hypothèse classique d'une base rigide et indéformable, l'ISS prend en compte la flexibilité du sol, modifiant ainsi les réponses dynamiques du système sol-structure. Les caractéristiques géomécaniques du sol, ses lois de comportement, la stratigraphie locale, le type de fondations, ainsi que les propriétés géométriques et matérielles de la structure influencent significativement la manière dont les charges sismiques sont transmises et dissipées.

Dans le domaine de la géotechnique, la conception sismique des bâtiments est généralement réalisée en supposant que les éléments structuraux restent élastiques linéaires. D'autre part, dans l'ingénierie structurelle, la conception sismique des bâtiments peut être réalisée avec des modèles constitutifs structurels avancés, mais qui représentent généralement mal ou omettent les sols environnants. Des simplifications excessives dans la modélisation de la structure ou du sol lors de l'analyse peuvent conduire à une réponse sismique simplifiée, entraînant ainsi des erreurs de calcul susceptibles de sous-estimer les dommages potentiels. L'utilisation de modèles appropriés dans la conception sismique des bâtiments est nécessaire pour prédire avec précision le comportement sismique des structures et éviter la sous-estimation ou la surestimation des exigences structurelles.

Cette thèse présente une étude numérique de la réponse du système d'interaction sol-structure à l'aide du logiciel FLAC2D. Elle examine l'évolution de cette réponse lors du passage d'une modélisation élastique linéaire à une modélisation élastoplastique non linéaire. L'analyse se concentre sur trois grands axes : une étude de l'interaction sol-structure dans un cadre élastique linéaire, une analyse de l'impact du comportement élastoplastique du sol sur la réponse des structures élastiques linéaires, et enfin, une étude de l'ISS dans un cadre complètement élastoplastique non linéaire, en tenant compte des effets combinés de la plasticité du sol et de la structure. Le comportement élastoplastique du sol est modélisé à l'aide de la loi de comportement de Mohr-Coulomb, qui permet de reproduire les mécanismes de rupture en cisaillement du sol à partir d'un critère de résistance combinant cohésion et frottement interne. Afin d'introduire la dissipation d'énergie sous sollicitations cycliques, un amortissement hystérisique a été affecté au matériau, permettant ainsi de mieux représenter le comportement réel du sol lors de chargements dynamiques.

Les résultats ont montré que l'interaction sol-structure (ISS) est un phénomène complexe. La loi de comportement du sol, qu'elle soit élastique linéaire ou élastoplastique non linéaire, influence la manière dont les charges sismiques sont transmises à la structure. De même la réponse de la structure varie en fonction de la loi de comportement des matériaux qui la composent. Le type de fondations, la stratigraphie du sol et la masse de la structure jouent également un rôle important, car ils affectent la rigidité et la flexibilité du système global. Chaque modification, que ce soit du type de sol, des fondations ou des matériaux de la structure, peut avoir un impact considérable sur la réponse dynamique du bâtiment. Ainsi, une modélisation précise de l'ISS est essentielle pour garantir une analyse fiable de la réponse sismique des structures.

**Mots clés :** Interaction sol-structure, comportement élastique linéaire, comportement élastoplastique non linéaire, réponse sismique, FLAC2D.

# ***Abstract***

Soil-Structure Interaction (SSI) is a complex phenomenon that reflects the interdependence between the soil, the foundations, and the superstructure under seismic loading. Unlike the classical assumption of a rigid and undeformable base, SSI considers soil flexibility, thereby altering the dynamic responses of the soil-structure system. The geomechanical characteristics of the soil, its constitutive laws, local stratigraphy, foundation type, as well as the geometric and material properties of the structure, significantly influence how seismic loads are transmitted and dissipated.

In geotechnical engineering, seismic design of buildings is generally carried out under the assumption that structural elements remain linearly elastic. On the other hand, in structural engineering, seismic design can be performed using advanced structural constitutive models, which often inadequately represent or entirely neglect the surrounding soil. Excessive simplifications in modeling either the structure or the soil during analysis can lead to an oversimplified seismic response, potentially resulting in computational errors that may underestimate potential damage. The use of appropriate models in seismic design is necessary to accurately predict the seismic behavior of structures and to avoid underestimating or overestimating structural requirements.

This thesis presents a numerical study of the response of the soil-structure interaction system using FLAC2D software. It examines the evolution of this response when passing from a linear elastic model to a non-linear elastoplastic model. The analysis focuses on three main axes: a study of the soil-structure interaction in a linear elastic framework, an analysis of the impact of the elastoplastic behavior of the soil while maintaining a linear elastic structure, and finally, a study of the SSI in a completely non-linear elastoplastic framework, taking into account the combined effects of soil and structure plasticity. The elastoplastic behavior of the soil is modeled using the Mohr-Coulomb constitutive model, which allows for the simulation of shear failure mechanisms based on a strength criterion combining cohesion and internal friction. To introduce energy dissipation under cyclic loading, a hysteretic damping model was applied to the material, providing a more realistic representation of soil behavior under dynamic loads.

The results showed that soil-structure interaction (SSI) is a complex phenomenon. The behavior law of the soil, whether linear elastic or non-linear elastoplastic, influences the way in which seismic loads are transmitted to the structure. Similarly, the response of the structure varies according to the behavior of the materials of which it is composed. The type of foundation, soil stratigraphy and the mass of the structure also play an important role, as they affect the rigidity and flexibility of the overall system. Every change, whether in soil type, foundation or structural materials, can have a considerable impact on the dynamic response of the building. Accurate SSI modeling is therefore essential to ensure reliable analysis of the seismic response of structures.

**Keywords:** Soil-structure interaction, linear elastic behavior, nonlinear elastoplastic behavior, seismic response, FLAC2D.

# Table des matières

**Remerciements**

**Résumé**

**Abstract**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Chapitre 1 : Introduction**

1.1. contexte de la thèse.....	1
1.2. objectifs de la thèse.....	3
1.3. plan de la thèse.....	5

**Chapitre 2 : Principes fondamentaux et méthodes de résolution du problème de l'interaction sol-structure.**

2.1. Introduction.....	7
2.2. Réponse dynamique des structures a base fixe et a base flexible.....	7
2.2.1. Interaction cinématique.....	9
2.2.2. Interaction inertielle.....	9
2.3. Méthodes d'approche de l'interaction sol-structure sous séisme.....	11
2.3.1. Approche directe.....	11
2.3.2. Approche des sous-structures.....	12
2.3.3. Analyse dans le domaine temporel.....	13
2.3.4. Analyse dans le domaine fréquentiel.....	13
2.3.5. Comparaison entre la méthode globale et la méthode des sous-structures..	14
2.4. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	14
2.4.1. Méthodes analytiques.....	14
2.4.2. Méthodes numériques.....	15
2.4.2.1. Méthode des éléments finis et méthode des différences finies.....	15

2.4.2.2. Méthode des éléments de frontière.....	16
2.4.3. Méthodes expérimentales.....	16
2.5. Conclusion.....	17
<b>Chapitre 3 : Revue bibliographique des travaux antérieurs</b>	
3.1. Introduction.....	18
3.2. Revue de la littérature.....	18
3.2.1. Recherches contemporaines sur l'interaction sol-structure et son impact sur la réponse sismique des structures en bâtiment.....	23
3.2.1.1. Effet de l'ISS sur les propriétés modales des structures en bâtiment.....	24
3.2.1.2. Effet de l'ISS sur les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages .....	26
3.2.1.3. Effet de l'ISS sur les forces de cisaillement.....	27
3.2.1.4. Effet de l'ISS sur l'accélération des étages.....	31
3.2.1.5. Effet de l'ISS sur la variation des moments dans les éléments structuraux.....	32
3.2.1.6. Effet de l'ISS sur la variation des forces axiales.....	33
3.3. Différentes dispositions des codes et normes internationaux pour l'effet de l'ISS.....	34
3.4. Conclusion.....	36
<b>Chapitre 4 : Effets de la classe du sol sur la réponse sismique des structures en portique en béton armé en considérant l'interaction sol-structure</b>	
4.1. Introduction.....	39
4.2. Modèles sélectionnés pour l'analyse de l'interaction sol - structure.....	39
4.2.1. Structures en portiques en béton armé.....	40
4.2.1.1. Géométrie et configuration structurale.....	40
4.2.1.2. Dimensionnement des portiques étudiés.....	40
4.2.1.2.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux.....	40

4.2.1.3. Charges appliquées.....	42
4.2.1.3.1. Charges gravitaires.....	42
4.2.1.3.2. Charges sismiques.....	42
4.2.2. Profils de sol.....	46
4.2.3. Excitations sismiques.....	47
4.3. Modélisation numérique du système sol-fondation-structure dans FLAC2D.....	48
4.3.1. Modélisation du profil du sol.....	50
4.3.2. Modélisation des éléments structuraux.....	51
4.3.2.1. Amortissement de Rayleigh pour les portiques.....	52
4.3.2.2. Validation du modèle structurel.....	53
4.4. Résultats et discussion.....	54
4.4.1. Périodes et modes de vibration.....	54
4.4.1.1. Validation analytique des résultats concernant la réduction de la fréquence fondamentale des structures fondées sur le type de sol S4.....	57
4.4.2. Déplacements latéraux des étages.....	59
4.4.3. Déplacements inter-étages.....	60
4.4.4. Efforts tranchants des étages.....	61
4.4.5. Eléments non structuraux sensibles aux accélérations.....	62
4.5. Conclusions.....	63
Chapitre 5 : effets de la plasticité du sol sur la réponse sismique des portiques en béton armé	
5.1. Introduction.....	65
5.2. Modèles sélectionnés pour l'analyse de l'interaction sol - structure.....	66
5.2.1. Caractéristiques structurelles.....	66
5.2.2. Caractéristiques du sol.....	66
5.2.2.1. Modèle constitutif pour le sol.....	66
5.2.3. Entrées sismiques.....	67

5.3. Résultats et discussion.....	69
5.3.1. Réponses en champ libre.....	69
5.3.1.1. Accélération spectrale.....	69
5.3.1.2. Profils d'accélération maximale et de déformation maximale.....	70
5.3.2. Effets de l'interaction inertielle.....	71
5.3.2.1. Accélération spectrale au niveau du toit.....	71
5.3.2.2. Fonctions de transfert dépendantes de la fréquence.....	73
5.3.2.3. Déplacements latéraux.....	74
5.3.2.4. Déplacement inter-étages.....	76
5.3.2.5. Efforts tranchants.....	77
5.4. Conclusion.....	79
<b>Chapitre 6 : effet de la plasticité du sol sur le niveau de performance d'un portique métallique inélastique</b>	
6.1. Introduction.....	81
6.2. Systèmes analyses dans le cadre de l'interaction sol-structure.....	82
6.2.1. Présentation détaillée du modèle architectural avec son système de fondation.....	82
6.2.1.1. Conception inélastique des éléments structuraux.....	83
6.2.1.2. Choix de l'amortissement structurel.....	85
6.2.2. Caractéristiques du sol.....	86
6.2.3. Excitations sismiques.....	86
6.3. Résultats et discussion.....	86
6.3.1. Accélération spectrale.....	86
6.3.2. Fonction de transfert.....	87
6.3.3. Maximum des déplacements latéraux.....	88
6.3.4. Déplacement inter-étages.....	89
6.3.5. Forces axiales.....	90
6.3.6. Effort tranchant.....	91

6.3.7. Diffusion de la plasticité dans les poutres et les poteaux.....	91
6.4. Conclusion.....	94
<b>Chapitre 7 : Etude des effets de la stratigraphie locale d'un sol multicouche sur la réponse sismique d'un portique métallique en tenant compte de l'interaction sol-structure</b>	
7.1. Introduction.....	95
7.2. Modèles sol-fondation-structure sélectionnés pour l'analyse de l'ISS .....	95
7.2.1. Modèles de fondation adoptés pour la structure étudiée.....	96
7.2.2. Modèles de sols géotechniques.....	96
7.2.3. Excitations sismiques.....	100
7.3. Résultats et discussion.....	102
7.3.1. Champ libre.....	102
7.3.1.1. Profils d'accélération maximale et de déformation maximale.....	102
7.3.1.2. Accélération spectrale.....	103
7.3.2. Interaction cinématique.....	105
7.3.3. Interaction inertielle.....	107
7.3.3.1. Accélération spectrale.....	107
7.3.3.2. Déplacement latéraux et déplacement inter-étage.....	108
7.3.3.3. Effort tranchant.....	110
7.3.3.4. Force axiale.....	111
7.3.3.5. Moment fléchissant.....	112
7.4. Conclusion.....	113
<b>Chapitre 8 : conclusion générale</b>	
8.1. Aperçu général.....	115
8.2. Conclusions principales.....	116
8.3. Recommandations pour les futurs travaux de recherche.....	118
<b>Références</b>	

## Liste des figures

Figure 1.1 : (a) Effondrement d'un bâtiment à ossature en béton armé déclenché par des ruptures de joints lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie en 1999. (b) Force latérale exercée par une dalle de palier d'escalier sur une colonne, provoquant une rupture par cisaillement lors du tremblement de terre d'El Asnam en Algérie en 1980 (Photo de V. Bertero) (Saatcioglu 2013).....	1
Figure 1.2 : Propagation des ondes sismiques pour le tremblement de terre de Michoacan 1985 au Mexique, d'après Semblat et Pecker (2009).....	2
Figure 2.1 : Comparaison de la réponse de la structure en fonction des conditions du sol.	8
Figure 2.2 : Schéma illustrant le mouvement du sol en (a) l'absence de structure et (b) la présence d'une structure.....	9
Figure 2.3 : illustration schématique de l'approche directe (NIST 2012).....	11
Figure 2.4 : illustration schématique de l'approche sous-structure (NIST 2012).....	13
Figure 2.5 : Photographie d'un modèle prototype pour le test sur table vibrante (Lu et al. 2004).....	16
Figure 3.1 : Réponse sismique d'une structure fondée sur la roche et sur le sol : (a) Sites ; (b) affleurement rocheux ; (c) champ libre ; (d) interaction cinématique ; (e) interaction inertielle (Wolf,1985).....	20
Figure 3.2 : Réduction de l'effort tranchant à la base, recommandée par le code sismique NERHP-1997 (Mylonakis et Gazetas, 2000).....	21
Figure 3.3 : Exemple de l'effet de l'interaction sol-structure sur les réponses d'un pont lors du séisme de Tokyo en 1995. (Mylonakis et Gazetas, 2006).....	22
Figure 3.4 : Effet de la vitesse de cisaillement du sol ( $V_s$ ) sur la période fondamentale des bâtiments de hauteurs variables : a) 7 étages ; b) 10 étages ; c) 14 étages ; d) 18 étages (Ramadan et al. 2012).....	25
Figure 3.5 : Fonctions de transfert entre le déplacement du toit de la structure et le mouvement en champ libre, calculées pour les modèles numériques complets sol-fondation-structure (courbes colorées) et le modèle à base fixe (courbes noires) pour les deux types de dépôt de sol et les différentes fondations considérées (Scrafone et al. 2020).....	26
Figure 3.6 : Valeurs moyennes des résultats des analyses dynamiques inélastiques du modèle S5 (modèle à 5 étages) pour deux cas de figure : base fixe et base flexible, en	27

considérant les trois classes de sol : (a) déplacements latéraux et (b) déplacements inter-étages (Tabatabaiefar et Fatahi 2014).....	
Figure 3.6 : Evolution temporelle de l'effort tranchant à la base pendant le tremblement de terre de Karehbass : (a) modèle flexible, (b) modèle flexible avec excavation, (c) modèle à base fixe (Yeganeh et al. (2015))......	28
Figure 3.6 : Comparaison entre le modèle à base fixe et les systèmes complets sol-fondation-structure en termes : (a,c) de force de cisaillement maximale à la base et, (b,d) déplacements au toit (Scarfone et al. 2020).....	29
Figure 3.8 : Demande sismique des bâtiments de cinq étages - événement Cascadia 8.5 mis à l'échelle par un facteur de 2,2 (classe de sol E) (El Ganainy et El Nagggar, M. H. 2009).....	31
Figure 3.9 : Moments de la superstructure (Bazaz et al. 2021).	33
Figure 3.10 : La force axiale maximale des colonnes de la structure à trois étages pour les modèles : a) à base flexible, b) à base fixe (Golafshani et al. 2023).....	34
Figure 4.1 : Portiques R+2, R+5 et R+8 étudiés.....	40
Figure 4.2 : Vue en plan des bâtiments R+2, R+5 et R+8 comportant les portiques étudiés.....	41
Figure 4.3 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés.....	43
Figure 4.4 : Spectre de réponse de calcul.....	45
Figure 4.5 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 3 portiques étudiés.....	46
Figure 4.6 : Historique de l'accélération enregistrée sur un affleurement rocheux dans la direction Nord-Sud lors du choc principal du séisme de Boumerdes en 2003 en Algérie...	47
Figure 4.7 : Mouvement du sol correspondant au spectre de réponse de chaque catégorie de site : (a) site S1, (b) site S2, (c) site S3, et (d) site S4.....	48
Figure 4.8 : Cycle de calcul de base par la méthode explicite de différences finies.....	49
Figure 4.9 : Composantes du modèle numérique : (a) modèle à base fixe ; (b) modèle sol-structure.....	50
Figure 4.10 : Spectres d'amplitude de Fourier en accélération sous le tremblement de terre de Boumerdes adapté aux spectres de réponse du site S1 pour la structure de 6 étages.....	54

Figure 4.11 : Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique à 3 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.....	55
Figure 4.12 : Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique de 6 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.....	56
Figure 4.13 : Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique de 9 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3 et (d) dans le sol S4.....	57
Figure 4.14 : Période naturelle d'un système ISS impliquant une semelle en fonction du rapport d'élanement ( $h/r$ ) et du paramètre d'onde ( $1/\sigma$ ) : comparaison de la solution exacte proposée et de la solution de Veletsos (1977). $\zeta=0.05$ , $\nu_s=0.45$ , $\gamma=0.15$ , $\zeta_s=0$ . (Maravas et al. 2014).....	58
Figure 4.15 : Fonction de transfert calculée au sommet du portique fondé sur le sol de classe S4 : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.....	59
Figure 4.16 : Valeurs maximales des déplacements latéraux des étages pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.....	60
Figure 4.17 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages des portiques en béton armé à base fixe et flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.....	61
Figure 4.18 : Valeurs maximales des forces de cisaillement des étages pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.....	62
Figure 4.19 : Valeurs maximales des accélérations des étages des trois portiques étudiés à base fixe et de à base flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.	63
Figure 5.1 : Calibration du modèle constitutif du sol sur la base des données expérimentales disponibles dans la littérature : (a) courbes de réduction du module de cisaillement ; (b) courbes d'amortissement.....	67
Figure 5.2 : Spectre de réponse en accélération pour les séismes sélectionnés et spectre de conception élastique RPA99/Version2003.....	68
Figure 5.3 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre pour : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	70

Figure 5.4 : Profil de l'accélération maximale : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	71
Figure 5.5 : Profil de la déformation maximale : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	71
Figure 5.6 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	72
Figure 5.7 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	72
Figure 5.8 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	73
Figure 5.9: Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	74
Figure 5.10 : Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	74
Figure 5.11 : Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	74
Figure 5.12 : Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.....	75
Figure 5.13 : Rapport entre le déplacement maximal à la base et la hauteur des portiques de 3, 6 et 9 étages.....	76
Figure 5.14 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	77
Figure 5.15 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	77
Figure 5.16 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	77
Figure 5.17 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	78
Figure 5.18 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	79
Figure 5.19 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	79

Figure 5.20 : La moyenne des réponses des spectres de réponse en accélération calculée à la surface du modèle de sol élastoplastique.....	80
Figure 6.1 : Influence des dommages de la structure sur sa fréquence fondamentale (les fonctions d'amplification de la composante e-w avant et après l'endommagement) (Gallipoli 2004).....	82
Figure 6.2 : vue en plan de la structure étudiée.....	82
Figure 6.3 : Vue en élévation du portique métallique de six étages.....	83
Figure 6.4 : Loi de comportement moment-rotation.....	84
Figure 6.5 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique métallique : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	87
Figure 6.6 : Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique métallique : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.....	88
Figure 6.7 : Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux du portique à base fixe et à base flexible.....	89
Figure 6.8 : Valeurs maximales des déplacement inter-étages du portique de 6 étages pour les trois modèles : (a) base fixe (b) modèle de sol élastique ; (c) modèle de sol élastoplastique.....	90
Figure 6.9 : Valeurs maximales des moyennes des forces axiales des colonnes latérales et centrales de la structure : a) Poteaux intermédiaires b) poteaux de rive.....	91
Figure 6.10 : Valeurs maximales des forces de cisaillement des étages du portique de 6 étages.....	91
Figure 6.11 : Moment de flexion des poteaux : a) poteaux intermédiaires, b) poteaux de rive.....	92
Figure 6.12: Etat de la plastification du portique à base fixe sous l'excitation : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.....	92
Figure 6.13 : Etat de la plastification du portique en considérant le sol à comportement élastique sous l'excitation : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.....	93
Figure 6.14 : Etat de la plastification du portique en considérant le sol à un comportement plastique : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.....	93
Figure 7.1 : Modèles de fondation considérés dans cette étude avec les différentes profondeur d'ancrage : (a) 0.5 m, (b) 4 m, (c) 10 m.....	96
Figure 7.2 : Modèles de sols : (a) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M1 (sans la couche de tourbe) ; (b) Profil de la vitesse	98

des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M2 (couche de tourbe à 5 m) ; (c) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M3 (couche de tourbe à 10 m) ; (d) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M4 (couche de tourbe à 15 m).....	
Figure 7.3: courbes de réduction du module de cisaillement et courbes d'évolution de l'amortissement. (Scarfone et al.2020).....	99
Figure 7.4 : Géométrie des modèles numériques complets sol-fondation-structure, avec les systèmes de fondation : (a) Fondation superficielle ; (b) Fondation semi- profonde et (c) Fondation profonde.....	101
Figure 7.5 : Résultats numériques obtenus pour les quatre modèles de sol, M1, M2, M3 et M4 en termes de : (a, c, e, g) profils d'accélération maximale et (b, d, f, h) déformation de cisaillement maximale.....	103
Figure 7.6 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre pour : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.....	105
Figure 7.7 : Les valeurs moyennes des spectres de réponse élastique du mouvement de la fondation et le mouvement du champ libre : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.....	106
Figure 7.8 : Les valeurs moyennes des spectres de réponse du mouvement de la fondation et le mouvement du champ libre : (a) Fondation superficielle ; (b) Fondation semi-profonde, (c) fondation profonde.....	107
Figure 7.9 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique suivant : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.....	108
Figure 7.10 : Moyenne des valeurs maximales des déplacements selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) Fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.....	109
Figure 7.11 : Moyenne des valeurs maximales des déplacements inter-étage selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.....	110
Figure 7.12 : Moyenne des valeurs maximales des efforts tranchants selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.....	111
Figure 7.13 : Moyenne des valeurs maximales des forces axiales selon les modèles : (a) Fondation superficielle, (b) Fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.....	112

Figure 7.14 : Moyenne des valeurs maximales des moments selon les modèles : a)  
Fondation superficielle, b) Fondation semi-profonde et c) fondation profonde..... 113

# Listes des tableaux

Tableau 3.1 : Influence de l'interaction sol-structure sur les structure en portiques, en prenant en considération les comportements linéaires élastiques et non linéaires inélastiques du système sol-structure.....	37
Tableau 3.2 : Variation de l'effort tranchant à la base pour les cadres de bâtiments reposant sur des fondations de type radier (Bhattacharya et al. (2004).....	30
Tableau 3.3 : Accélération horizontale maximale des structures modèles à base flexible de trois étages (Golafshani et al. 2023).....	32
Tableau 3.4 : Accélération horizontale maximale des modèles à base fixe à trois étages (Golafshani et al. 2023).....	32
Tableau 4.1 : Détails des paramètres du sol (Guerdouh et al. 2018).....	46
Tableau 4.2 : Propriétés modales du portique à 3 étages.....	52
Tableau 4.3 : Propriétés modales du portique à 6 étages.....	52
Tableau 4.4 : Propriétés modales du portique à 9 étages.....	53
Tableau 4.5 : Paramètres pour la spécification de l'amortissement de Rayleigh dans FLAC2D.....	53
Tableau 4.6 : Périodes et fréquences fondamentales des structures à base flexible calculées analytiquement.....	58
Tableau 5.1 : Détails des paramètres du sol.....	66
Tableau 5.2 : Mouvements de terrain utilisés dans l'analyse de l'évolution temporelle..	68
Tableau 5.3 : Périodes et fréquences fondamentales des structures à base flexible calculées analytiquement pour chaque portique.....	74
Tableau 6.1 : Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé.....	83
Tableau 6.2 : Moments ultimes dans les poteaux.....	85
Tableau 6.3 : Période et fréquence fondamentale de la structure à base flexible calculées analytiquement pour le portique métallique.....	88
Tableau 7.1 : Propriétés géotechniques des couches de sol. (Scarfone et al. 2020).....	99
Tableau 7.2 : les paramètres constitutifs adoptés pour chaque couche de sol. (Scarfone et al.2020).....	100

---

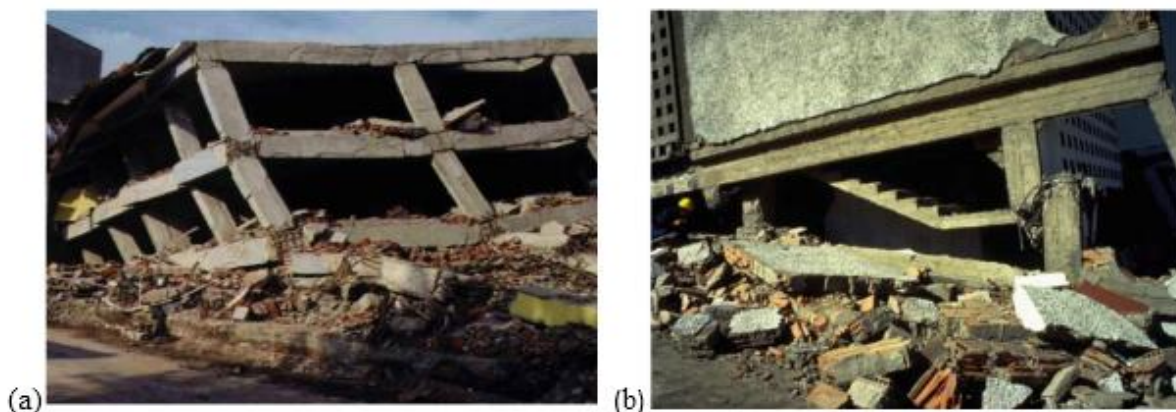
# **CHAPITRE 1**

## **INTRODUCTION**

---

## 1.1. CONTEXTE DE LA THESE

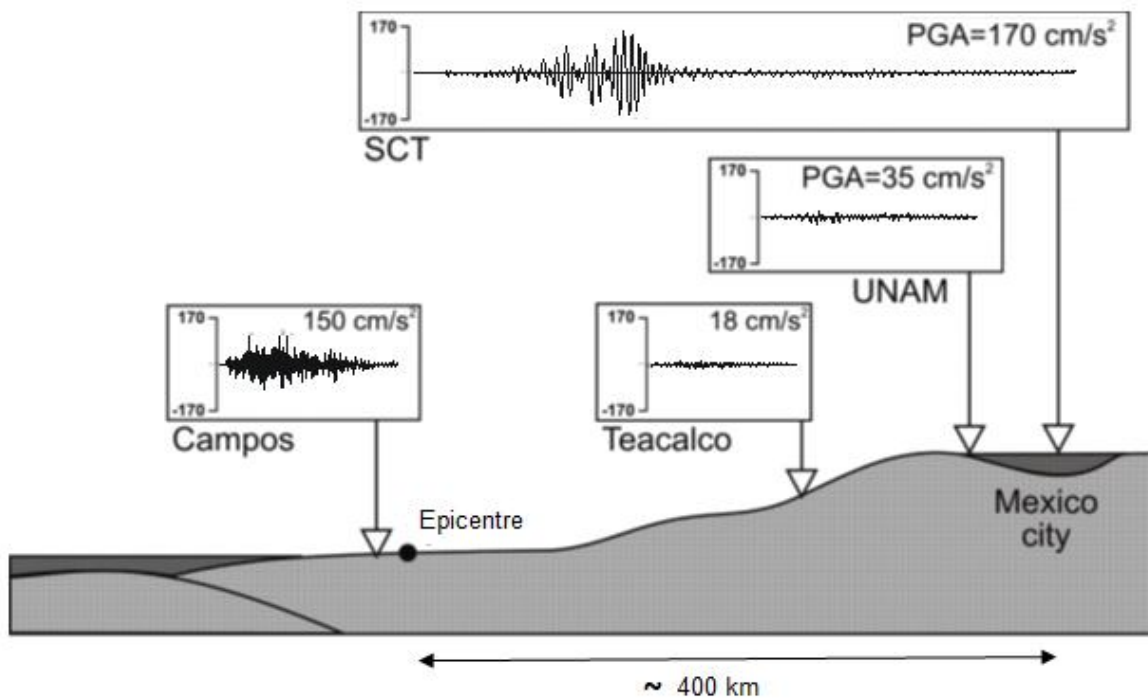
Pendant de nombreuses années, les ingénieurs en génie civil ont été confrontés au défi de construire dans des zones sismiques. En effet, les séismes représentent une menace considérable pour les constructions (Figure 1.1), et au fil des décennies, les codes parasismiques ont évolué à travers le monde afin de mieux prendre en compte les effets des séismes et garantir une meilleure résistance et durabilité des structures.



**Figure 1.1** : (a) Effondrement d'un bâtiment à ossature en béton armé déclenché par cisaillement des poteaux lors du tremblement de terre de Kocaeli en Turquie en 1999. (b) Force latérale exercée par une dalle de palier d'escalier sur une colonne, provoquant une rupture par cisaillement lors du tremblement de terre d'El Asnam en Algérie en 1980 (Photo de V. Bertero) (Saatcioglu 2013).

Traditionnellement, la conception des bâtiments en zone sismique repose sur l'hypothèse de l'encastrement à la base, négligeant souvent la flexibilité du sol dans l'évaluation des charges induites dans la structure. Or, dans la réalité, les forces appliquées sur les structures lors d'un séisme résultent des ondes sismiques émanant d'une source sismique, traversant la croûte terrestre pour atteindre la fondation et la structure. La manière dont ces forces sismiques affectent les structures dépend de plusieurs facteurs, notamment la magnitude et la profondeur de l'événement sismique, la distance de la source du séisme par rapport aux structures, ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol sur lequel les structures sont construites. En effet, ces caractéristiques géologiques et géotechniques du sol entraînent des réponses différentes aux ondes sismiques, et étant donné que ces couches de sol vont servir de

couche d'assise à des ouvrages qui doivent résister à de tels événements, il est essentiel de comprendre comment un profil de sol spécifique réagit à une excitation sismique et comment cela impacte la réponse de la structure. Au Japon, le tremblement de terre de Niigata en 1964 (magnitude 7,5) a mis en évidence que les dommages structurels dépendent non seulement du comportement de la superstructure, mais aussi du sous-sol. Par la suite, l'influence des conditions locales du site sur les dommages structurels a été observée depuis le tremblement de terre de 1985 à Mexico. En effet, ce séisme d'une magnitude de 8,2 a frappé la ville de Mexico, causant la perte de 30 000 vies humaines et la destruction de 50 000 immeubles. La principale cause de ces dommages est l'effet de site. L'épicentre du séisme se trouvant à 400 km de la ville (Figure 1.2), il a été enregistré par plusieurs stations. La station la plus proche de la source, CAMPOS, a enregistré une accélération maximale (PGA) d'environ 1,50 m/s<sup>2</sup>, tandis qu'une station à proximité de la ville, UNAM, a enregistré un mouvement atténué avec la distance parcourue, affichant une accélération maximale de 0,35 m/s<sup>2</sup>. La station SCT, située au centre de la ville de Mexico, a enregistré une accélération maximale de 1,70 m/s<sup>2</sup>, un mouvement plus fort que celui enregistré par la station la plus proche de l'épicentre. Cette amplification est due à la structure du sol sur laquelle la ville est construite. Elle a été érigée sur d'anciens lacs, asséchés au cours des siècles, reposant sur une masse de boue de plusieurs mètres de profondeur, dont la raideur mécanique est relativement faible. Le contraste entre la raideur de ce bassin de boue et le rocher dans lequel il est encastré piège et amplifie les ondes sismiques.



**Figure 1.2** : Propagation des ondes sismiques pour le tremblement de terre de Michoacan 1985 au Mexique, d'après Semblat & Pecker (2009).

La présence du sol autour de la structure est un facteur qui influe sa réponse au mouvement sismique. Lorsque la structure est implantée dans le sol, ces deux composantes interagissent l'une avec l'autre. Cette interaction crée une boucle de rétroaction dans laquelle la structure et le sol influencent chacun la dynamique de l'autre, le mouvement du sol est influencé par la réponse de la structure, tandis que le sol lui-même modifie le comportement de cette dernière, phénomène connu sous le nom d'interaction sol-structure.

Une analyse sismique de l'interaction sol-structure (ISS) examine la manière dont les structures, les fondations et le sol réagissent collectivement à un mouvement de sol en champ

libre. Cette interaction implique deux phénomènes physiques principaux : l'interaction inertielle et l'interaction cinématique. L'interaction inertielle se produit en raison des vibrations propres de la structure, générant un cisaillement et un moment à la base qui provoquent des déplacements relatifs entre la fondation et le champ libre. L'interaction cinématique résulte de la présence d'éléments de fondation rigides à la surface du sol ou ancrés dans celui-ci, ce qui entraîne des écarts entre les mouvements de la fondation et ceux du champ libre.

Les méthodes d'analyse de l'ISS se divisent généralement en deux catégories : l'approche directe et l'approche par sous-structures. L'approche directe intègre le sol et la structure dans un modèle unique, analysé en une seule étape. À l'inverse, l'approche par sous-structures décompose le problème de l'ISS en plusieurs parties, qu'elle superpose pour formuler la solution complète.

Lors de l'évaluation des effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur les bâtiments, la perception commune est que ces effets réduisent la charge sismique sur les structures, suggérant que leur omission conduirait à des estimations conservatrices des exigences structurelles. Cependant, des études telles que celles menées par Mylonakis et Gazetas (2000) et par Givens (2013) ont souligné qu'il n'est pas toujours prudent d'ignorer l'ISS lors de l'évaluation des contraintes sismiques sur les bâtiments. En effet, des chercheurs comme Kramer (1996), Mylonakis et Gazetas (2000) et Gu (2008) ont démontré que dans certaines conditions de sol, telles que celles observées lors du tremblement de terre de Mexico en 1985, l'allongement de la période naturelle induite par l'ISS peut entraîner une augmentation des demandes sismiques, malgré l'augmentation de l'amortissement du sol.

L'impact de l'interaction-sol-structure, qui affecte le comportement dynamique d'une structure lorsque la superstructure et les sols porteurs entrent en contact à travers les fondations, est important pour l'analyse dynamique des structures. Dans le cadre de la conception parasismique des bâtiments, prendre en compte les effets de l'ISS dans l'analyse permet d'obtenir des estimations plus réalistes de leur performance lors d'un événement sismique, en particulier lorsque la structure et le sol sont soumis à de fortes contraintes qui peuvent compromettre leur aptitude au service.

## 1.2. OBJECTIFS DE LA THESE

Dans la pratique courante de l'ingénierie parasismique, la conception d'un nouveau bâtiment ou l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment existant est généralement effectuée en supposant que la structure est parfaitement encadrée à la base. Cette hypothèse, raisonnable pour les structures fondées sur des sols rigides, peut s'avérer irréaliste dans le cas de structures fondées sur des sols mous. Il est donc essentiel de considérer l'interaction sol-structure dans la conception sismique. Par ailleurs, il est indispensable d'identifier de manière précise les différentes composantes qui constituent le système d'interaction sol-structure, à savoir le sol, la fondation et la structure, et de spécifier leur loi de comportement respective. En effet, la réponse dynamique de l'ISS est influencée par la façon dont le système structurel et le système de sol sont modélisés.

Dans le domaine de la géotechnique, la conception sismique des bâtiments est généralement réalisée en supposant que les éléments structuraux restent élastiques linéaires. D'autre part, dans l'ingénierie structurelle, la conception sismique des bâtiments peut être réalisée avec des modèles constitutifs structurels avancés, mais qui représentent généralement mal ou omettent les sols environnants. Des simplifications excessives dans la modélisation de la structure ou du sol lors de l'analyse peuvent conduire à une réponse sismique simplifiée, entraînant ainsi des erreurs de calcul susceptibles de sous-estimer les dommages potentiels. L'utilisation de modèles appropriés dans la conception sismique des bâtiments est nécessaire

pour prédire avec précision le comportement sismique des structures et éviter la sous-estimation ou la surestimation des exigences structurelles.

Des recherches récentes se sont concentrées sur l'étude des effets de l'ISS en considérant des analyses linéaires-élastiques et non linéaires-inélastiques des bâtiments. A titre d'exemple, Karimi & Dashti (2016) ainsi que Hashash et al. (2018) ont simulé des modèles tridimensionnels (3D) avec des bâtiments élastiques de faible et moyenne hauteur pour évaluer les effets de l'ISS. Bray & Macedo (2017) ont présenté les résultats de simulations numériques sur des structures élastiques de faible hauteur pour évaluer l'ISS. Tomeo et al. (2018) ont étudié des portiques en béton armé sous l'effet de l'interaction sol-structure en utilisant une analyse dynamique non linéaire, avec deux approches : un modèle complet par éléments finis et un modèle simplifié basé sur une fondation non linéaire de type Winkler.

Dès lors, la question qui se pose est : comment les différentes lois de comportement du sol et de la structure influencent-elles la réponse du système d'interaction sol-structure, en particulier lorsqu'on passe d'une modélisation linéaire élastique à des modèles élastoplastique ?

Afin de répondre à cette question, les objectifs de cette thèse sont les suivants :

1. *Etudier l'interaction sol-structure dans un contexte entièrement élastique linéaire*

L'objectif de cette première étude est de mieux comprendre comment différentes structures répondent aux sollicitations sismiques lorsqu'elles sont fondées sur différents sols avec des propriétés mécaniques variées, tout en maintenant un comportement élastique linéaire du sol et de la structure. Cela signifie que la relation entre les contraintes et les déformations suit la loi de Hooke, avec un module d'élasticité constant pour les matériaux, indépendamment du niveau de sollicitation. Cette évaluation constitue un cadre de référence pour analyser l'impact de l'interactions sol-structure dans des situations où l'on privilégie la simplification des modèles tout en cherchant des résultats fiables.

2. *Analyser l'interaction sol-structure en considérant des structures élastiques linéaires et un comportement élastoplastique pour le sol.*

Cette partie a pour but d'analyser comment la réponse sismique des structures est influencée lorsque le sol est modélisé avec un comportement élastoplastique, caractérisé par la capacité du sol à subir des déformations permanentes. Dans ce contexte, la structure conserve un comportement élastique linéaire, tandis que le sol est modélisé en intégrant des caractéristiques plastiques. Ce type de modèle repose sur des critères de plasticité, tels que le critère de Mohr-Coulomb, qui définissent le seuil à partir duquel le sol commence à se déformer de façon irréversible une fois les contraintes dépassant sa limite d'élasticité. Contrairement à un modèle élastique linéaire, le modèle élastoplastique permet de prendre en compte les effets de plasticité qui reflètent de façon réaliste le comportement des sols soumis à des charges sismiques importantes.

3. *Étudier l'interaction sol-structure dans un cadre totalement élastoplastique non linéaire*

Cette partie du travail vise à analyser la réponse sismique des structures en prenant en compte le comportement élastoplastique à la fois du sol et de la structure. Cette approche est essentielle pour évaluer les performances structurelles dans des conditions sismiques sévères. Elle permet également de recueillir des données essentielles pour la conception de structures plus résistantes et mieux adaptées aux risques sismiques.

## 1.3. PLAN DE LA THESE

Pour atteindre les objectifs proposés, la thèse est organisée comme suit :

Le présent chapitre, **chapitre 1**, introductif, présente le contexte de l'étude, les objectifs de la recherche, ainsi que le plan détaillé de la thèse.

**Le chapitre 2** présente les principes fondamentaux et les méthodes de résolution du problème de l'interaction sol-structure, en intégrant les différentes approches analytiques, numériques et expérimentales adoptées par divers chercheurs pour étudier cette interaction.

**Le chapitre 3** propose une synthèse bibliographique des études antérieures sur l'ISS, en présentant les recherches clés ayant exploré son influence sur les caractéristiques dynamiques et les réponses sismiques des structures.

Une analyse numérique qui considère le système entièrement élastique linéaires fait l'objet du **chapitre 4** et permettra d'investiguer les effets de l'ISS sur la réponse dynamique de différents portiques en béton armé. Le système étudié intègre les différentes classes de sol définies par le code parasismique algérien RPA99/2003, ainsi que trois portiques de hauteurs variées, permettant ainsi d'analyser l'impact de la hauteur de la structure sur la réponse globale du système. De plus, les caractéristiques des entrées sismiques sont présentées. Ce chapitre propose également une présentation du logiciel utilisé pour les simulations, FLAC2D, et une explication détaillée de la modélisation de chaque composante du système ISS. Une étude paramétrique est menée pour évaluer la réponse du système en termes d'amplification du mouvement, des périodes propres, de la participation des modes fondamentaux, des déplacements latéraux des étages, des efforts tranchants à différents niveaux, des déplacements inter-étages, et de l'accélération maximale par étage. Ces paramètres sont étudiés en fonction de chaque classe de sol, afin d'évaluer l'impact du type de sol sur l'ISS.

Dans le **chapitre 5**, une étude numérique est réalisée pour évaluer l'effet de la plasticité du sol sur la réponse sismique de différents portiques résistants aux moments en béton armé. Le système étudié comprend trois portiques de hauteurs variées, en béton armé, régis par une loi de comportement élastique linéaire, et reposant sur un sol monocouche homogène avec une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Trois séismes majeurs, présentant des caractéristiques fréquentielles distinctes, sont utilisés comme excitations sismiques. L'étude se concentre sur des aspects tels que l'amplification du mouvement, l'allongement de la période, les efforts tranchants, ainsi que les déplacements latéraux et inter-étages. Afin d'évaluer l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système, les résultats obtenus sont comparés à ceux issus d'une analyse élastique linéaire, en considérant le même système d'interaction sol-structure.

Une étude numérique sur les effets de la plasticité du sol sur un portique métallique inélastique fait l'objet du **chapitre 6**. Le système étudié comprend un portique métallique résistant au moment, régis par une loi de comportement élastique parfaitement plastique, et reposant sur un sol monocouche homogène avec une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Trois séismes majeurs, présentant des caractéristiques fréquentielles distinctes, sont utilisés comme excitations sismiques. L'étude se penche sur des aspects tels que l'amplification du mouvement, les efforts tranchants, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages, les forces axiales et la diffusion de la plasticité dans la structure. Afin d'évaluer l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système, les résultats obtenus sont comparés à ceux d'une étude numérique considérant le même système ISS, mais dans laquelle le sol est modélisé avec un comportement élastique linéaire.

**Le chapitre 7** présente une étude de l'influence de l'interaction sol-structure complètement élastoplastique non linéaire sur la réponse sismique d'un portique métallique inélastique. Le système étudié se compose d'un portique métallique résistant aux moments, régi par une loi de comportement élastique parfaitement plastique, reposant sur trois types de fondations différentes. Quatre modèles de profils de sol stratifiés sont utilisés pour analyser l'impact de la stratigraphie locale sur la réponse sismique. Le comportement du sol est également supposé élastique parfaitement plastique. Afin de mieux représenter la dissipation d'énergie induite par les sollicitations cycliques, un amortissement hystérisique est appliqué à l'ensemble du système. L'étude vise à examiner les réponses en champ libre, ainsi que les effets de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle.

**Le chapitre 8** résumera les principales conclusions et résultats de cette recherche. Des recommandations pour de futures recherches seront également proposées.

---

## **CHAPITRE 2**

**PRINCIPES FONDAMENTAUX ET METHODES DE  
RESOLUTION DU PROBLEME DE L'INTERACTION SOL-  
STRUCTURE**

---

## PRINCIPES FONDAMENTAUX ET METHODES DE RESOLUTION DU PROBLEME DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

### 2.1. INTRODUCTION

L'interaction sol-structure est un phénomène complexe en génie parasismique, décrivant les interactions dynamiques entre la structure et le sol. Selon Lai & Martinelli (2013), le terme "interaction sol-structure" (ISS) désigne une catégorie spécifique de problèmes de contact où les contraintes agissant le long de la surface d'un élément structurel (comme une fondation peu profonde, profonde ou une structure de soutènement) en contact avec le sol environnant ne peuvent être définies qu'en caractérisant également les champs de déformation et de déplacement le long de la même interface. Ainsi, les questions liées à l'ISS relèvent de la catégorie des problèmes de contact couplés, où l'action et la réaction sur toute la surface de contact sont interdépendantes.

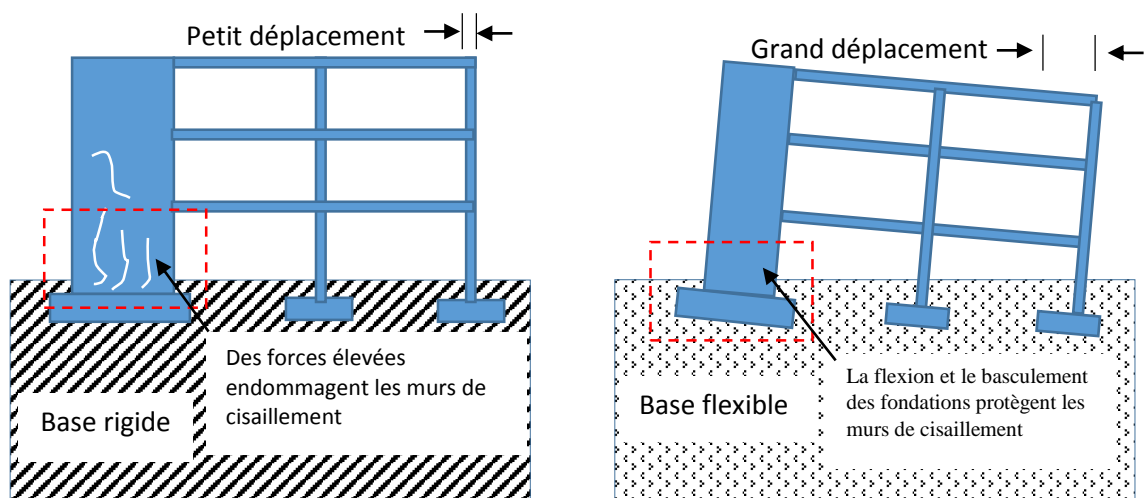
Dans le but de résoudre les problèmes d'ISS, des efforts constants sont déployés pour perfectionner les techniques de modélisation et mieux comprendre son impact. Ces recherches visent à caractériser avec précision les paramètres géotechniques du sol, d'étudier les comportements mécaniques et d'analyser les effets des interactions sol-structure, et des interactions structure-sol-structure. Cependant, bien que les méthodes numériques permettant de résoudre les problèmes d'interaction dynamique entre le sol et la structure ne soient pas encore largement adoptées dans la pratique courante de l'ingénierie pour la conception des bâtiments, elles sont de plus en plus intégrées dans les projets d'infrastructures de grande envergure, tels que les ponts, les barrages ou les tours.

Ce chapitre se propose ainsi de présenter les principes fondamentaux de l'ISS, ainsi que les méthodes utilisées pour résoudre ces problèmes complexes.

### 2.2. REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES A BASE FIXE ET A BASE FLEXIBLE

Les évaluations sismiques traditionnelles de la réponse des structures partent du principe que les bâtiments reposent sur une base rigide, appelée "base fixe", une hypothèse simplifiée qui ne reflète pas la réalité. En effet, dans de nombreux cas, les bâtiments sont implantés sur des sols déformables, représentant une "base flexible". L'introduction de la flexibilité du sol modifie de manière significative le comportement sismique de la structure, comme le montre la Figure 2.1, qui compare les réponses de la structure dans les deux configurations : base rigide et base flexible.

- Pour une structure fondée sur une base rigide, la rigidité du support est suffisamment élevée pour empêcher toute déformation supplémentaire de la structure. Ainsi, la résistance à la force sismique est principalement assurée par le voile, qui prend en charge le cisaillement et le moment induits par l'action sismique. En conséquence, des fissures peuvent se former sur le voile en raison des contraintes, tandis que le cadre reste relativement stable, subissant uniquement de faibles déplacements sans dommages structurels significatifs.
- Dans le cas d'une base flexible, la structure ne dispose pas de la rigidité nécessaire pour résister aux déformations induites par les forces sismiques, ce qui entraîne une rotation du voile. Cette rotation provoque des déformations dans l'ossature, générant ainsi des déplacements importants et des fissures. Toutefois, la sollicitation subie par le voile est inférieure à celle observée dans le cas d'une base rigide, car la flexibilité de la base permet une répartition différente des forces sismiques.



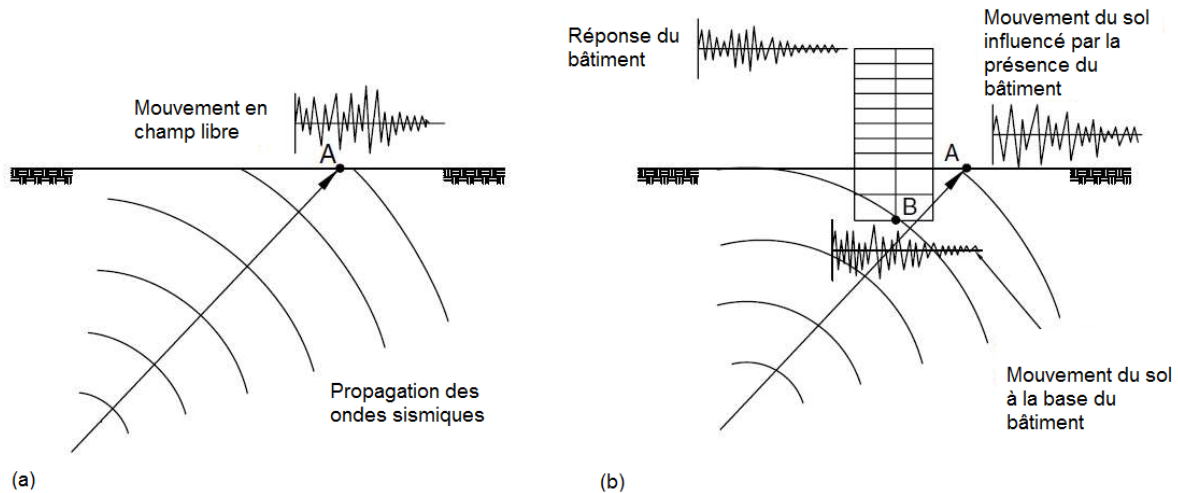
**Figure 2.1** : Comparaison de la réponse de la structure en fonction des conditions du sol. (Représentation personnelle)

Dans le cadre d'une étude sismique, il est fréquemment supposé que les mouvements affectant la base d'une structure correspondent aux mouvements sismiques naturels du site, appelés "mouvement en champ libre", c'est-à-dire ceux observables si la structure n'était pas construite (Figure 2.2.a). Cette hypothèse est particulièrement valable pour les constructions fondées sur de la roche ou des sols très rigides, où la grande rigidité de ces supports limite les écarts entre les mouvements au niveau de la base de la structure et ceux en champ libre.

Cependant, pour les bâtiments construits sur des sols plus souples, les effets de l'interaction sol-structure deviennent plus complexes. Le mouvement à la base de la structure diffère généralement de celui observé en champ libre (Figure 2.2.b). Ce phénomène résulte des modifications dans la géométrie et les propriétés du sol en contact avec la fondation, du couplage mécanique entre la structure et le sol, ainsi que de la dissipation d'énergie liée aux effets de radiation et à l'amortissement interne du sol.

Pour une analyse précise de l'interaction sol-structure, il est essentiel d'intégrer plusieurs facteurs : la nature de l'aléa sismique, la réponse du sol aux charges cycliques, ainsi que la réponse du sol en champ libre et celle de la structure sous sollicitations dynamiques (Pecker, 1984). Le problème d'interaction, de par sa complexité, peut être abordé en appliquant le théorème de superposition, qui permet de le diviser en deux parties distinctes : l'interaction cinématique, liée à la différence de raideur entre le sol et la fondation, et l'interaction inertielle,

associée aux effets d'inertie de la structure. Ces deux types d'interaction sont responsables des variations observées entre les mouvements de la fondation, de la structure et ceux du champ libre, comme démontré par Borghei & Ghayoomi (2019). Ces effets seront détaillés dans les sections suivantes.



**Figure 2.2 :** Schéma illustrant le mouvement du sol en (a) l'absence de structure et (b) la présence d'une structure (Navarro Ramos 2018).

### 2.2.1. INTERACTION CINEMATIQUE

L'interaction cinématique résulte de la différence de rigidité entre la fondation et le sol environnant, en l'absence de la superstructure (Mita & Luco, 1986). Cette différence engendre des mouvements de la fondation qui diffèrent de ceux observés en champ libre. Ce type d'interaction se caractérise par la diffusion et la réflexion du champ d'ondes incidentes par la fondation. Selon Housner (1957) et Wong & Trifunac (1975), ces phénomènes modifient significativement la réponse sismique des structures, et altèrent également le champ d'ondes à proximité des bâtiments. Pendant un séisme, la fondation peut subir des déplacements et des rotations, modifiant le mouvement transmis au bâtiment (Tang & Zhang, 2011), et influençant les propriétés dynamiques du système sol-structure. Deux mécanismes principaux sont à l'origine de l'interaction cinématique : les effets des fondations et les conditions d'encastrement (Housner, 1957 ; Iguchi, 1982 ; Veletsos & Prasad, 1989).

### 2.2.2. INTERACTION INERTIELLE

Les mouvements vibratoires des structures entraînent des déplacements relatifs entre les fondations et le sol environnant, un phénomène attribué à l'inertie de la structure et désigné sous le terme d'interaction inertielle (Apsel & Luco, 1987 ; Borghei & Ghayoomi, 2019). L'oscillation de la structure génère des ondes qui se propagent depuis le bâtiment vers le sol à travers la dalle de fondation, contribuant à dissiper une partie de l'énergie de déformation accumulée dans la structure (Wirgin & Bard, 1996 ; Veletsos & Prasad, 1989 ; Stewart & Fenves, 1998 ; Guéguen, 2000 ; Dunand, 2005).

Stewart et al. (1999) ont étudié les effets de l'ISS à l'aide d'un modèle analytique. Ils ont noté que l'interaction inertielle peut être plus importante que l'interaction cinématique en raison du fort contraste d'impédance entre le sol et la structure, d'un rapport d'aspect élevé (défini comme le rapport entre la hauteur et la largeur de la structure), et selon le type de fondation.

Bárcena & Esteva (2007) ont mené une analyse linéaire 2D de l'interaction sol-structure en utilisant un mouvement sismique fort. Leur étude, basée sur l'analyse des séries temporelles de déplacement et d'accélération ainsi que des spectres de Fourier, a permis de définir des fonctions d'amplification dynamique mettant en évidence les effets inertiels de l'ISS. Ces effets se manifestent notamment par un allongement de la première période naturelle de la structure et accompagné d'une variation de sa réponse dynamique, qui peut soit augmenter soit diminuer. Ces variations de réponse sont étroitement liées aux mouvements de translation ou de basculement de la fondation qui dépendent de l'amortissement du rayonnement.

Les études menées par Bielak (1974) ainsi que par Veletsos & Nair (1975) ont porté sur les paramètres régissant l'interaction inertielle. Leurs recherches ont démontré que l'allongement de la période  $T$  est contrôlé par les paramètres adimensionnels suivants :

$$\frac{h}{V_s \times T}, \quad \frac{h}{B}, \quad \frac{B}{L}, \quad \frac{m}{\rho_s \times 4 \times B \times L \times h} \quad \text{et } \nu$$

Où la hauteur de la structure est notée  $h$ , tandis que  $B$  et  $L$  représentent respectivement la demi-largeur et la demi-longueur de la fondation. La masse, ou la masse modale effective, est désignée par  $m$ , et  $\rho_s$  fait référence à la densité massique du sol. Le coefficient de Poisson du sol est noté  $\nu$ , tandis que  $V_s$  désigne la vitesse de cisaillement du sol. Enfin, le rapport  $h/T$  quantifie la rigidité de la superstructure.

Les principales conclusions tirées de leur étude sont :

- L'allongement de la période augmente sensiblement avec le rapport entre la rigidité de la structure et celle du sol, représenté par le terme  $\frac{h}{V_s T}$  qui est le paramètre le plus important contrôlant les effets de l'ISS inertielles.
- L'effet du rapport de masse  $\frac{m}{\rho_s 4 B L h}$  est modeste, et il est généralement pris comme étant de 0,15 (Veletsos et Meek 1974).
- Le coefficient de Poisson du sol affecte les caractéristiques de rigidité et d'amortissement de la fondation.

L'allongement de la période naturelle est également influencé par l'amortissement lié à l'interaction entre le sol et la fondation, désigné comme l'amortissement de la fondation, noté  $B_f$ . Cet amortissement se compose de deux composantes principales : i) L'amortissement par rayonnement, résultant de la dissipation de l'énergie sous forme d'ondes sismiques émises par la fondation. ii) L'amortissement hystérétique, qui provient des déformations internes du sol et dépend de la relation contrainte-déformation.

L'amortissement hystérétique, en particulier, est fortement influencé par le niveau de déformation et peut être estimé à partir des données disponibles dans la littérature. Les modèles classiques décrits dans Kramer (1996) fournissent une première approche, tandis que des modèles empiriques plus récents, tels que ceux développés par Darendeli (2001) et Menq (2003), offrent des prédictions plus détaillées. Ces modèles intègrent des paramètres comme la pression de recouvrement et la déformation de cisaillement pour une meilleure représentation des comportements dynamiques des différents types de sols.

Ces études ont démontré que le paramètre le plus crucial régissant l'importance de l'interaction inertielle est  $\frac{h}{V_s T}$ . Les recherches indiquent que les effets de l'interaction inertielle sont généralement négligeables lorsque  $\frac{h}{V_s T}$  est inférieur à 0,1, ce qui est typique des structures

flexibles construites sur des sols rigides ou du rocher. En revanche, ces effets deviennent significatifs pour les structures rigides implantées sur des sols plus flexible.

## 2.3. METHODES D'APPROCHE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SOUS SEISME

### 2.3.1. APPROCHE DIRECTE

Cette méthode aborde de manière globale le problème de l'interaction sol-structure. Elle consiste à résoudre le problème en une seule étape en déterminant simultanément le mouvement dans le sol et dans la structure, tout en prenant en compte l'interaction cinématique et inertielle. Le sol est généralement modélisé comme un continuum, avec des conditions aux limites appropriées aux extrémités du maillage et des éléments d'interface pour reproduire la connexion entre la structure et le sol (Figure 2.3). Cette approche présente l'avantage de pouvoir tenir compte de l'hétérogénéité du sol et d'intégrer les lois constitutives nécessaires à la description des non-linéarités. Elle permet également de résoudre directement l'équation du mouvement régissant le comportement du système sol-fondation-structure. Cependant, l'utilisation de cette méthode nécessite un programme informatique capable de traiter simultanément le comportement du sol et de la structure. Dans la pratique de l'ingénierie, la méthode directe est rarement utilisée en raison de sa complexité et de la durée de l'analyse, en particulier pour les géométries complexes et les problèmes non-linéaires.

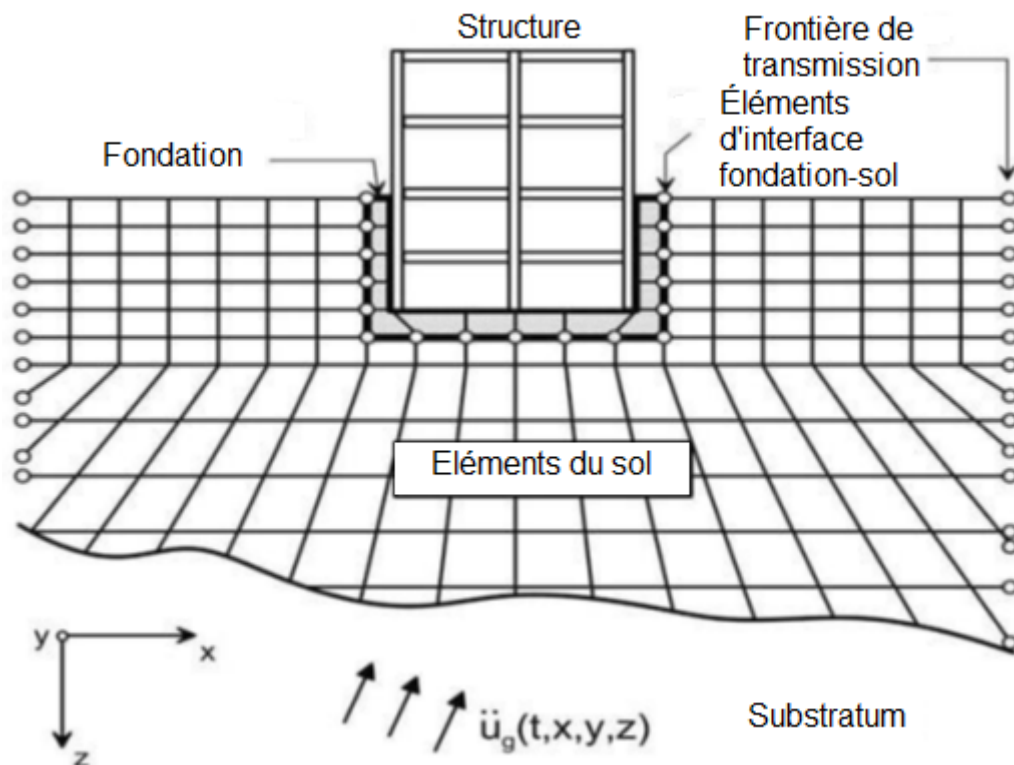


Figure 2.3 : illustration schématique de l'approche directe (NIST 2012).

### 2.3.2. APPROCHE DES SOUS-STRUCTURES

Cette méthode d'analyse de l'ISS décompose le problème en plusieurs étapes successives, chacune considérée comme plus facile à résoudre, tant du point de vue de la modélisation que du traitement. La méthode des sous-structures se révèle efficace en terme de calcul, car il n'est pas nécessaire de discrétiser le sol semi-infini. Par conséquent, elle offre une alternative économique à la méthode directe. Contrairement à cette dernière, la méthode des sous-structures traite les composantes cinématiques et inertielles séparément, utilisant respectivement les fonctions de transfert et d'impédance (Anand & Kumar 2018).

Dans l'approche par sous-structures, le sol et la structure sont modélisés séparément, puis les réponses sont superposées (Kramer 1996). Cette méthode repose sur les principes de superposition, nécessitant l'hypothèse de la linéarité du sol et du comportement de la structure. Cependant, cette limitation a été surmontée grâce à l'utilisation de modèles numériques linéaires et non linéaires équivalents développés pour les domaines du sol, tels que le modèle « non-linear Winkler foundation » pour les fondations peu profondes (Raychowdhury 2008) et les modèles « non-linear spring » pour les pieux (Boulanger et al. 1999). Le comportement non linéaire des superstructures pourrait également être décrit en utilisant des modèles constitutifs simplifiés (bilinear, modified Clough, stiffness degrading, et strength-stiffness degrading) (Hassani et al. 2018).

Selon le National Institute of Standards and Technology (NIST, 2012), la prise en compte rigoureuse de l'approche par sous-structure nécessite de suivre plusieurs étapes, dont la représentation schématique est illustrée à la Figure 2.4 :

- 1- La spécification d'un mouvement d'entrée de la fondation (Foundation Input Motion FIM), qui correspond au mouvement de la dalle de base en tenant compte de la rigidité et de la géométrie de la fondation. La différence entre le mouvement en champ libre et le mouvement de la fondation est exprimée par une fonction de transfert qui représente le rapport entre le mouvement de la fondation et celui du champ libre dans le domaine fréquentiel. Les effets inertiels étant négligés à cette étape, les fonctions de transfert ne représente que les effets de l'interaction cinématique.
- 2- Évaluation des fonctions d'impédance de la fondation : ces fonctions définissent les caractéristiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction sol-fondation. Habituellement, ces propriétés sont représentées par des modèles de fonction simples ou un système de ressorts et d'amortisseurs défini par la rigidité horizontale ( $K_u$ ) et rotationnelle ( $K_\theta$ ) du sol et de la fondation. Ces fonctions d'impédance varient en fonction de la fréquence.
- 3- La superstructure est modélisée au-dessus de la fondation, et le système est excité par le mouvement d'entrée de la fondation FIM. La réponse sismique de la structure est calculée à l'aide du spectre de réponse ou de l'analyse de l'historique temporel. Cette étape représente les effets d'interaction inertielle.

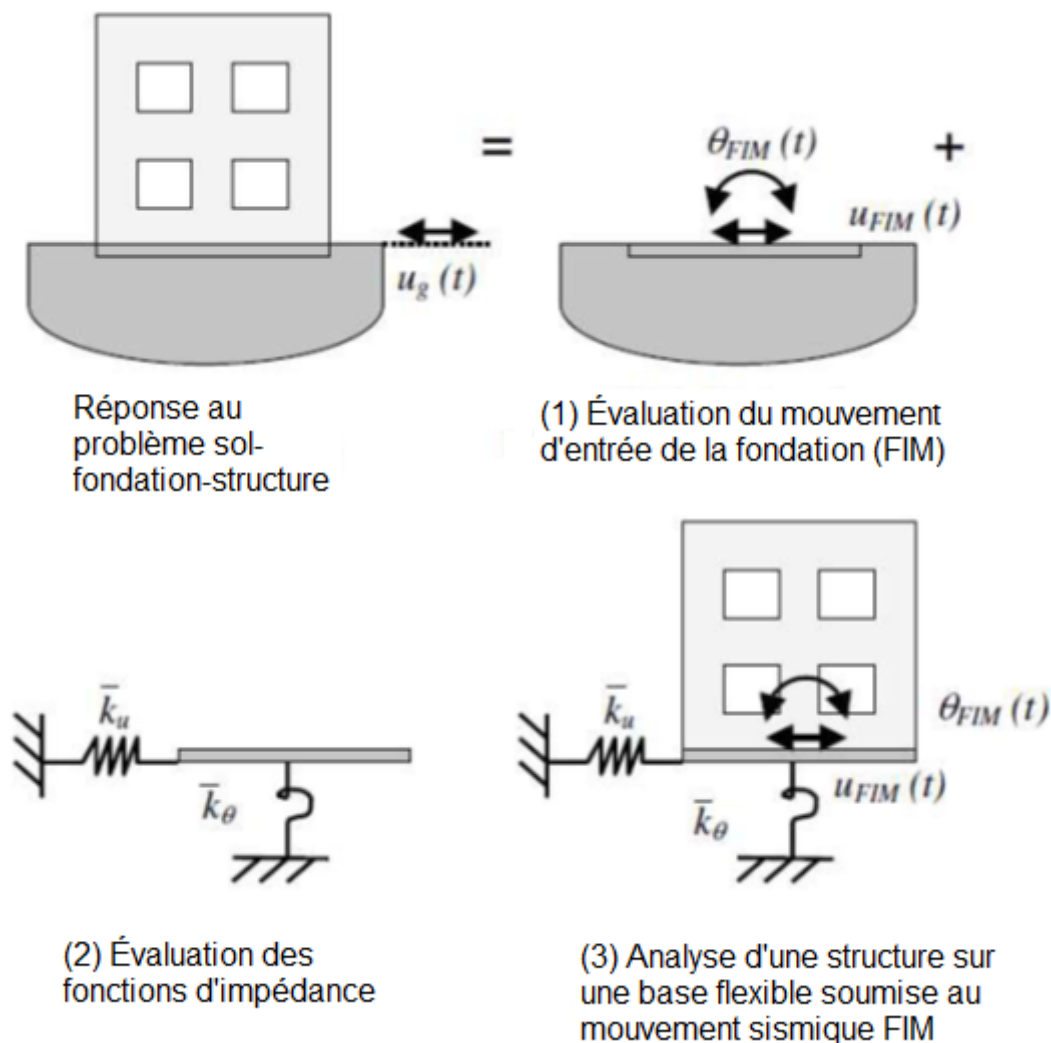


Figure 2.4 : illustration schématique de l'approche sous-structure (NIST 2012).

### 2.3.3. ANALYSE DANS LE DOMAINE TEMPOREL

Dans l'analyse temporelle de l'interaction sol-structure, les méthodes numériques permettent de résoudre les équations de mouvement de façon incrémentale à chaque pas de temps, capturant ainsi les réponses dynamiques de la structure sous des charges sismiques. Les méthodes d'intégration numérique, comme celles de Newmark et Wilson- teta, sont souvent utilisées pour cette analyse, notamment en raison de leur capacité à gérer les non-linéarités matérielles et géométriques. Cependant, la grande complexité des modèles d'ISS, souvent caractérisés par un grand nombre de degrés de liberté, exige des ressources de calcul importantes et l'optimisation des méthodes de résolution pour garantir des résultats précis.

### 2.3.4. ANALYSE DANS LE DOMAINE FREQUENTIEL

Dans une analyse de l'interaction sol-structure dans le domaine fréquentiel, on tire parti de la dépendance de la fonction d'impédance vis-à-vis de la fréquence, ce qui rend cette approche particulièrement adaptée aux méthodes des sous-structures. Dans cette méthode, les

données initialement temporelles, souvent en forme de séries sismiques, sont transformées par une transformée de Fourier pour décomposer le signal en composantes harmoniques. Chacune de ces composantes est caractérisée par une amplitude, un angle de phase et une fréquence unique, permettant de mieux comprendre comment chaque fréquence individuelle affecte la structure. Ensuite, la réponse dynamique de la structure est analysée séparément pour chaque fréquence, ce qui permet de calculer l'influence spécifique des différentes composantes harmoniques sur le comportement global de l'ISS. En fin de processus, on utilise la transformée de Fourier inverse pour ramener les réponses dans le domaine temporel, reconstituant ainsi la réponse globale de la structure au signal d'origine. Toutefois, cette méthode reste limitée aux systèmes linéaires, excluant donc les comportements non linéaires.

### **2.3.5. COMPARAISON ENTRE LA METHODE GLOBALE ET LA METHODE DES SOUS-STRUCTURES**

Il existe plusieurs différences entre les deux méthodes, notamment en termes de précision et d'efficacité. De nombreux chercheurs ont adopté l'approche des sous-structures pour l'analyse de l'ISS (Mylonakis et al., 2006 ; Givens, 2013 ; Hassani et al., 2018 ; Mercado et al., 2020 ; Oz et al., 2020), car cette méthode ne requiert pas la discrétisation du milieu semi-infini du sol, ce qui la rend plus efficace sur le plan calcul et nécessite moins de temps pour résoudre le problème par rapport à l'approche directe. De plus, dans l'approche des sous-structures, les effets de l'inertie et les interactions cinématiques peuvent être séparés et calculés individuellement. Cependant, des études récentes ont remis en question la précision de l'approche des sous-structures. Selon Jahromi et al. (2008) ainsi que Asli et al. (2019), cette méthode ne parvient pas à traiter de manière précise la non-linéarité matérielle et géométrique. Une étude menée par Rahmani et al. (2016) a conclu que cette méthode est trop simplificatrice pour capturer les principaux mécanismes de l'ISS, car elle surestime les efforts de dimensionnement et les déplacements au sommet de la structure. Mercado et al. (2020) ont également noté que l'approche des sous-structures entraîne une demande accrue de dérive inter-étages dans la structure par rapport à l'approche directe. Par conséquent, pour les systèmes plus complexes, il est nécessaire d'utiliser des modèles plus sophistiqués (approche directe) où la non-linéarité du sol et de la structure sont prises en compte. Cependant, pour parvenir à une conclusion plus générale sur les performances des méthodes des sous-structures dans divers problèmes d'ISS pour les bâtiments, une étude approfondie est nécessaire, en tenant notamment compte des effets de la non-linéarité structurelle.

## **2.4. METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE**

### **2.4.1. METHODES ANALYTIQUES**

Au cours du 19<sup>ème</sup> siècle et du début du 20<sup>ème</sup> siècle, un certain nombre de scientifiques, principalement des mathématiciens mais aussi des ingénieurs, ont fourni le cadre théorique ainsi que les solutions fondamentales, c'est-à-dire des expressions analytiques qui ont permis le développement de l'ISS et la mise au point de solutions plus complexes. Cependant, ces méthodes analytiques ne sont plus utilisées en raison de leur complexité et des coûts de calcul élevés (Awchat et al. 2022).

## 2.4.2. METHODES NUMERIQUES

La méthode numérique s'est largement développée avec l'avènement de l'ordinateur au milieu des années 1960 - 1970, s'écartant radicalement des méthodes analytiques (Kausel 2010). Les méthodes numériques sont fortement recommandées pour obtenir des résultats précis et pratiques dans l'analyse dynamique des sols et des structures.

Les principales méthodes de calcul utilisées dans les études de l'ISS sont : la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, et la méthode des éléments de frontière.

### 2.4.2.1. Méthode des éléments finis et méthode des différences finies

Elles sont largement utilisées en génie civil, car elles permettent de discrétiser un continuum en une série d'éléments de taille limitée. Elles simulent avec précision la mécanique des sols et des structures, même dans des géométries complexes, en tenant compte des phénomènes linéaires et non linéaires de ces éléments. Divers logiciels basés sur les méthodes des éléments finis et des différences finies ont été employés dans différentes recherches relatives à l'ISS. Jha et al. (2015) ont évalué les effets de l'ISS sur des bâtiments à plusieurs étages en utilisant le code Ansys. Badry et al. (2016) ont examiné l'impact de l'ISS sur des bâtiments asymétriques lors du tremblement de terre au Népal en 2015, en utilisant le code C++. Forcellini (2018) a utilisé le logiciel d'éléments finis OpenSees pour étudier les effets de l'ISS sur un bâtiment, tenant compte de la non-linéarité hystérétique et des modèles de plasticité avancés du sol. Samanta et al. (2018) ont analysé des gratte-ciels avec et sans étages flexibles, reposant sur des pieux, en considérant l'ISS avec le logiciel SAP2000. Al-Isawi et al. (2019) ont développé un programme d'éléments finis en utilisant Abaqus, validé par un essai sur une table vibrante impliquant une superstructure reposant sur des pieux. Golafshani et al. (2023) ont étudié l'effet de l'ISS sur un bâtiment de moyenne hauteur reposant sur un sol meuble en utilisant le logiciel de différence finie FLAC.

Ces méthodes présentent certaines restrictions, notamment la difficulté à choisir la taille appropriée des éléments et à définir les conditions aux limites adéquates pour une propagation et une transmission efficaces des ondes sismiques. En effet, pour tenir compte de l'amortissement de rayonnement dans un espace restreint, diverses limitations ont été élaborées pour réduire l'échelle du sol, bien que celle-ci doive en réalité être suffisamment grande pour un bon rayonnement. Cependant, cette exigence entraîne une consommation de temps et de mémoire considérable des ordinateurs. Ces limitations comprennent : la limite visqueuse de Lysmer & Kuhlemeyer en 1969, la frontière cohérente de Lysmer & Waas en 1972, la frontière de superposition de Smith en 1974, la frontière unifiée de White et al. en 1977, la frontière paraxiale d'Engquist & Majda en 1977, la limite de transmission de Liao & Wong en 1982, et la limite des ressorts visqueux de Deeks & Randolph en 1994.

Dans ces méthodes, le domaine d'étude est subdivisé en petits éléments interconnectés, permettant de modéliser le système sous forme de points nodaux reliés entre eux. La méthode des éléments finis génère une matrice de rigidité globale en combinant les matrices individuelles des éléments. Cependant, elle est moins couramment utilisée en raison de la nécessité de recalculer les équations du mouvement à chaque pas de temps. En revanche, la méthode des différences finies s'avère plus efficace en termes de calcul en raison de la régénération plus efficace des équations du mouvement à chaque pas de temps. Les principes fondamentaux de ces deux méthodes ont été présentés par Desai et al. en 1973, accompagnés d'exemples d'application concrets.

### 2.4.2.2. Méthode des éléments de frontière

Cette méthode, développée après la méthode des éléments finis, repose sur la discrétisation uniquement de la limite du domaine, ce qui permet de satisfaire automatiquement la condition de rayonnement (Manolis et al., 1988). En d'autres termes, seule la surface du problème est discrétisée au lieu de l'intégralité du domaine, ce qui élimine le besoin de recourir à des limites sophistiquées non réfléchissantes pour satisfaire la condition de rayonnement. Par conséquent, cela réduit le nombre de degrés de liberté et le temps de calcul. Cette méthode est très appréciée des chercheurs pour son cadre de calcul attrayant, surtout dans le contexte de problèmes situés dans des domaines infinis. Néanmoins, elle présente certaines limitations, notamment son application dans des milieux hétérogènes et anisotropes (Wolf & Deeks 2004), ainsi que dans des cas impliquant des problèmes non linéaires (Lou et al. 2011).

### 2.4.3. METHODES EXPERIMENTALES

Après les méthodes analytiques, des approches expérimentales ont été menées, telles que les essais sur table vibrante (Figure 2.5) et en centrifugeuse dynamique. Les problèmes liés à l'ISS ont été étudiés expérimentalement dans de nombreux cas. En 1999, Boulanger et al. ont mené une série d'essais dynamiques en centrifugeuse sur deux structures différentes soutenues par un seul pieu enfoncé dans un profil de sol composé d'argile tendre recouvrant du sable dense. Le système a été soumis à neuf excitations sismiques. L'objectif de l'étude était de valider et de comparer les résultats des analyses dynamiques p-y avec les réponses enregistrées lors des tests en centrifugeuse. Cette validation a montré que les analyses dynamiques p-y étaient capables de capturer de manière fiable les effets d'interaction sol-pieu-structure sur une large gamme de conditions sismiques. En 2015, Durante et al. ont étudié l'effet dynamique sur plusieurs modèles réduits d'oscillateurs connectés à un ou plusieurs groupes de pieux encastrés dans un dépôt en bicouche, en utilisant la table vibrante. Les résultats ont montré que les effets d'inertie influencent significativement la réponse des pieux, surtout en conditions de résonance. En 2018, Zangeneh et al. ont examiné expérimentalement l'effet de l'ISS à grande échelle en réalisant un essai de vibration contrôlée sur un pont à portique à taille réelle afin de déterminer les propriétés modales du système. Les résultats ont montré que le sol contribue significativement à l'amortissement global du système.



**Figure 2.5 :** Photographie d'un modèle prototype pour le test sur table vibrante (Lu et al. 2004).

## 2.5. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté les fondements techniques de l'interaction sol-structure, en exposant les principes qui gouvernent ce phénomène ainsi que les principales méthodes utilisées pour l'analyser. Les mécanismes d'interaction cinématique et inertielle ont été introduits comme les composantes fondamentales de l'ISS. Les approches classiques de résolution, notamment la méthode directe et la méthode des sous-structures, ont été décrites en précisant leurs domaines d'application, leurs avantages et leurs limites. Les différentes techniques d'analyses, qu'elles soient analytiques, numériques ou expérimentales, ont également été abordées, de même les paramètres physiques et mécaniques influençant la réponse couplée du sol et de la structure.

Ce socle théorique nous permet, dans les chapitres suivants, d'aborder des cas d'application concrets à travers des simulations numériques, en évaluant l'influence des propriétés du sol et des structures sur la réponse globale du système sol-fondation-structure. Pour mener ces analyses, l'approche retenue dans cette thèse est l'approche directe, également appelée approche globale. Celle-ci repose sur la méthode des différences finies mise en œuvre à l'aide du logiciel FLAC2D, et permet de modéliser l'ensemble du système en tenant compte des interactions dynamiques entre ses différentes composantes. Ce cadre de modélisation a été élaboré conformément aux prescriptions du code parasismique algérien, garantissant ainsi la cohérence des hypothèses adoptées avec les exigences normatives. Le choix de l'approche directe s'appuie sur sa capacité à représenter de manière unifiée et réaliste les mécanismes d'interaction sol-structure, offrant ainsi une lecture complète du comportement du système soumis à des sollicitations sismiques.

---

## **CHAPITRE 3**

**REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES TRAVAUX ANTERIEURS**

---

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES  
TRAVAUX ANTERIEURS

### 3.1. INTRODUCTION

La compréhension des mécanismes associés à l'interaction sol-structure (ISS) est essentielle pour l'analyse sismique des structures, notamment lorsque celles-ci sont fondées sur des sols flexibles. En effet, l'ISS modifie les caractéristiques dynamiques des structures, telles que les périodes propres et les modes de vibration, influençant ainsi leur comportement global face aux séismes. En raison de son importance et de sa complexité, l'ISS a fait l'objet de nombreuses études scientifiques.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des recherches consacrées aux effets de l'ISS, en se concentrant sur les travaux ayant étudié son impact sur les réponses dynamiques et sismiques des structures. L'état actuel de l'intégration de l'ISS dans les codes de construction à l'échelle internationale est également abordé.

### 3.2. REVUE DE LA LITTERATURE

L'évolution de l'interaction sol-structure trouve ses origines à la fin du 19<sup>ème</sup> et au début du 20<sup>ème</sup> siècle, période marquée par l'émergence des solutions fondamentales ou des fonctions de Green, développées par des mathématiciens et des ingénieurs. Ces solutions fondamentales fournissent une représentation de la réaction d'un solide soumis à une source ponctuelle, qu'elle soit statique ou dynamique. Ces avancées ont non seulement facilité le développement de l'interaction sol-structure, mais ont également permis l'élaboration de méthodes plus sophistiquées, telles que la méthode des éléments de frontières, qui est largement employée de nos jours.

Par la suite, l'étude pionnière de Reissner (1936) a inauguré l'ère de l'interaction sol-structure, explorant le comportement des demi-espaces élastiques de disques circulaires soumis à une charge verticale harmonique temporelle. Bien que cette étude ait été menée sans l'assistance des ordinateurs, elle a abouti à des avancées notables, notamment dans la compréhension de phénomènes tels que l'amortissement par rayonnement et l'amortisseur à ressort de masse équivalente.

Les contributions de Veletsos & Wei (1971), ainsi que celles de Luco & Westmann (1971, 1972), ont également été significatives dans le développement de l'interaction sol-structure. Ils ont proposé des solutions pour les problèmes impliquant des plaques circulaires supportées par un demi-espace élastique, soumises à une excitation dynamique sur une large gamme de

fréquences et pour divers coefficients de Poisson. Ces travaux ont marqué l'avènement de l'ère contemporaine de l'interaction sol-structure.

Ces études ont suscité un vif intérêt parmi de nombreux chercheurs, entraînant une progression rapide et notable dans ce domaine de recherche. Veletsos & Meek (1974) ont apporté une contribution significative à l'interaction sol-structure en étudiant le comportement dynamique des systèmes de fondation des bâtiments. Leur étude portait sur des structures au comportement linéaires dotées d'un amortissement visqueux, appuyées sur une fondation à la surface d'un demi-espace homogène élastique linéaire et soumises à une excitation à la base. Pour évaluer la réponse du système, ils ont appliqué la transformée de Fourier. Leurs conclusions ont souligné l'importance de prendre en compte l'ISS dans la conception des structures, car elle influe sur leurs réponses dynamiques en altérant la fréquence de résonance et en modifiant l'amortissement global, ce qui peut conduire à une réduction ou à une augmentation de la déformation maximale observée au sein de la structure.

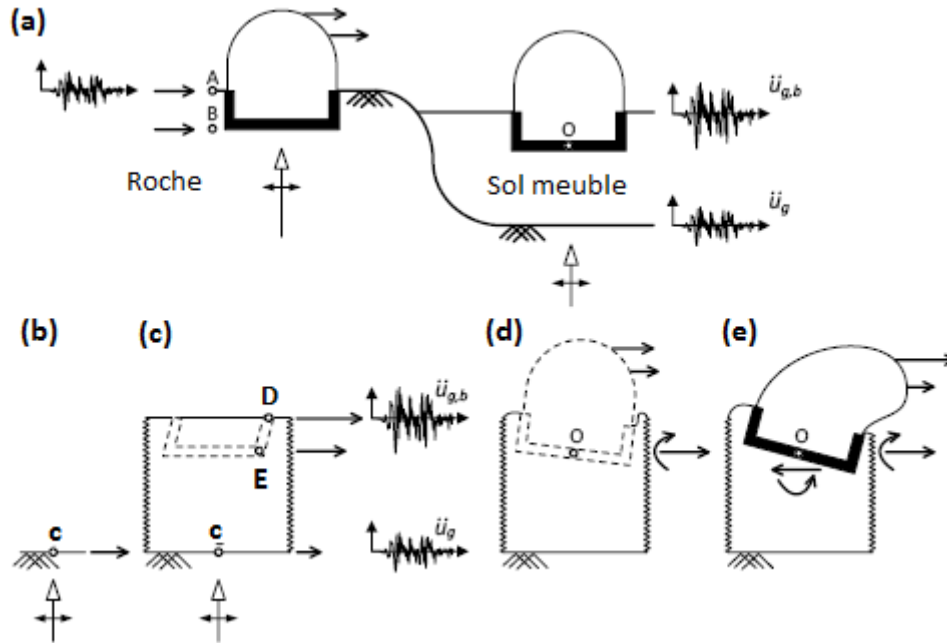
En complément, Wolf (1985) a entrepris une étude comparative de la réponse d'une structure reposant sur deux types de bases : l'une sur un rocher (base rigide) et la deuxième ancrée dans le sol (Figure 3.1.a). Cette recherche visait à comparer les réponses de ces deux bases situées à proximité l'une de l'autre. En supposant que les ondes sismiques provenant de la source du tremblement de terre se propageaient de manière similaire dans les deux domaines, l'étude a révélé que le mouvement sismique pouvait être directement appliqué à la base de la structure sur le rocher, de manière similaire au mouvement à la source. Cependant, pour la structure fondée sur le sol, le mouvement à la base différait du mouvement de la source, induisant ainsi des différences notables dans la réponse dynamique de ces deux configurations. Le chercheur a fait plusieurs observations lors de son étude. Tout d'abord, en l'absence de toute structure ou excavation sur le sol, le mouvement naturel en champ libre subit des altérations par rapport à celui provenant de la source. Ensuite, lorsqu'il n'y a pas de couche de sol au-dessus du rocher, le mouvement observé à la base de la structure est peu différent du mouvement initial provenant de la source sismique (Figure 3.1.b). Cependant, lorsque le sol recouvre le rocher, le mouvement perçu aux points D et E (Figure 3.1.c) diffère considérablement du mouvement initial provenant de la source (Point C).

Une fois la structure construite, l'auteur souligne plusieurs points importants. Premièrement, le mouvement tend généralement à être amplifié avec la présence de la structure, bien que cela puisse varier en fonction du contenu fréquentiel, entraînant ainsi un déplacement horizontal accru. Deuxièmement, la fondation rigide connaît un déplacement horizontal moyen ainsi qu'un mouvement de balancement, phénomène appelé mouvement cinématique (Figure 3.1.d). Troisièmement, les charges d'inertie structurelles induisent un moment de renversement et un cisaillement transversal, modifiant et impactant à leur tour les mouvements à la base, désignés sous le terme d'interaction inertielle (Figure 3.3.e). Ces interactions engendrent des déformations dans les sols et modifient les caractéristiques du mouvement observé à la base de la structure.

Les implications majeures de l'intégration de l'interaction sol-structure selon Wolf (1985) sont les suivantes :

- 1- *L'amplification du mouvement d'entrée* : dans de nombreux cas, le mouvement appliqué au système sol-structure est amplifié par rapport au mouvement naturel en champ libre. Cette amplification conduit à l'apparition d'une composante de balancement, expliquant ainsi pourquoi les structures fondées sur des sols subissent souvent davantage de dommages lors des séismes par rapport à celles bâties sur des fondations rocheuses avoisinantes.

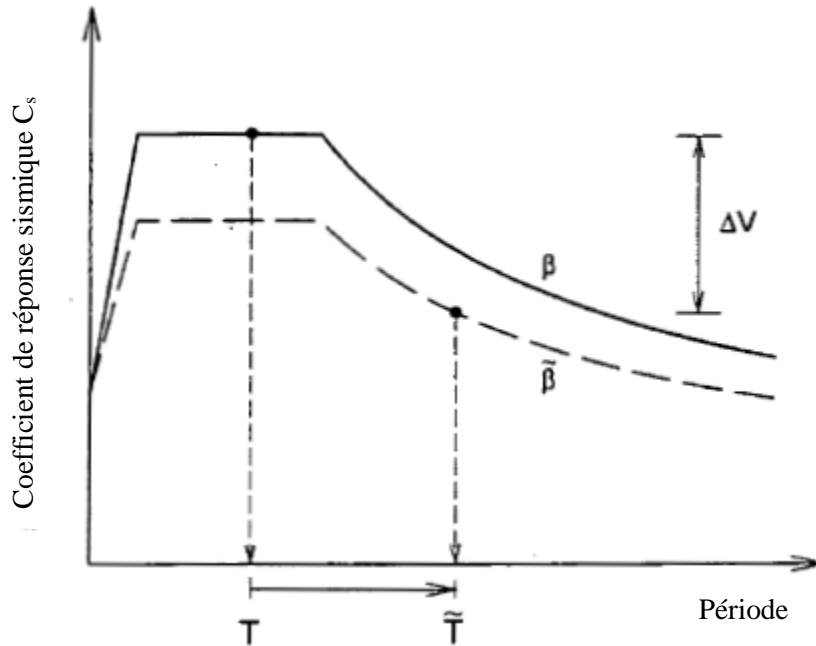
- 2- *L'augmentation de la flexibilité due au sol* : la présence du sol rend le système plus flexible, entraînant une réduction significative de la fréquence fondamentale par rapport au cas où la structure serait directement fondée sur une base rigide.
- 3- *L'augmentation de l'amortissement* : l'émission d'énergie par des ondes se propageant loin de la structure induit une augmentation de l'amortissement global du système. Cette radiation d'énergie contribue à modifier les caractéristiques d'amortissement du système sol-structure.



**Figure 3.1** : Réponse sismique d'une structure fondée sur la roche et sur le sol : (a) Sites ; (b) affleurement rocheux ; (c) champ libre ; (d) interaction cinématique ; (e) interaction inertielle (Wolf,1985).

Les recherches additionnelles sur l'interaction sol-structure ont apporté des informations supplémentaires sur les comportements complexes des systèmes de fondation et des structures interagissant avec le sol lors d'événements sismiques. Noorzaei et al. (1992) ont mis en évidence l'influence de la rigidité du sol sur les déplacements latéraux et les tassements différentiels, ainsi que sur les moments de flexion dans la superstructure. Parallèlement, les travaux de Wolf & Deeks (2004) ont identifié quatre effets majeurs de l'ISS sur la réponse structurelle, soulignant notamment l'augmentation de la période naturelle, l'amortissement du système, les déplacements latéraux de la structure et la variation du cisaillement à la base en fonction du contenu fréquentiel du mouvement d'entrée. En revanche, Mylonakis & Gazetas (2000) ont remis en question l'approche conventionnelle en montrant que l'augmentation de la période naturelle d'une structure due à l'ISS ne garantit pas systématiquement une réponse structurelle atténuée. En effet, négliger l'interaction sol-structure était perçu comme une approche conservatrice, fondée sur trois raisons principales (Mylonakis et al., 2006). L'une des raisons principales pour laquelle l'ISS est souvent ignorée est que, lorsqu'elle est prise en compte, elle tend à augmenter la période naturelle de la structure. Ce phénomène déplace la période fondamentale du bâtiment vers des zones de plus longue période dans le spectre de réponse (Figure 3.2), où les valeurs de pseudo-accelération sont généralement plus faibles. Cela permet à l'ingénieur de concevoir la structure avec des efforts réduits. Ainsi, si la période à base fixe est utilisée, l'ingénieur pourrait considérer avoir conçu la structure de manière plus conservatrice, en utilisant un effort de conception plus élevé que celui qui aurait été nécessaire si l'interaction sol-structure avait été prise en compte. Une autre raison réside dans le fait que

le sol, en raison de ses propriétés non linéaires et de sa flexibilité, joue un rôle d'amortisseur supplémentaire. Cette dissipation d'énergie, présente dans les analyses qui prennent en compte le sol, n'est pas prise en compte dans les modèles à base fixe. Enfin, l'utilisation des coefficients de modification de la réponse ( $R$ ) permet de réduire la charge sismique estimée à partir de la réponse élastique, conduisant à des forces considérées comme plus réalistes pour la conception des structures, ces valeurs réduites étant couramment appliquées dans les pratiques de conception (ATC-2003).



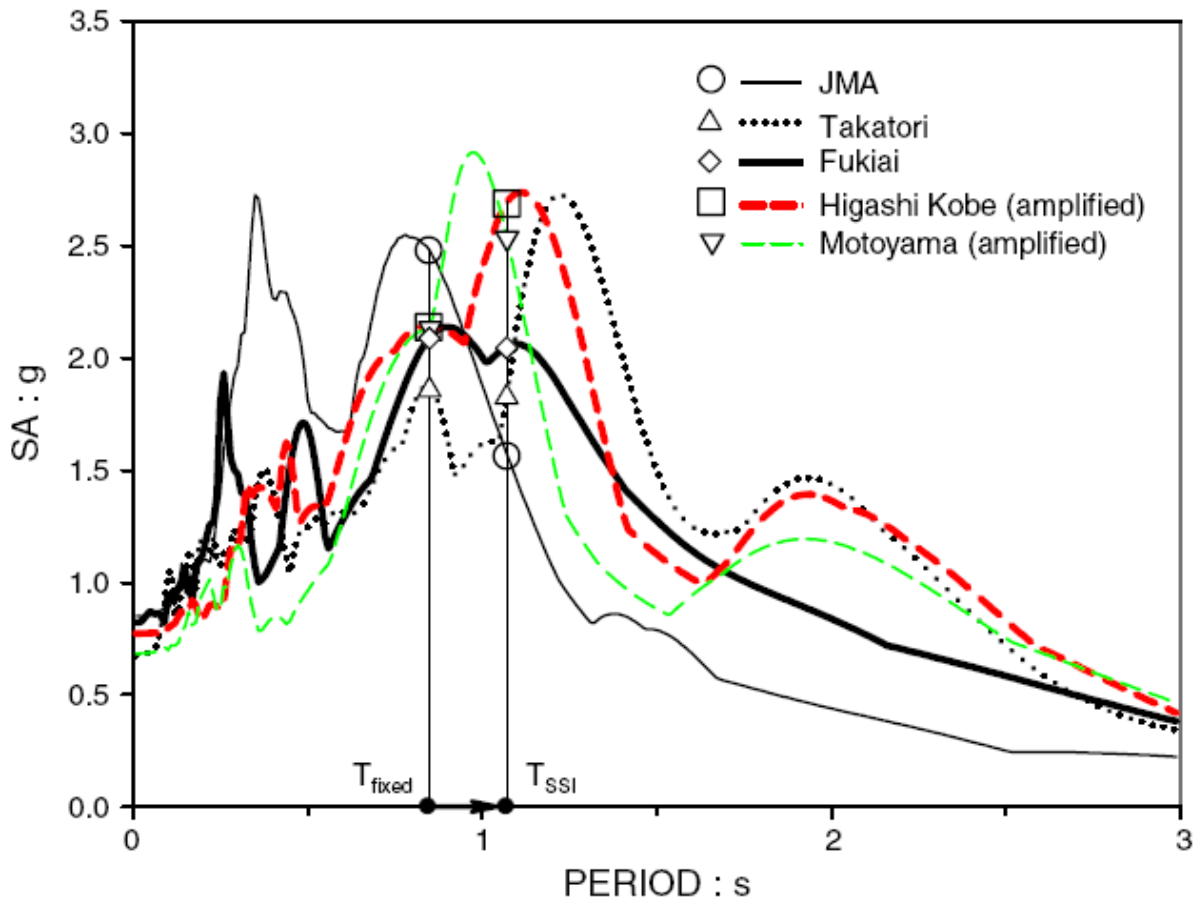
**Figure 3.2 :** Réduction de l'effort tranchant à la base, recommandée par le code sismique NERHP-1997 (Mylonakis & Gazetas, 2000).

Cependant, ignorer l'interaction sol-structure ne peut pas être systématiquement qualifié d'approche conservatrice, comme l'indique un commentaire du NEHRP concernant le FEMA P-750 : "La dépendance de la réponse vis-à-vis du système structure-fondation-sol est appelée interaction sol-structure. Ces interactions conduiront généralement, mais pas toujours, à une réduction de l'effort à la base." Dans certains cas, l'allongement de la période d'un bâtiment dû à l'ISS peut le placer dans une zone de réponse spectrale plus élevée que celles à base fixe, et peut également entraîner la structure dans des conditions de résonance avec la colonne du sol.

Par exemple, à Mexico en 1985, les bâtiments sur un sol alluvial profond ont subi des dégâts importants, car leur période était proche de la fréquence résonnante du sol, entraînant des secousses beaucoup plus fortes que celles prévues par les normes de conception (Avilés & Pérez-Rocha, 1998).

Lors du séisme de Kobe en 1995, l'effondrement dramatique du viaduc de la Hanshin Expressway, long de 630 mètres, a servi de cas d'étude pour comprendre l'influence de l'ISS sur la performance d'une structure. L'étude de cet incident par Mylonakis et al. (2006) a permis d'identifier des éléments clés concernant l'effet de l'ISS sur la période de vibration d'un pont. Cinq mouvements sismiques enregistrés près du site ont été examinés, ainsi qu'un mouvement synthétique pour compléter l'étude. Les périodes naturelles de vibration à base fixe ( $T_{fixe}$ ) et celles d'interaction sol-structure ( $T_{ISS}$ ) d'un poteau du pont étaient estimées respectivement à 0,84 s et 1,04 s. Les spectres de réponse représentés sur la Figure 3.3, montrent que, pour certains mouvements (JMA et Fukiai), la réponse spectrale calculée avec l'ISS était plus faible que celle calculée à base fixe. Toutefois, pour d'autres mouvements (Takatori, Higashi Kobe et

Motoyama), la prise en compte de l'ISS a conduit à une amplification de la réponse. Ces résultats soulignent que dans cette situation particulière, ne pas tenir compte de l'ISS aurait sous-estimé l'intensité des secousses, ce qui n'aurait pas été une approche conservatrice.



**Figure 3.3 :** Exemple de l'effet de l'interaction sol-structure sur les réponses d'un pont lors du séisme de Tokyo en 1995. (Mylonakis & Gazetas, 2006).

Lorsque la fréquence d'interaction sol-structure coïncide avec la fréquence d'un mouvement sismique, cela peut entraîner une résonance, amplifiant les secousses au-delà des niveaux prévus dans la conception. Par ailleurs, l'influence du sol ne se limite pas à l'amortissement ; des facteurs tels que la non-linéarité du sol, le type de la fondation, ainsi que la configuration géométrique de la structure modifient l'amortissement, ce qui peut entraîner des écarts importants par rapport à la réponse calculée en supposant une base fixe (Takewaki, 1998).

Dans l'ensemble, les recherches révèlent que les effets de l'ISS peuvent être bénéfiques ou préjudiciables. Les effets bénéfiques principaux de l'ISS comprennent une augmentation de la période naturelle et du taux d'amortissement, ainsi qu'une réduction de l'effort tranchant à la base (ASCE, 2016 ; ATC, 1978 ; FEMA P-2091, 2020 ; Stewart et al., 1999). Ces avantages sont incorporés dans certains codes de conception, où des directives spécifiques sont fournies pour le calcul de la période et de l'effort tranchant à la base, en tenant compte de l'ISS.

Cependant, plusieurs chercheurs (Girault, 1987 ; Bhattacharya & Dutta, 2004 ; Reza Tabatabaiefar et al., 2013 ; Kraus & Džakić, 2013 ; Hokmabadi, 2014 ; Abdel Raheem et al., 2015 ; Ghandil & Behnamfar, 2017 ; Fatahi et al., 2018) ont remis en question l'hypothèse courante selon laquelle l'ISS entraîne systématiquement un allongement de la période naturelle et une diminution des efforts internes. Selon ces auteurs, les effets préjudiciables majeurs de l'ISS incluent une augmentation de la demande de ductilité, des déplacements latéraux et inter-

étages accrus, une augmentation de la déformation inélastique des éléments structurels, ainsi que le balancement et le tassement des fondations. Par ailleurs, l'amplification du mouvement du sol et la résonance du site sont également répertoriées parmi les effets préjudiciables de l'ISS, car l'amplification du site ainsi que la concordance entre la période naturelle des structures et le mouvement du sol peuvent entraîner une résonance dans plusieurs structures, provoquant ainsi des dommages significatifs, comme le soulignent Scholl (1989) et Mylonakis & Gazetas (2000).

### **3.2.1. RECHERCHES CONTEMPORAINES SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE ET SON IMPACT SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BATIMENT**

L'interaction sol-structure a suscité l'intérêt de nombreux chercheurs en raison de sa nature complexe et de ses implications dans la conception des infrastructures. Ces dernières décennies ont vu des avancées rapides dans les recherches dans ce domaine, largement stimulées par les demandes croissantes de l'industrie nucléaire. Ce domaine d'étude s'est diversifié, attirant l'attention des chercheurs sur une multitude de structures, un développement grandement facilité par l'accès à des plateformes informatiques robustes et performantes.

À titre d'exemple, le travail de Hatzigeorgiou & Beskos (2010) s'est concentré sur l'impact de l'ISS sur la réponse dynamique des tunnels à revêtement tridimensionnel. Leur étude a pris en compte le comportement inélastique du revêtement en béton ainsi que celui du sol de type roche tendre. Ils ont conclu que l'effet de l'ISS sur les tunnels linéaires tridimensionnels construits sur des roches tendres est négligeable, du moins du moins pour les cas étudiés. De même, Carbonari et al. (2017) ont étudié l'effet de différentes configurations géométriques de groupes de pieux et de leurs inclinaisons sur la réponse sismique d'un pont, intégrant l'effet de l'ISS lors des analyses fréquentielles basées sur une approche directe. Les résultats ont révélé que l'inclinaison des pieux a un impact majeur sur les déplacements de la superstructure et les efforts qu'elle subit. De plus, les méthodes de conception conventionnelles ne permettent pas de prédire de manière fiable ces paramètres dans la superstructure. Li et al. (2017), ont quant à eux, examiné la réponse sismique d'un pont à haubans implanté dans des zones de faille, en étudiant les effets de l'interaction sol-structure à travers deux modèles distincts : un pont à base fixe et un autre prenant en compte les effets de l'ISS selon quatre angles d'orientation différents par rapport à la direction de la faille. Les résultats ont montré que l'ISS influence de manière significative la réponse sismique des ponts à haubans, entraînant une réduction des fréquences modales, en particulier pour les modes supérieurs, ce qui modifie les formes dominantes de vibration. En outre, elle augmente les réponses structurelles, telles que le cisaillement à la base et la déformation, rendant la structure plus flexible par rapport aux modèles à base fixe. Enfin, Zuo et al. (2018) ont étudié l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des éoliennes offshore, tenant compte des conditions de stationnement et de fonctionnement. Ils ont remarqué que l'ISS affecte les caractéristiques de vibration des éoliennes offshore. Ces études illustrent la diversité des applications de l'ISS, son rôle crucial dans la compréhension des réponses dynamiques de diverses structures, et son adaptation à des contextes variés.

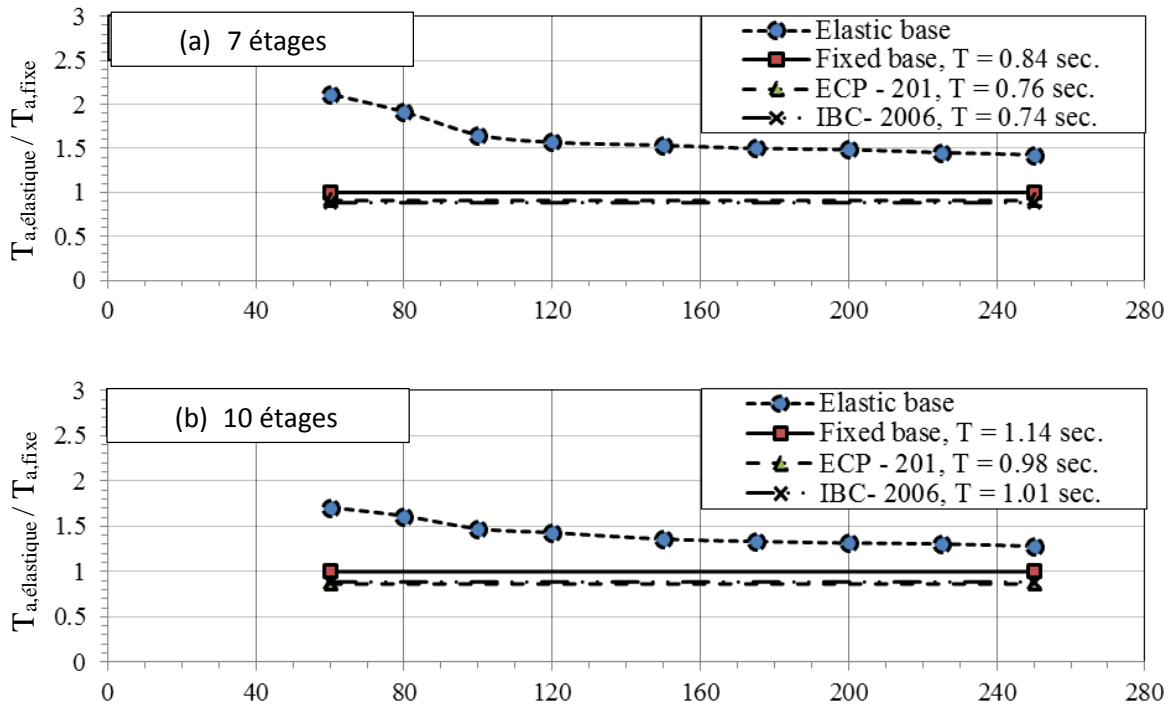
Conjointement, l'impact de l'interaction sol-structure sur les structures en bâtiment a été l'objet de nombreuses investigations, comme celles répertoriées dans le Tableau 3.1 (voir page 37). Ces recherches ont examiné en détail les mécanismes sous-jacents des effets de l'interaction sol-structure sur la réaction des structures en fonction de divers paramètres, notamment ceux relevant de la demande d'ingénierie tels que l'effort tranchant à la base et aux différents étages, les déplacements latéraux et inter-étages, l'accélération maximale, ainsi que les caractéristiques modales telles que la fréquence et l'amortissement, qui peuvent influencer le comportement global d'une structure. Les sections suivantes présentent ces principaux effets.

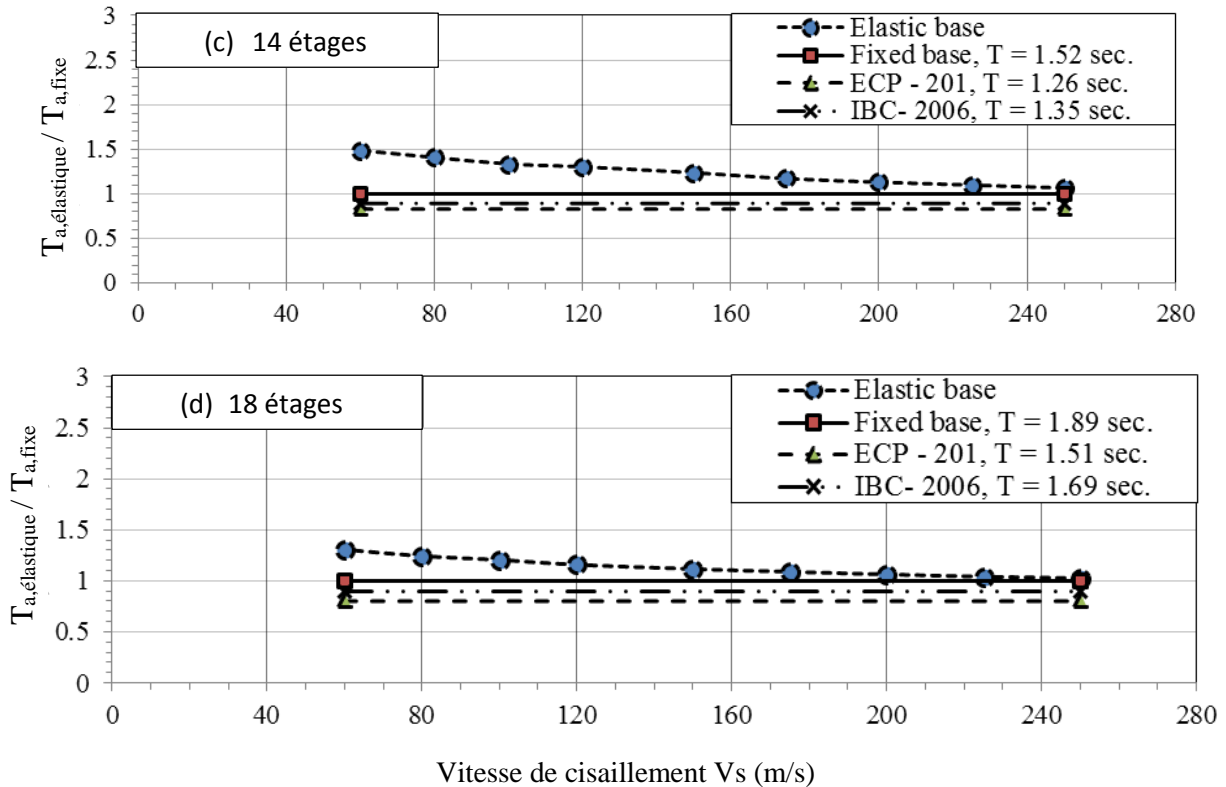
### 3.2.1.1. Effet de l'ISS sur les propriétés modales des structures en bâtiment

L'interaction sol-structure peut-être résumée en deux effets.

- 1) Le premier effet est la modification des caractéristiques dynamiques de la structure. En effet, l'ISS tend à réduire les fréquences naturelles de la structure, car la flexibilité du sol ajoute une flexibilité supplémentaire au système global.

A titre d'exemple, Ramadan et al. (2012) ont étudié l'effet de l'ISS sur les caractéristiques dynamiques et la réponse sismique de portiques en béton armé résistants aux moments. Leur travail portait sur des bâtiments de hauteurs variées (7, 10, 14 et 18 étages) construits sur des sols non cohésifs, avec des vitesses d'ondes de cisaillement allant de faibles à élevées. Dans cette, ils ont utilisé deux forts mouvements du sol : Kobe (1995) et Victoria (1980), et ont appliqué la méthode directe à l'aide du logiciel OPENSEES. L'élément "NonlinearBeamColumn" de la bibliothèque de matériaux OPENSEES est utilisé pour modéliser tous les éléments de la structure et le matériau, et le matériau « PressureDependMultiYield » a été choisi pour représenter les éléments du sol, définissant le comportement non linéaire du milieu. Les résultats ont montré que l'ISS est souvent sous-estimée pour les sols ayant des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 60 et 250  $m/s$ . En négligeant l'ISS, la période fondamentale a été sous-estimée de manière significative : jusqu'à 53 %, 43 %, 33 % et 25 % pour les bâtiments de 7, 10, 14 et 18 étages, respectivement. Cependant, pour les bâtiments de 14 étages ou plus, l'impact de l'ISS sur la période fondamentale devient négligeable pour des sols avec une vitesse d'ondes de cisaillement supérieure à 250  $m/s$  (Figure 3.4).

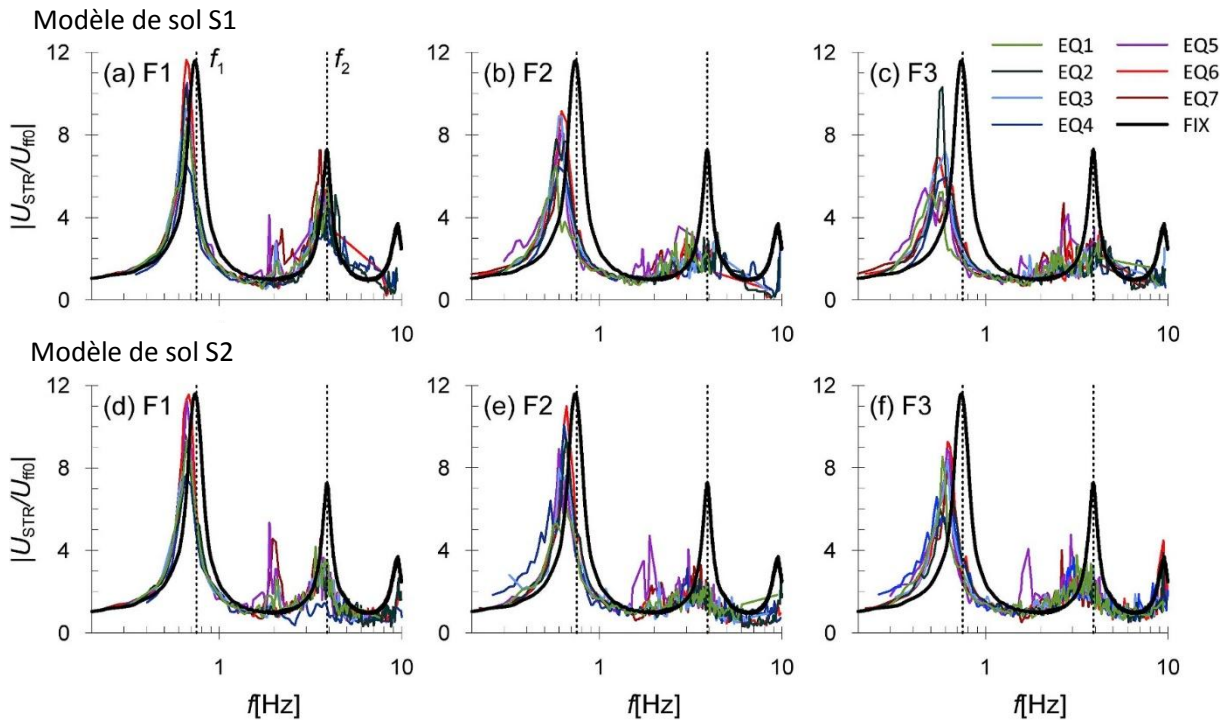




**Figure 3.4 :** Effet de la vitesse de cisaillement du sol ( $V_s$ ) sur la période fondamentale des bâtiments de hauteurs variables : a) 7 étages ; b) 10 étages ; c) 14 étages ; d) 18 étages (Ramadan et al. 2012).

- 2) Le deuxième effet concerne l'augmentation de l'amortissement du système structurel en raison de l'ajout d'un amortissement par rayonnement. Ces effets dépendent de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques mécaniques des couches de sol, les propriétés des matériaux, les caractéristiques des mouvements sismiques et la fréquence propre de la structure.

L'étude menée par Scarfone et al. (2020), qui examine le phénomène de l'ISS à travers une modélisation numérique, illustre bien la réduction de la fréquence naturelle ainsi que l'augmentation de l'amortissement du système structurel. Cette analyse dynamique non linéaire, réalisée avec le logiciel FLAC3D, porte sur un bâtiment en béton armé de 20 étages. Deux profils stratigraphiques de sol ainsi que trois types de fondations ont été considérés : une fondation superficielle, une semi-profonde et une fondation sur pieux. Le modèle constitutif élastoplastique non linéaire de Mohr-Coulomb a été adopté pour le sol, tandis qu'un modèle élastique linéaire a été utilisé pour les fondations et les éléments structuraux. Les résultats, présentés en termes d'amplification du site, d'interaction cinématique et d'interaction inertielle, montrent que la prise en compte de l'interaction dynamique complète a conduit à une augmentation de la flexibilité ( $f_{1,ISS} < f_{1,FIX}$ ) et de l'amortissement ( $D_{ISS} > D_{FIX}$ ), en comparaison avec une structure à base fixe (Figure 3.5)

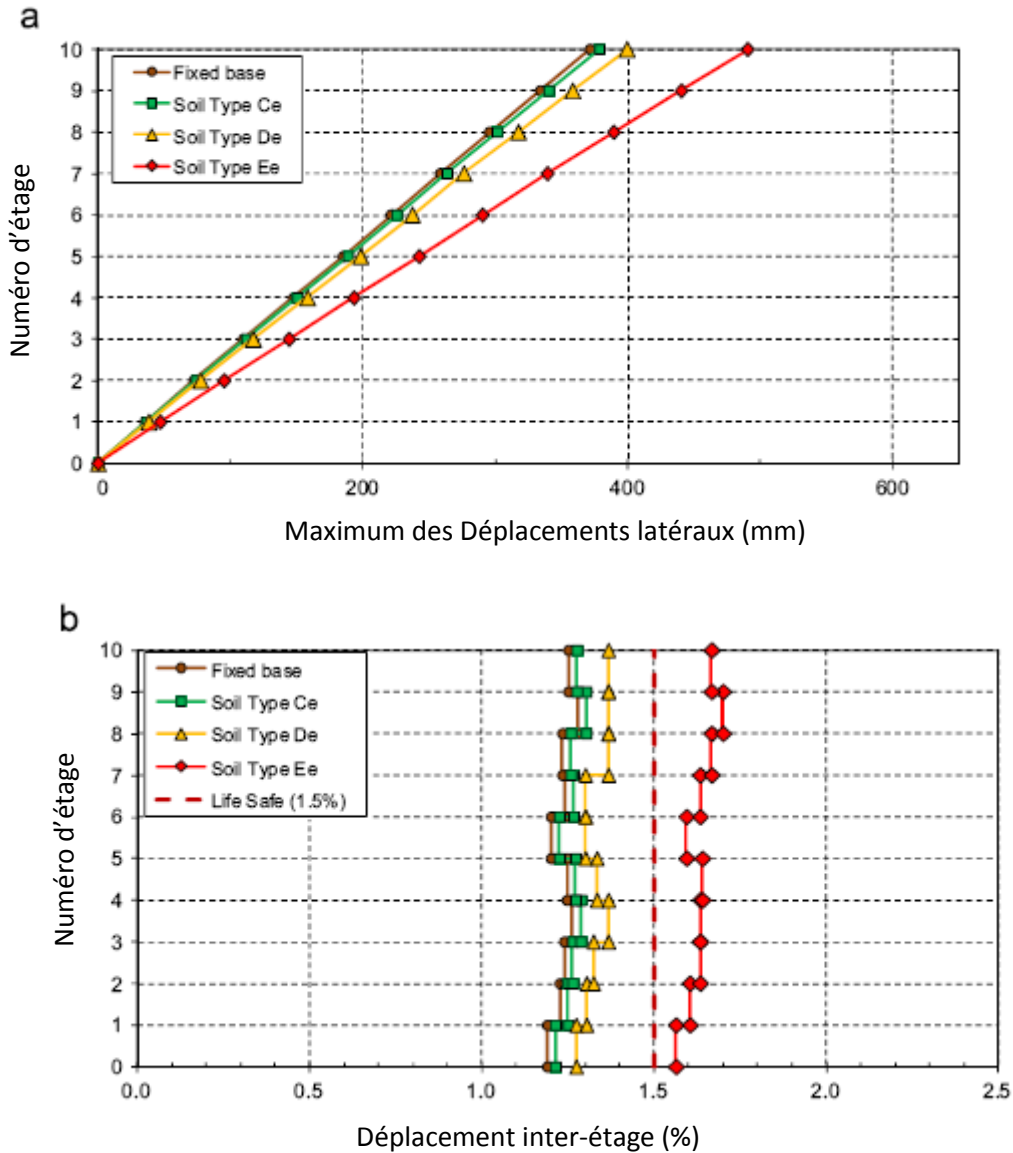


**Figure 3.5** : Fonctions de transfert entre le déplacement du toit de la structure et le mouvement en champ libre, calculées pour les modèles numériques complets sol-fondation-structure (courbes colorées) et le modèle à base fixe (courbes noires) pour les deux types de dépôt de sol et les différentes fondations considérées (Scrafone et al. 2020).

### 3.2.1.2. Effet de l'ISS sur les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages

L'un des principaux effets de l'ISS est l'augmentation des déplacements latéraux et des déplacement inter-étage (les déplacements relatifs entre deux étages consécutifs), ce qui peut être attribuée à la flexibilité du sol sous la fondation. Contrairement à l'hypothèse d'une fondation rigide où le sol ne se déforme pas de manière significative, l'ISS introduit une déformabilité au niveau du sol, ce qui permet à la fondation et à la structure de se déplacer latéralement de manière plus prononcée. Cela se traduit par une augmentation des déplacements globaux de la structure.

Cette observation a été corroborée par plusieurs études, notamment celle de Tabatabaiefar & Fatahi (2014). Ils ont simulé numériquement l'effet de l'ISS pour trois types d'ossatures inélastiques en béton armé de hauteur moyenne (5, 10 et 15 étages), en conjonction avec trois types de sols classés Ce, De et Ee, selon les normes australiennes, avec des vitesses des ondes de cisailment respectives 600, 320 et 150  $m/s$ . Le modèle constitutif de Mohr-Coulomb a été adopté pour représenter le comportement non linéaire du sol, tandis que le moment plastique a été utilisé pour simuler le comportement plastique des éléments structuraux (poteaux et poutres). Une analyse dynamique inélastique a été réalisée sous l'influence de quatre séismes différents, avec deux conditions aux limites : fondation rigide et fondation flexible. Les résultats montrent que l'ISS, en particulier pour les structures reposant sur des sols de classes De et Ee, amplifie les déplacements latéraux et les déplacements inter-étages par rapport à structure sur fondation rigide (Figure 3.6).



**Figure 3.6 :** Valeurs moyennes des résultats des analyses dynamiques inélastiques du modèle S10 (modèle à 10 étages) pour deux cas de figure : base fixe et base flexible, en considérant les trois classes de sol : (a) déplacements latéraux et (b) déplacements inter-étages (Tabatabaiefar & Fatahi 2014).

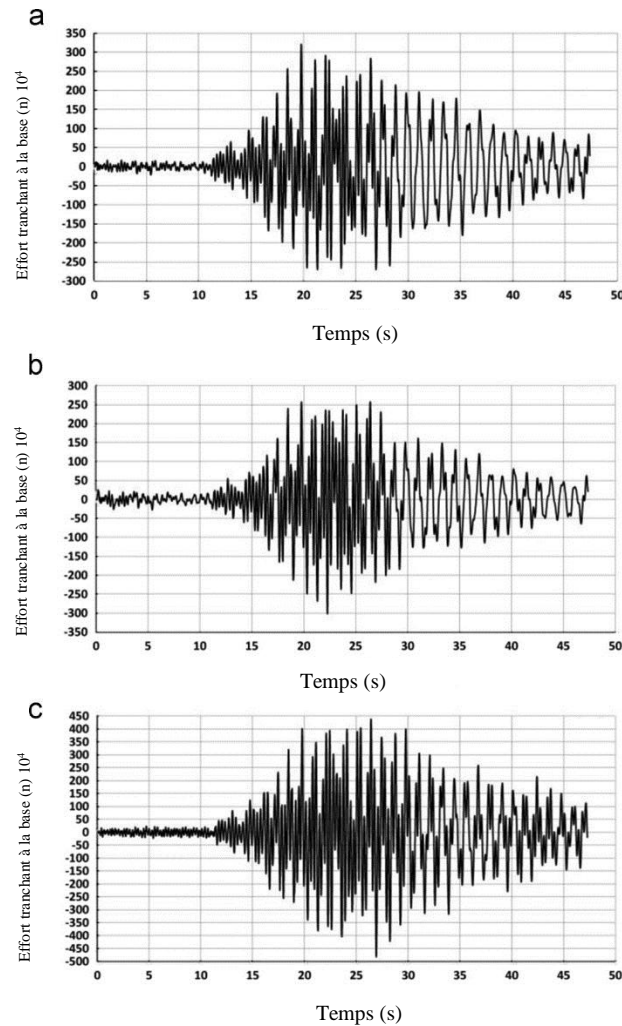
### 3.2.1.3. Effet de l'ISS sur les forces de cisaillement

L'interaction sol-structure influence considérablement les forces de cisaillement dans les structures, entraînant des variations de ces efforts en fonction des fréquences du mouvement d'entrée.

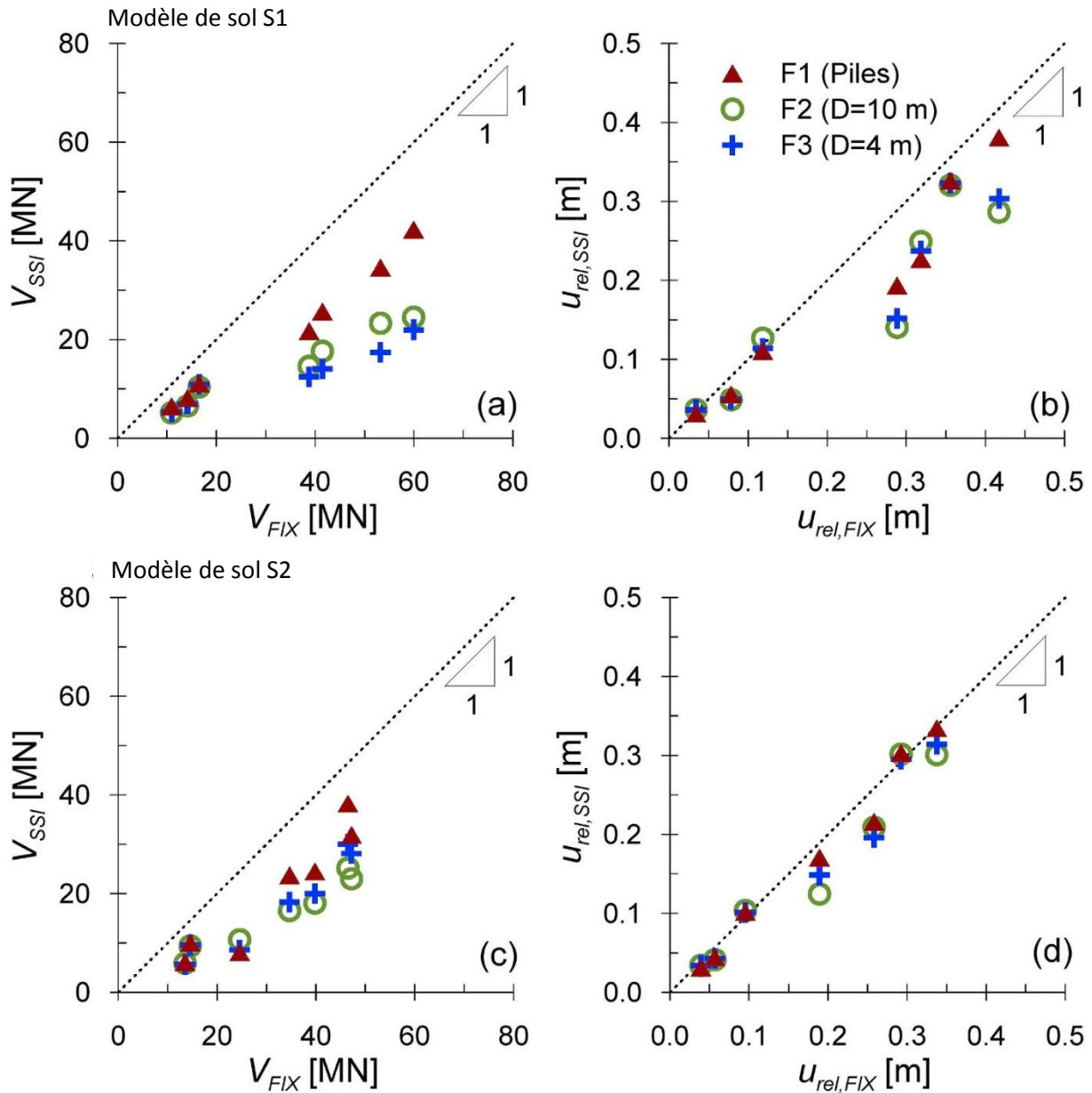
Des études récentes, telles que celles de Yeganeh et al. (2015) et de Scarfone et al. (2020), ont mis en évidence que l'ISS peut entraîner une réduction des forces de cisaillement à la base des structures.

Dans leur étude, Yeganeh et al. (2015) ont analysé les effets de l'ISS et de l'interaction excavation-structure en utilisant la méthode globale avec le logiciel de différences finies FLAC2D. Ils ont examiné une ossature en béton armé de 17 étages et 5 travées, en supposant que les éléments structuraux demeureraient élastiques tant dans les analyses statiques que dynamiques. Un seul profil de sol a été considéré, et le modèle de Mohr-Coulomb modifié a été adopté afin de représenter la non-linéarité du sol. Les résultats obtenus, en comparaison avec

ceux d'un modèle à base fixe, ont révélé que l'effort tranchant à la base dans les modèles intégrant l'ISS était inférieur à celui observé dans le modèle à base fixe. e plus, l'introduction de l'excavation a entraîné une réduction modeste des forces de cisaillement à la base par rapport aux modèles flexibles sans excavation (Figure 3.6). Cette diminution des forces de cisaillement à la base a également été confirmée par l'étude de Scarfone et al. (2020), détaillée précédemment (Figure 3.7).



**Figure 3.6 :** Evolution temporelle de l'effort tranchant à la base pendant le tremblement de terre de Kerehass : (a)modèle flexible, (b) modèle flexible avec excavation, (c) modèle à base fixe (Yeganeh et al. (2015).



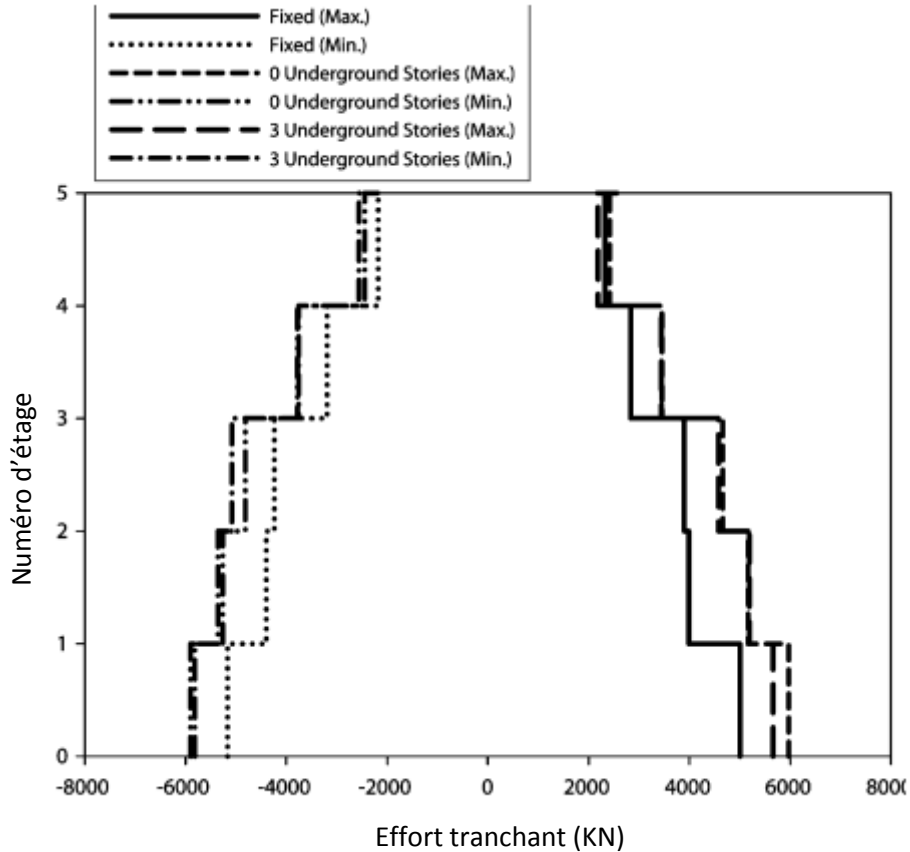
**Figure 3.6** : Comparaison entre le modèle à base fixe et les systèmes complets sol-fondation-structure en termes de (a,c) de force de cisaillement maximale à la base et, (b,d) déplacements au toit (Scarfone et al. 2020).

Cependant, il a été observé dans certains cas que l'interaction sol-structure peut entraîner une augmentation des forces de cisaillement. L'étude menée par Bhattacharya et al. (2004) explore cet effet en tenant compte de divers paramètres, tels que les conditions du sol, le nombre d'étages, le nombre de travées, le rapport de rigidité en flexion entre les colonnes et les poutres, et la fréquence d'excitation du sol. Les résultats montrent que l'ISS tend à augmenter l'effort tranchant, comme le montre le Tableau 3.2

**Tableau 3.2** : Variation de l'effort tranchant à la base pour les cadres de bâtiments reposant sur des fondations de type radier (Bhattacharya et al. (2004).

Type de sol	Type de cadre	Cisaillement à la base à l'état de base fixe (kN)	Cisaillement à la base compte tenu de la flexibilité du sol (kN)	% d'écart
<b>Souple</b>	2 travées 2 travées 2 étages	129.99	195.15	50.13
	4 travées 4 travées 2 étages	436.35	680.46	55.94
	6 travées 6 travées 2 étages	1050.76	1641.25	56.20
<b>Moyen</b>	2 travées 2 travées 2 étages	125.86	184.34	46.46
	2 travées 2 travées 3 étages	221.44	265.31	19.81
	2 travées 2 travées 4 étages	333.16	363.28	9.04
	2 travées 2 travées 5 étages	458.33	507.44	10.72
	2 travées 2 travées 6 étages	545.74	591.51	8.39
	4 travées 4 travées 2 étages	436.35	580.96	33.14
	4 travées 4 travées 6 étages	1896.54	1950.55	2.85
	6 travées 6 travées 3 étages	2360.97	2771.10	17.37
6 travées 6 travées 4 étages	3120.27	3499.71	12.16	
<b>Rigide</b>	2 travées 2 travées 2 étages	121.46	162.63	33.89
	2 travées 2 travées 4 étages	333.16	358.65	8.67
	2 travées 2 travées 6 étages	545.74	586.28	586.28
	2 travées 2 travées 7 étages	613.57	615.72	0.35
	4 travées 4 travées 2 étages	436.35	505.55	15.86
	4 travées 4 travées 7 étages	2174.59	2237.59	2.90
	6 travées 6 travées 3 étages	2360.97	2725.58	15.44
	6 travées 6 travées 4 étages	3120.27	3428.79	9.89

De même, l'étude réalisée par El Ganainy & El Naggar (2009) analyse la performance sismique des bâtiments métallique résistant au moment, de cinq, dix et quinze étages, incluant un, trois et cinq étages souterrains. Cette étude considère deux types de sol : la classe de sol C, représentant des dépôts de sol ferme, et la classe de sol E, correspondant à des dépôts de sol mou. Il a été observé que l'ISS peut avoir un impact significatif sur la performance sismique des bâtiments en terme de demande de sismique. Bien que la plupart des codes de construction postulent que l'ISS réduit généralement cette demande, il a été constaté que, dans certains, l'ISS augmentait la demande sismique (Figure 3.8).



**Figure 3.8** : Demande sismique des bâtiments de cinq étages - événement Cascadia 8.5 mis à l'échelle par un facteur de 2,2 (classe de sol E) (El Ganainy & El Naggar, M. H. 2009).

#### 3.2.1.4. Effet de l'ISS sur l'accélération des étages

En fonction des caractéristiques du sol et de la structure, l'ISS peut soit amplifier, soit atténuer les accélérations ressenties par les étages du bâtiment par rapport aux structures à base fixe. À cet égard, l'étude de Golafshani et al. (2023) démontre que les accélérations maximales observées dans les structures à base flexible sont supérieures à celles enregistrées dans les structures à base fixe, et ce, à tous les niveaux du bâtiment (Tableaux 3.3 et 3.4).

Dans cette étude, les chercheurs ont analysé des bâtiments en acier de 3 et 9 étages, modélisés à l'aide du logiciel FLAC2D pour simuler l'effet de l'ISS. Le sol pris en compte avait une vitesse de cisaillement comprise entre 200 et 260  $m/s$  et présentait un comportement élastique parfaitement plastique, basé sur la loi de Mohr-Coulomb. De plus, les éléments structuraux ont été modélisés comme étant inélastiques. Les simulations ont été réalisées en soumettant les modèles à des séismes de champ proche et champ lointain.

**Tableau 3.3 :** Accélération horizontale maximale des structures modèles à base flexible de trois étages (Golafshani et al. 2023).

	Type de séisme	Numéro du modèle	Niveau				
			Base (g)	Surface (g)	Étage 1 (g)	Étage 2 (g)	Toit (g)
Structure 3 étages à base flexible	Champ proche	Model 1	0.30	0.52	0.96	1.05	1.25
	Champ lointain	Model 2	0.29	0.48	0.56	0.64	0.72

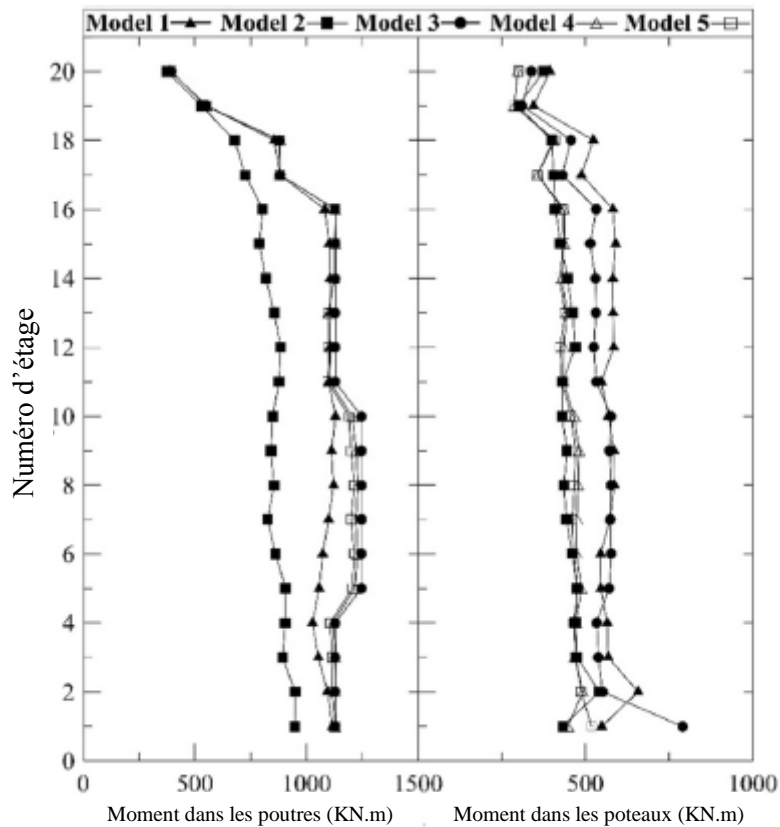
**Tableau 3.4 :** Accélération horizontale maximale des modèles à base fixe à trois étages (Golafshani et al. 2023)

	Type de séisme	Numéro du modèle	Niveau			
			Base (g)	Étage 1 (g)	Étage 2 (g)	Toit (g)
Structure 3 étages à base fixe	Champ proche	Model 5	0.30	0.59	0.46	0.57
	Champ lointain	Model 6	0.30	0.44	0.33	0.35

### 3.2.1.5. Effet de l'ISS sur la variation des moments dans les éléments structuraux

En fonction des caractéristiques du sol, de la structure et du type de fondation, l'interaction sol-structure peut entraîner des variations significatives des moments de flexion dans les éléments structuraux par rapport à une configuration à base fixe. A titre d'exemple l'étude faite par Bazaz et al. (2021) sur la performance des fondations sur pieux et leur influence sur la réponse sismique d'un bâtiment de 20 étages reposant sur un sol argileux mou. L'étude a comparé la réponse sismique de la structure avec et sans fondations sur pieux.

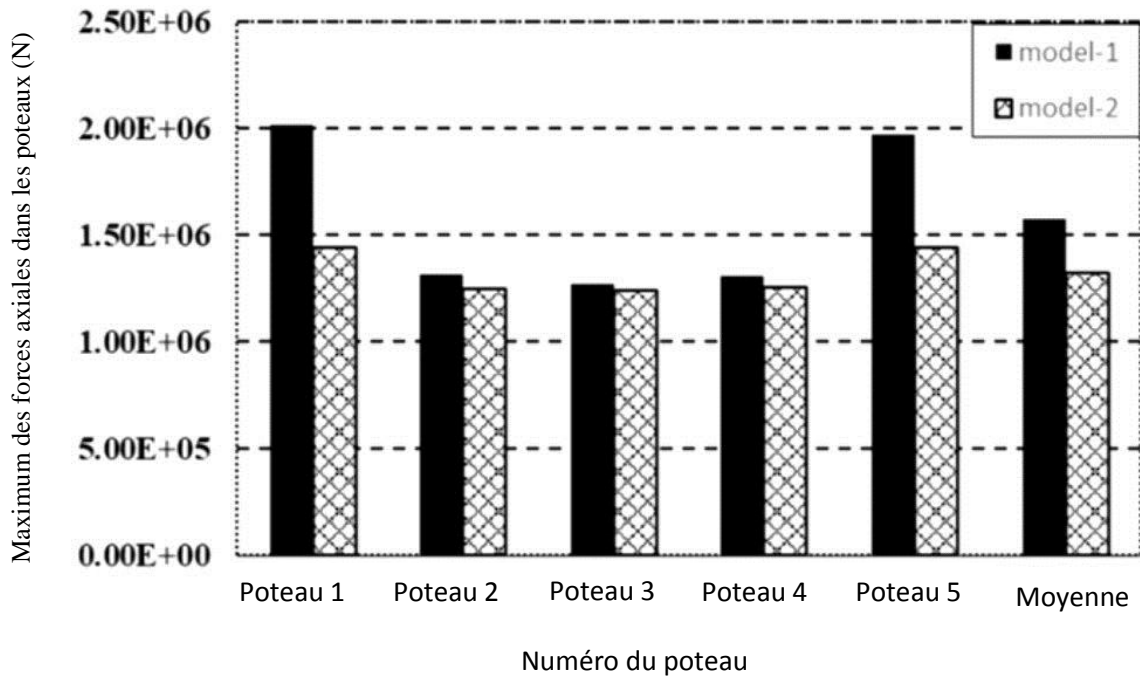
Le Modèle 1 représente une base fixe sans excavation, tandis que le Modèle 2 inclut une excavation Le Modèle 3 correspond à une structure reposant sur un radier sur pieux sans excavation, et le Modèle 4 représente le même bâtiment sans pieux, mais avec excavation. Enfin, le Modèle 5 se réfère au bâtiment équipé de fondations sur pieux à l'intérieur d'une excavation. Les résultats montrent que les moments de flexion dans les modèles comportant une excavation (Modèles 3 et 5) sont supérieurs à ceux des modèles à base fixe (Modèles 1 et 2). Cependant, pour le Modèle 3, où la structure repose sur un radier sur pieux, une réduction des moments a été observée par rapport à la configuration à base fixe (Figure 3.9).



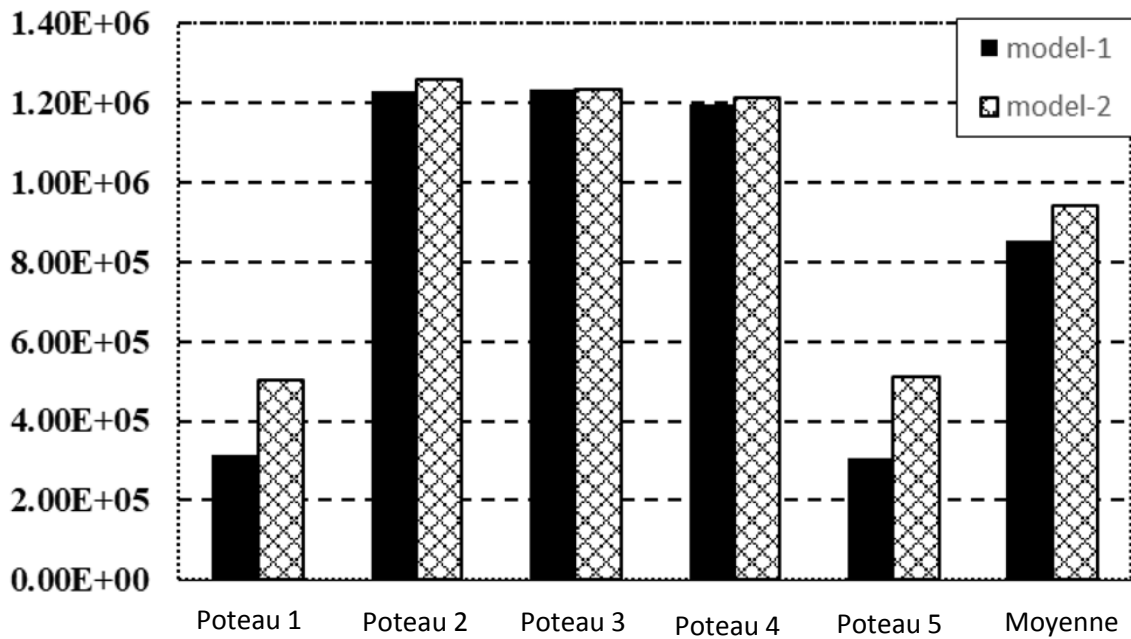
**Figure 3.9** : Moments de la superstructure (Bazaz et al. 2021).

### 3.2.1.6. Effet de l'ISS sur la variation des forces axiales

L'effet de l'interaction sol-structure sur les forces axiales dans les éléments structuraux varie en fonction des caractéristiques spécifiques de chaque bâtiment et des conditions sismiques. De manière générale, l'ISS peut entraîner une amplification ou une réduction des forces axiales, en fonction de divers paramètres. À cet égard, l'étude de Golafshani et al. (2022), déjà citée, a mis en évidence que l'ISS tend à augmenter les forces axiales maximales dans les colonnes (Figure 3.10).



a)



b)

**Figure 3.10** : La force axiale maximale des colonnes de la structure à trois étages pour les modèles : a) à base flexible, b) à base fixe (Golafshani et al. 2023)

### 3.3. DIFFÉRENTES DISPOSITIONS DES CODES ET NORMES INTERNATIONAUX POUR L'EFFET DE L'ISS

Malgré le nombre phénoménal de recherches et le développement de nombreuses techniques de résolution, très peu de codes internationaux prescrivent des directives pour l'intégration de l'ISS.

### a. ETATS-UNIS

**ATC 3-06 :** L'Applied Technology Council a rédigé la première génération de dispositions relatives à l'ISS en 1978. Elle suggère une diminution de l'effort tranchant de conception ; cette réduction était basée sur une réponse structurelle élastique. Cependant, des recherches ultérieures ont montré que l'inélasticité de la structure diminue les effets de l'ISS sur la réponse structurelle.

**ASCE 7-10 :** a introduit un plafond sur la réduction du cisaillement à la base et a suggéré la modification de sa valeur à pas moins de 70 % de la valeur initiale. Cependant, Jarernprasert et al. (2013) ont analysé les effets de l'ISS sur la réponse des structures à un seul étage, conçues selon l'ASCE 7-10, fondées sur un demi-espace élastique soumis à plusieurs accélérogrammes enregistrés en Californie et à Mexico. Ils ont constaté que les structures ayant un comportement hystérétique non linéaire subissent une demande de ductilité moyenne supérieure à la ductilité cible pour laquelle elles ont été conçues. De ce fait, il est nécessaire de reconsidérer les dispositions données dans l'ASCE 7-10.

**FEMA :** Le programme national de réduction des risques sismiques (NEHRP) a établi des dispositions sous la forme de FEMA en 2015. Ces dispositions recommandaient une réduction de l'effort tranchant à la base de manière à ce qu'il soit moins important pour les systèmes ayant une plus grande capacité de déformation inélastique, et ont été incorporées ultérieurement dans l'ASCE 7-16.

**ASCE 7-16 :** Pour les structures présentant une plus grande modification de la réponse avec une plus grande capacité de déformation inélastique, l'ASCE 7-16 recommandait une diminution du cisaillement à la base. Ce code permet une analyse dynamique linéaire en utilisant soit le spectre de réponse de conception modifié par l'ISS (spécifié dans le code) ou un spectre de réponse spécifique au site modifié par l'ISS (à développer par l'ingénieur concepteur). Les effets de l'interaction cinématique ne sont pas incorporés dans l'analyse dynamique linéaire. Cependant, si l'on s'attend à ce que l'interaction cinématique soit prédominante, une procédure de réponse non-linéaire utilisant des historiques d'accélération mis à l'échelle d'un spectre de réponse spécifique au site pour l'interaction cinématique est autorisée.

### b. Europe

La norme EN 1998-1 (2004) prend en compte l'ISS dans la conception de toute structure à construire sur des dépôts de sol ayant une résistance au cisaillement extrêmement faible et un indice de plasticité élevé. La norme EN 1998-5 (2004) prend en compte l'ISS pour les structures élancées ou les structures présentant des effets de second ordre P-Delta significatifs. Ce code a préconisé la prise en compte des effets de l'ISS sans pour autant fournir des directives pour les calculer.

### c. Inde

La norme IS 1893-3 (2014) prend en compte l'effet de l'ISS dans la conception des ponts. La norme IS 1893-4 (2015) prend en compte l'effet de l'ISS dans la conception des structures industrielles. Dans les deux normes, l'ISS doit être pris en compte pour les structures fondées sur des fondations profondes sur des dépôts meubles. Néanmoins, aucune directive n'est fournie pour le calcul des effets de l'ISS.

### d. Japon

Selon le code JSCE 15 (2007), l'interaction sol-structure est prise en compte dans la conception des structures telles que des culées de pont, des murs de soutènement, les structures souterraines et les structures de fondation comme les pieux et les caissons. Tandis que pour les autres

structures, l'ISS peut être ignorée ou étudiée en fonction du type et des caractéristiques de la structure et du sol.

**e. Nouvelle-Zélande**

Similairement aux normes européennes, indiennes et japonaises, le code NZS 1170.5 (2004) ne prescrit aucune directive pour incorporer l'ISS dans la conception. Toutefois, elle utilise un facteur de performance structurelle qui est en relation avec le matériau, la forme, la période, l'amortissement et la résistance sismique de la structure. Ce code prend également en compte la déformation des fondations lors du calcul de la déflexion du bâtiment.

### **3.4. CONCLUSION**

En conclusion, cette revue bibliographique souligne l'importance cruciale de l'interaction sol-structure dans la réponse sismique des bâtiments, en mettant en évidence que chaque paramètre joue un rôle significatif. Les caractéristiques du sol, le type de fondation, la hauteur de la structure, le nombre de travées, le comportement des matériaux, ainsi que le contenu fréquentiel du mouvement sismique d'entrée contribuent, chacun à sa manière, à modifier la réponse globale du système sol-structure. La prise en compte de ces multiples paramètres dans les modèles numériques et les normes de conception est essentielle pour garantir des prédictions fiables et une conception sûre, notamment dans des zones à risque sismique élevé.

**Tableau 3.1** : Influence de l'interaction sol-structure sur les structure en portiques, en prenant en considération les comportements linéaires élastiques et non linéaires inélastiques du système sol-structure.

Etudes	logiciel utilisé	Hypothèses sur le comportement des élément du système	Principaux résultats
Khalil (2009)	FLAC3D	Système linéaire élastique et système non-linéaire inélastique	La prise en compte de l'ISS et notamment de la plasticité du sol réduit l'effort tranchant de 75%.
Tabatabaiefar & Massumi (2010)	SAP2000	Système linéaire élastique	Augmentation des déplacement latéraux et de la période de la structure avec la diminution de la rigidité du sol.
Matinmanesh & Asheghabadib (2011)	ABAQUS	Système viscoélastique	L'allongement de la période dû à l'ISS est plus important pour les structures à grande hauteur que pour celle de moindre hauteur.
Priyanka et al. (2012)	STAAD Pro	Non renseigné	L'ISS augmente les déplacements latéraux, les déplacements inter-étage, les moments, et les efforts tranchants.
Ramadan et al. (2012)	OPENSEES	Système non-linéaire inélastique	L'ISS allonge la période fondamentale jusqu'à 53 %. Les effets de l'ISS sont plus prononcés pour les bâtiments de faible hauteur sur des sols mous lorsqu'ils sont soumis à des tremblements de terre avec un grand PGA.
Çelebi et al. (2012)	Plaxis2D	Système linéaire élastique et non-linéaire	Augmentation de la réponse dynamique de la structure dans le cas de résonance. Le modèle de Mohr-Coulomb capture mieux les caractéristiques essentielles du comportement du sol sous chargement cyclique.
Sáez et al. (2013)	GEFDyn	Système non-linéaire inélastique	L'effet de l'ISS pour les sols saturés est favorable ou négligeable, contrairement au sol sec où de grandes variations des effets de l'ISS ont été obtenues.
Abdelmonem (2014)	CSI-ETABS/ PLAXIS 2D	Système linéaire élastique et non-linéaire inélastique	Le comportement élastique linéaire a entraîné des pics d'accélération plus élevés et des déplacements accrus par rapport au comportement non-linéaire.
Hokmabadi et al. (2014)	FLAC3D	Système non-linéaire inélastique	L'ISS amplifie les déplacements latéraux et les dérives inter-étages, et réduit l'effort tranchant à la base.
Tabatabaiefar & Fatahi (2014)	FLAC2D	Système non-linéaire inélastique	La prise en compte de l'ISS dans la conception sismique des structures reposant sur des sols ayant une vitesse de cisaillement de 320 et 150 m/s est vitale, car elle amplifie les déplacements latéraux et les dérives inter-étages.
Torabi & Rayhani (2014)	OPENSEES	Système non-linéaire	La prise en compte de l'ISS dans les structures de petite à moyenne hauteur reposant sur des fondations peu profondes, sur un sol mou élasto-plastique, est importante pour éviter les effets dangereux tels que le basculement des fondations, l'excès de la demande sismique, la résonance ou la double résonance.
Yeganeh et al. (2015)	FLAC2D	Système non-linéaire	L'ISS réduit le cisaillement à la base ; cependant, elle amplifie le rapport PVA/PHA.

### Chapitre 3 – Revue bibliographique des travaux antérieurs

Ghandil & Behnamfar (2017)	OPENSEES	Système non-linéaire inélastique	L'ISS augmente la dérive inter-étage pour les structures élancées en raison de l'effet P-delta.
Zafarkhah & Dehkordi (2017)	OPENSEES	Système non-linéaire inélastique	Les structures de faible et moyenne hauteur sur des sols argileux mous présentaient des déplacements inférieurs à ceux du cas de base rigide.
López Jiménez et al. (2018)	FLAC3D	Système non-linéaire	Le profil du sol et la fréquence d'excitation ont une grande influence sur l'amplitude et la localisation des efforts et des déplacements dans les éléments structuraux.
Kabtanu et al. (2018)	SAP2000	Système linéaire élastique	L'ISS induit des périodes fondamentales et des dérives plus élevées par rapport à la base fixe
Visuvasam et Chandrasekaran (2019)	PLAXIS 3D	Système non-linéaire	Les déplacements latéraux des étages et les valeurs des dérives inter-étages sont amplifiés en raison de l'augmentation du déplacement latéral des pieux et du balancement des fondations.
Qaftan (2019)	ABAQUS et ETABS	Système non-linéaire	L'amplification des déviations latérales est affectée par l'ISS et varie en fonction du type de fondation.
Ismail et al. (2020)	ABAQUS	Système non-linéaire inélastique	L'ISS a provoqué une augmentation du déplacement latéral et du cisaillement à la base.
Porchelvam (2020)	OPENSEES	Système linéaire élastique	L'ISS augmente non seulement la demande sismique, mais aussi les forces et les déformations en fonction de la hauteur du bâtiment.
Scarfone et al. (2020)	FLAC3D	Système non-linéaire	L'ISS a conduit à une augmentation globale de l'amortissement et de la déformabilité du système sol-fondation-structure.
Echebba et al. (2021)	FLAC2D	Non renseigné	L'ISS a amplifié les charges de second ordre.
Mercado (2021)	OPENSEES	Système linéaire élastique et non-linéaire inélastique	L'ISS a modifié les exigences sismiques calculées, influençant les déformations inter-étages, les accélérations horizontales maximales et les tassements causés par les séismes.
El-Hoseiny et al. (2021)	ABAQUS	Système non-linéaire	Les forces de cisaillement à la base diminuent généralement avec l'augmentation de la flexibilité du sol en raison de l'augmentation de la période naturelle des structures et de l'amortissement ajouté au système.
Vicencio (2021)	MATLAB	Système linéaire élastique ou non-linéaire inélastique	Les effets de l'ISS sont plus significatifs lorsque le comportement non linéaire est pris en considération.
Zomorodian et al. 2021	FLAC2D	Système non-linéaire inélastique	Plus le sol est flexible, plus les forces de cisaillement et les moments de flexion des colonnes sont élevés. Les forces internes diminuent avec l'augmentation du nombre d'étages structurels.
Sreya et al. (2022)	ANSYS	Système non-linéaire	L'ISS fait diminuer la fréquence naturelle et augmente l'accélération au sommet de la structure.
Zhang et Far (2022)	ABAQUS	Système non-linéaire inélastique	L'effet de l'ISS n'amplifie pas nécessairement la déflexion latérale de la structure à mesure que sa hauteur augmente. La hauteur de la structure et les caractéristiques du mouvement du sol doivent être prises en compte pour déterminer si les effets de l'ISS sont bénéfiques ou préjudiciables.
Golafshani et al. (2023)	FLAC2D	Système non-linéaire inélastique	L'ISS induit une accélération horizontale maximale, une force axiale, un déplacement relatif et un moment de flexion maximal à chaque niveau.

---

# **CHAPITRE 4**

**EFFETS DE LA CLASSE DU SOL SUR LA RÉPONSE  
SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON  
ARMÉ EN CONSIDÉRANT L'INTERACTION SOL-  
STRUCTURE**

---

---

## EFFETS DE LA CLASSE DU SOL SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARMÉ EN CONSIDÉRANT L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

### 4.1. INTRODUCTION

La compréhension de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des structures est essentielle en ingénierie parasismique, en particulier pour les bâtiments implantés sur des sols aux caractéristiques variées. Ce chapitre s'inscrit dans cette démarche en étudiant les effets de l'ISS dans le cadre d'un système entièrement élastique linéaire, tout en tenant compte des variations des conditions de sol et des caractéristiques structurelles. Trois portiques en béton armé, conçus pour résister aux moments et comportant respectivement 3, 6 et 9 étages, sont pris en considération. Ils représentent des typologies structurelles fréquemment rencontrées dans les constructions en Algérie. Ces portiques sont associés à quatre catégories de sol, définies conformément aux spécifications du code parasismique algérien RPA99 (version 2003), garantissant ainsi une représentation précise des propriétés mécaniques des sols. Les analyses numériques sont réalisées pour deux conditions de bases distinctes : une configuration à base fixe et une configuration à base flexible. Le séisme de Boumerdes (2003,  $M_w = 6,8$ ) est utilisé comme mouvement d'entrée sismique, ajusté aux spectres de réponse propres à chaque type de sol. Le logiciel FLAC2D a été utilisé pour simuler avec précision la réponse dynamique des structures sous sollicitations sismiques, en employant une méthode directe dans le domaine temporel. Ce travail traite plusieurs paramètres tels que les périodes et les modes de vibration, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages, ainsi que les forces de cisaillement à chaque niveau. De plus, l'impact de l'ISS sur les éléments non structuraux sensibles aux accélérations est également analysé.

### 4.2. MODÈLES SELECTIONNÉS POUR L'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

Cette section offre une vue détaillée des systèmes étudiés, comprenant trois portiques distincts en béton armé résistant aux moments. Elle comporte un portique de 3 étages, caractérisé comme une structure de faible hauteur, ainsi que des portiques de 6 et 9 étages, classés dans la catégorie des structures de hauteur moyenne. Les informations présentées incluent également des détails sur le système de fondation, les modèles de sol utilisés, ainsi que les données de l'entrée sismique qui déterminent le mouvement du sol.

## 4.2.1. STRUCTURES EN PORTIQUES EN BÉTON ARMÉ

### 4.2.1.1. Géométrie et configuration structurale

Trois portiques plans de même nombre de travées mais de nombre d'étages différent sont considérés dans cette étude : portiques à 3, 6 et 9 étages, respectivement R+2, R+5 et R+8 (Figure 4.1).

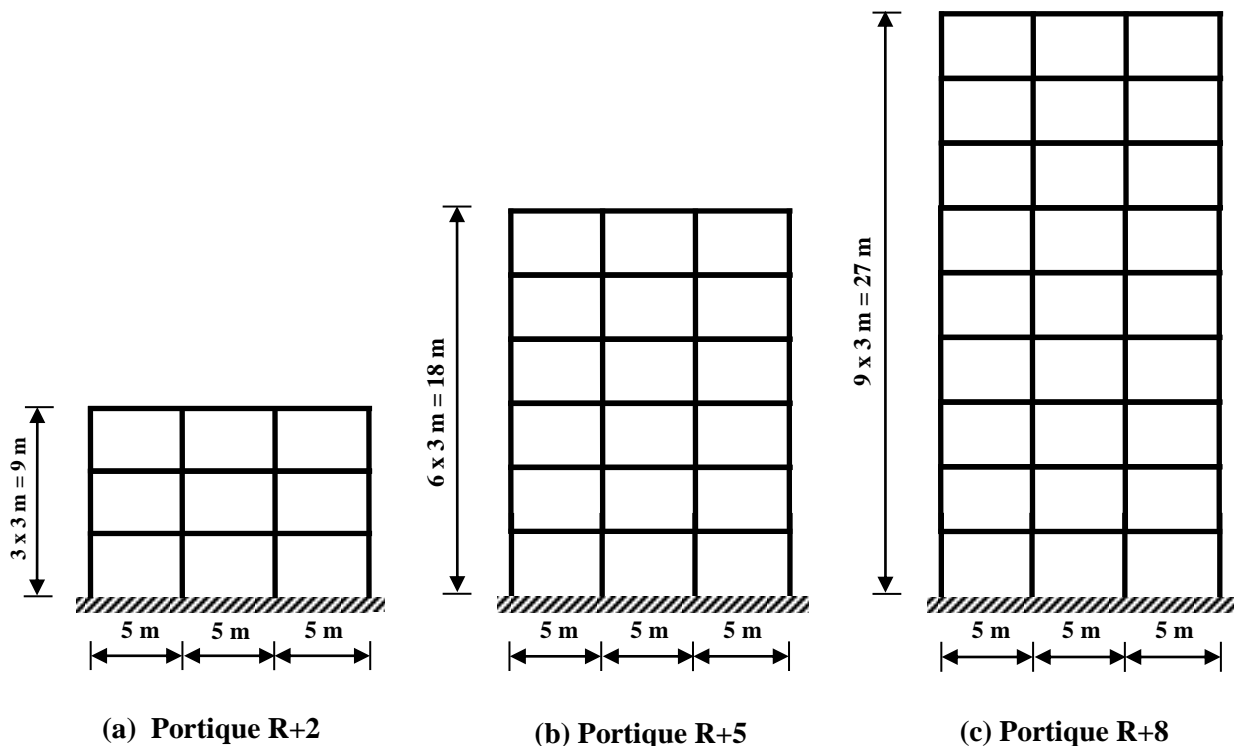


Figure 4.1 : Portiques R+2, R+5 et R+8 étudiés.

Les trois portiques étudiés font partie de 3 bâtiments de 3, 6 et 9 étages respectivement. Ces trois derniers sont à usage de bureaux, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan (Figure 4.2). Cette vue en plan comporte cinq travées de 4 m dans la direction longitudinale (direction X-X, Figure 4.2) et trois travées de 5 m dans la direction transversale (direction Y-Y, Figure 4.2). Les structures sont supposées être construites sur des semelles superficielles de 0.5 m d'épaisseur et de 15 m de longueur reposant sur la surface du demi-espace.

### 4.2.1.2. Dimensionnement des portiques étudiés

#### 4.2.1.2.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

##### a) Les poutres

Les poutres des portiques étudiés sont les poutres principales des trois bâtiments. Elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

La hauteur de la poutre principale  $h_{PP}$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_{PP} \leq \frac{L}{10} \quad (4.1)$$

La largeur de la poutre principale  $b_{PP}$  est donnée comme suit :

$$0.4h_{PP} \leq b_{PP} \leq 0.7h_{PP} \quad (4.2)$$

**Remarque :** Les poutres secondaires de direction perpendiculaire aux portiques étudiés sont aussi prédimensionnées par les mêmes relations (4.1) et (4.2) ; elles contribueront au calcul des masses "sismiques" des trois bâtiments.

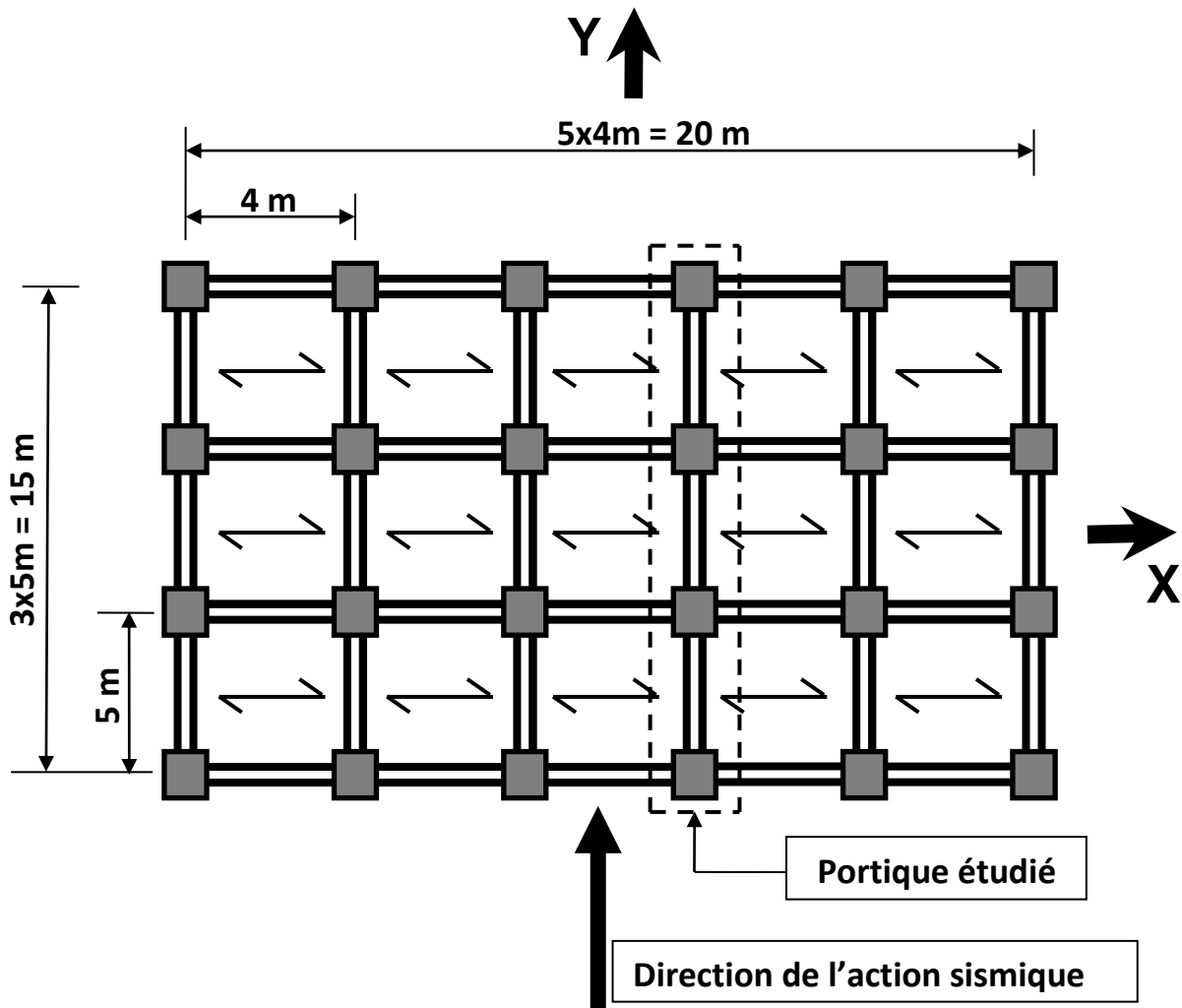


Figure 4.2 : Vue en plan des bâtiments R+2, R+5 et R+8 comportant les portiques étudiés.

### b) Les poteaux

Les poteaux sont prédimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton,  $B_c$ , est déterminée comme suit :

- à l'Etat limite ultime de résistance, le code RPA 99/version 2003, §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de

compression de calcul, noté  $N_d$ , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit,  $\nu$ ), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad (4.3)$$

Où :  $B_c$  = Section de béton du poteau ;

$f_{c28}$  = Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Autrement dit, la section de béton,  $B_c$ , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq \frac{N_d}{f_{c28}} \quad (4.4)$$

Ainsi, **au stade de prédimensionnement de la section de béton ( $B_c$ ) des poteaux**,  $N_d$  doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées,  $(1.35G + 1.5Q)$ , obtenu par descente de ces charges.

### 4.2.1.3. Charges appliquées

#### 4.2.1.3.1. Charges gravitaires

Les trois bâtiments considérés sont à usage de bureaux à planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à  $5,8 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant à  $5,1 \text{ kN/m}^2$ . Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de  $1 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.2.1.3.2. Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la Figure 4.3. Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur à l'effort latéral de ce dernier. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel SAP2000 et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003. Les trois bâtiments sont supposés être localisés dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III selon le code parasismique algérien RPA99/ version 2003.

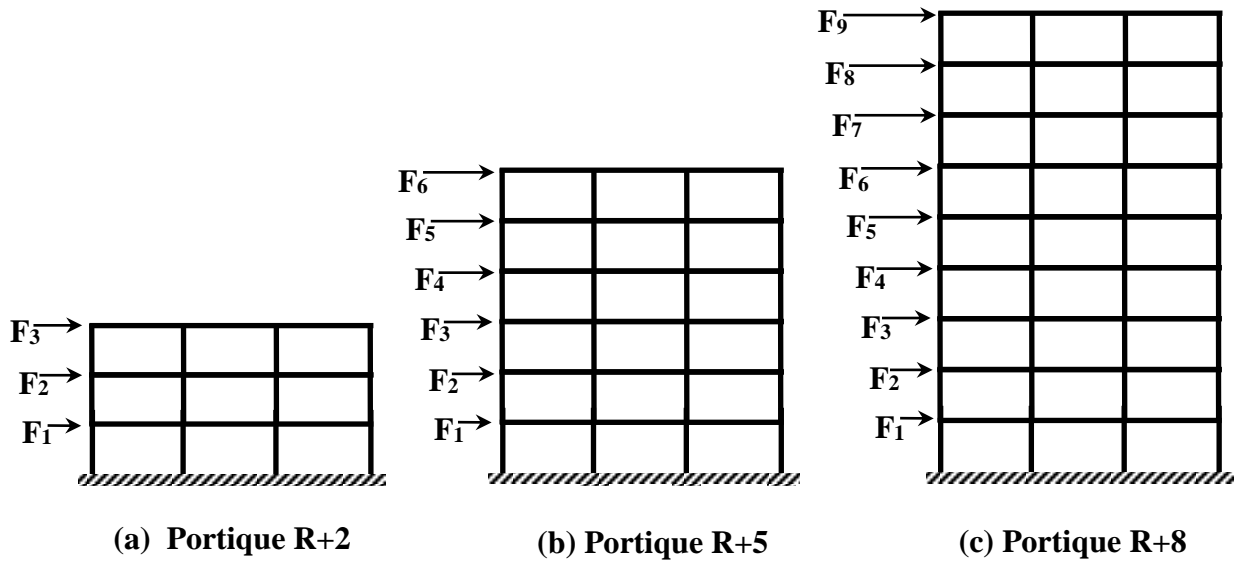


Figure 4.3 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés.

### a) Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/ version 2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq T_3 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

avec :

**S<sub>a</sub>** : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

**A** : Coefficient d'accélération de zone (*RPA 99/2003, Tableau 4.5*).

Dans notre cas, les 3 bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique III et sont de groupe d'usage 2 :  $A = 0.25$ .

**η**: Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5 %), et est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

où  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique (*RPA 99/2003, Tableau 4.2*).

Pour un portique en béton armé avec remplissage léger,  $\xi = 6\%$ , d'où  $\eta$  est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0.935$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure (*RPA 99/2003, Tableau 4.3*).

Pour des portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas :

$$R = 5$$

**Q** : Facteur de qualité.

Q est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Où  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non (*RPA 99/2003, Tableau 4.4*).

Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne :  
 $Q = 1$ .

**$T_1, T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (*RPA 99/2003, Tableau 4.7*).

Dans notre cas, le site est de type  $S_3$ , d'où :  $T_1 = 0,15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ s}$ .

### **b) Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés**

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit:

A un niveau  $i$  (plancher  $i$ ) du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi}$$

avec :

**$M_{Gi}$**  : Masse relative aux charges permanentes (G) ;

**$M_{Qi}$**  : Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

**$\beta$**  : Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les bâtiments considérés sont à usage de bureaux, d'où  **$\beta = 0.2$**  (*RPA 99/2003, Tableau 4.5*).

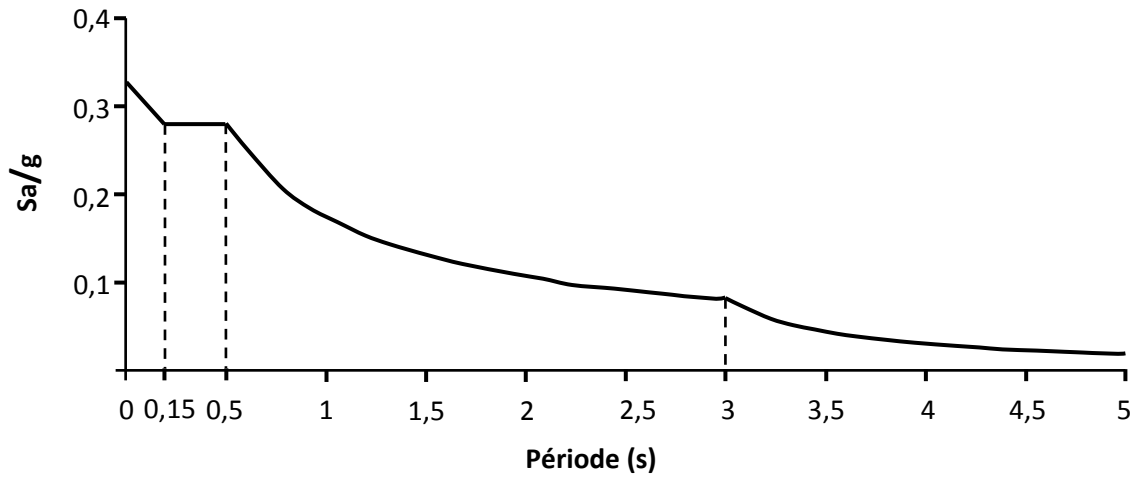
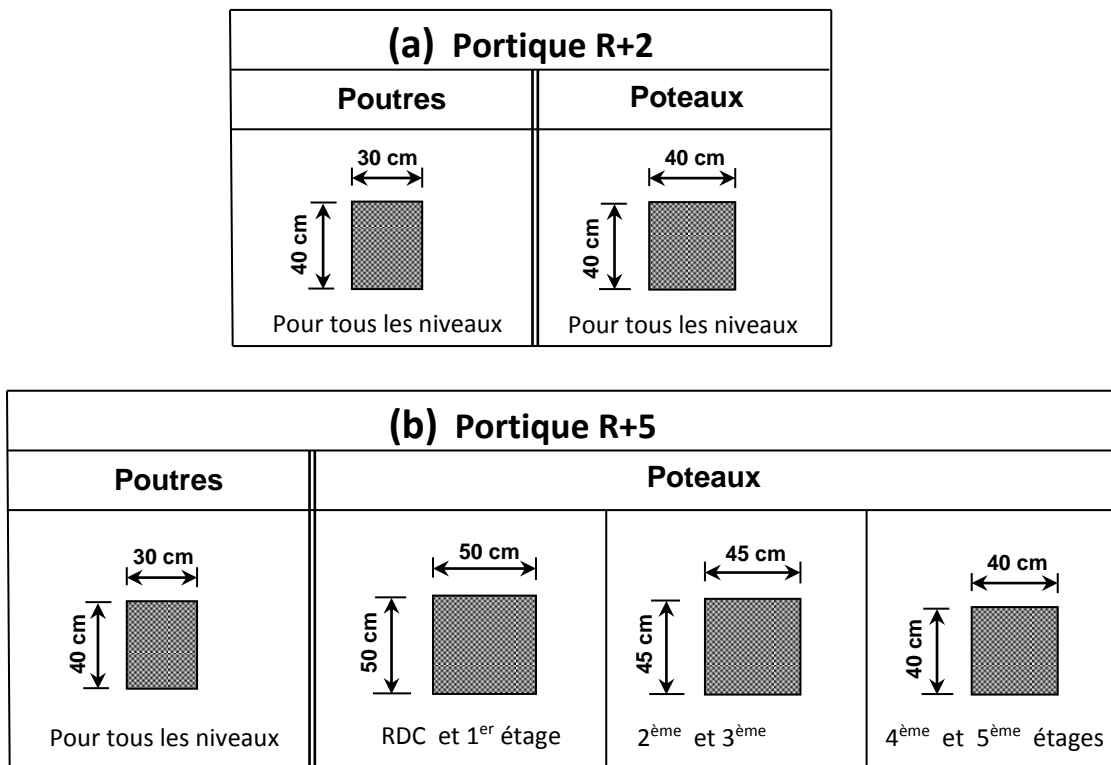


Figure 4.4 : Spectre de réponse de calcul.

### c) Dimensions des sections de béton des éléments structuraux

Nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentés à la figure 4.5, selon le portique étudié.



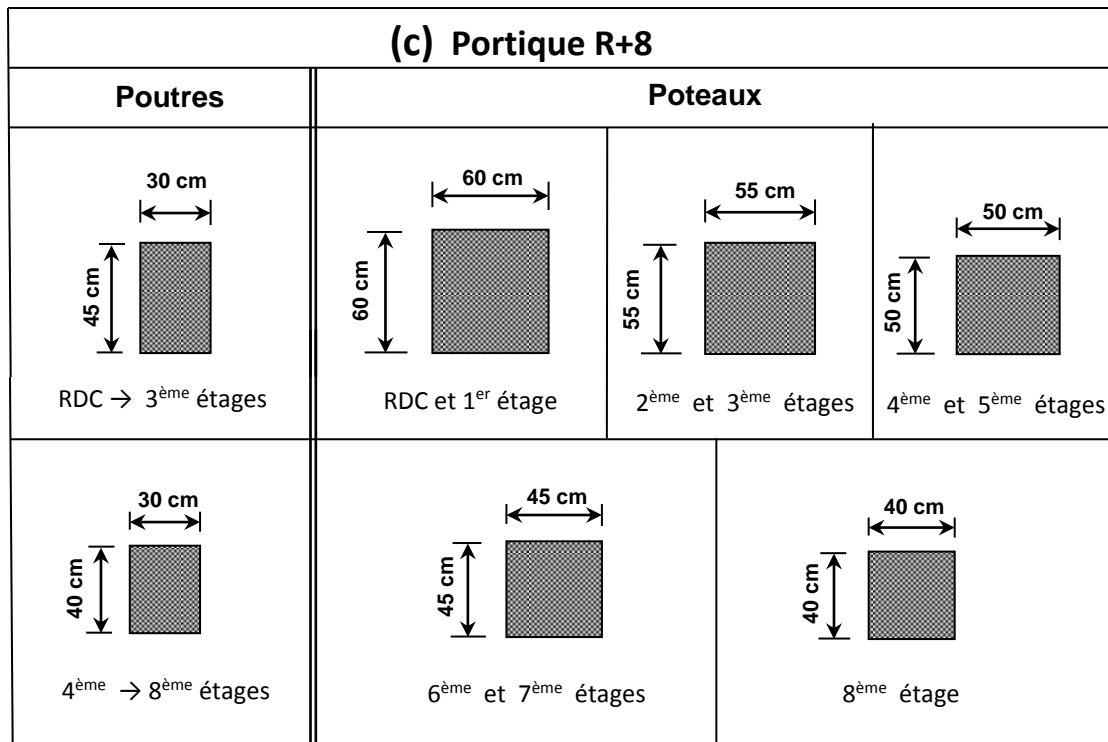


Figure 4.5 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 3 portiques étudiés.

## 4.2.2. PROFILS DE SOL

Le sol porteur des structures a été envisagé comme étant constitué d'un dépôt de sol homogène de 30 mètres d'épaisseur reposant sur une base rocheuse. Suivant Rayhani et Naggar (2008), cette profondeur de substrat rocheux est adéquate étant donné que l'amplification sismique est principalement concentrée dans les 30 premiers mètres du sol. Le profil du sol a été supposé homogène, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement constante.

Dans le cadre de cette étude, quatre types de dépôts de sol ont été pris en considération, à savoir : un sol rocheux correspondant à la classe de sol S1, un sol ferme correspondant à la classe de sol S2 correspondant, un sol meuble correspondant à la classe de sol S3, et un sol très meuble correspondant à la classe de sol S4, conformément à la classification des sites énoncée dans le code parasismique algérien RPA99/Version 2003.

Le tableau 4.1 présente les propriétés attribuées à ces quatre classes de sol, choisies en se basant sur les données fournies par Guerdouh et al. (2018) dans leur étude.

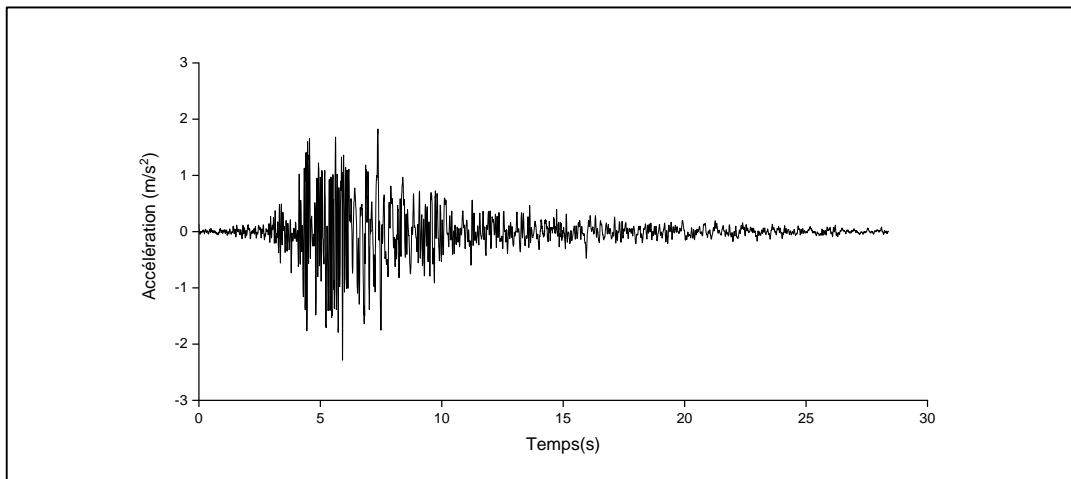
Tableau 4.1 : Détails des paramètres du sol (Guerdouh et al. 2018).

Classe du sol	Description	Densité (kg/m <sup>3</sup> )	V <sub>s</sub> (m/s)	G (MPa)
<b>S1</b>	Rocheux	2200	800	1400
<b>S2</b>	Ferme	2000	400	320
<b>S3</b>	Meuble	1800	200	72
<b>S4</b>	Très meuble	1800	100	18

V<sub>s</sub>: Vitesse de cisaillement du sol; G: Module de cisaillement du sol.

### 4.2.3. EXCITATIONS SISMIQUES

Dans leur étude, Capra et al. (1984) ont montré qu'en un lieu donné, un tremblement de terre est ressenti avec une intensité qui dépend en grande partie de la nature du sol traversé par les ondes sismiques et des conditions locales. Il est donc essentiel d'adapter les spectres de réponse utilisés à la nature du site considéré dans les calculs. L'analyse dynamique des portiques sélectionnés est effectuée sous un fort mouvement du sol enregistré par le réseau national d'accéléromètres sur un affleurement rocheux dans la direction Nord-Sud pendant le choc principal du tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 en Algérie ( $M_w = 6,8$ ,  $PGA = -0,228 g$ ). L'évolution temporelle de l'accélération est présentée sur la Figure 4.6. Ce mouvement du sol en champ proche est adapté aux spectres de réponse cibles de chaque catégorie de site susmentionnée avec un amortissement de 5 %, et mis à l'échelle à la même valeur d'accélération maximale de  $PGA = 0,30 g$ . À cette fin, le programme informatique ETABS est utilisé afin d'ajuster les enregistrements du mouvement du sol de manière à ce que leurs réponses spectrales en accélération correspondent aux spectres de réponse cibles. La Figure 4.7 présente le mouvement du sol correspondant aux quatre spectres de réponse de conception utilisés pour l'analyse temporelle des modèles sélectionnés.



**Figure 4.6 :** Historique de l'accélération enregistrée sur un affleurement rocheux dans la direction Nord-Sud lors du choc principal du séisme de Boumerdes en 2003 en Algérie.

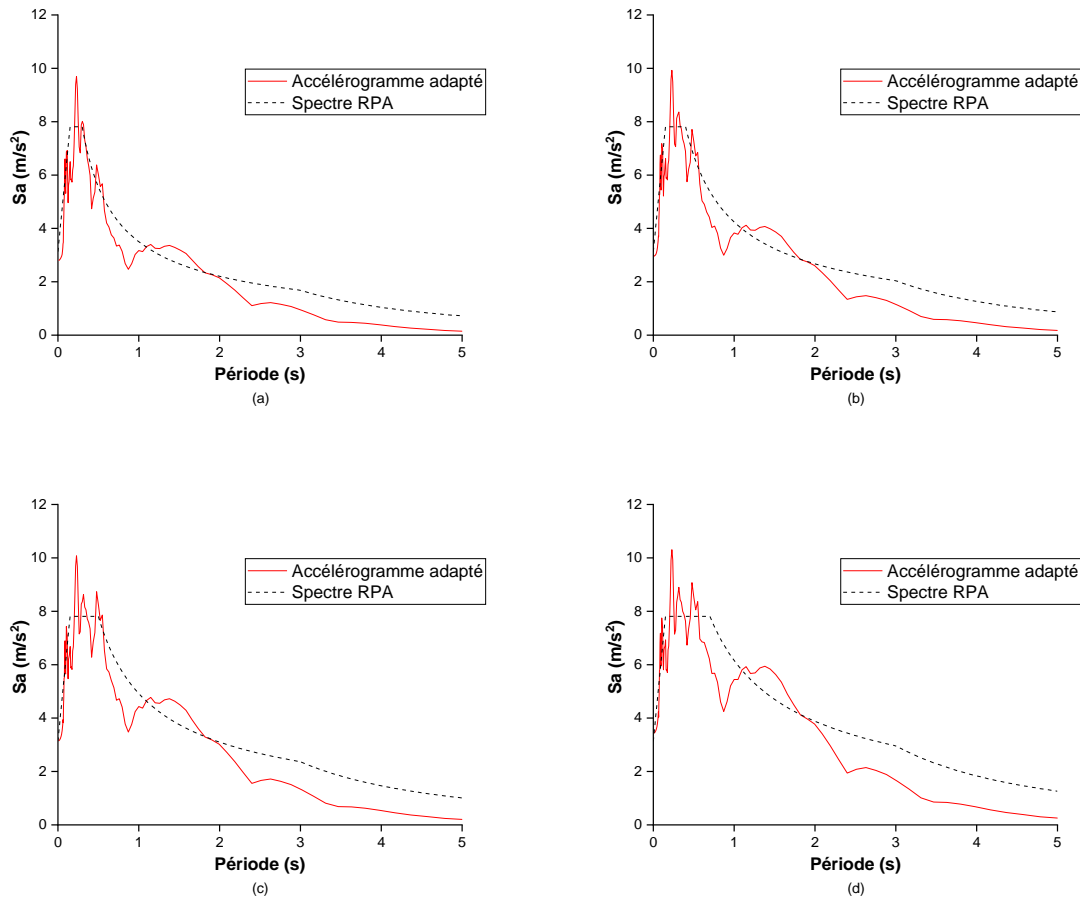
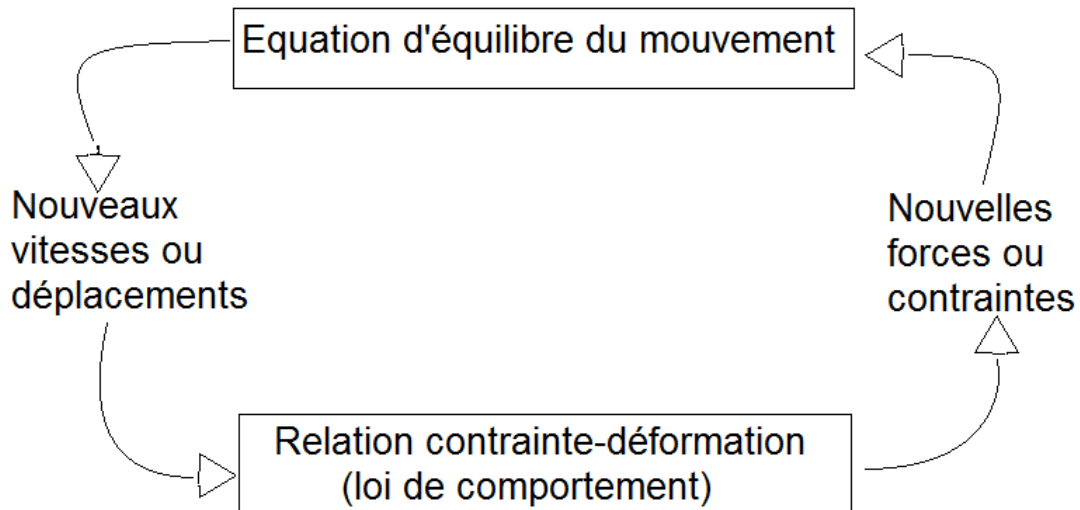


Figure 4.7 : Mouvement du sol correspondant au spectre de réponse de chaque catégorie de site : (a) site S1, (b) site S2, (c) site S3, et (d) site S4.

### 4.3. MODELISATION NUMERIQUE DU SYSTEME SOL-FONDATION-STRUCTURE DANS FLAC2D

Pour utiliser la méthode directe, le logiciel de différences finies FLAC-2D V7.0 est employé pour modéliser le système sol-structure. FLAC2D est un programme bidimensionnel basé sur une méthode explicite de différences finies, qui utilise une analyse Lagrangienne. La séquence de calcul de base est illustrée sur la Figure 4.8. Le processus débute par l'appel à l'équation d'équilibre afin de dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Ensuite, les déformations sont obtenues à partir de ces vitesses, et de nouvelles contraintes sont calculées en conséquence. Chaque cycle représente un pas de temps dans cette procédure.



**Figure 4.8** : Cycle de calcul de base par la méthode explicite de différences finies. (Représentation personnelle)

Ce logiciel est capable de prendre en considération de manière simultanée le comportement du sol et de la structure avec la même rigueur (Kramer, 1996). Il offre également des possibilités de programmation grâce à son langage FISH, ce qui permet de résoudre une multitude de problèmes complexes en mécanique et de simuler facilement le comportement de divers types de sols et de bâtiments. Les matériaux sont représentés par des éléments adaptables à la géométrie du modèle. Ce dernier comprend des éléments de poutre pour la modélisation des éléments structuraux, ainsi que des éléments quadrilatéraux bidimensionnels à déformation plane pour la modélisation du milieu sol.

Avant d'effectuer l'analyse dynamique, une analyse statique est réalisée, au cours de laquelle le système est amené à un état d'équilibre initial sous l'unique influence des charges gravitationnelles. Les conditions aux limites sont spécifiées de telle manière que la base du modèle est fixée contre tout mouvement dans les directions horizontale et verticale, tandis que les limites latérales du modèle sont fixées dans la direction horizontale.

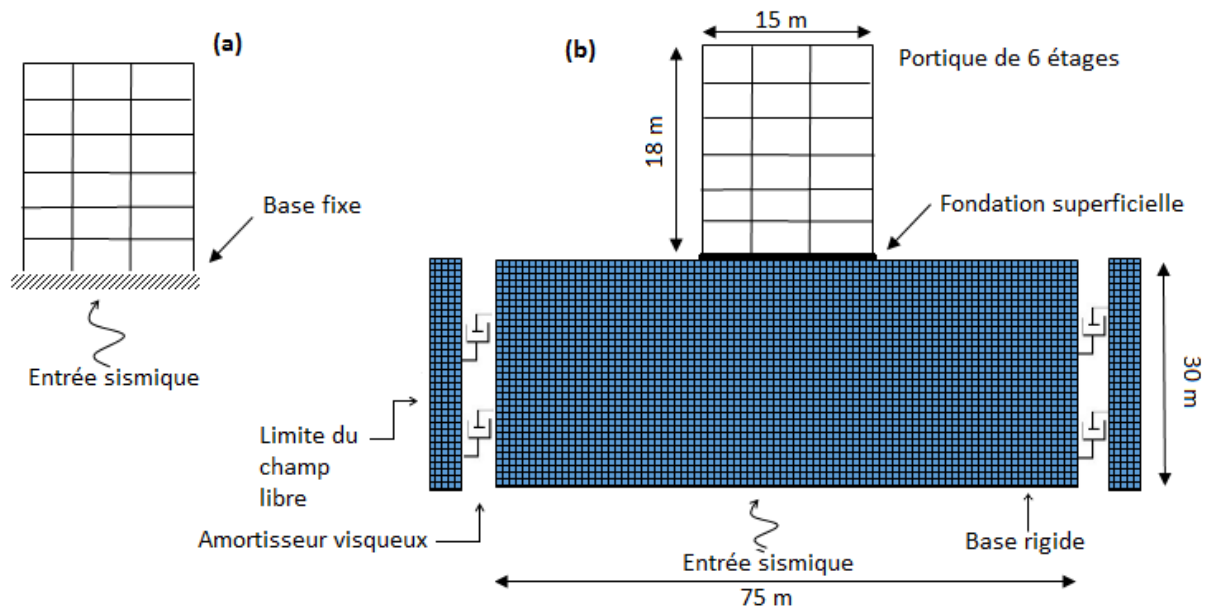
Au cours de la phase dynamique, le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'ondes de volume horizontales se propageant verticalement à partir d'un substratum rocheux supposé rigide (Wegner & Zhang, 2005). Conformément aux études antérieures (Dutta & Roy, 2002 ; Kocak & Mengi, 2000), la condition au limite rigide est appliquée à la base pour représenter le substratum rocheux. Ensuite, une charge dynamique est appliquée à la base du modèle en tant qu'excitation en accélération, en supposant que des ondes de cisaillement polarisées horizontalement se propagent verticalement.

La procédure des limites en champ libre, disponible dans la bibliothèque FLAC-2D, est appliquée aux frontières latérales du modèle de sol. Cette configuration permet d'atténuer les réflexions d'ondes sismiques propagées vers l'extérieur, évitant ainsi leur incidence dans le domaine de calcul. Ces limites sont représentées par des dashpots indépendants dans les directions normales et de cisaillement, qui sont couplés aux limites latérales du modèle pour reproduire le mouvement du champ libre qui existerait en l'absence de la structure. En effet, la présence d'une structure en surface perturbe grandement la propagation des ondes. Loin de la structure, il est essentiel de retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, il est impératif de placer les frontières à une distance suffisamment éloignée de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Cette distance peut varier en fonction du niveau d'amortissement, étant relativement réduite lorsque l'amortissement est élevé (Seed et al, 1975), et inversement, pouvant devenir substantielle lorsque l'amortissement

est faible, ce qui nécessite un modèle de grande taille. La solution est donc de contraindre ces frontières à reproduire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure.

Dans cette étude, une analyse dynamique temporelle est menée pour étudier les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique de trois modèles structurels sélectionnés soumis à une charge sismique, en conjonction avec quatre types de dépôts de sol distincts. Deux approches sont prises en compte : (i) une structure avec une base fixe (sans sol), pour calculer la réponse sismique du bâtiment sans les effets de l'interaction sol-structure (Figure 4.9.a) et (ii) une structure prenant en compte le sol comme modèle de base flexible, utilisant une méthode directe pour étudier l'ensemble du système en une seule étape (Figure 4.9.b).

Dans les sections suivantes, une description de l'idéalisation de chaque composante du système sol-structure est fournie.



**Figure 4.9** : Composantes du modèle numérique : (a) modèle à base fixe ; (b) modèle sol-structure.

(Représentation personnelle)

### 4.3.1. MODÉLISATION DU PROFIL DU SOL

Dans cette étude, le dépôt de sol sous la structure est considéré comme un matériau linéaire élastique. Ce modèle présente des déformations réversibles en cas de déchargement, avec des lois de contrainte et de déformation linéaires et indépendantes de la trajectoire. Il est important de noter que ce modèle élastique a été largement utilisé par de nombreux chercheurs pour analyser les effets de l'interaction dynamique sol-structure sur la réponse sismique des structures (Kabamu et al., 2018 ; Awlla et al., 2020). Le sol, tronqué sur un petit domaine de 75 m sur 30 m, a été modélisé à l'aide de 2250 éléments quadrilatéraux bidimensionnels à déformation plane. FLAC subdivise chaque élément en deux ensembles superposés d'éléments triangulaires à déformation constante. La largeur du dépôt de sol a été fixée à cinq fois la largeur de la structure conformément aux recommandations de Rayhani & Naggar (2008), afin de minimiser les effets de frontières sur la réponse du bâtiment pendant les phases statique et dynamique. Pour assurer une transmission efficace des ondes à travers le modèle, il est essentiel de respecter certaines conditions, comme l'ont démontré Lysmer & Kuhlemeyer (1969). En particulier, la dimension de la zone dans le modèle a été soigneusement choisie pour refléter

avec précision la longueur d'onde minimale des signaux appliqués. Cette sélection est conforme à l'Équation 4.5:

$$\Delta L \leq \lambda/10 \quad (4.5)$$

Où  $\Delta L$  est la taille de l'élément spatial et  $\lambda$  est la longueur d'onde associée à la fréquence la plus élevée qui contribue de manière significative à l'énergie du signal.

Selon le maillage sélectionné dans le modèle, la fréquence maximale qui peut être précisément modélisée est de 15 Hz pour les sites S1, S2 et S3, et de 10 Hz pour le site S4. Par conséquent, les accélérations d'entrée ont été filtrées en mode passe-bas pour éliminer les fréquences supérieures à 15 Hz pour les sites S1, S2 et S3, et supérieures à 10 Hz pour le site S4. De plus, une correction de la ligne de base a été faite à l'aide d'un algorithme standard de troncature polynomiale. Pendant la phase dynamique, un amortissement de 5 % de Rayleigh dépendant de la fréquence a été introduit. Ce type d'amortissement est généralement apprécié car il facilite l'analyse dynamique, tandis qu'il est bien établi que l'amortissement dans le sol est de type hystérétique et indépendant de la fréquence.

### 4.3.2. MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Dans cette étude, les composantes des portiques ont été modélisées à l'aide d'éléments de poutre standard 1D. Les éléments de poutre sont des éléments de différence finie reliant deux nœuds et possédant des propriétés de section transversale uniforme dissymétrique. Chaque nœud a trois degrés de liberté (deux en translation et un en rotation). En utilisant le mot-clé SEGMENT, les éléments de poutre ont été divisés en un nombre de segments suffisants pour assurer une précision appropriée. Afin d'inclure l'interaction dans FLAC, les éléments de poutre de la fondation doivent être connectés aux points de la grille des zones de différence finie du sol en utilisant le mot-clé GRID (Itasca, 2011).

Le comportement des éléments structuraux est considéré comme élastique linéaire. La superstructure, soutenue par une fondation élastique en béton armé, est installée en une seule étape une fois que le modèle du sol est en équilibre. Comme indiqué par Rayhani & Nagggar (2008) et Yue & Wang (2009), le comportement des éléments du portique et de sa fondation demeure élastique dans des conditions statiques et dynamiques lors de l'analyse de l'interaction sol-structure.

Comme les planchers n'ont pas été modélisés explicitement, leur poids ainsi que la charge d'exploitation qu'ils supportent ont été inclus dans le modèle structurel en attribuant leur réaction aux poutres porteuses. Par conséquent, dans les analyses statiques et sismiques, afin de tenir compte de la charge d'exploitation et de la charge permanente des planchers à chaque étage, la masse volumique des poutres a été augmentée selon l'Équation 4.6 (Yeganeh et al., 2015), tandis que la masse volumique des poteaux en béton armé a été fixée à 2500 kg/m<sup>3</sup>.

$$(DL + \beta \cdot LL) \times E = S \times \rho \quad (4.6)$$

Où  $DL$  et  $LL$  sont les charges permanente et d'exploitation, respectivement;  $E$  est l'espacement des éléments dans la direction hors plan, utilisé pour mettre à l'échelle les propriétés afin d'obtenir une approximation de l'effet 3D;  $\beta$  est le facteur de réduction des charges d'exploitation, en raison de la faible probabilité de simultanéité du tremblement de terre et de l'existence de l'ensemble des charges d'exploitation dans le bâtiment;  $S$  est la surface de la section transversale de la poutre et  $\rho$  la masse volumique du béton armé.

### 4.3.2.1. Amortissement de Rayleigh pour les portiques

Dans la présente étude, un taux d'amortissement critique de 5 % est utilisé pour reproduire l'amortissement structurel (Chopra, 1995). Roy & Dutta (2010) ont étudié les effets de l'amortissement dû à l'ISS sur la réponse structurelle en faisant varier l'amortissement critique de 2 % à 30 %. Ils ont conclu que des valeurs élevées d'amortissement n'entraînent pas de disparités significatives par rapport à un amortissement critique de 5 %. Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  de l'amortissement de Rayleigh ont été calculés sur la base de l'Équation 4.7. La première et la deuxième fréquence naturelle de la superstructure sont sélectionnées après l'analyse modale réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. Les périodes correspondantes, énumérées dans les Tableaux 4.2, 4.3 et 4.4, sont celles des modes fondamentaux dans lesquels près de 90 % de participation de la masse à la réponse dynamique des portiques de 3, 6 et 9 étages respectivement.

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (4.7)$$

avec :

$\alpha$  : Constante d'amortissement proportionnelle à la masse

$\beta$  : Constante d'amortissement proportionnelle à la rigidité

$\xi_i$  : Fraction de l'amortissement critique pour le mode  $i$  avec la fréquence angulaire  $\omega_i$ .

**Tableau 4.2** : Propriétés modales du portique à 3 étages

Propriétés modales du <b>Portique à 3 étages</b> dans sa direction transversale, y-y			
	<b>Mode 1</b> de translation	<b>Mode 2</b> de translation	<b>Mode 3</b> de translation
<b>Période, T(s)</b>	0,42	0,12	0,07
<b>Pourcentage de masse modale participante, <math>\alpha</math></b>	86%	11%	3%
<b><math>\sum \alpha = 100\%</math></b>			

**Tableau 4.3** : Propriétés modales du portique à 6 étages

Propriétés modales du <b>Portique à 6 étages</b> dans sa direction transversale, y-y			
	<b>Mode 1</b> de translation	<b>Mode 2</b> de translation	<b>Mode 3</b> de translation
<b>Période, T(s)</b>	0,77	0,25	0,13
<b>Pourcentage de masse modale participante, <math>\alpha</math></b>	80%	12%	5%
<b><math>\sum \alpha = 97\%</math></b>			

**Tableau 4.4** : Propriétés modales du portique à 9 étages

Propriétés modales du <b>Portique à 9 étages</b> dans sa direction transversale, y-y				
	<b>Mode 1</b> de translation	<b>Mode 2</b> de translation	<b>Mode 3</b> de translation	
<b>Période, T(s)</b>	1,00	0,35	0,19	
<b>Pourcentage de masse modale participante, <math>\alpha</math></b>	76%	13%	5%	$\sum \alpha = 94\%$

Une fois les valeurs  $\alpha$  et  $\beta$  connues, le taux d'amortissement critique minimal  $\xi_{min}$  et la fréquence centrale minimale  $f_{min}$  ont été calculés en utilisant les équations 4.8 et 4.9 pour spécifier l'amortissement de Rayleigh dans FLAC2D. Les paramètres nécessaires sont résumés dans le Tableau 4.5 pour chaque portique.

$$\xi_{min} = (\alpha\beta^{1/2}) \quad (4.8)$$

et

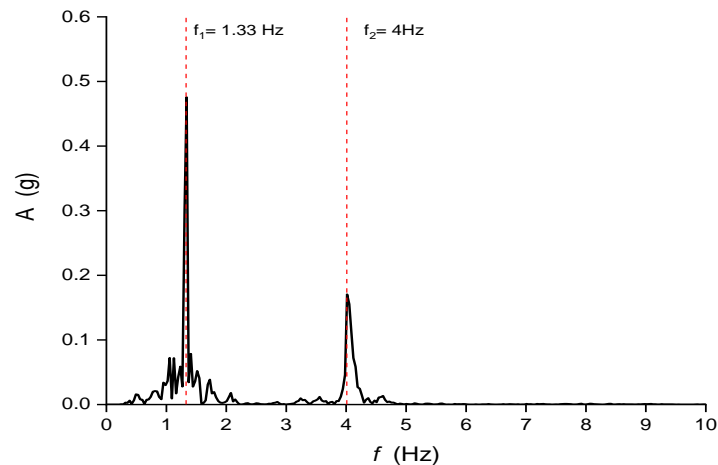
$$f_{min} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\alpha}{\beta} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.9)$$

**Tableau 4.5** : Paramètres pour la spécification de l'amortissement de Rayleigh dans FLAC2D

<b>Portique</b>	$\xi_{min}(\%)$	$f_{min} (Hz)$
<b>3 étages</b>	4.1	4.40
<b>6 étages</b>	4.4	2.15
<b>9 étages</b>	4.4	1.60

#### 4.3.2.2. Validation du modèle structurel

La Figure 4.10 illustre le spectre d'amplitude de Fourier associé au portique de 6 étages, où les deux premières fréquences naturelles du modèle à base fixe,  $f_1 = 1.33 Hz$  et  $f_2 = 4 Hz$ , sont clairement identifiables. Ces fréquences correspondent à celles obtenues à partir d'une analyse numérique réalisée avec le logiciel SAP2000 sur un modèle 2D similaire à la structure à base fixe étudiée, comme indiqué dans le Tableau 4.3 de la section précédente.



**Figure 4.10** : Spectres d'amplitude de Fourier en accélération sous le tremblement de terre de Boumerdes adapté aux spectres de réponse du site S1 pour la structure de 6 étages.

## 4.4. RESULTATS ET DISCUSSION

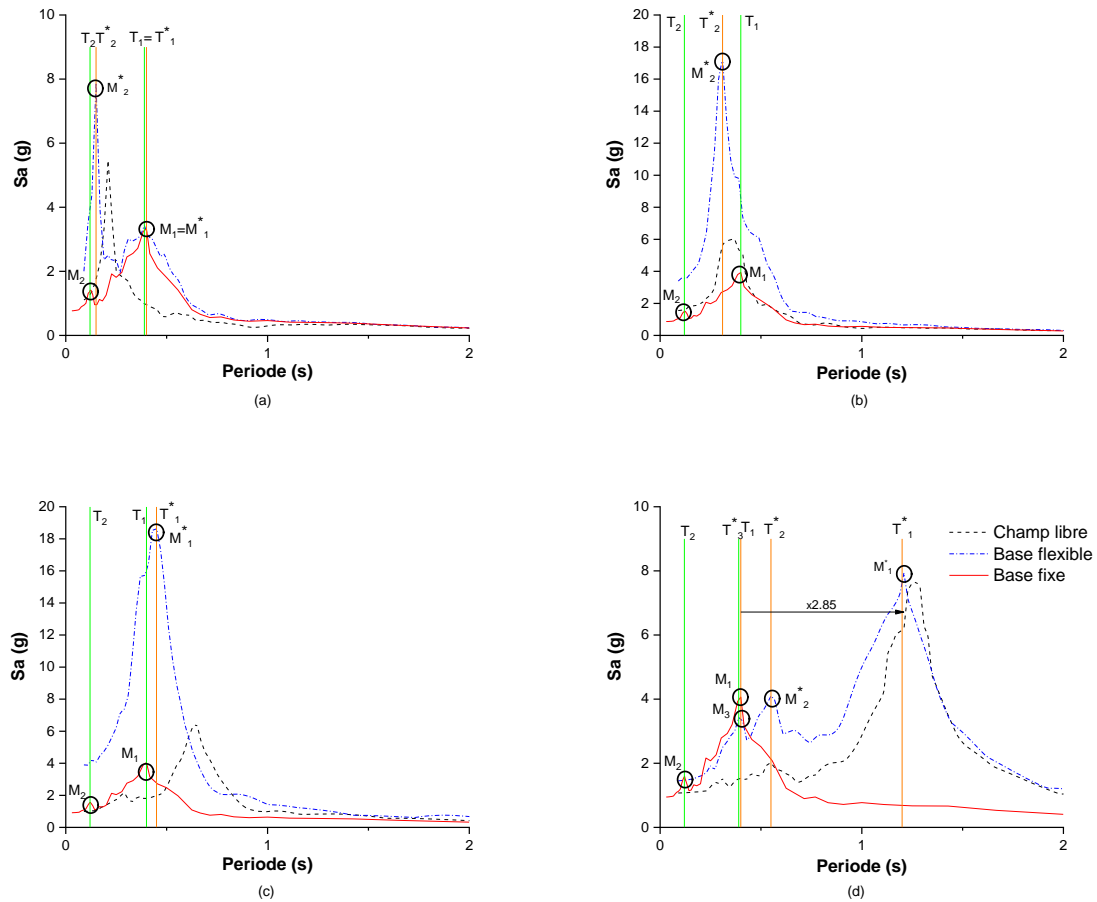
Dans cette section, les principaux résultats de l'analyse numérique 2D sont présentés. Elle se concentre particulièrement sur les spectres de réponse afin de mieux comprendre la contribution des modes supérieurs à la réponse dynamique des systèmes sous l'effet du séisme, en tenant compte des quatre types de sol sous les structures.

Comparativement au comportement de la structure à base fixe, l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse de la structure peut être préjudiciable ou bénéfique, en fonction des caractéristiques du sol et de la structure. Conformément à l'hypothèse généralement acceptée pour les fondations superficielles reposant sur la surface du demi-espace, l'interaction cinématique a été négligée. Pour caractériser les effets de l'interaction sol-structure associés aux structures et au type de sol, les paramètres les plus importants étudiés sont les suivants : (a) les périodes propres, (b) les déplacements latéraux des étages, (c) les déplacements inter-étage, (d) les forces de cisaillement des étages, et (e) les accélérations maximales des étages.

### 4.4.1. PÉRIODES ET MODES DE VIBRATION

Les spectres de réponse en accélération, calculés au sommet des portiques en béton armé de 3, 6 et 9 étages pour les modèles à base fixe et base flexible, sont présentés sur les Figures 4.11, 4.12, et 4.13, respectivement. Ces figures illustrent également les spectres de réponse en accélération correspondants au champ libre en fonction des quatre types de sol considérés dans cette étude. Les périodes naturelles des modèles à base fixe, avec les modes de vibration correspondants, sont également illustrées dans ces figures. Il convient de noter que ces périodes ont été obtenues à partir d'une analyse réalisée à l'aide du programme d'éléments finis SAP2000 (Tableaux 4.2, 4.3, et 4.4) et qu'elles concordent avec les valeurs indiquées par les spectres de réponse en accélération associés aux conditions de base fixe.

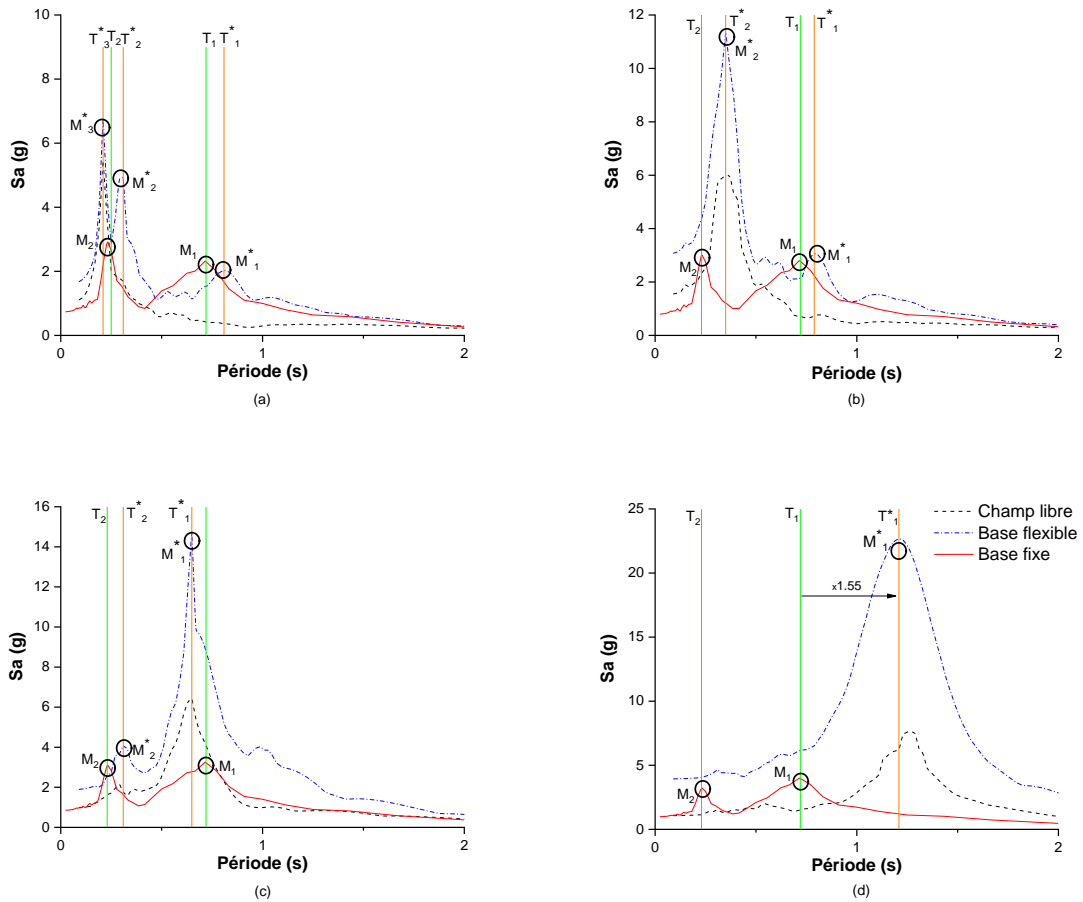
Dans les figures 4.11, 4.12, et 4.13, T et M représentent les caractéristiques des structures à base fixe, tandis que T\* et M\* représentent celles des structures à base flexible.



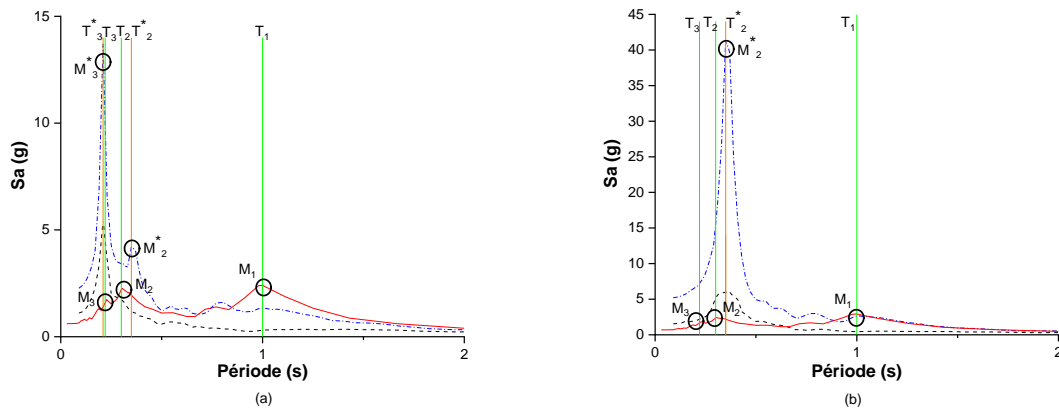
**Figure 4.11** : Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique à 3 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.

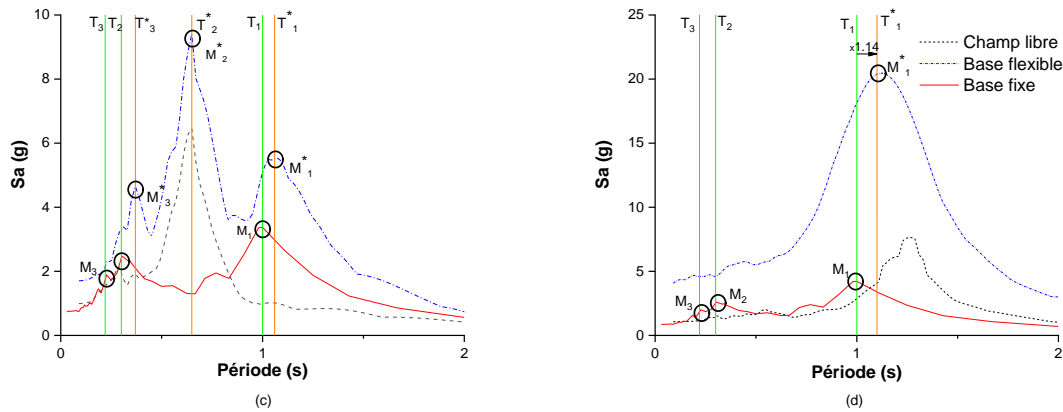
On constate que dans le cas d'un sol rocheux et d'un sol ferme (S1 et S2), les effets de l'ISS conduisent à l'activation des modes supérieurs de vibration des portiques. En effet, pour le portique de 3 étages, l'activation du deuxième mode de vibration est observée, tandis que pour les portiques de 6 et 9 étages, une activation du troisième mode a même été détectée (Figures 4.12.a et 4.13.a).

Dans le cas des sols mous et très mous (S3 et S4), la tendance inverse est observée : les effets de l'ISS tendent à atténuer les modes de vibration supérieurs et, progressivement, le premier mode de vibration devient dominant dans la réponse dynamique des structures, comme dans le cas des modèles à base fixe. Cependant, nous devons noter l'exception liée au portique de 9 étages sur le type de sol S3, où l'activation du second mode de vibration persiste (Figure 3.13.c).



**Figure 4.12 :** Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique de 6 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.





**Figure 4.13 :** Spectres de réponse en accélération calculés en champ libre et au sommet du portique de 9 étages pour les modèles de base fixe et flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3 et (d) dans le sol S4.

Les effets observés peuvent être directement attribués aux caractéristiques du sol sous la structure. En effet, le sol rigide a tendance à amplifier les composantes à haute fréquence (basse période) des mouvements d'entrée, ce qui entraîne l'excitation des modes supérieurs de vibration ; et vice versa, lorsque la flexibilité du sol augmente, la tendance à induire des amplifications dans la gamme des petites fréquences (haute période) augmente également, ce qui entraîne l'excitation du premier mode de vibration. Notant que ce phénomène est clairement identifié dans les spectres de réponse de l'accélération calculés à la surface du champ libre des quatre types de sol considérés dans cette étude. Un autre effet important découlant de la prise en compte de l'ISS dans le système structurel est l'allongement de la période de vibration des structures, phénomène étroitement lié aux effets d'atténuation ou d'activation des modes de vibration susmentionnés. Ainsi, comme on peut l'observer, en particulier pour les structures fondées sur le type de sol S4, la première période de vibration du portique à 3 étages a été fortement allongée à environ 1,2 s (Figure 3.11.d). Cela représente 185% de l'allongement de la période. Cependant, 55% de l'allongement de la première période est noté pour le portique de 6 étages et seulement 14% pour le portique de 9 étages (Figure 3.12.d et 3.13.d, respectivement). De plus, pour les portiques reposant sur les sols S1, S2 et S3, un allongement de la deuxième période de vibration est également observé, avec un maximum d'environ 85% d'allongement de la période pour le portique de 9 étages reposant sur le sol de type S3.

#### 4.4.1.1. Validation analytique des résultats concernant la réduction de la fréquence fondamentale des structures fondées sur le type de sol S4

Selon Maravas et al. (2014), la réponse du système sol-structure est influencée par les propriétés viscoélastiques de la fondation, du sol et de la superstructure. Ces propriétés sont synthétisées à l'aide de paramètres adimensionnels, comme indiqué dans l'équation 4.10, basée sur les travaux antérieurs de Veletsos et Verbic (1973), Veletsos et Meek (1974), Veletsos et Nair (1975), ainsi que Veletsos (1977).

Le paramètre d'onde  $\frac{1}{\sigma}$  est calculé comme suit:

$$\frac{1}{\sigma} = \left( \frac{f_c h}{V_s} \right) \quad (4.10)$$

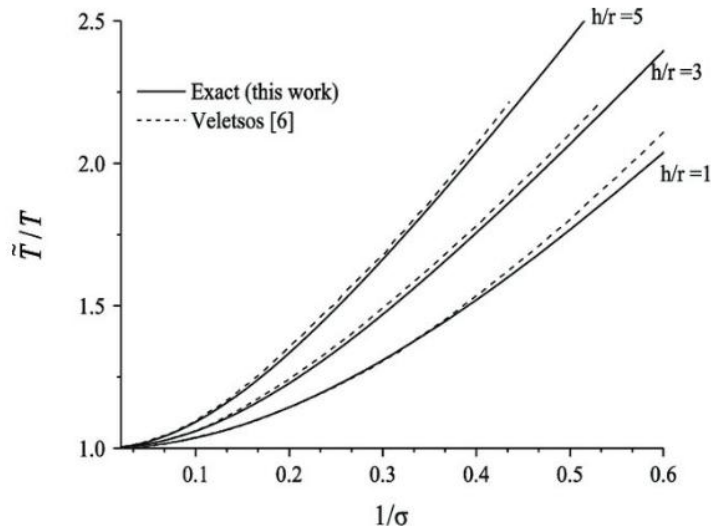
avec :

$f_c$  : Fréquence fondamentale de la structure à base fixe.

$h$  : Hauteur de la structure

$V_s$  : Vitesse du cisaillement du sol considéré.

Après avoir déterminé le paramètre d'onde pour chaque structure fondée sur le sol S4, considéré comme le sol le plus défavorable, nous procédons à l'évaluation de la période fondamentale. Cette évaluation est réalisée à partir de la Figure 4.14, qui est en fonction du paramètre d'onde, des périodes à base fixe et base flexible et du rapport d'élanement ( $h/r$ ), où  $h$  représente la hauteur de la structure et ( $r$ ) le rayon de la fondation. Cependant, dans le cadre de cette thèse, une fondation rectangulaire ayant été considérée, la longueur de la fondation a été utilisée à la place du rayon.



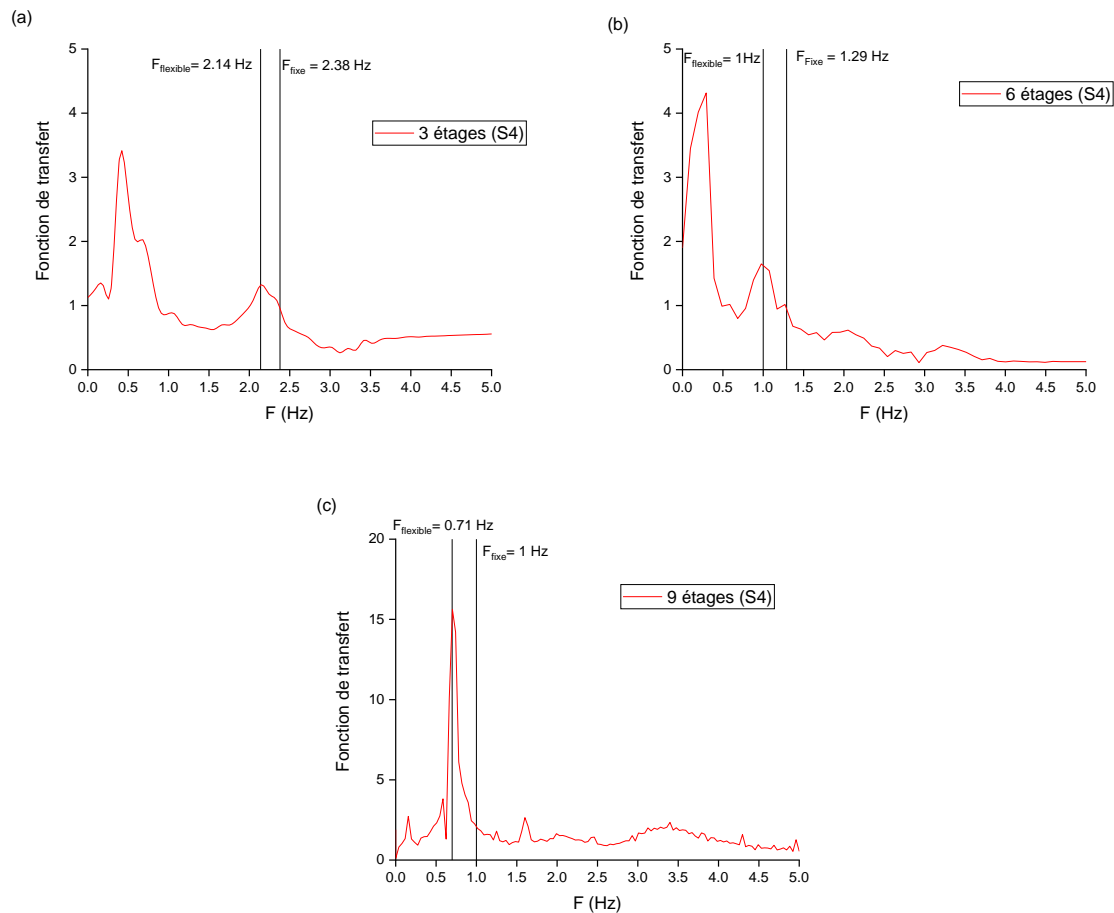
**Figure 4.14** : Période naturelle d'un système ISS impliquant une semelle en fonction du rapport d'élanement ( $h/r$ ) et du paramètre d'onde ( $1/\sigma$ ) : comparaison de la solution exacte proposée et de la solution de Veletsos (1977). (Maravas et al. 2014)

En utilisant les données extraites de ce graphe, ainsi que les périodes fondamentales des structures à base fixe, nous en déduisons la période fondamentale des structures à base flexible pour chaque configuration. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 4.6.

**Tableau 4.6** : Périodes et fréquences fondamentales des structures à base flexible calculées analytiquement.

Portique	$1/\sigma$	$T_{\text{fixe}}$ (s)	$T_{\text{flexible}}$ (s)	$F_{\text{flexible}}$ (Hz)
3 étages	0.20	0.44	0.46	2.14
6 étages	0.23	0.77	1.00	1.00
9 étages	0.27	1.00	1.40	0.71

Par ailleurs, ces résultats sont corroborés par le calcul de la fonction de transfert pour chaque structure fondée sur le sol S4, comme illustré dans la Figure 4.15.



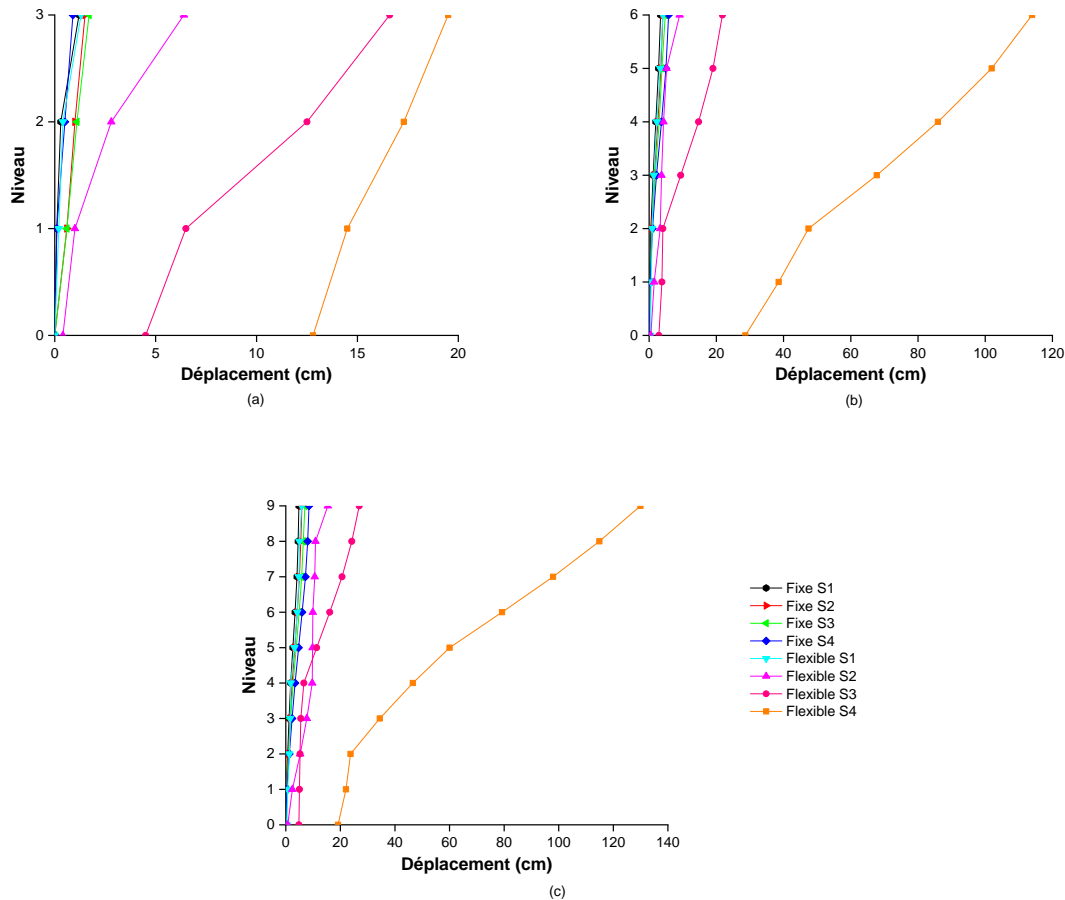
**Figure 4.15** : Fonction de transfert calculée au sommet du portique fondé sur le sol de classe S4 : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.

#### 4.4.2. DÉPLACEMENTS LATÉRAUX DES ÉTAGES

Les valeurs maximales des déplacements latéraux des étages pour les trois portiques sélectionnés sont présentées sur la Figure 4.16, en fonction des quatre types de sols étudiés, ainsi que pour les modèles à base fixe et à base flexible.

Les résultats montrent que les déplacements latéraux des étages augmentent avec la flexibilité du sol. Cette tendance est particulièrement marquée pour le portique à 3 étages (structure de faible hauteur), tandis que pour les portiques de 6 et 9 étages (structures de hauteur moyenne), l'augmentation des déplacements latéraux est plus significative dans le cas d'un sol très mou (S4) par rapport aux autres types de sols. Dans ce contexte, les effets de l'interaction sol-structure tendent à accroître le risque de martèlement entre les bâtiments adjacents, ainsi qu'à perturber l'occupation humaine et l'exploitation fonctionnelle.

Quant à l'évolution des déplacements latéraux à la base de la structure de faible hauteur selon la catégorie de sol, elle peut être attribuée à la rigidité relative de la structure par rapport au sol, induisant des phénomènes de rotation et de translation de la fondation, qui se manifestent par rapport au mouvement en champ libre.

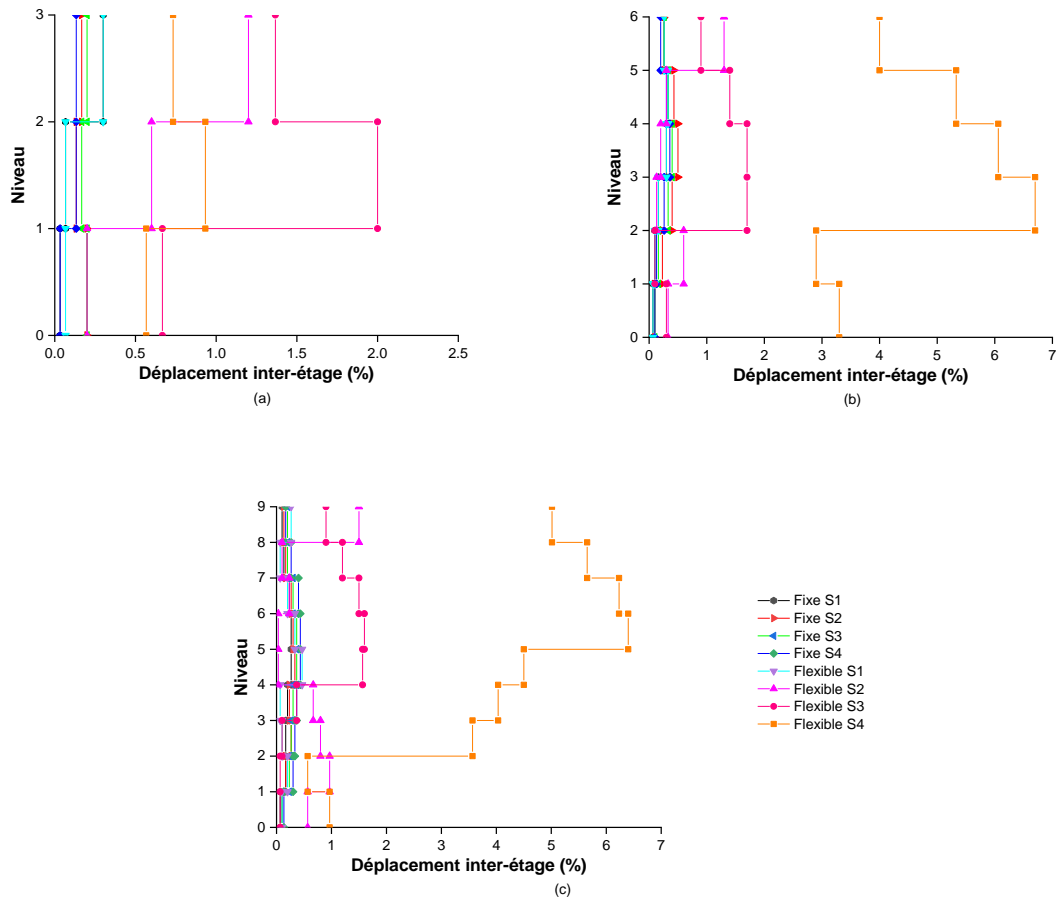


**Figure 4.16** : Valeurs maximales des déplacements latéraux des étages pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.

### 4.4.3. DÉPLACEMENTS INTER-ÉTAGES

Les valeurs maximales des déplacements inter-étages pour les trois portiques étudiés, en considérant les modèles fixes et flexibles par rapport aux quatre types de sols, sont présentées dans la Figure 4.17.

L'interaction sol-structure se traduit par une augmentation des déplacements inter-étages. Cette augmentation est particulièrement prononcée lorsque l'on passe des sols de types S1 et S2 à ceux de types S3 et S4. De plus, les effets de l'interaction sol-structure (ISS) se manifestent principalement aux niveaux intermédiaires, où la distinction entre les deux systèmes (c'est-à-dire les modèles fixes et flexibles) est la plus prononcée. Il est important de noter que cette tendance n'est pas systématiquement observée dans le cas du portique à trois étages. En effet, les déplacements inter-étages induits sont plus significatifs avec un dépôt de sol de type S3 qu'avec un sol de type S4. Cela peut être déduit des spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit de ce portique (Figure 4.11.c et d), qui montrent que, pour le sol de type S3, l'ordonnée spectrale en accélération associée à la première période de vibration est supérieure à celle du sol de type S4.

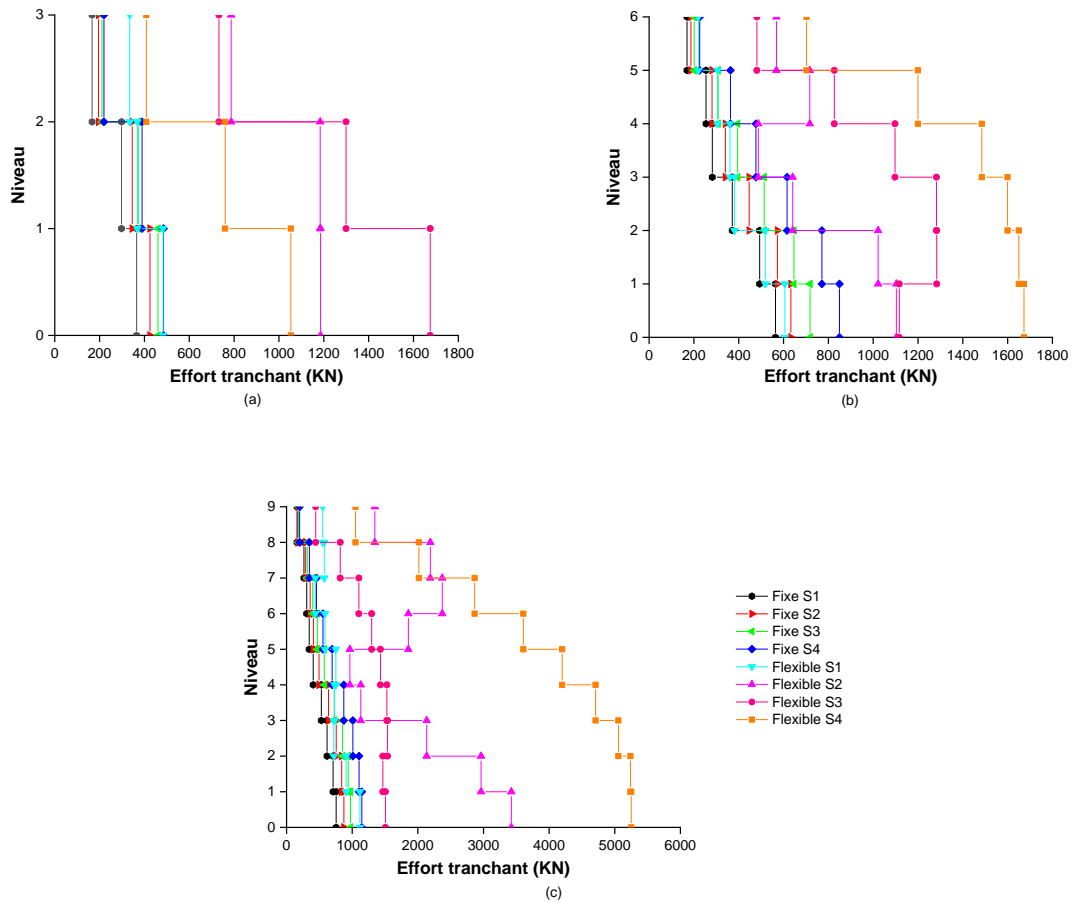


**Figure 4.17 :** Valeurs maximales des déplacements inter-étages des portiques en béton armé à base fixe et flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.

#### 4.4.4. EFFORTS TRANCHANTS DES ÉTAGES

La figure 4.18 présente les valeurs maximales des efforts tranchants des étages pour les trois structures, en considérant les modèles à base fixe et à base flexible, en fonction des quatre types de sol étudiés. Il est observé que l'augmentation de la flexibilité du sol entraîne une augmentation des forces de cisaillement des étages. Toutefois, à l'instar de la section précédente, une exception est notée pour le portique à 3 étages, où les forces de cisaillement obtenues pour les types de sol S2 et S3 dépassent celles du sol S4. Comme expliqué dans la section 4.4.3, cela pourrait être attribué à la plus faible ordonnée de l'accélération spectrale correspondant à la première période de vibration pour le sol S4.

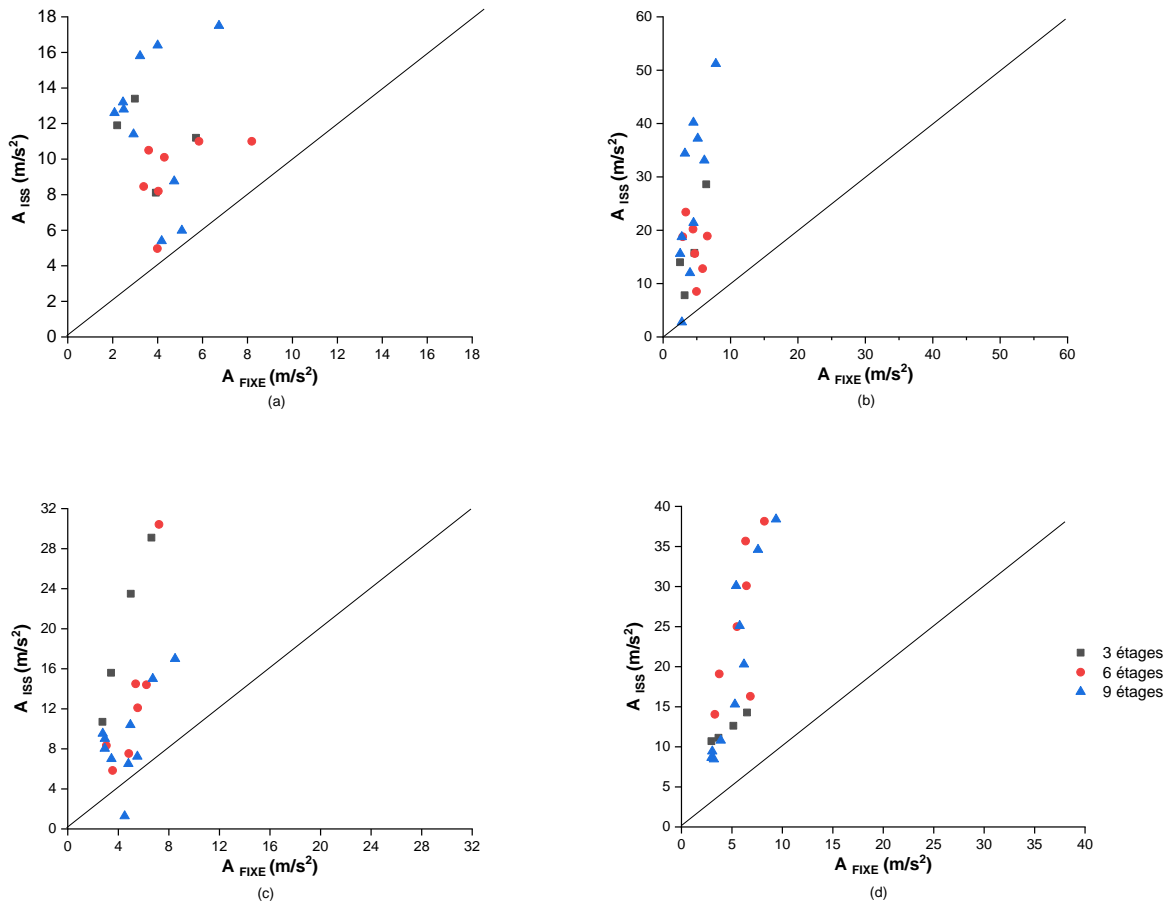
La littérature présente des résultats divergents concernant l'effet de l'interaction sol-structure sur les forces de demande sismique. Certaines études indiquent que l'ISS tend à réduire ces forces par rapport à une condition de base fixe, cette réduction étant principalement due à l'allongement de la période de vibration (Worku, 2014 ; Eurocode 8, 2004 ; ASCE/SEI 7-10, 2010 ; GB50011-2010, 2010). En revanche, d'autres recherches soulignent que l'ISS peut être préjudiciable en raison de l'augmentation des efforts tranchants qu'elle induit (Dutta et al., 2004 ; Bhattacharya et al., 2004 ; El Ganainy & El Naggar, 2009 ; Priyanka et al., 2012 ; Kuladeepu et al., 2015). Ainsi, l'effet de l'ISS sur les forces de demande sismique peut être soit bénéfique, soit défavorable, en fonction des caractéristiques spécifiques du sol et de la structure.



**Figure 4.18 :** Valeurs maximales des forces de cisaillement des étages pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.

#### 4.4.5. ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX SENSIBLES AUX ACCÉLÉRATIONS

Une vue d'ensemble de l'effet que l'ISS pourrait avoir sur les éléments non structuraux, tels que les composants architecturaux et les systèmes mécaniques et électriques, est donnée dans cette étude. À cette fin, les éléments non structuraux sensibles à l'accélération sont étudiés, et les valeurs maximales des accélérations des planchers pour les modèles à base fixe et à base flexible des trois portiques étudiées, en fonction des quatre types de sol, sont présentées dans la Figure 4.19. On peut constater que les accélérations du plancher des portiques à base flexible sont significativement plus élevées que celles des portiques à base fixe, quel que soit le type de sol considéré. Cela peut être un inconvénient de l'ISS, car les niveaux accru d'accélération du plancher sur toute la hauteur de la structure augmenteraient les dommages des éléments non structuraux sensibles à l'accélération.



**Figure 4.19 :** Valeurs maximales des accélérations des étages des trois portiques étudiés à base fixe et de à base flexible : (a) dans le sol S1, (b) dans le sol S2, (c) dans le sol S3, et (d) dans le sol S4.

## 4.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des portiques en béton armé résistants aux moments, reposant sur différentes classes de sol, ont été étudiés. À cette fin, des portiques de 3, 6 et 9 étages, sur des systèmes de fondations superficielles, ont été sélectionnés et conçus. Quatre classes de sol différentes, telles que suggérées par le code parasismique algérien RPA99/version 2003, ont été prises en compte. Des analyses dynamiques linéaires, utilisant la méthode directe sous deux conditions aux limites différentes, à savoir base fixe et base flexible, ont été effectuées sous le choc principal du tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003, en Algérie, ajusté au spectre de réponse de conception associé aux différentes catégories de sites. Les résultats de l'étude sont résumés comme suit :

- Les effets de l'ISS conduisent à l'activation des modes supérieurs de vibration des structures dans le cas de sol rocheux et de sol ferme (S1 et S2) et à leur atténuation dans le cas de sol mou et très mou (S3 et S4). Les effets observés peuvent être directement attribués aux caractéristiques du sol sous la structure.
- En ce qui concerne l'allongement de la période résultant de l'inclusion de l'ISS, la première période de vibration de la structure de faible hauteur était considérablement allongée lorsqu'elle était basée sur le type de sol S4. Cependant, pour les structures de hauteur moyenne, l'allongement était moins prononcé.

- Les déplacements latéraux des étages augmentent avec la flexibilité du sol. Par conséquent, les effets de l'ISS tendent à augmenter le risque de martèlement entre les bâtiments adjacents, ainsi que l'interruption de l'occupation humaine et de l'exploitation.
- Les résultats issus de la littérature indiquent que l'impact de l'interaction sol-structure sur la demande sismique peut être soit bénéfique, soit préjudiciable, en fonction des caractéristiques dynamiques du sol et de la structure. Dans le cadre des structures étudiées dans ce travail, et compte tenu des hypothèses formulées, l'effet de l'ISS sur la demande sismique s'est avéré préjudiciable.
- Les effets que l'ISS pourrait avoir sur les éléments non structuraux, tels que les composants architecturaux et les systèmes mécaniques et électriques, sont préjudiciables, car les niveaux d'accélération des planchers accrus sur toute la hauteur de la structure augmenteraient les dommages aux éléments non structuraux sensibles à l'accélération.

---

# **CHAPITRE 5**

**EFFETS DE LA PLASTICITÉ DU SOL SUR LA RÉPONSE  
SISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON ARMÉ**

---

---

## EFFETS DE LA PLASTICITÉ DU SOL SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON ARMÉ

---

### 5.1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre dévastateurs tels que ceux de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobé (1995), Chi-Chi (1999), Kocaeli (1999), Bhuj (2001) et Gujarat (2001) ont clairement démontré la nécessité d'inclure les effets non linéaires des matériaux dans la conception des structures situées en zones sismiques. En particulier, la non-linéarité du sol qui joue un rôle crucial en atténuant l'amplification dynamique des mouvements sismiques et en modifiant les fréquences du système sol-structure, comme l'a constaté Archuleta (1992) sur le site de Garner Valley en Californie.

Par ailleurs, l'étude de Field et al. (1997) sur le séisme de Northridge a confirmé ce phénomène, révélant une forte dépendance de l'effet du site à la magnitude du tremblement de terre. Les sites étudiés ont présenté une amplification deux fois moins importante que celle observée lors des répliques, phénomène qui peut être attribué au comportement non linéaire des sols. De plus, les observations sismologiques indiquent que ces non-linéarités se manifestent généralement pour des niveaux de contraintes d'accélération compris entre 0,1 et 0,2  $g$ .

Ces observations ont poussé de nombreux chercheurs à développer des modèles visant à reproduire le comportement non linéaire des sols soumis à des charges sismiques, utilisant pour cela diverses méthodes, comme la méthode linéaire équivalente ou des modèles non linéaires. Dans cette étude, nous nous intéressons spécifiquement à l'influence de la plasticité du sol sur l'interaction sol-structure. Pour ce faire, un modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb est utilisé. Les structures étudiées sont des portiques en béton armé de 3, 6 et 9 étages, conçus selon le code parasismique algérien RPA99/Version 2003, reposant sur un profil de sol homogène. L'analyse numérique, réalisée avec le logiciel FLAC2D, considère un comportement linéaire pour les éléments structuraux, tandis que le sol est modélisé avec un comportement élastique parfaitement plastique. Les modèles avec et sans interaction sol-structure sont ensuite soumis à trois forts enregistrements sismiques pour analyser les réponses en champ libre et l'impact de l'interaction inertielle. L'étude se penche sur des aspects tels que l'amplification du mouvement, les efforts tranchants, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages, les forces axiales et la diffusion de la plasticité dans la structure. Les résultats obtenus sont comparés à ceux issus d'une analyse qui considère le même système d'interaction sol-structure, mais en adoptant un comportement élastique linéaire pour le sol, afin d'évaluer l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système.

## 5.2. MODÈLES SELECTIONNÉS POUR L'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

Cette section présente les systèmes étudiés et leur modélisation numérique effectuée à l'aide du logiciel FLAC2D. Les analyses portent sur trois portiques en béton armé, conçus pour résister aux moments, et comportant respectivement 3, 6 et 9 étages. Ces structures reposent sur un sol homogène, et sont soumises à trois sollicitations sismiques distinctes.

### 5.2.1. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES

Les structures étudiées comprennent des portiques en béton armé de 3, 6 et 9 étages, représentant des modèles typiques utilisés dans l'architecture algérienne. Les caractéristiques détaillées de ces structures, incluant les dimensions et les propriétés des éléments poutres et poteaux, ainsi que le système de fondation, sont présentées à la section 4.2.1. du chapitre 4. La modélisation numérique, réalisée avec le logiciel FLAC2D et fondée sur les mêmes hypothèses définies dans ce même chapitre, permet de simuler l'interaction sol-structure sous l'effet de sollicitations sismiques.

### 5.2.2. CARACTERISTIQUES DU SOL

Dans le cadre de cette étude, un site a été sélectionné, caractérisé par un dépôt de sol argileux homogène située à El Biar, Alger, Algérie. Les propriétés géotechniques de ce sol sont présentées dans le Tableau 5.1 (Saci 2011). Avec une vitesse de cisaillement constante  $V_s$  de 180 m/s, ce sol est classé comme un sol très meuble selon le code parasismique algérien RPA99/ version 2003.

**Tableau 5.1 :** Détails des paramètres du sol.

Densité massique ( $\text{kg/m}^3$ )	Vitesse de cisaillement (m/s)	Module de cisaillement (MPa)	Module de compressibilité (MPa)	Angle de frottement	Cohésion (KPa)
1520	180	49.2	90.1	10°	60

Le profil du sol, d'une dimension de 75 m  $\times$  30 m, a été modélisé en suivant les recommandations et les hypothèses décrites au chapitre 4, section 4.3.1.

#### 5.2.2.1. Modèle constitutif pour le sol

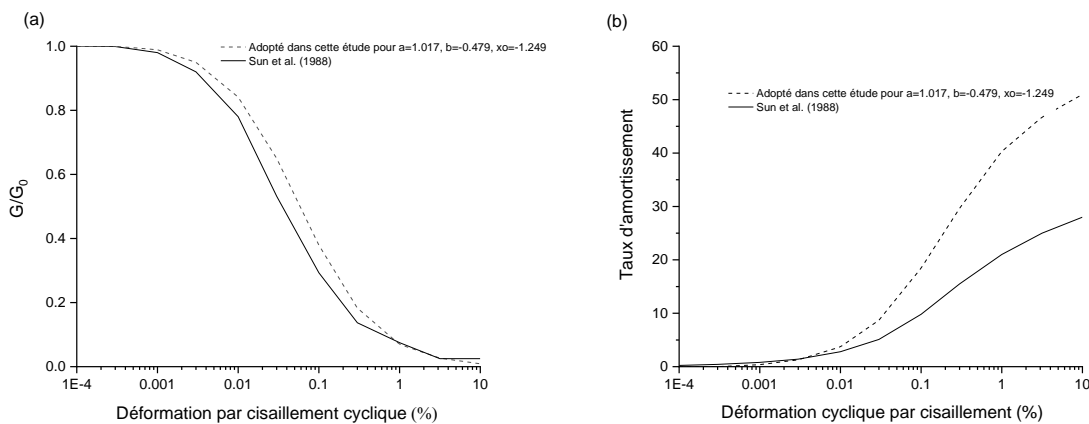
Deux modèles constitutifs différents ont été utilisés pour décrire le comportement du sol dans cette étude, pour mettre en évidence l'effet de la plasticité du sol : un sol élastique linéaire et un sol élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement standard non associée avec un angle de dilatation  $\psi = 0$ .

- Le modèle élastique est caractérisé par des déformations réversibles en cas de déchargement ; les lois de contrainte et de déformation sont linéaires et indépendantes de la trajectoire. Pendant la phase dynamique, un amortissement de 5 % dépendant de la fréquence a été introduit.

- Dans le cas d'un sol au comportement élastique parfaitement plastique, un comportement non linéaire et hystérétique a été introduit pour les trajectoires de contrainte à l'intérieur de la surface d'écoulement. Ce comportement a été modélisé à l'aide d'un modèle hystérétique disponible dans la bibliothèque de FLAC2D, qui applique les règles de déchargement-rechargement de Masing (1926) aux conditions générales de déformation. Le modèle constitutif du sol est entièrement défini par deux paramètres élastiques (le module de cisaillement en petite déformation,  $G_0$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ ), deux paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement et cohésion) et trois paramètres contrôlant la courbe de dégradation du module de cisaillement ( $a$ ,  $b$  et  $x_0$ ), conformément à l'équation 5.2 :

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{a}{1 + \exp\left[-\frac{\log_{10}\gamma - x_0}{b}\right]} \quad (5.2)$$

La calibration du modèle constitutif du sol basé sur les données expérimentales disponibles dans la littérature de Sun et al. (1988) a permis d'obtenir les valeurs respectives de  $a$ ,  $b$  et  $x_0$  égales à 1,017, -0,479 et -1,249. Les courbes  $G/G_0(\gamma)$  et  $D(\gamma)$  correspondantes sont présentées à la Figure 5.1. Enfin, un petit amortissement visqueux de Rayleigh de 0,2 % à  $f = 1,5 \text{ Hz}$  a été attribué aux éléments du sol afin de réduire le bruit à haute fréquence généré par l'intégration numérique.



**Figure 5.1** : Calibration du modèle constitutif du sol sur la base des données expérimentales disponibles dans la littérature : (a) courbes de réduction du module de cisaillement ; (b) courbes d'amortissement.

### 5.2.3. ENTREES SISMIQUES

L'Eurocode 8 (EC8), partie 1, définit les exigences relatives à l'introduction des données sismiques pour l'analyse dynamique (Sec. 3.2.3 : 5). Le mouvement sismique peut être représenté en termes d'accélération au sol et décrit en fonction de la nature de la demande ainsi que des données disponibles. Cette description peut être réalisée à l'aide d'accélérogrammes artificiels, enregistrés ou simulés.

Quel que soit le type d'accélérogrammes, l'EC8 impose les critères suivants :

- Un minimum de trois accélérogrammes doit être utilisé.
- La moyenne des accélérations à période nulle (PGA) ne doit pas être inférieure à la valeur de «  $a_g \times S$  » définie pour le site concerné (  $S$  Coefficient de sol, qui dépend de la catégorie du sol,  $a_g$  est l'accélération de calcul au niveau du sol ).

L'analyse dynamique est réalisée à l'aide d'un ensemble de trois excitations. Elles ont été tirées de la base de donnée de l'Association canadienne du génie parasismique (CAEE)

(Naumoski 1988). Le choix a été effectué en fonction du rapport entre l'accélération maximale du mouvement du sol et la vitesse maximale du mouvement du sol (rapport  $A/V$ ). Pour assurer la concordance avec le code parasismique algérien (RPA 99/version 2003), les mouvements du sol sélectionnés ont été mis à l'échelle en utilisant la méthode de mise à l'échelle PGA (Choopool et Boonyapinyo, 2011). Le facteur d'échelle a été ajusté pour correspondre à l'intensité du spectre de conception tout en assurant la conformité avec les critères de l'Eurocode 8. Plus précisément, l'accélération spectrale à période zéro doit être au moins égale à  $a_g \times S$ , où  $a_g$  est pris égal à 1,25 dans ce cas et  $S = 0,25g$ .

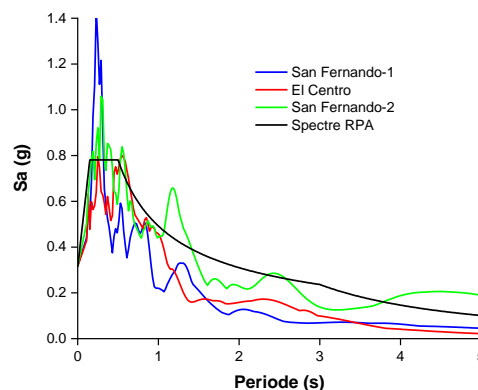
En fonction de la taille de la maille choisie dans le modèle (Eq. 5.1), la fréquence maximale pouvant être modélisée avec précision est de 15 Hz. Par conséquent, les accélérations d'entrée ont été filtrées en mode passe-bas afin d'éliminer les fréquences supérieures à 15 Hz, et une correction de la ligne de base a été effectuée à l'aide d'un algorithme de troncature polynomiale standard.

Les détails de ces enregistrements sont fournis dans le Tableau 5.2, et leurs spectres de réponse en accélération élastique, ainsi que le spectre de conception d'accélération élastique RPA 99/version 2003, sont présentés à la Figure 5.2.

**Tableau 5.2** : Mouvements de terrain utilisés dans l'analyse de l'évolution temporelle.

Séismes	Date	Site	Comp	Mag.(Ms)	Acc. Max. (g)	Vit. Max. (m/s)	A/V ratio*
<b>San Fernando-1 California</b>	09/02/1971	Lake Hughes	Station 4 S21W	6.4	0.146	0.085	1.72
<b>Imperial Valley California</b>	18/05/1940	El Centro	S00E	6.6	0.348	0.334	1.04
<b>San Fernando-2 California</b>	09/02/1971	3470 Wilshire Blvd L A	S90W	6.4	0.114	0.186	0.61

\* $A/V > 1,2$  : haute fréquence ;  $0,8 < A/V < 1,2$  : fréquence intermédiaire ;  $A/V < 0,8$  : basse fréquence (Naumoski 1988).



**Figure 5.2** : Spectre de réponse en accélération pour les séismes sélectionnés et spectre de conception élastique RPA99/Version2003.

## 5.3. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette section, nous présentons les résultats des simulations numériques réalisées sur des portiques à base fixe et à base flexible. L'étude commence par l'évaluation de la réponse sismique en champ libre, qui permet d'analyser le comportement du sol sans la présence de la structure et d'observer comment ce comportement peut influencer la réponse des structures. Ensuite, nous exposons les résultats relatifs à l'interaction dynamique complète du système sol-fondation-structure.

### 5.3.1. REPONSES EN CHAMP LIBRE

#### 5.3.1.1. Accélération spectrale

La Figure 5.3 présente les spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre, en fonction des différentes lois de comportement appliquées au profil de sol : (a) modèle de sol élastique, et (b) modèle de sol élastoplastique.

Dans le cas de l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol (Figure 5.3.a), le mouvement en champ libre est amplifié. Cette amplification atteint son maximum pour les trois excitations à une période identique, correspondant à la période fondamentale du sol de 0,67 s, représentant une fréquence fondamentale de 1,5 Hz. Cette valeur peut être validée analytiquement en appliquant l'équation 5.3.

Dans le cas d'une couche de sol souple et élastique recouvrant le substratum rocheux, l'énergie des ondes sismiques est transférée plus efficacement de la couche de sol plus rigide à la couche de sol plus souple, ce qui entraîne une augmentation de l'amplitude du mouvement sismique à la surface. Cette amplification en champ libre augmentera la demande sismique des structures.

De plus, en tenant compte des périodes fondamentales des structures à base fixe, qui sont respectivement de 0,42 s, 0,77 s et 1 s pour les portiques de 3, 6 et 9 étages (cf. Tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 du chapitre 4), les accélérations spectrales moyennes associées sont respectivement de 1,77 g, 2,4 g et 1,09 g. En conséquence, les forces d'inertie exercées sur le portique de 6 étages seront supérieures à celles des portiques de 3 et 9 étages. Ces résultats seront validés dans les sections suivantes.

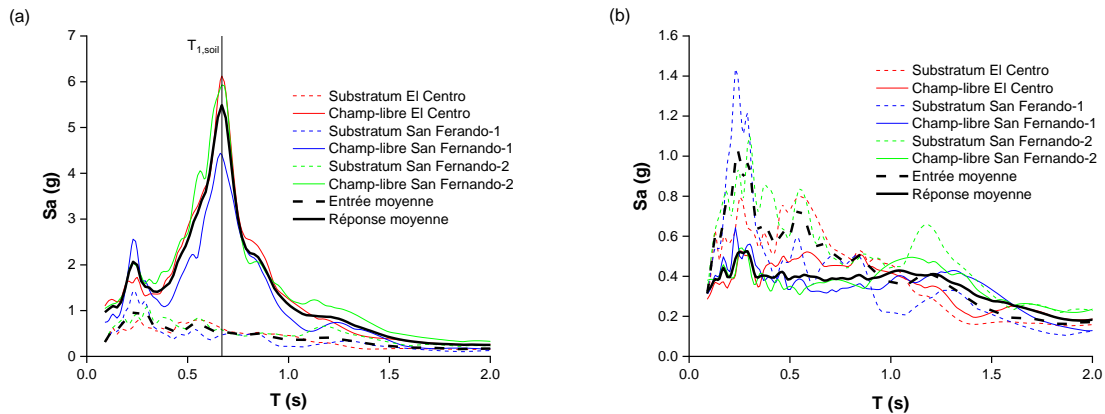
$$f = \frac{Vs}{4H} \quad (5.3)$$

Où  $Vs$  est la vitesse des ondes de cisaillement et  $H$  la hauteur de la couche de sol.

Dans le cadre de l'hypothèse d'un comportement élastoplastique du sol (Figure 5.3.b), une atténuation du mouvement sismique en champ libre est observée pour des périodes courtes,  $T$  inférieures à 1 seconde, correspondant à la gamme des hautes fréquences. En revanche, pour des périodes plus longues,  $T$  supérieures à 1 seconde, le sol présente une réponse peu variable par rapport au mouvement sismique initial. Ce comportement est attribué à l'effet de filtrage de la couche d'argile, qui atténue les hautes fréquences. Le sol élastoplastique possède la capacité de dissiper l'énergie grâce à son comportement hystérétique. En effet, lorsque le sol adopte un comportement plastique, une partie de l'énergie des ondes sismiques est dissipée sous forme de chaleur en raison de la déformation irréversible du sol. Il en résulte une perte d'énergie et une réduction de l'amplitude des mouvements sismiques à la surface.

De plus, les périodes des structures à base fixe analysées, telles que présentées dans Tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 du chapitre 4, se situent dans la gamme des hautes fréquences. En conséquence, l'atténuation des hautes fréquences induite par le comportement élastoplastique

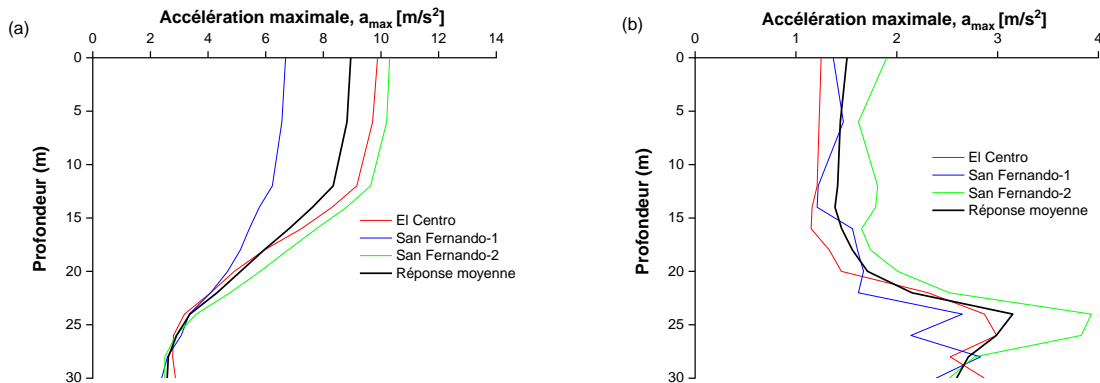
du sol devrait réduire la demande sismique des portiques. Cette hypothèse sera vérifiée dans la section suivante.



**Figure 5.3 :** Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre pour : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

### 5.3.1.2. Profils d'accélération maximale et de déformation maximale

La figure 5.4 illustre la variation de l'accélération maximale en fonction de la profondeur du sol, pour les deux cas considérés : (a) modèle de sol élastique et (b) modèle de sol élastoplastique. Dans le cadre du modèle de sol élastique (Figure 5.4.a), l'accélération maximale en champ libre est amplifiée par rapport au substratum rocheux. En revanche, pour le modèle de sol élastoplastique une amplification modérée est observée sur les 5 premiers mètres en profondeur, attribuable au contraste d'impédance entre le substratum rocheux et la couche de sol. Une diminution progressive de l'accélération est ensuite constatée, phénomène qui peut être expliqué par le comportement hystérétique du sol, entraînant une dissipation de l'énergie.



**Figure 5.4 :** Profil de l'accélération maximale : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

La figure 5.5 montre la variation de la déformation maximale en fonction de la profondeur du sol, pour les deux modèles étudiés : (a) modèle de sol élastique et (b) modèle de sol élastoplastique. On remarque que les déformations en champ libre sont plus prononcées pour le sol à comportement élastoplastique que pour celui à comportement élastique.

Il en ressort que la sollicitation sismique sera plus élevée pour les structures reposant sur un demi-espace élastique, tandis que les déformations seront accrues pour celles situées sur un demi-espace élastoplastique. Cette observation sera confirmée dans les sections suivantes.

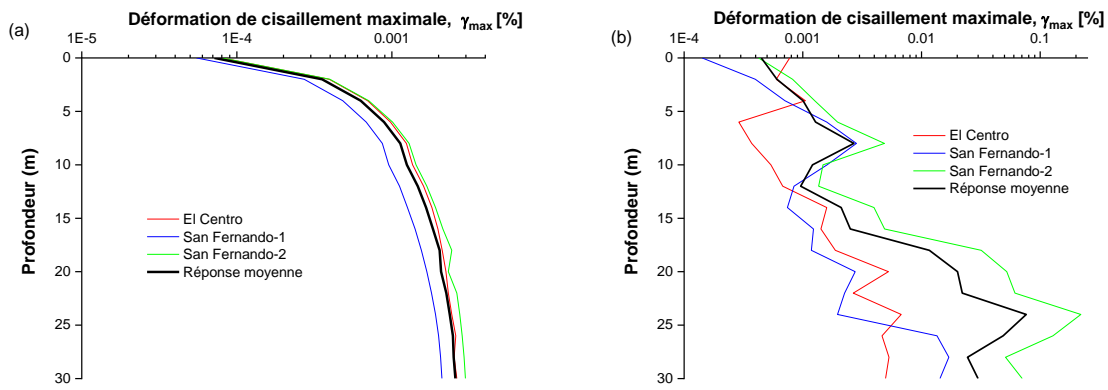


Figure 5.5 : Profil de la déformation maximale : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

## 5.3.2. EFFETS DE L'INTERACTION INERTIELLE

### 5.3.2.1. Accélération spectrale au niveau du toit

Les spectres de réponse en accélération, calculés au niveau du toit des portiques en béton armé de 3, 6 et 9 étages, pour les structures à base fixe et celles à base flexible, sont illustrés respectivement dans les Figures 5.6, 5.7 et 5.8. Ces résultats sont présentés en fonction du comportement du sol : (a) modèle de sol élastique et (b) modèle de sol élastoplastique.

Pour les portiques reposant sur un sol présentant un comportement élastique, une amplification du mouvement sismique est observée par rapport aux structures à base fixe. Cet effet est particulièrement prononcé dans le cas du portique de 6 étages, qui présente une amplification moyenne plus élevée que celle des portiques de 3 et 9 étages. Ce comportement peut être attribué au phénomène de résonance, se manifestant à une période de vibration naturelle  $T_2 = 0,25 \text{ s}$ , proche de la deuxième période naturelle du sol  $T_{2,sol} = 0,22 \text{ s}$ , cette dernière pouvant être déterminée analytiquement à l'aide de l'équation 5.4 :

$$f_n = (2n - 1) \frac{V_s}{4H} \quad (5.4)$$

où  $V_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement,  $H$  est la hauteur du dépôt de sol, et  $n$  désigne l'ordre du modes correspondants.

Dans le cas d'un sol à comportement élastoplastique, les spectres de réponse montrent une réduction des amplitudes dans la plage des basses périodes, tandis que les réponses restent globalement invariables dans la plage des hautes périodes, en comparaison aux spectres de réponse des structures à base fixe. Ce comportement reflète l'effet dissipatif du sol lorsqu'il adopte un comportement non linéaire. Cependant, même dans ce cas de figure, le portique de 6 étages reste et demeure particulièrement vulnérable, présentant une résonance à  $T_2 = 0,25 \text{ s}$ , ce qui confirme son interaction critique avec les caractéristiques dynamiques du sol.

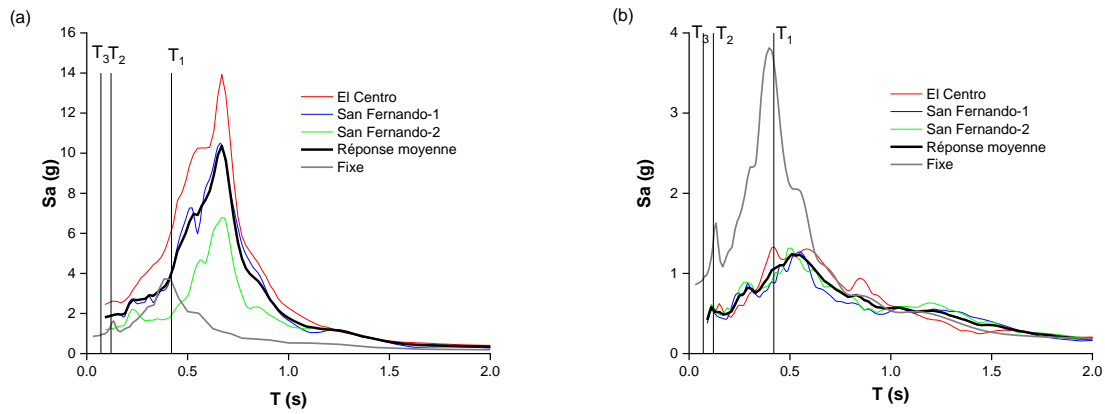


Figure 5.6 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique d 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

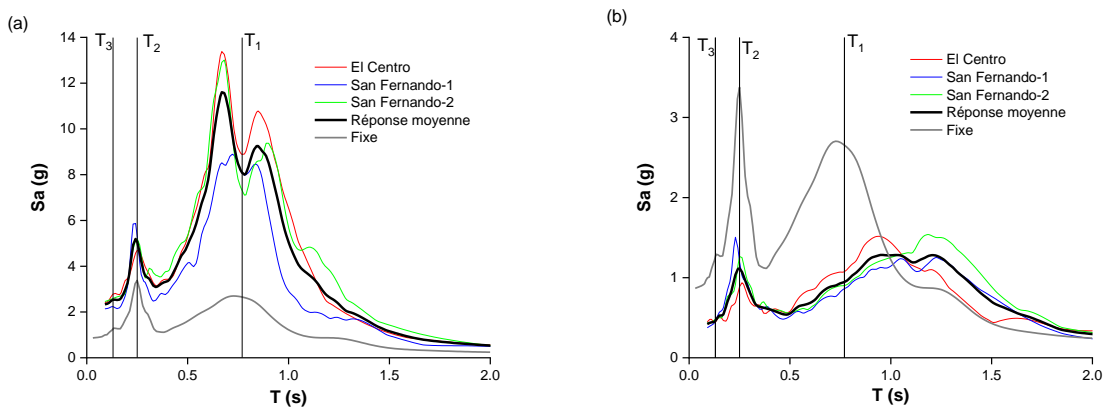


Figure 5.7 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

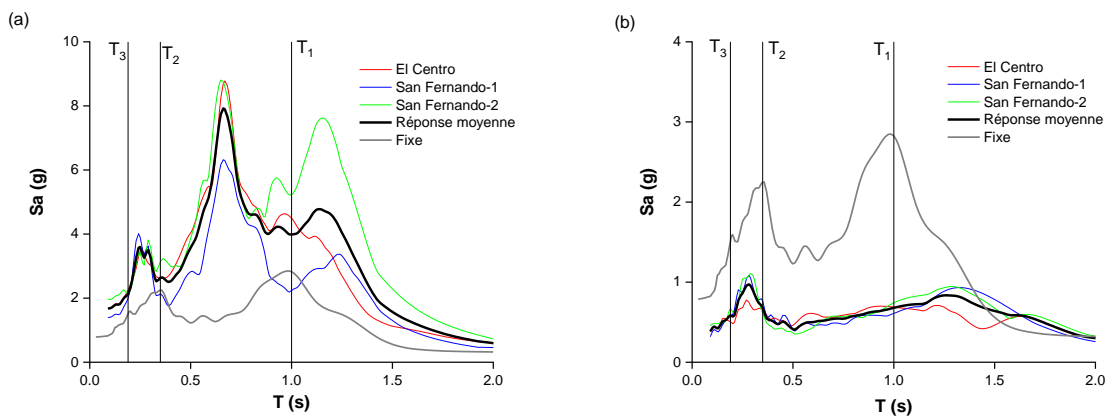


Figure 5.8 : Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

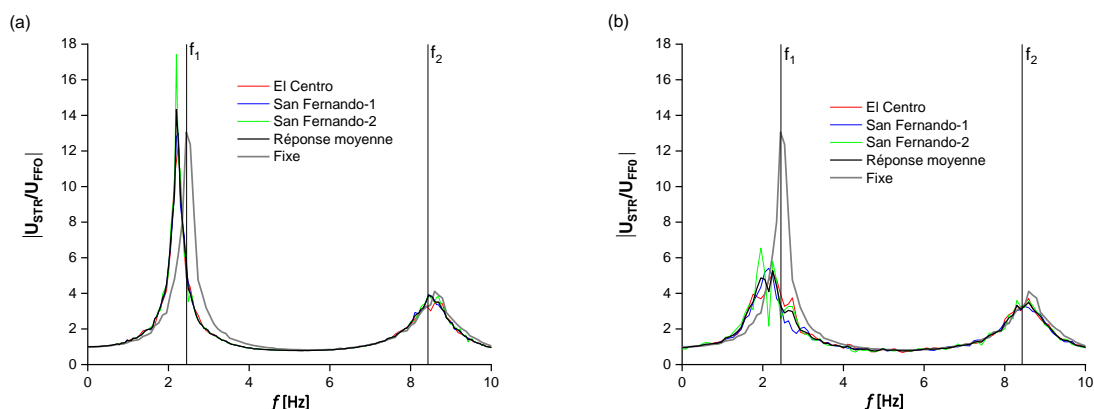
### 5.3.2.2. Fonctions de transfert dépendantes de la fréquence

Les fonctions de transfert dépendant de la fréquence,  $|F| = |U_{STR}/U_{ff0}|$ , représentant le rapport entre le déplacement horizontal du toit ( $U_{STR}$ ) et le mouvement en champ libre ( $U_{ff0}$ ), ont été calculées au niveau du toit des portiques en béton armé de 3, 6 et 9 étages, tant pour les structures à base fixe que pour celles à base flexible. Les résultats, obtenus pour deux modèles de sol distincts, (a) modèle de sol élastique et (b) modèle de sol élastoplastique, sont présentés sur les Figures 5.9, 5.10 et 5.11.

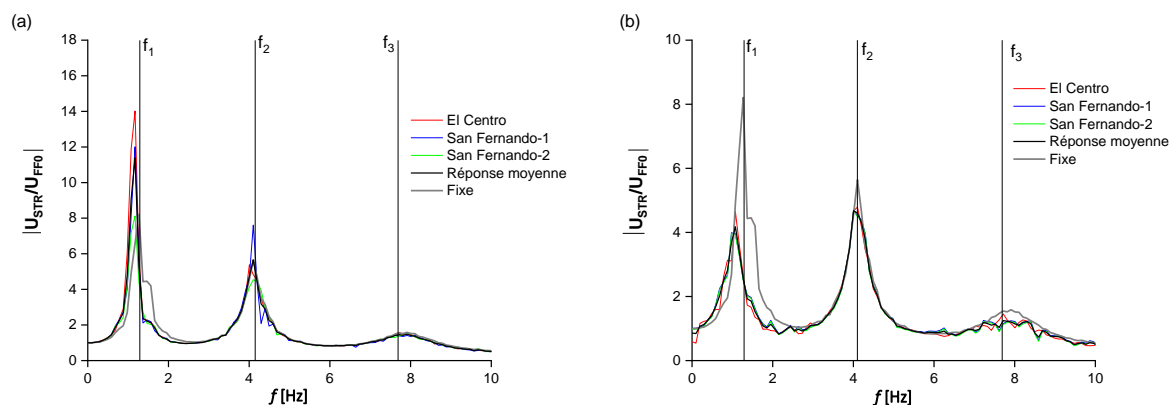
Les résultats présentés dans la section précédente montrent clairement que la réponse dynamique des structures varie de manière significative en fonction du modèle de sol. En effet, dans le cas du modèle de sol élastique (Figures 5.9.a, 5.10.a et 5.11.a), une amplification du mouvement est observée, tandis que pour le modèle de sol élastoplastique (Figures 5.9.b, 5.10.b et 5.11.b), l'amplitude du mouvement de la structure est réduite par rapport à celle observée pour les structures à base fixe.

Ces résultats montrent également que dans le cas d'un modèle de sol élastoplastique, l'ISS induit une augmentation de la flexibilité du système ( $f_{1,ISS} < f_{1,FIX}$ ) et l'amortissement ( $D_{ISS} > D_{FIX}$ ), ce dernier étant inversement proportionnel au maximum des courbes  $U_{STR}/U_{ff0}$ . Ce phénomène, propre à l'ISS, est observé pour les trois structures étudiées.

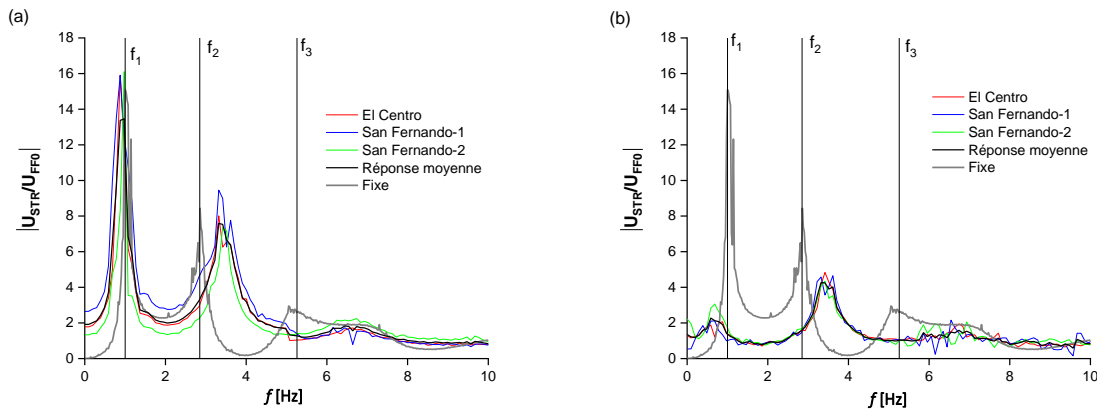
Par ailleurs, la Figure 5.10 confirme le phénomène de résonance précédemment observé pour le portique de 6 étages, en particulier à la deuxième fréquence naturelle  $f_2 = 4 \text{ Hz}$ , qui est proche de la deuxième fréquence naturelle du sol  $f_2 = 4,5 \text{ Hz}$ , dans les deux configurations de modèle de sol, élastique et élastoplastique.



**Figure 5.9:** Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.



**Figure 5.10 :** Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.



**Figure 5.11** : Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

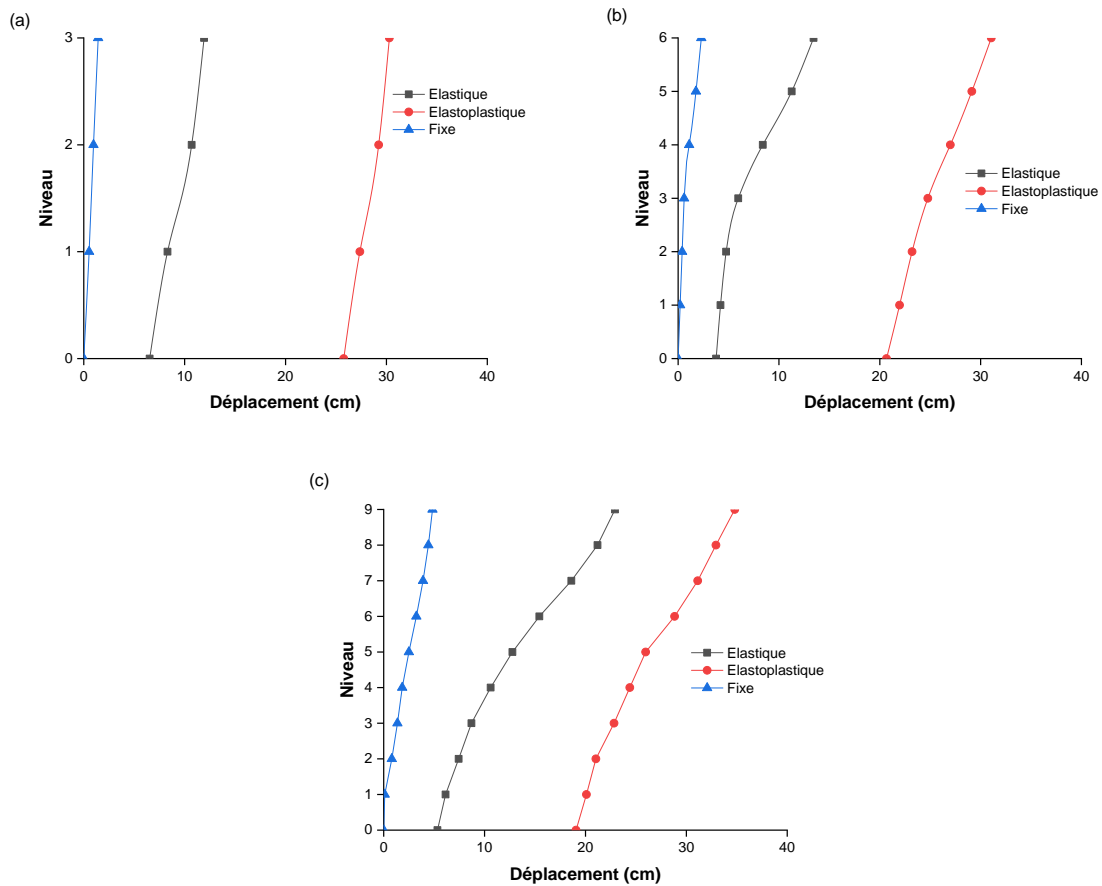
Une légère réduction de la première fréquence fondamentale a également été observée pour les trois structures étudiées. Afin de valider ces résultats relatifs aux fréquences fondamentales des modèles à base flexible, une méthode analytique développée par Maravas et al. (2014), détaillée à la section 4.4.1.1 du chapitre 4, sera utilisée. En utilisant les données extraites de cette étude, ainsi que les périodes fondamentales des structures à base fixe, nous avons déterminé la période fondamentale des structures à base flexible dans le régime élastique linéaire. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 5.3, et confirment les fréquences fondamentales calculées à partir des fonctions de transfert.

**Tableau 5.3** : Périodes et fréquences fondamentales des structures à base flexible calculées analytiquement pour chaque portique.

Portique	$1/\sigma$	$T_{\text{fixe}}$ (s)	$T_{\text{flexible}}$ (s)	$F_{\text{flexible}}$ (Hz)
3 étages	0.11	0.44	0.48	2.08
6 étages	0.13	0.77	0.84	1.19
9 étages	0.15	1	1.16	0.86

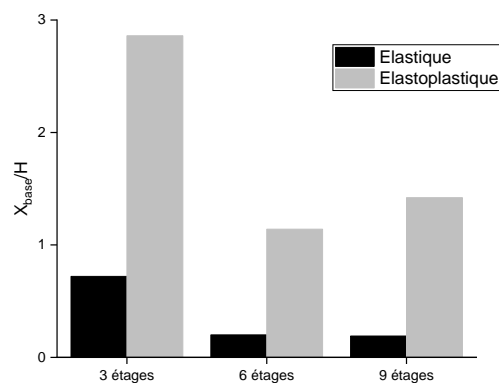
### 5.3.2.3. Déplacements latéraux

Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux par étage, calculées pour les structures étudiées, sont illustrées dans la Figure 5.12. Les résultats des simulations indiquent que l'interaction sol-structure engendre une augmentation significative des déplacements latéraux des étages pour les structures portiques. Cette amplification est observée pour les deux modèles de comportement du sol adoptés. Toutefois, les déplacements sont nettement plus prononcés dans le cas d'un sol élastoplastique. Cela s'explique par les déformations subies par le sol en champ libre, dues à la plasticité accumulée lors des mouvements sismiques, avant même son interaction avec la structure. Ces observations concordent avec les conclusions précédemment établies dans la section 5.3.1.2.



**Figure 5.12 :** Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux pour les portiques en béton armé à base fixe et à base flexible : (a) 3 étages, (b) 6 étages et (c) 9 étages.

La figure 5.13 présente le rapport entre le déplacement maximal à la base et la hauteur de chaque structure. On observe clairement que le portique en 3 étages connaît un déplacement à la base plus significatif. Cela indique les effets de l'ISS sont plus significatifs pour une structure rigide implantée sur des sols très mous. Cette situation peut également conduire à un martèlement indirect de la structure, un phénomène susceptible de se produire dans des environnements urbains où les bâtiments sont rapprochés les uns des autres.



**Figure 5.13 :** Rapport entre le déplacement maximal à la base et la hauteur des portiques de 3, 6 et 9 étages.

### 5.3.2.4. Déplacement inter-étages

Les Figures 5.14, 5.15 et 5.16 présentent les déplacements inter-étages maximaux pour les structures étudiées. Ces résultats tiennent compte des configurations à base fixe et flexible, ainsi que des comportements élastique et élastoplastique du sol.

L'analyse des résultats montre que l'interaction sol-structure entraîne une augmentation des déplacements inter-étages pour les portiques de 3, 6 et 9 étages par rapport aux configurations à base fixe. Cette augmentation est particulièrement marquée dans le cas où le sol présente un comportement élastique. Ce phénomène s'explique par le comportement élastique du sol qui transmet de manière plus directe les efforts à la structure. Ainsi, les portiques reposant sur un sol élastique voient leurs déplacements inter-étages amplifiés. En revanche, dans le cas d'un sol présentant un comportement plastique, bien que l'ISS influence les déplacements inter-étages, cette influence est moins prononcée. Le sol élastoplastique absorbe une partie de l'énergie sismique par le biais de déformations permanentes, ce qui réduit la transmission des efforts sismiques à la structure et, par conséquent, atténue les déplacements inter-étages. Le portique de 6 étages se distingue par un déplacement inter-étages plus important que ceux observés dans les portiques de 3 et 9 étages, et ce, dans les deux cas de sol à comportement élastique et élastoplastique. Cette différence peut être attribuée au phénomène de résonance, qui affecte spécifiquement ce portique, entraînant ainsi une amplification des déplacements inter-étages.

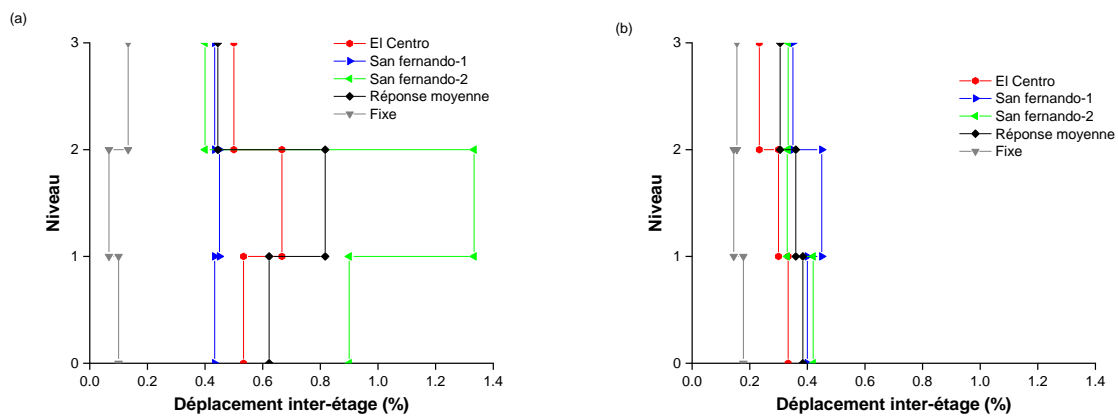


Figure 5.14 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

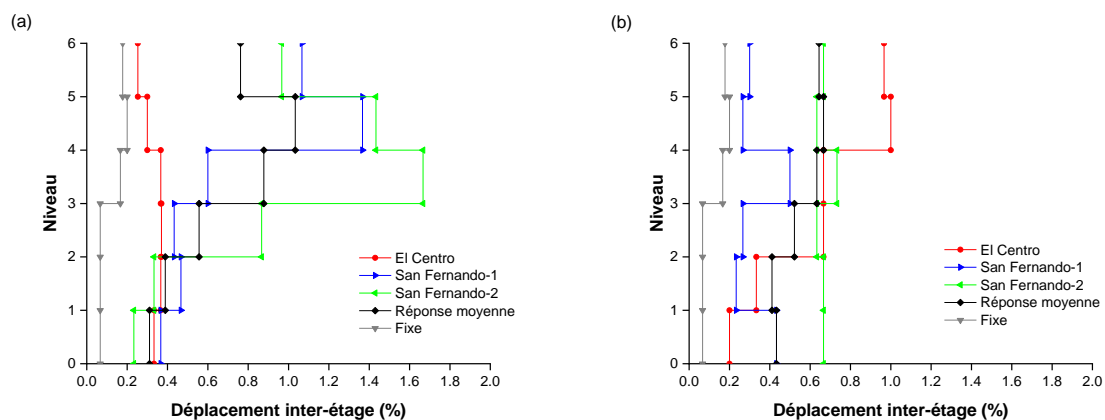


Figure 5.15 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

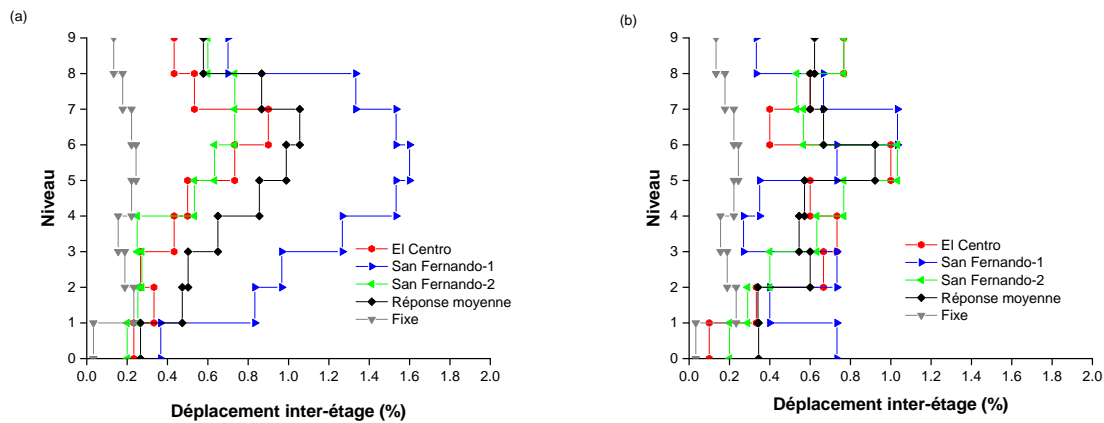


Figure 5.16 : Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

### 5.3.2.5. Efforts tranchants

Les Figures 5.17, 5.18 et 5.19 présentent les valeurs maximales des efforts tranchants pour les structures étudiées, en comparant les modèles à base fixe et à base flexible, tout en considérant les comportements (a) du modèle de sol élastique et (b) du modèle de sol élastoplastique.

L'examen des résultats obtenus pour un sol à comportement élastique montre clairement que l'interaction sol-structure entraîne une augmentation significative de l'effort tranchant, tant à la base qu'aux étages, par rapport à la configuration à base fixe. Cette amplification peut être expliquée par la réponse du sol ayant un comportement élastique, qui transmet plus directement les forces sismiques aux éléments porteurs de la structure, entraînant ainsi une augmentation des charges internes. Cette observation est confirmée par les résultats présentés à la section 5.4.2.1, où il a été démontré que les accélérations spectrales des structures à base flexible sont amplifiées par rapport à celles à base fixe.

En revanche, pour un sol présentant un comportement plastique, les résultats montrent une réduction de l'effort tranchant par rapport à la base fixe. Cette réduction peut être attribuée à la capacité du sol plastique à absorber et dissiper une partie de l'énergie sismique, atténuant ainsi les forces exercées sur la structure. Cette observation est également confirmée par les résultats présentés dans la section 5.3.2.1, où il a été démontré que les accélérations spectrales des structures à base flexible sont atténuées par rapport à celles à base fixe. En conséquence, les caractéristiques du sol jouent un rôle déterminant dans le comportement des portiques soumis aux effets de l'ISS, générant ainsi des effets bénéfiques ou préjudiciables.

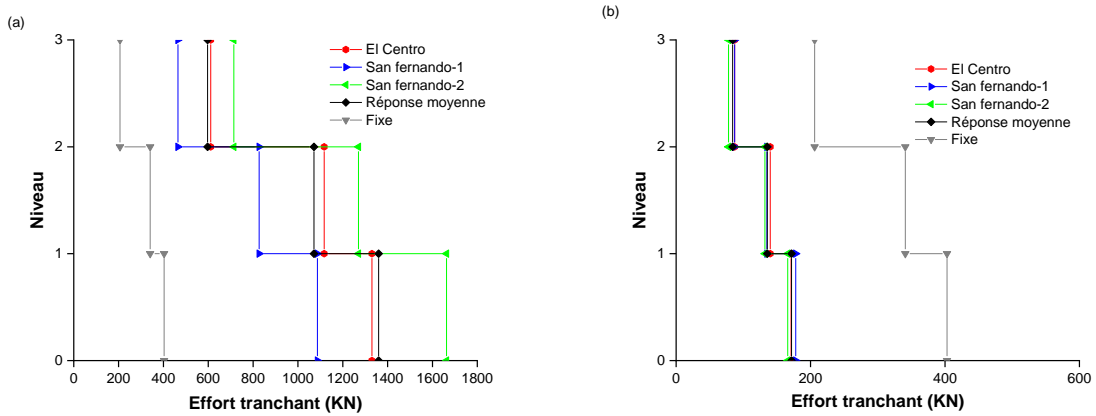


Figure 5.17 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 3 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

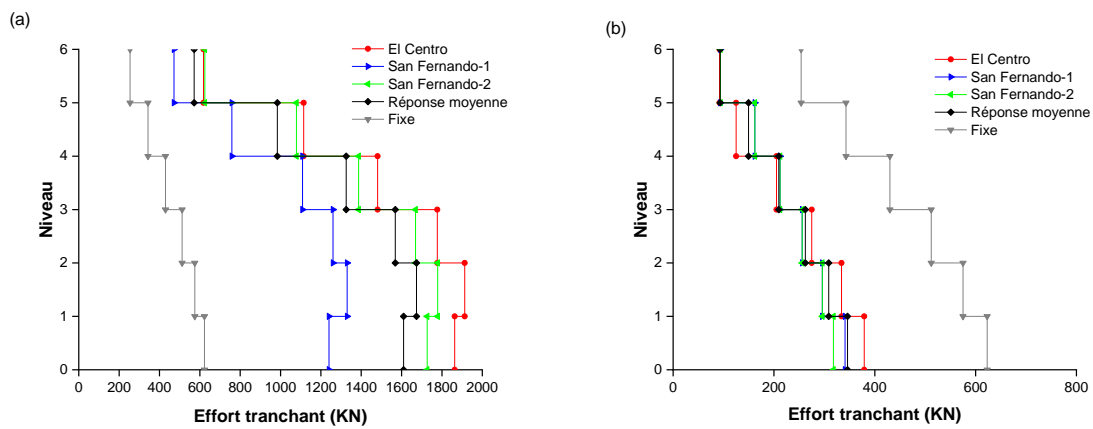


Figure 5.18 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 6 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

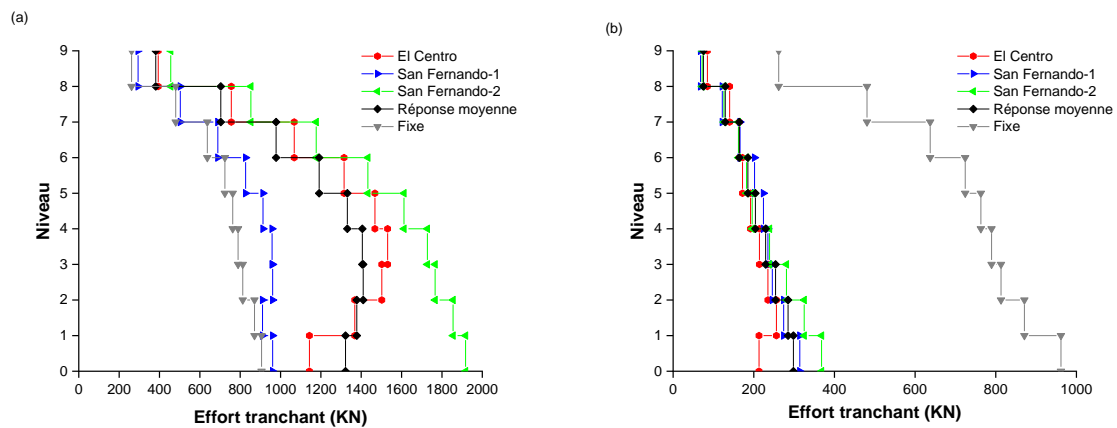
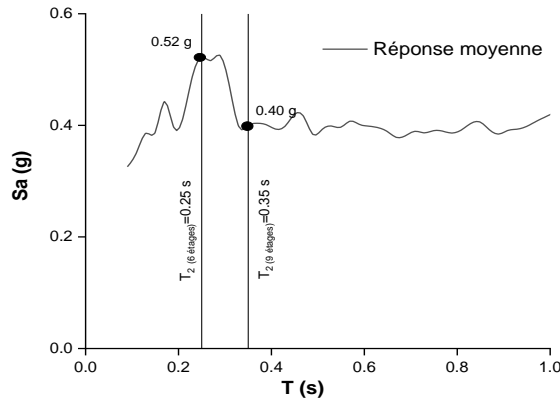


Figure 5.19 : Valeurs maximales des efforts tranchants des étages du portique de 9 étages : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

En examinant la réponse des portiques à base flexible, on constate que l'effort tranchant à la base du portique de 6 étages est supérieur lorsqu'il repose sur un sol élastique ou inélastique. Ce résultat a déjà été prédit dans la section traitant des analyses en champ libre. Cela peut être attribué à la contribution significative du second mode de vibration du portique de 6 étages par rapport aux autres portiques, en particulier le portique de 9 étages. En effet, il ressort des spectres de réponse élastique moyens calculés à la surface de la couche de sol inélastique que,

pour le portique de 6 étages, l'accélération spectrale correspondant au second mode de vibration est de 0,52 g, tandis que pour le portique de 9 étages, la valeur correspondante est de 0,4 g (Figure 5.20). Ainsi, et contrairement à l'idée reçue, une structure avec un faible poids sismique (6 étages dans notre cas) pourrait avoir une demande sismique considérable comparée à une structure avec un poids sismique élevé (9 étages dans cette étude).



**Figure 5.20** : La moyenne des réponses des spectres de réponse en accélération calculée à la surface du modèle de sol élastoplastique.

## 5.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des portiques en béton armé a été analysée, en se concentrant sur des structures de faible et moyenne hauteur (3, 6 et 9 étages) fondées sur un système de fondation superficielle. Un sol homogène a été considéré avec deux lois de comportement différentes : l'une étant élastique linéaire et l'autre élastique parfaitement plastique. Les simulations numériques élastiques linéaires et élastoplastique non linéaires ont été effectuées en utilisant la méthode directe, avec des bases fixes et flexibles, sous trois forts mouvements sismiques.

Les résultats obtenus permettent de tirer plusieurs conclusions importantes :

- *L'importance de l'ISS* : Les analyses comparatives entre les modèles à base fixe et ceux prenant en compte l'ISS montrent que l'ISS modifie considérablement la réponse sismique des structures. L'ignorer pourrait mener à des prévisions inexactes et sous-estimer le comportement réel des bâtiments sous sollicitations sismiques.
- *Différences entre les modèles de sol* : Le modèle de sol élastoplastique présente des déformations plus importantes, tandis que le sol élastique a tendance à amplifier la demande sismique, augmentant ainsi les efforts dans la structure.
- *Effets de l'ISS sur la flexibilité et l'amortissement* : Lorsque le sol présente un comportement élasto-plastique, l'ISS provoque une augmentation de la flexibilité et de l'amortissement global du système, ce qui peut réduire les forces internes induites par les séismes.
- *Réduction des forces de cisaillement* : Le comportement plastique du sol, contrairement au comportement élastique linéaire, contribue à réduire les efforts de cisaillement dans les portiques, ce qui constitue un avantage de l'ISS, car cela diminue les contraintes subies par la structure.

- *Vulnérabilité du portique à 6 étages* : Le portique de 6 étages a été identifié comme étant le plus sensible, avec une demande sismique et des phénomènes de résonance plus marqués par rapport aux autres portiques, ce qui en fait une structure vulnérable dans ce contexte.
- *Augmentation des déplacements latéraux et des déplacements inter-étages* : Les effets de l'ISS ont conduit à une augmentation significative des déplacements latéraux lorsque le sol présente un comportement plastique et une amplification des déplacements inter-étages lorsque le sol adopte un comportement élastique, amplifiant ainsi les risques de dommages structuraux.

---

# **CHAPITRE 6**

**EFFET DE LA PLASTICITE DU SOL SUR LE NIVEAU DE  
PERFORMANCE D'UN PORTIQUE METALLIQUE  
INELASTIQUE**

---

---

## EFFET DE LA PLASTICITE DU SOL SUR LE NIVEAU DE PERFORMANCE D'UN PORTIQUE METALLIQUE INELASTIQUE

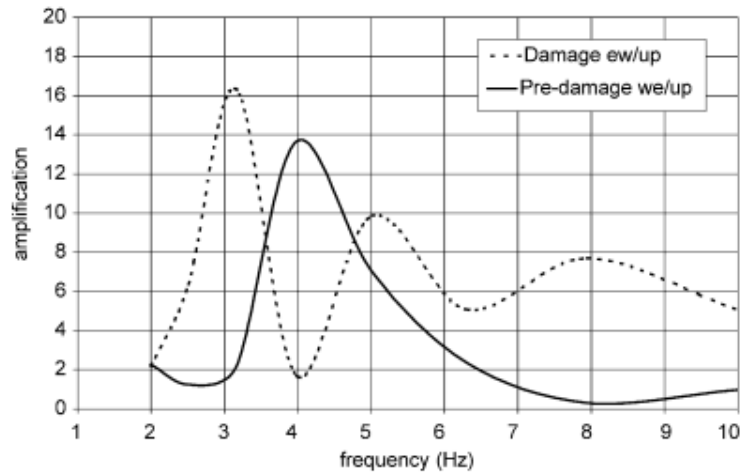
---

### 6.1. INTRODUCTION

L'évaluation de la performance sismique des structures dépend de plusieurs facteurs, dont l'interaction sol-structure, qui occupe un rôle important. Cette interaction peut en effet altérer de manière significative la réponse d'une structure lors d'un séisme en modifiant les mouvements à la base, les déformations, et la répartition des efforts internes. La prise en compte de cette interaction est essentielle, notamment pour les structures présentant un comportement inélastique, susceptible de générer des réactions complexes sous sollicitations dynamiques. La flexibilité du sol, combinée aux comportements plastiques des matériaux, conduit à des réponses non linéaires qui modifient le comportement sismique de la structure.

Une étude expérimentale réalisée par Gallipoli et al. (2004) a démontré l'impact considérable du comportement non linéaire des matériaux sur la réponse sismique des structures de type bâtiment. Les résultats ont indiqué que les dommages liés aux éléments structuraux peuvent entraîner une diminution significative, d'environ 25%, de la fréquence fondamentale de la structure (Figure 6.1). Cette constatation met en évidence l'importance des dégradations structurelles dans la modification des propriétés vibratoires des bâtiments lors d'événements sismiques.

Dans ce chapitre, la performance sismique d'un portique métallique inélastique résistant aux moments est étudiée en considérant l'interaction sol-structure. Cette étude examine l'effet combiné de la plasticité du sol et de celle de la structure sur la réponse globale de cette dernière. Le système étudié comprend un portique métallique résistant au moment au comportement élastique parfaitement plastique, et reposant sur un sol monocouche homogène. Les modèles avec et sans interaction sol-structure sont ensuite soumis à trois enregistrements sismiques de forte intensité. L'étude se penche sur des aspects tels que l'amplification du mouvement, les efforts tranchants, les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages, les forces axiales et la diffusion de la plasticité dans la structure. Afin d'évaluer de manière qualitative l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système, les résultats obtenus sont comparés à ceux issus d'une analyse qui considère le même système d'interaction sol-structure, mais en adoptant un comportement élastique linéaire pour le sol.



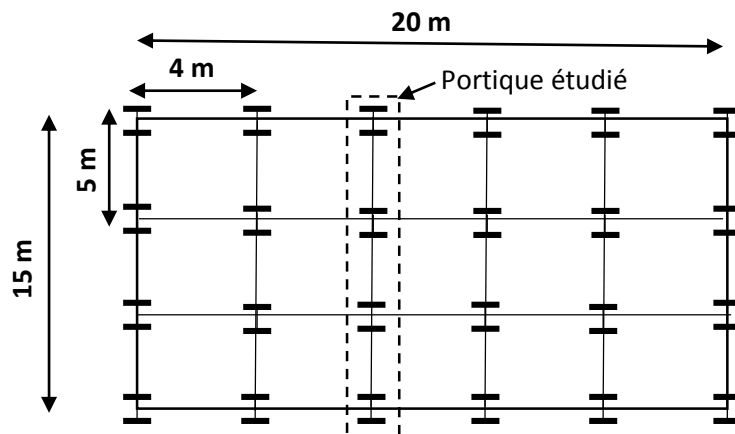
**Figure 6.1** : Influence des dommages de la structure sur sa fréquence fondamentale (les fonctions d'amplification de la composante e-w avant et après l'endommagement) (Gallipoli et al. 2004).

## 6.2. SYSTEMES ANALYSES DANS LE CADRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Cette section décrit le système d'interaction sol-structure étudié et sa modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel FLAC2D. La structure étudiée est un portique métallique résistant aux moments de 6 étages reposant à la surface d'un demi-espace homogène. Les caractéristiques du sol homogène ainsi que les sollicitations sismiques appliquées au système sont ceux déjà adoptés au chapitre 5, sections 5.2.2 et 5.2.3, respectivement.

### 6.2.1. PRESENTATION DETAILLÉE DU MODELE ARCHITECTURAL AVEC SON SYSTEME DE FONDATION

Il s'agit d'un portique métallique résistant aux moments d'un bâtiment de 6 étages, étudié par Chekired (2016) dans sa thèse de doctorat. Le plan du bâtiment, illustré à la Figure 6.2, a des dimensions de 15 m × 20 m et comprend cinq travées de 4 mètres dans la direction longitudinale et trois travées de 5 mètres dans la direction transversale. La Figure 6.3 présente la vue en élévation du portique, avec une hauteur d'étage de 3 mètres. La structure est considérée comme régulière tant en plan qu'en élévation.



**Figure 6.2** : vue en plan de la structure étudiée.

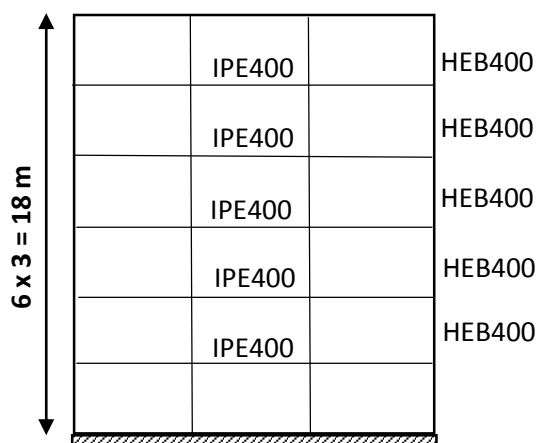


Figure 6.3 : Vue en élévation du portique métallique de six étages.

Les poteaux et les poutres de la structure sont respectivement constitués de profilés métalliques HEB400 et IPE400, avec les mêmes caractéristiques mécaniques, qui sont définies dans le Tableau 6.1. Ces éléments structuraux sont conçus conformément aux dispositions du code algérien RPA 99/version 2003. Les structures sont supposées être situées en zone de forte sismicité (zone III), avec un sol d'implantation de type meuble (S3). Les coefficients sismiques utilisés dans les calculs sont : le coefficient de zone  $A = 0,25 g$ , un facteur de qualité  $Q = 1$  et un facteur de comportement sismique  $R = 6$ .

Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à  $5,8 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant à  $5,1 \text{ kN/m}^2$ . Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de  $1 \text{ kN/m}^2$  et celles du plancher courant de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ .

La structure est supposée être construite sur une semelle superficielle en béton armé d'une épaisseur de 0,5 m et d'une longueur de 15 m, reposant sur la surface du demi-espace. La résistance caractéristique du béton est prise égale à 25 MPa.

Tableau 6.1 : Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé

Limite d'élasticité $F_y$ (KN/m <sup>2</sup> )	Limite ultime de traction $F_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficient de poisson	Module d'élasticité longitudinal E (KN/m <sup>2</sup> )	Module d'élasticité transversal G (KN/m <sup>2</sup> )	Poids volumique de l'acier (KN/m <sup>3</sup> )
235000	360000	0.3	210000000	81000000	78.5

### 6.2.1.1. Conception inélastique des éléments structuraux

Dans cette étude, une analyse élastoplastique non linéaire a été employée. Ce type d'analyse suit un processus similaire à celui de l'analyse élastique linéaire, où un modèle de la structure est élaboré, puis soumis aux mouvements sismiques envisagés. La principale différence réside dans le fait que les propriétés de certains ou de tous les éléments du modèle structurel incluent le moment plastique en plus des propriétés élastiques initiales.

L'analyse sismique inélastique vise principalement à prédire avec précision le comportement d'une structure lors de futurs séismes. Son importance s'est accrue avec l'avènement de l'ingénierie basée sur les performances. Cette approche de conception et d'évaluation sismique repose sur la prédiction des niveaux de performance afin de garantir la sécurité des structures et d'évaluer les risques sismiques (ATC-40, 1996).

Les niveaux de performance décrivent l'état des structures après avoir été soumises à un certain niveau de sollicitation sismique, et sont généralement classés comme suit : pleinement opérationnel, opérationnel, sans danger pour la vie humaine, proche de l'effondrement ou effondrement. Pour évaluer ces niveaux, plusieurs paramètres d'endommagement sont fréquemment utilisés, parmi lesquels figurent la déflexion latérale globale, la demande en ductilité et les déplacements inter-étages (Vision 2000, FEMA 440).

Ainsi, cette étude emploie la méthode d'analyse et de conception sismique inélastique pour évaluer de manière directe le niveau de performance de la structure. Le moment plastique est adopté comme paramètre clé pour appréhender le comportement constitutif des éléments structuraux. Ces éléments, à savoir les poutres, les poteaux et la fondation, sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre "beamSELS". Par défaut, chaque élément se comporte comme un matériau isotrope à élasticité linéaire, sans limite de rupture. Toutefois, il est possible de spécifier un moment plastique limitatif pour modéliser le comportement inélastique de la structure. La figure 6.4 montre une représentation du comportement des éléments structuraux.

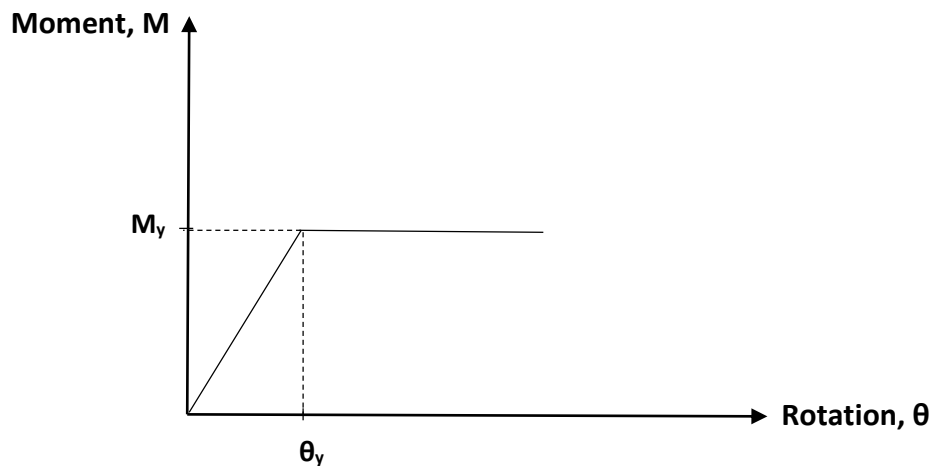


Figure 6.4 : Loi de comportement moment-rotation.

Les moments plastiques résistants pour les sections des poutres et des poteaux, lorsque le matériau suit un comportement élastoplastique non linéaire, peuvent être déterminés à l'aide des relations suivantes :

**A) Poutre :**

$$\theta_y = \frac{Z \times F_{ye} \times l_b}{6EI_b} \quad (6.1)$$

$$M_y = Z \times F_{ye} \quad (6.2)$$

**B) Poteaux :**

$$\theta_y = \frac{Z \times F_{ye} \times l_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (6.3)$$

$$M_y = 1.18 \times Z \times F_{ye} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq Z \times F_{ye} \quad (6.4)$$

$\theta_y$ : Rotation limite

$M_y$ : Moment limite

$F_{ye}$  : Limite d'élasticité de l'acier

$Z$  : module de la section plastique

$l_b$  : longueur de la poutre

$l_c$  : longueur de la colonne

$E$  : module d'élasticité

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre

$I_c$  : Moment d'inertie de la colonne

$P$ : Force axiale de l'élément

$P_{ye}$  : la limite d'élasticité axiale attendue de l'élément ( $A_g F_{ye}$ )

Le moment limite dans les poutres est estimé à  $M_p = 30,71 \text{ t.m}$ , tandis que les moments dans les poteaux sont répertoriés dans le Tableau 6.2.

**Tableau 6.2** : Moments ultimes dans les poteaux.

Niveau d'étage	Poteaux de Rive (t.m)	Poteaux intermédiaires (t.m)
RDC	81.96	75.27
1 <sup>er</sup> étage	83.18	77.62
2 <sup>ème</sup> étage	84.45	79.98
3 <sup>ème</sup> étage	85.67	82.15
4 <sup>ème</sup> étage	87.01	84.68
5 <sup>ème</sup> étage	88.26	87.01

Les formulations adoptées dans cette étude supposent que les éléments structuraux se comportent de manière élastique jusqu'à ce qu'ils atteignent le moment plastique défini. La section à laquelle le moment plastique est atteint peut continuer à se déformer sans induire de résistance supplémentaire.

### 6.2.1.2. Choix de l'amortissement structurel

Dans un calcul par différences finies, l'amortissement de Rayleigh prolonge considérablement le temps de calcul en ajoutant de la complexité à chaque étape du processus et en nécessitant un pas de temps minimal plus réduit. Cela se traduit par des temps de calcul 100 fois plus longs lorsque cet amortissement est pris en compte. Pour résoudre ce problème, un autre type d'amortissement peut être envisagé. Une formulation d'amortissement non visqueux a été utilisée pour les éléments structuraux afin de réduire considérablement le temps de calcul, appelée amortissement local dans la terminologie de FLAC2D. Cette méthode fonctionne en ajoutant ou en soustrayant de la masse à un nœud structurel à certains moments au cours d'un cycle d'oscillation, ce qui permet une dissipation d'énergie indépendante de la fréquence. Le taux d'amortissement adopté est  $D=5\%$ .

## 6.2.2. CARACTERISTIQUES DU SOL

Le site étudié est identique à celui présenté dans le chapitre 5. Il s'agit d'un dépôt de sol argileux homogène situé à El Biar, Alger, en Algérie, dont les caractéristiques géotechniques sont détaillées au chapitre 5, section 5.2.2. Les hypothèses fondamentales adoptées dans la modélisation, notamment les lois de comportement du sol, les conditions aux frontières, et la configuration du maillage numérique, sont également maintenues.

## 6.2.3. EXCITATIONS SISMIQUES

L'analyse dynamique est réalisée à partir de trois enregistrements sismiques sélectionnés dans la base de données de l'Association canadienne du génie parasismique (CAEE) (Naumoski, 1988). Les enregistrements sélectionnés, à savoir El Centro, San Fernando-1 et San Fernando-2, sont identiques à ceux décrits dans le chapitre précédent.

## 6.3. RESULTATS ET DISCUSSION

Cette section présente les résultats des simulations numériques effectuées sur des portiques reposant sur des bases fixes et flexibles. Étant donné que le profil de sol, les hypothèses de calcul et les excitations sismiques sont identiques à ceux adoptés dans le chapitre 5, les résultats obtenus au champ libre restent inchangés et correspondent à ceux détaillés dans la section 5.3.1. Dès lors, l'analyse se concentre directement sur les résultats relatifs à l'interaction dynamique complète du système sol-fondation-structure.

### 6.3.1. ACCELERATION SPECTRALE

La Figure 6.5 illustre les spectres de réponse en accélération au sommet du portique métallique de 6 étages pour les configurations à base fixe et flexible. Ces résultats permettent d'évaluer l'influence de l'interaction sol-structure ainsi que celle des propriétés mécaniques du sol, en considérant deux modèles distincts : (a) un sol à comportement élastique linéaire et (b) un sol à comportement élastoplastique.

L'analyse des spectres de réponse en accélération révèle des différences entre les réponses des structures à base fixe et à base flexible, en fonction du comportement du sol.

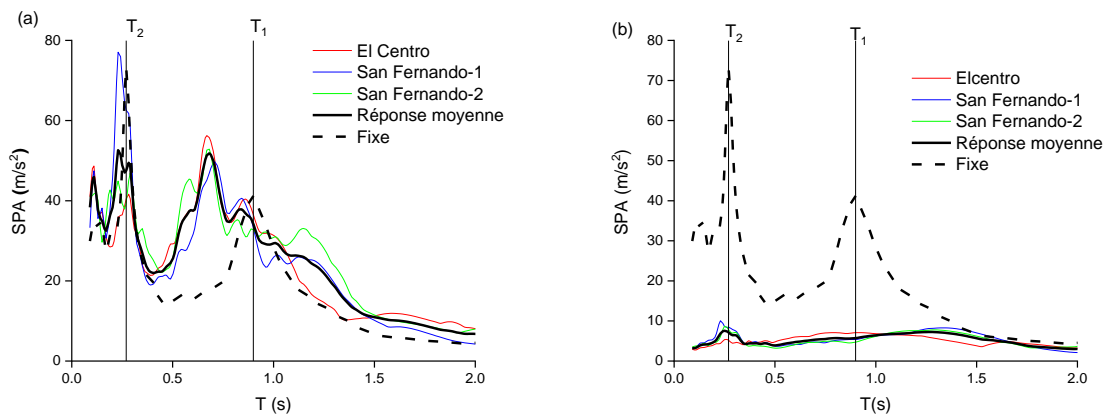
Dans le cas d'un sol à comportement élastique, le mouvement est amplifié sur certaines gamme de période, comme celle de 0.50 s à 0.80 s, et il est désamplifié sur certaines d'autres. Cette variation peut être attribuée à une redistribution de l'énergie entre la structure et le sol, où la plasticité de la structure permet une dissipation partielle de l'énergie sismique, ce qui limite l'amplitude des mouvements dans ces plages de périodes spécifiques.

Il convient également de noter que le mouvement observé à la période fondamentale de la structure  $T = 0,80$  s est légèrement réduit dans le cas de la structure à base flexible par rapport à celle à base fixe. Cette réduction pourrait entraîner une diminution de la demande sismique sur le portique.

Un autre point à souligner est que la deuxième période propre de la structure est proche de celle du sol,  $T_{sol} = 0,22$  s, calculée par l'équation 5.4. Cette proximité pourrait induire un phénomène de résonance. Ce phénomène est potentiellement dangereux car la résonance tend à maximiser les déplacements et les efforts internes, augmentant ainsi les risques de dommages structurels.

Lorsque le sol présente un comportement élastoplastique, le spectre de réponse indique une réduction de l'amplitude des mouvements de la structure par rapport à la configuration à base fixe. Cette atténuation est due à la capacité du sol élastoplastique à dissiper l'énergie sismique à travers son comportement hystérétique. En effet, la plasticité du sol permet une dissipation d'énergie par déformations irréversibles, ce qui réduit l'amplitude des mouvements sismiques transmis à la structure. De plus, les périodes propres de la structure à base fixe analysée qui sont  $T_1 = 0,80$  s et  $T_2 = 0,27$  s, se situent dans la gamme des basses périodes. Par conséquent, cette atténuation devrait réduire la demande sismique sur le bâtiment, une conclusion qui sera confirmée dans la section suivante.

Il est à noter que même dans ce cas la structure peut être marquée par le phénomène de résonance à  $T_2 = 0,25$  s, qui est proche de la deuxième période fondamentale du sol.



**Figure 6.5 :** Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique métallique : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

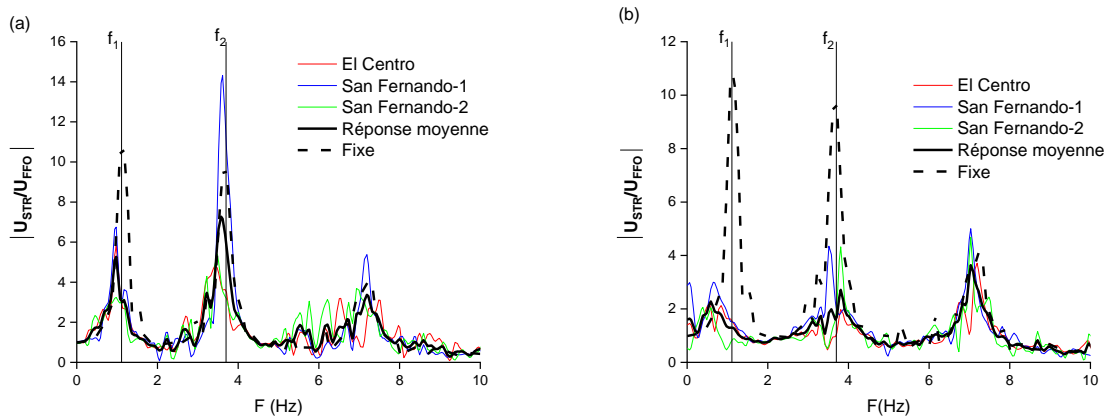
### 6.3.2. FONCTION DE TRANSFERT

Les fonctions de transfert dépendant de la fréquence,  $|F| = |U_{STR}/U_{ff0}|$  ont été calculées au niveau du toit du portique à base fixe et à base flexible. Les résultats, obtenus suivant les deux modèles de sol considérés dans cette étude sont présentés sur la Figure 6.6.

Conformément aux résultats présentés dans la section précédente, il est évident que la réponse dynamique des structures varie considérablement en fonction du modèle de sol adopté. Lorsque le sol présente un comportement élastique, la réponse moyenne du mouvement de la structure est atténuée à certaines fréquences, tandis qu'elle est amplifiée à d'autres. En revanche, pour un sol présentant un comportement plastique, l'amplitude du mouvement de la structure est réduite par rapport à celle observée pour une base fixe.

Ces résultats montrent également que dans le cas d'un modèle de sol élastoplastique, l'ISS induit une augmentation de la flexibilité du système ( $f_{1,ISS} < f_{1,FIX}$ ) et de l'amortissement ( $D_{ISS} > D_{FIX}$ ), ce dernier étant inversement proportionnel au maximum des courbes  $U_{STR}/U_{ff0}$ .

Par ailleurs, la Figure 6.6 confirme le phénomène de résonance précédemment observé pour le portique à 6 étages, en particulier à la deuxième fréquence naturelle  $f_2 = 3,70$  Hz, qui est proche de la deuxième fréquence naturelle du sol  $f_2 = 4,50$  Hz, dans les deux configurations de modèle de sol considérées.



**Figure 6.6** : Fonction de transfert calculée au niveau du toit du portique métallique : (a) modèle de sol élastique ; (b) modèle de sol élastoplastique.

Une légère réduction de la première fréquence fondamentale a également été observée. Afin de valider ces résultats relatifs à la fréquence fondamentale du modèle à base flexible en considérant un comportement élastique du sol, une méthode analytique développée par Maravas et al. (2014), détaillée à la section 4.4.1.1 du chapitre 4, sera utilisée. En utilisant les données extraites de cette étude, ainsi que la période fondamentale de la structure à base fixe, nous avons déterminé la période fondamentale de la structure à base flexible. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 6.3, et confirment les résultats obtenus à partir des fonctions de transfert.

**Tableau 6.3** : Période et fréquence fondamentale de la structure à base flexible calculées analytiquement.

Structure	$1/\sigma$	$T_{\text{fixe}}$ (s)	$T_{\text{flexible}}$ (s)	$F_{\text{flexible}}$ (Hz)
6 étages	0.12	0.80	0.93	1.08

### 6.3.3. MAXIMUM DES DEPLACEMENTS LATÉRAUX

Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux par étage calculées pour le portique métallique sont présentées à la figure 6.7. Les résultats des simulations indiquent que l'interaction sol-structure engendre une augmentation significative des déplacements latéraux des étages. Cette amplification est observée dans les deux modèles de comportement du sol étudié. Toutefois, les déplacements sont nettement plus prononcés dans le cas d'un sol élastoplastique. Cela s'explique par les déformations subies par le sol en champ libre, dues à la plasticité accumulée lors des mouvements sismiques, avant même son interaction avec la structure. Ces observations concordent avec les conclusions précédemment établies dans la section 5.3.1.2 du chapitre 5.

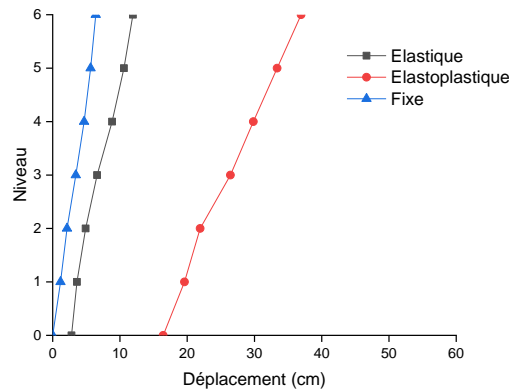


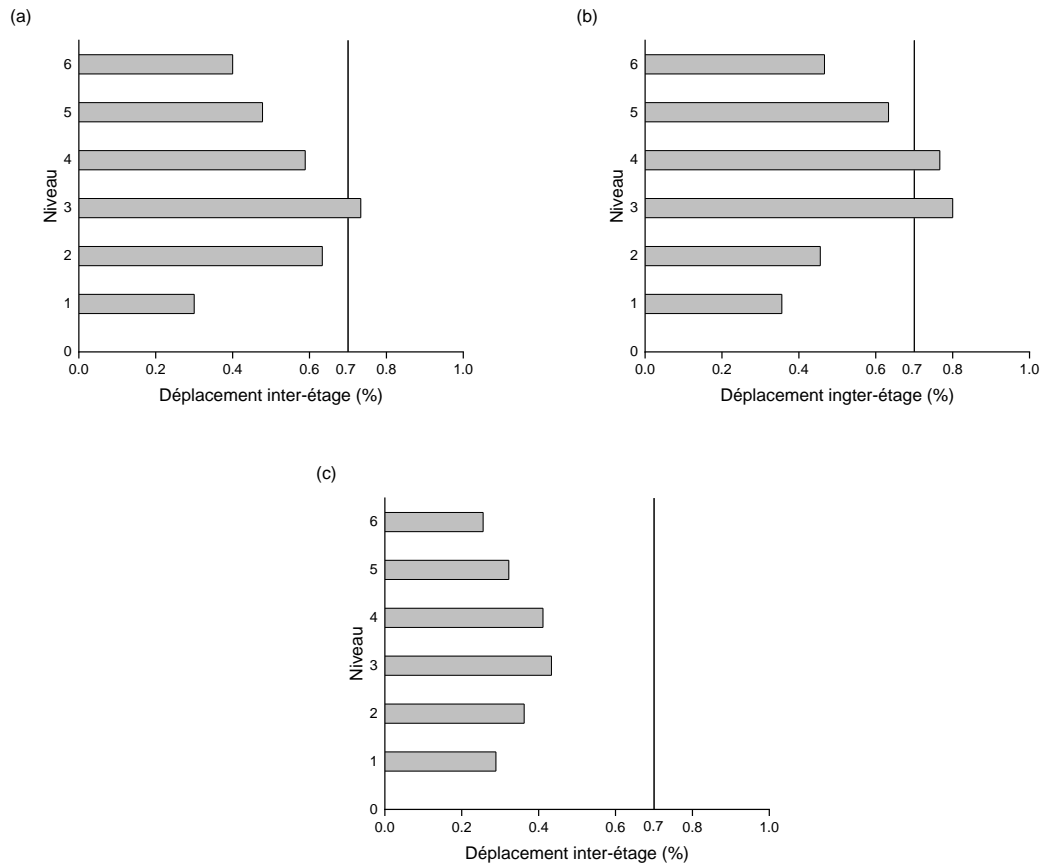
Figure 6.7 : Les valeurs maximales des moyennes des déplacements latéraux du portique à base fixe et à base flexible.

### 6.3.4. DEPLACEMENT INTER-ETAGES

Le déplacement inter-étages est un paramètre qui indique le niveau de performance d'une structure. Les niveaux de performance décrivent l'état des structures après avoir été soumises à un certain niveau de sollicitation sismique. Selon la pré-normalisation américaine FEMA 273/octobre 1997, les niveaux de performances pour les structures en portique métallique résistants aux moments sont classés comme suit :

- Le niveau de performance « d'occupation immédiate » qui correspond à une valeur admissible de déplacement inter-étage de 0.7 % : il définit un état de détérioration d'une structure pour lequel il est possible de continuer des activités humaines et où la structure n'est que légèrement affectée, du point de vue résistance et rigidité.
- Le niveau de performance de « sécurité de la vie » qui correspond à une valeur admissible du déplacement inter-étage de 2.5 % : exprimant l'état de ruine en raison de la détérioration de composantes structurales, mais autorisant cependant une réserve avant le début de la ruine totale de la structure.
- Le niveau de performance de « prévention de ruine » qui correspond à une valeur admissible du déplacement inter-étage de 5 % : défini en tant qu'état de détérioration des composantes structurales, la structure continuant à supporter les chargements gravitationnels, mais sous aucune réserve avant la ruine.

Les valeurs maximales des déplacements inter-étages pour le portique métallique de 6 étages sont présentées à la figure 6.8. L'analyse des déplacements inter-étages révèle une variation significative en fonction du comportement du sol. Dans le cas d'un sol au comportement élastique, l'interaction sol-structure (ISS) engendre des déplacements inter-étages supérieurs à ceux observés avec une base fixe. En revanche, pour un sol au comportement élastoplastique, les déplacements inter-étages sont légèrement inférieurs à ceux enregistrés pour une base fixe. Il convient toutefois de souligner que, dans les trois configurations étudiées, (a) base fixe, (b) sol élastique, et (c) sol élastoplastique, la structure demeure à un niveau de performance « d'occupation immédiate », avec des déplacements inter-étages limités à environ 0,7 %.

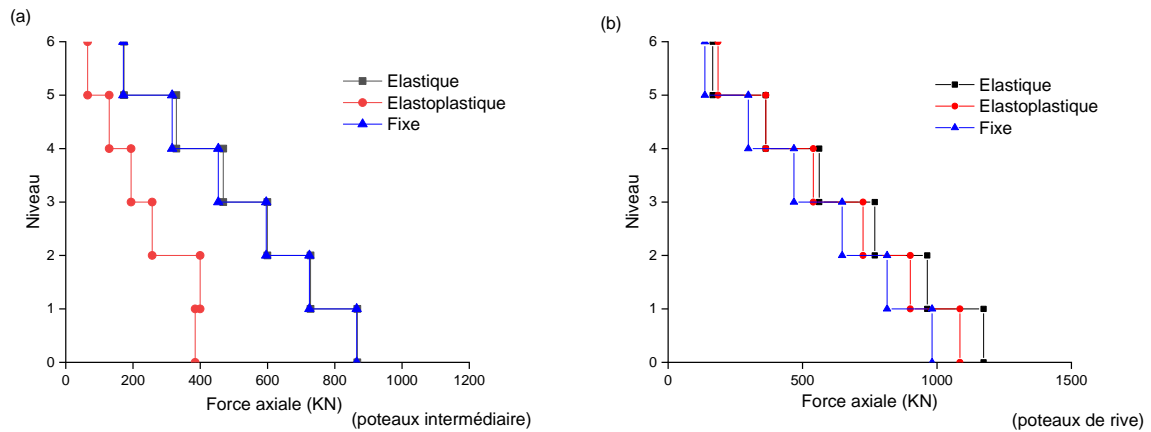


**Figure 6.8 :** Valeurs maximales des déplacements inter-étages du portique de 6 étages pour les trois modèles : (a) base fixe (b) modèle de sol élastique ; (c) modèle de sol élastoplastique.

### 6.3.5. FORCES AXIALES

La figure 6.9 présente les valeurs maximales des forces axiales dans les poteaux intermédiaires et latéraux en fonction du nombre d'étages du portique. Il ressort de l'analyse que la force axiale dans les poteaux de rive est systématiquement supérieure à celle des poteaux intermédiaires.

Il convient de souligner que, dans le cas des poteaux de rive, l'interaction sol-structure entraîne une augmentation des forces axiales par rapport au cas à base fixe. Cette amplification résulte de la combinaison des déformations du sol, qui altèrent les conditions d'appui, et des charges latérales, induisant un transfert de charge vers les poteaux situés aux extrémités du portique. En revanche, pour les poteaux intermédiaires, la plasticité du sol réduit de manière significative les forces axiales, en raison de la dissipation d'énergie par déformation plastique.



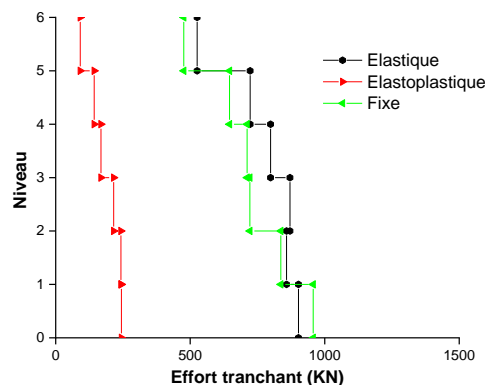
**Figure 6.9 :** Valeurs maximales des moyennes des forces axiales des colonnes latérales et centrales de la structure : a) Poteaux intermédiaires b) poteaux de rive.

### 6.3.6. EFFORT TRANCHANT

La figure 6.10 présente les valeurs maximales des forces de cisaillement pour la structure à base fixe et à base flexible, associées aux deux modèles de sol considérés dans cette étude.

Lorsque le sol adopte un comportement élastique, l'interaction sol-structure entraîne une légère augmentation de l'effort tranchant à la base, mais une diminution aux étages supérieurs par rapport à une base fixe.

En revanche, dans le cas d'un sol élastoplastique, l'ISS réduit les efforts tranchants à la base et aux étages, par rapport à la configuration à base fixe. Cette diminution est attribuée à la capacité du sol plastique à dissiper l'énergie sismique par déformation permanente, ce qui limite la transmission des efforts vers la structure.

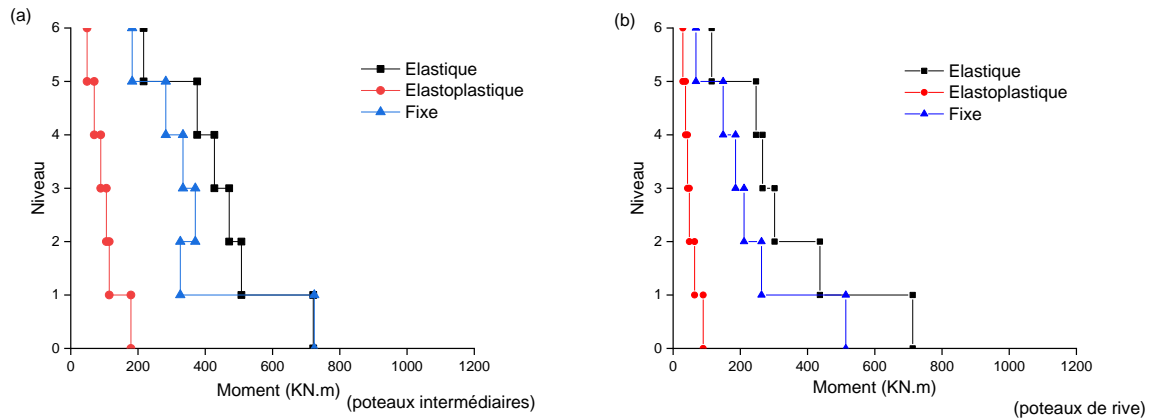


**Figure 6.10 :** Valeurs maximales des forces de cisaillement des étages du portique étudié.

### 6.3.7. DIFFUSION DE LA PLASTICITE DANS LES POUTRES ET LES POTEAUX

Les moments développés dans un portique pendant un tremblement de terre peuvent donner un aperçu de la performance de la structure.

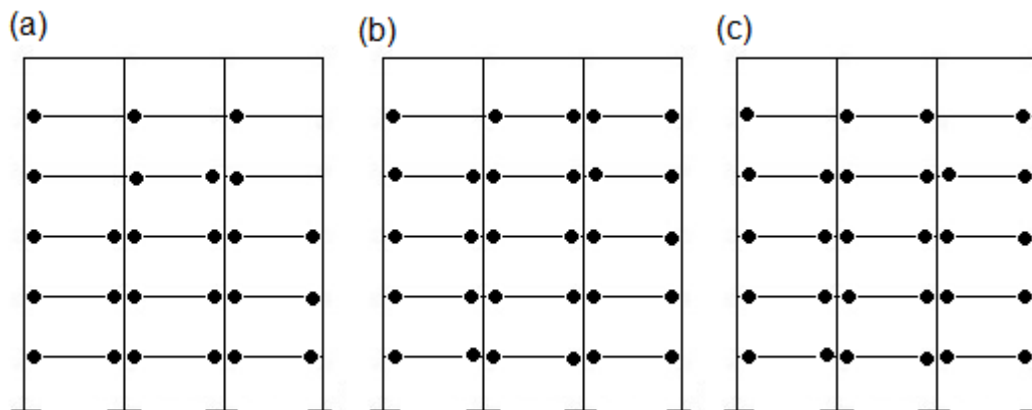
La figure 6.11 illustre les moments de flexion dans les poteaux intermédiaires et de rive en fonction du nombre d'étages du portique. Les résultats montrent que les moments fléchissant diminuent avec l'augmentation du nombre d'étages. De plus, les poteaux intermédiaires présentent des moments de flexion plus élevés que les poteaux de rive. Enfin, un sol à comportement élastoplastique réduit les moments de flexion par rapport à un sol ayant un comportement élastique et une configuration à base fixe.



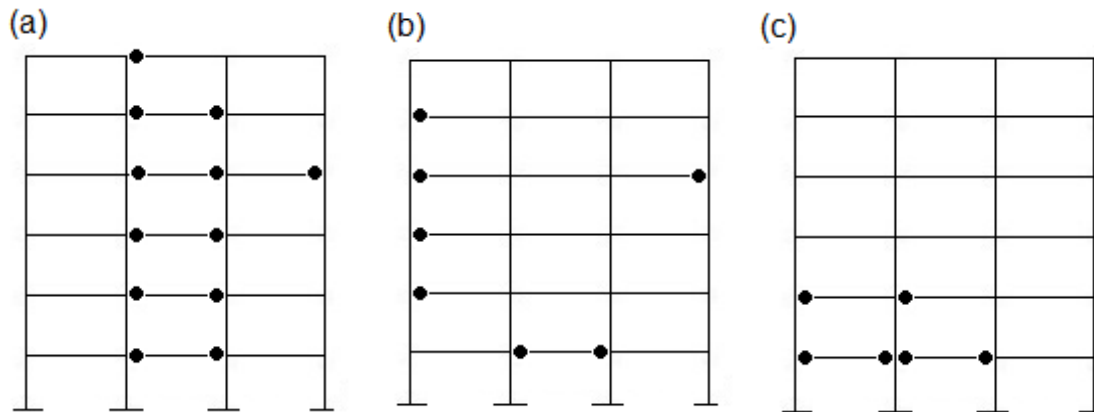
**Figure 6.10 :** Moment de flexion des poteaux : a) poteaux intermédiaires, b) poteaux de rive.

Les figures (6.12), (6.13) et (6.14) illustrent la diffusion de la plasticité dans les poutres en fonction des trois accélérations considérées, selon trois configurations distinctes : à base fixe, avec un sol présentant un comportement élastique, et avec un sol à comportement élastoplastique, respectivement.

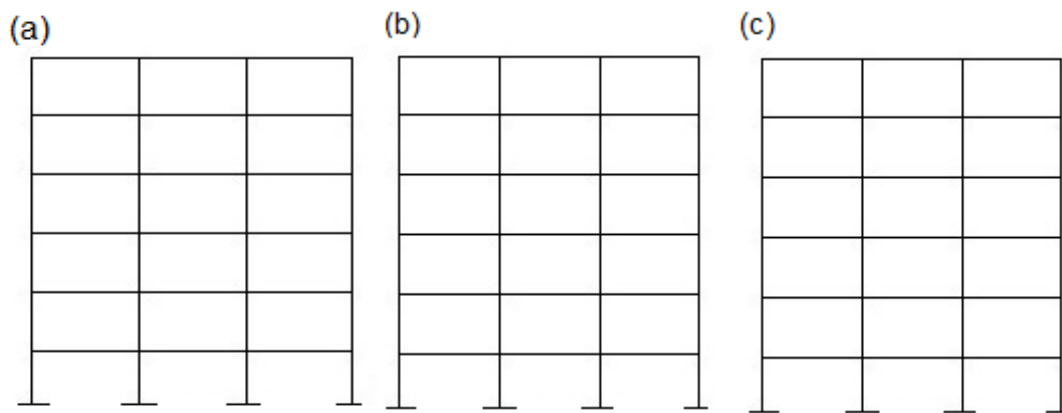
Il est observé que la prise en compte de l'élasticité du sol réduit le nombre de zones plastifiées par rapport à la configuration à base fixe. En revanche, l'intégration de la plasticité du sol n'a engendré aucune plastification dans la structure. Par ailleurs, la répartition des zones plastiques dans la structure, en présence d'un sol élastique, varie en fonction des accélérogrammes, et elle est plus marquée dans le cas du signal à fréquences intermédiaires.



**Figure 6.12:** Etat de la plastification du portique à base fixe sous l'excitation sismique : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.



**Figure 6.13 :** Etat de la plastification du portique en considérant le sol à comportement élastique sous l'excitation sismique : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.



**Figure 6.14 :** Etat de la plastification du portique en considérant le sol à un comportement plastique sous l'excitation sismique : a) El Centro, b) San Fernando-1, c) San Fernando-2.

Les résultats obtenus révèlent que les moments fléchissant dans les poteaux atteignent des valeurs plus élevées lorsque le sol est modélisé avec un comportement élastique. En revanche, les moments fléchissant dans les poutres sont plus prononcés dans une configuration à base fixe.

Cette constatation implique qu'une configuration à base fixe favorise un comportement de type cadre, où les poteaux et les poutres travaillent ensemble pour résister aux charges sismiques. Ce mode de fonctionnement est généralement plus performant pour la gestion des forces appliquées, favorisant une répartition efficace des sollicitations au sein de la structure.

À l'inverse, dans une configuration à base flexible, et plus précisément dans le cas du sol à comportement élastique, un comportement de console se développe, où les poteaux jouent un rôle prépondérant dans le soutien des charges. La flexibilité de la base permet aux poteaux de se déformer davantage, entraînant ainsi des moments plus élevés dans ces éléments, mais réduisant en même temps les efforts sur les poutres. Les structures ayant un comportement console peuvent être plus flexibles et capables d'absorber certaines charges dynamiques. Cependant, le comportement console peut entraîner des moments plus importants dans les poteaux, ce qui peut nécessiter des dimensions plus importantes ou des matériaux plus résistants pour les poteaux.

## 6.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'un portique métallique inélastique résistants au moment ont été étudiés. À cette fin, une structure de 6 étages, construite sur un système de fondation superficielle, a été sélectionnée et conçue. Un sol homogène avec comportement élastique parfaitement plastique a été considéré. Les résultats obtenus sont comparés à ceux issus d'une analyse qui considère le même système d'interaction sol-structure, mais en adoptant un comportement élastique linéaire pour le sol, afin d'évaluer de manière plus précise l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système.

Les résultats de l'analyse sont résumés comme suit :

- L'effet de l'ISS en tenant compte de la plasticité du sol peut être bénéfique d'une part, se traduisant par une réduction du mouvement sismique, des efforts tranchants, des déplacements inter-étages, une distribution minimale de la plasticité à travers la structure et une diminution des forces axiales. D'autre part, les effets de l'ISS, lorsqu'il est influencé par la plasticité du sol, pourrait être préjudiciable où des déplacements latéraux importants peuvent entraîner des dommages structurels, compromettre la stabilité, affecter le confort des occupants et causer des dommages aux équipements, augmentant ainsi les coûts de réparation et réduisant la sécurité globale du bâtiment.
- Dans le cas d'un sol élastoplastique, l'interaction sol-structure entraîne une augmentation de la flexibilité et de l'amortissement du système.
- La configuration à base fixe a démontré un comportement cadre de la structure, où les poteaux et les poutres travaillent en synergie pour supporter les charges. Dans cette configuration, les moments dans les poutres se sont révélés plus significatifs. En revanche, dans le cas d'un sol à comportement élastique, un comportement console de la structure a été observé, où les poteaux jouent un rôle prépondérant dans le soutien des charges. Cette flexibilité de la base permet aux poteaux de se déformer davantage, ce qui entraîne des moments plus élevés dans ces éléments, nécessitant ainsi des dimensions adaptées pour garantir la sécurité structurelle.
- Les déplacements inter-étages, qui sont des indicateurs essentiels de la performance d'une structure, ont montré une tendance à augmenter dans les cas où le sol se comporte de manière élastique. Toutefois, il convient de souligner que ces déplacements demeurent dans des limites admissibles, garantissant ainsi la stabilité et la fonctionnalité de la structure.

---

## **CHAPITRE 7**

**ETUDE DES EFFETS DE LA STRATIGRAPHIE LOCAL D'UN  
SOL MULTICOUCHE SUR LA REPONSE SISMIQUE D'UN  
PORTIQUE METALLIQUE EN TENANT COMPTE DE  
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE**

---

---

## ETUDE DES EFFETS DE LA STRATIGRAPHIE LOCALE D'UN SOL MULTICOUCHE SUR LA REPONSE SISMIQUE D'UN PORTIQUE METALLIQUE EN TENANT COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

---

### 7.1. INTRODUCTION

L'étude des effets de l'interaction sol-structure est cruciale en ingénierie parasismique, notamment pour les structures érigées sur des sols en multicouches. Les interactions entre la structure, sa fondation et les différentes couches de sol influencent significativement la réponse du système ISS, pouvant amplifier ou atténuer les effets sismiques. En effet, dans le cas de sols hétérogènes, la variation des propriétés mécaniques entre les couches, associée à la flexibilité du sol, modifie la distribution des efforts et des déformations dans la structure. Ces effets dépendent des fréquences propres de chaque couche de sol et des propriétés dynamiques de la structure.

Cette étude se concentre sur l'analyse numérique des effets de l'ISS sur un portique métallique de 6 étages. Des simulations ont été réalisées dans le domaine temporel en utilisant un modèle élastoplastique non linéaire pour représenter le comportement du sol et de la structure. Trois modèles de fondation, à savoir une fondation superficielle, une fondation semi-profonde et une fondation profonde, ainsi que quatre profils de sol, sont étudiés et comparés. L'objectif principal est d'évaluer les effets relatifs de l'amplification du site, de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle, tout en mettant l'accent sur l'impact de la profondeur d'ancrage de la fondation et des caractéristiques spécifiques de la stratigraphie locale du sol.

### 7.2. MODÈLES SOL-FONDATION-STRUCTURE SÉLECTIONNÉS POUR L'ANALYSE DE L'ISS

Cette section présente les systèmes d'interaction sol-structure étudiés et leur modélisation numérique, effectuée à l'aide du logiciel FLAC2D. La structure considérée est un portique métallique de 6 étages, conçu pour résister aux moments, et supporté par trois modèles de fondations situées à des profondeurs distinctes. Ce portique repose sur des sols multicouches et est soumis à trois sollicitations sismiques différentes.

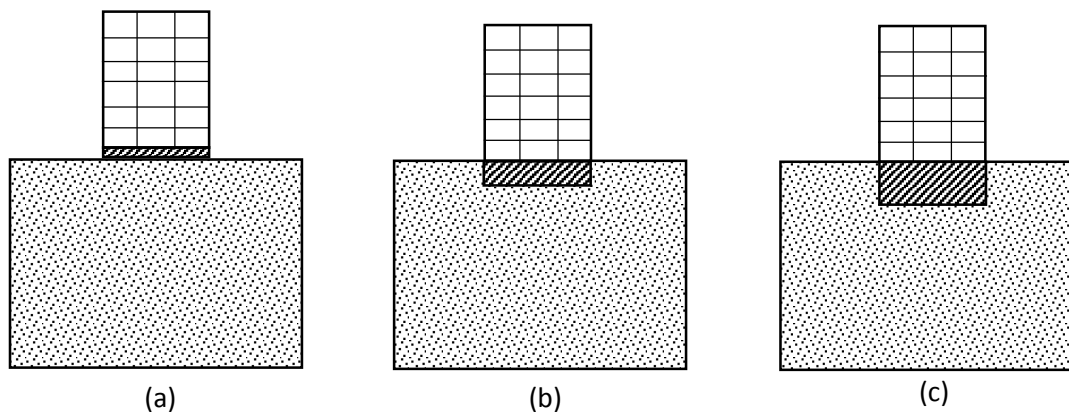
## 7.2.1. MODELES DE FONDATION ADOPTÉS POUR LA STRUCTURE ETUDIÉE

La structure étudiée est un portique métallique résistant aux moments. Son comportement élastoplastique non linéaire est modélisé à l'aide d'une loi élastique parfaitement plastique, avec un moment plastique limite. Les caractéristiques des matériaux et des éléments structuraux (poutres et poteaux) sont présentées à la section 6.2.1 du chapitre 6. La modélisation numérique, réalisée avec FLAC2D selon les hypothèses de ce même chapitre, permet de simuler l'interaction sol-structure sous sollicitations sismiques.

Dans le but d'isoler les effets de l'interaction cinématique, trois modèles de fondation en béton armé sont considérés, chacun présentant une profondeur d'ancrage différente afin de générer des contrastes d'impédance avec le sol. Ces modèles comprennent : une fondation superficielle de 0,5 m d'épaisseur, une fondation relativement peu profonde de 4 m d'épaisseur, une fondation profonde de 10 m d'épaisseur (Figure 7.1).

Les fondations de 4 m et 10 m sont assimilées à des boîtes rigides représentant la configuration des niveaux de sous-sol. Plus précisément, la fondation de 4 m correspond à un sous-sol de 3 m reposant sur une base de 1 m d'épaisseur, tandis que la fondation de 10 m résulte de trois niveaux de sous-sol de 3 m, surmontant une base de 1 m.

La résistance caractéristique du béton armé est prise égale à 25 MPa.



**Figure 7.1 :** Modèles de fondation considérés dans cette étude avec les différentes profondeurs d'ancrage : (a) 0.5 m, (b) 4 m, (c) 10 m.

## 7.2.2. MODELES GEOTECHNIQUES DES SOLS

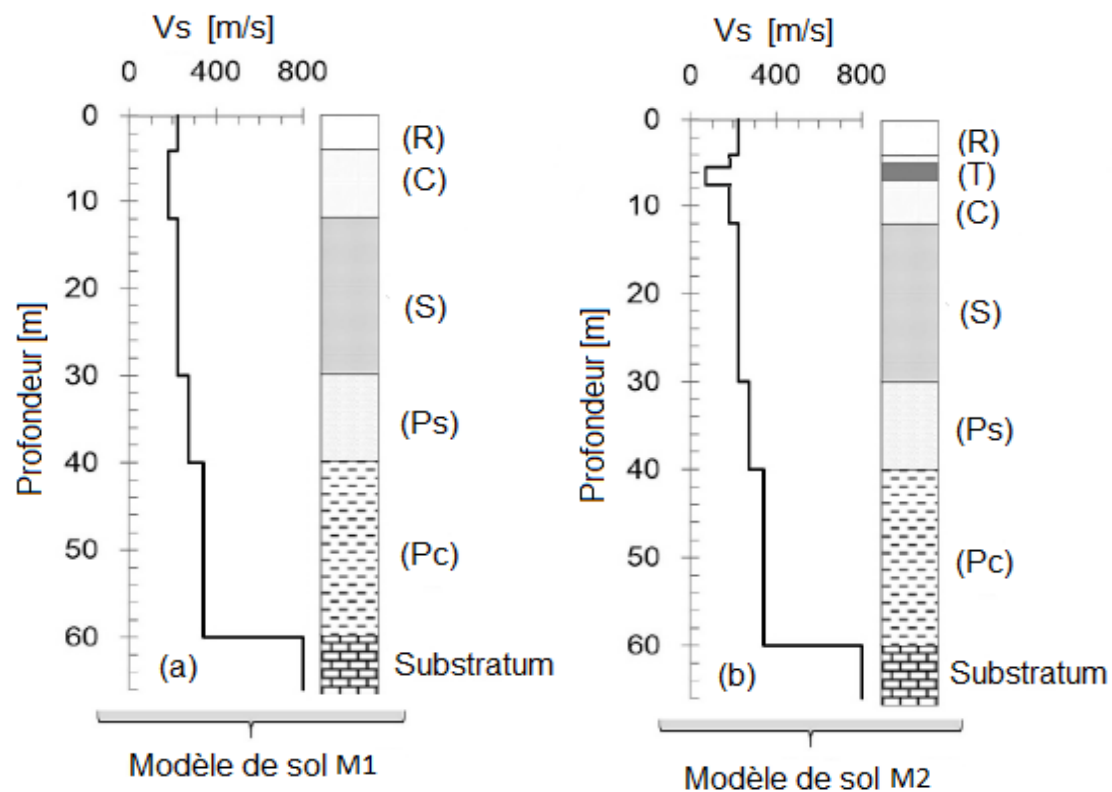
Quatre profils de sol, notés M1, M2, M3 et M4, sont analysés afin d'évaluer l'impact de la présence et de la profondeur d'une couche de tourbe très molle sur la réponse dynamique du site et du système d'ISS.

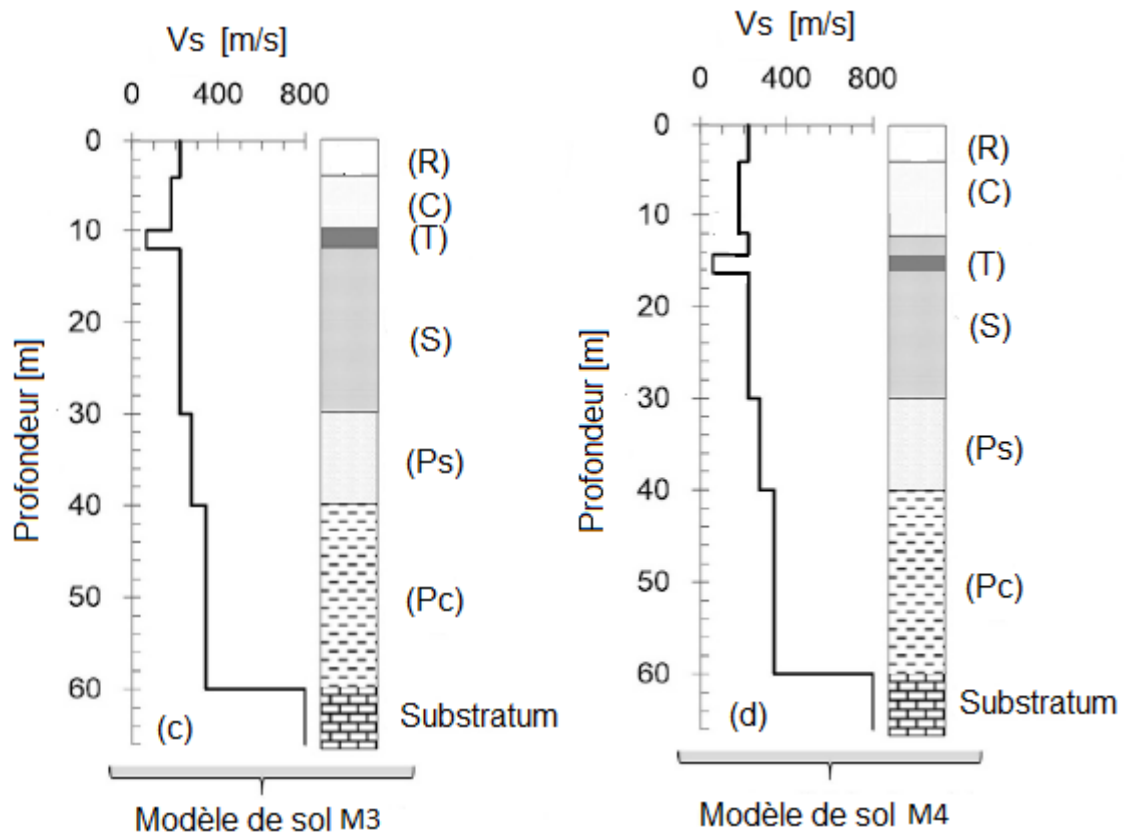
- Le profil M1 (Figure 7.2.a) est un profil hétérogène constitué d'une succession de couches de cendres volcaniques (C) et de pouzzolane silteuse (Ps et Pc) reposant directement sur une couche de sable sous-jacente (S). Ce profil ne contient aucune couche de tourbe, ce qui élimine tout effet lié à la présence d'une couche compressible dans la stratigraphie.
- Le profil M2 (Figure 7.2.b) se distingue par la présence d'une couche de tourbe très molle d'une épaisseur de 2 m, située à une profondeur de 5 m sous la surface du sol.

Cette disposition modifie le contraste d'impédance avec les couches sous-jacentes et peut influencer la propagation des ondes sismiques.

- Le profil M3 (Figure 7.2.c), est le site de référence, correspond à un site bien caractérisé dans la région orientale de Naples, en Italie (Bilotta et al., 2015). Il comprend une couche de tourbe très molle de 2 m d'épaisseur, située à 10 m de profondeur, intercalée entre des dépôts pyroclastiques et alluviaux. La stratigraphie détaillée repose sur des essais de forage et d'analyse de vitesse des ondes de cisaillement. (Scarfone et al. 2020)
- Le profil M4 (Figure 7.2.d) diffère du modèle S3 par la profondeur de la couche de tourbe qui se situe à 15 m sous la surface.

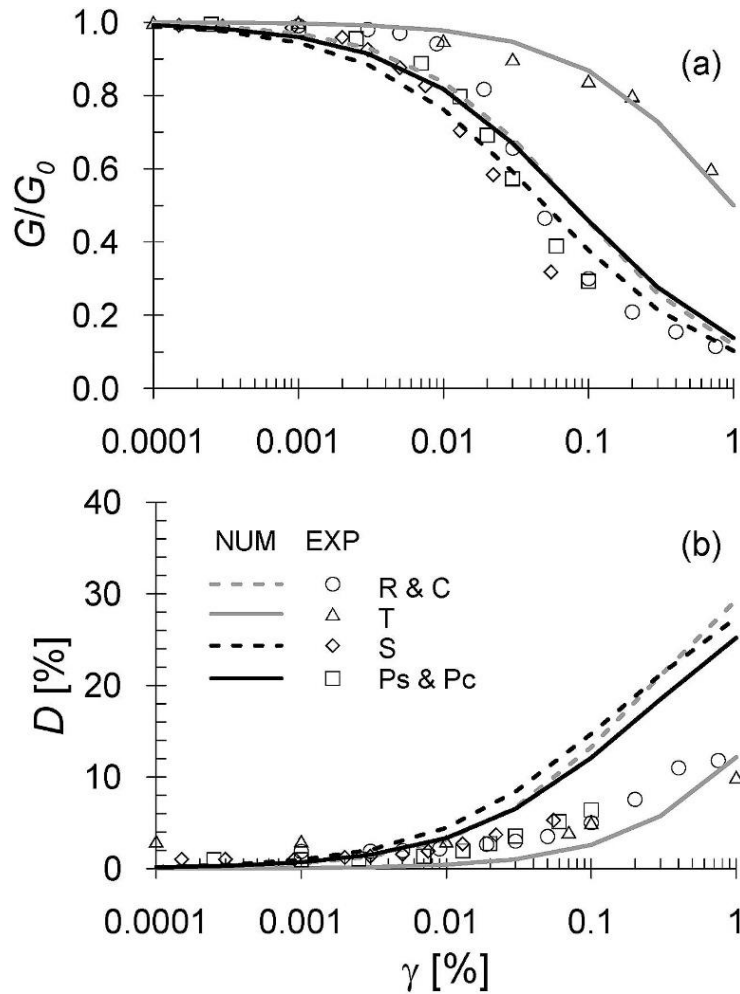
La comparaison des résultats des profils M1, M2, M3 et M4 offrira une meilleure compréhension de l'influence de la présence et de la position de la couche de tourbe très molle sur le comportement du système d'interaction sol-structure.





**Figure 7.2 :** Modèles de sols : (a) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M1 (sans la couche de tourbe) ; (b) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M2 (couche de tourbe à 5 m) ; (c) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M3 (couche de tourbe à 10 m) ; (d) Profil de la vitesse des ondes de cisaillement et profil stratigraphique pour le sous-sol M4 (couche de tourbe à 15 m).

La figure 7.3 présente les courbes de réduction du module de cisaillement et l'évolution de l'amortissement des différentes couches de sol, obtenues à partir de l'élaboration d'essais de colonne résonnante et de données bibliographiques.



**Figure 7.3:** courbes de réduction du module de cisaillement et courbes d'évolution de l'amortissement. (Scarfone et al.2020)

Le Tableau 7.1 résume toutes les propriétés mécaniques et physiques des différentes couches de sol (Scarfone et al.2020).

**Tableau 7.1 :** Propriétés géotechniques des couches de sol. (Scarfone et al. 2020)

Couche de sol	Poids volumique (t/m <sup>3</sup> )	Vitesse de cisaillement (m/s)	Module de cisaillement (MPa)	Coefficient de Poisson	Angle de frottement (°)	Cohésion effective (KPa)
<b>R</b>	1.43	222	70.3	0.25	38	2
<b>C</b>	1.63	179	52.3	0.25	32	25
<b>T</b>	1.22	65	5.2	0.25	30	2
<b>S</b>	1.83	222	90.4	0.25	39	2
<b>Ps</b>	1.73	273	129.1	0.25	40	10
<b>Pc</b>	1.63	340	188.5	0.25	33	200
<b>Substratum</b>	1.83	800	1043.8	0.25	/	/

Le sol a été modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle standard d'écoulement non associé, avec un angle de dilatation  $\psi = 0$ .

Pendant la phase dynamique, un comportement non linéaire et hystérétique a été introduit pour les trajectoires de contrainte à l'intérieur de la surface d'écoulement grâce à un modèle hystérétique disponible dans la bibliothèque de FLAC2D, appliquant les règles de déchargement-rechargement de Masing (1926). Le modèle constitutif du sol est entièrement défini par deux paramètres élastiques (le module de cisaillement en petite déformation,  $G_0$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ ), deux paramètres de résistance (l'angle de frottement,  $\varphi'$ , et la cohésion,  $c'$ ) et trois paramètres contrôlant la courbe de dégradation du module de cisaillement ( $a, b$  et  $x_0$ ), selon l'équation 7.1 suivante :

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{a}{1 + \exp\left[-\frac{\log_{10}\gamma - x_0}{b}\right]} \quad (7.1)$$

Le tableau 7.2 résume les paramètres constitutifs adoptés pour chaque couche de sol,

**Tableau 7.2** : les paramètres constitutifs adoptés pour chaque couche de sol. (Scarfone et al.2020)

Couche de sol	$a$	$b$	$x_0$
<b>R</b>	1	-0.55	-1.1
<b>C</b>	1	-0.55	-1.1
<b>T</b>	1	-0.53	-0.001
<b>S</b>	1	-0.6	-1.3
<b>Ps</b>	1	-0.6	-1.1
<b>Pc</b>	1	-0.6	-1.1
<b>Substratum</b>	/	/	/

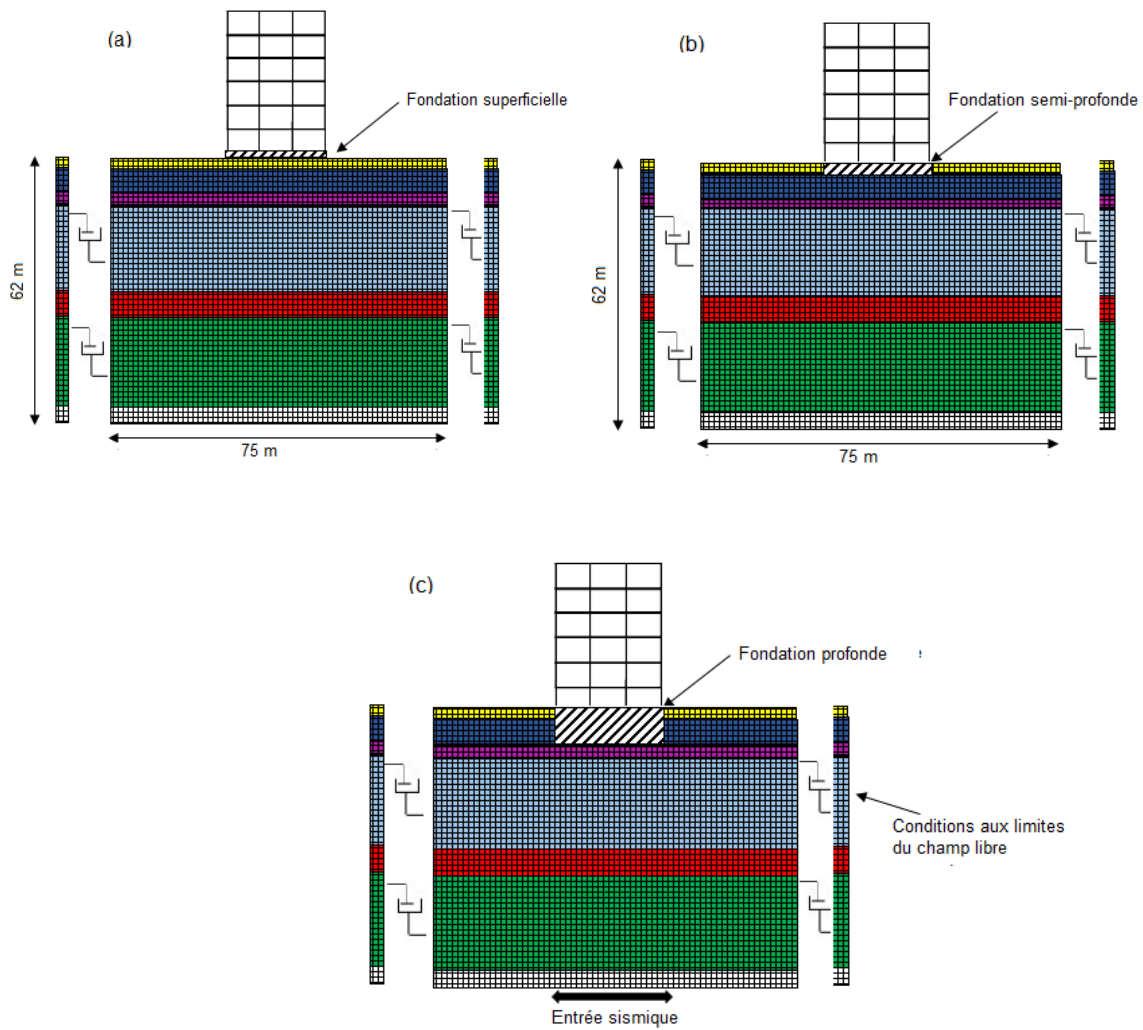
Un taux d'amortissement visqueux de Rayleigh ( $D = 0,5 \%$  à  $f = 2,0 \text{ Hz}$ ) a été attribué aux éléments du sol afin d'éliminer le bruit à haute fréquence provenant de l'intégration numérique, mais n'affectant pas autrement les résultats des analyses.

Des conditions aux limites standard ont été appliquées pendant la phase statique, c'est-à-dire des déplacements horizontaux nuls le long des limites latérales et des nœuds fixes à la base du modèle de sol. Au cours de l'étape dynamique, les entrées sismiques ont été appliquées aux nœuds inférieurs de la grille, le long de la direction horizontale  $x$ . Des conditions aux limites du champ libre ont été appliquées le long des limites latérales du modèle, impliquant le couplage de la grille principale avec une colonne de champ libre unidimensionnelle, afin d'absorber les ondes sortantes provenant de l'intérieur du modèle.

### 7.2.3. EXCITATIONS SISMIQUES

L'analyse dynamique est réalisée à partir de trois enregistrements sismiques sélectionnés dans la base de données de l'Association canadienne du génie parasismique (CAEE) (Naumoski, 1988). Les enregistrements sélectionnés, à savoir El Centro, San Fernando-1 et San Fernando-2, sont identiques à ceux décrits dans le chapitre 5 section 5.2.3.

La Figure 7.4 représente la géométrie des modèles numériques complets sol-fondation-structure, avec les modèles de fondation : (a) Fondation superficielle ; (b) Fondation semi-profonde et (c) Fondation profonde, suivant le profil de sol M3.



**Figure 7.4 :** Géométrie des modèles numériques complets sol-fondation-structure, avec les modèles de fondation : (a) Fondation superficielle ; (b) Fondation semi- profonde et (c) Fondation profonde.

## 7.3. RESULTATS ET DISCUSSION

### 7.3.1. CHAMP LIBRE

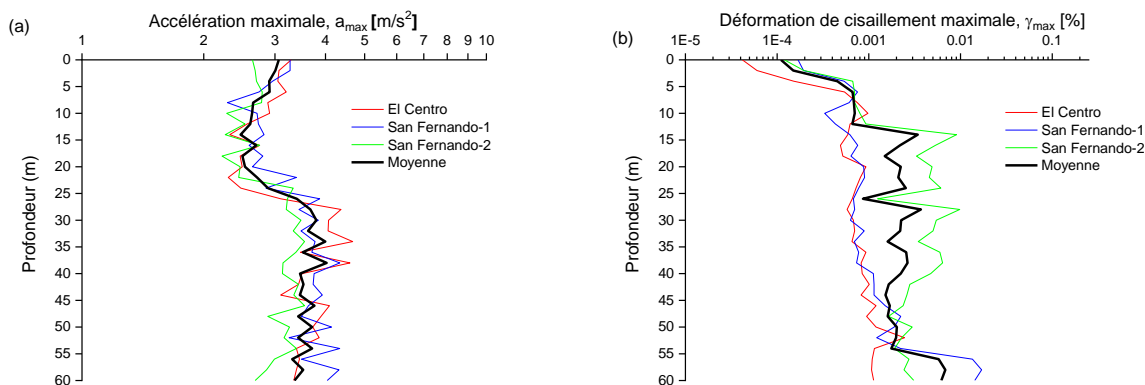
#### 7.3.1.1. Profils d'accélération maximale et de déformation maximale

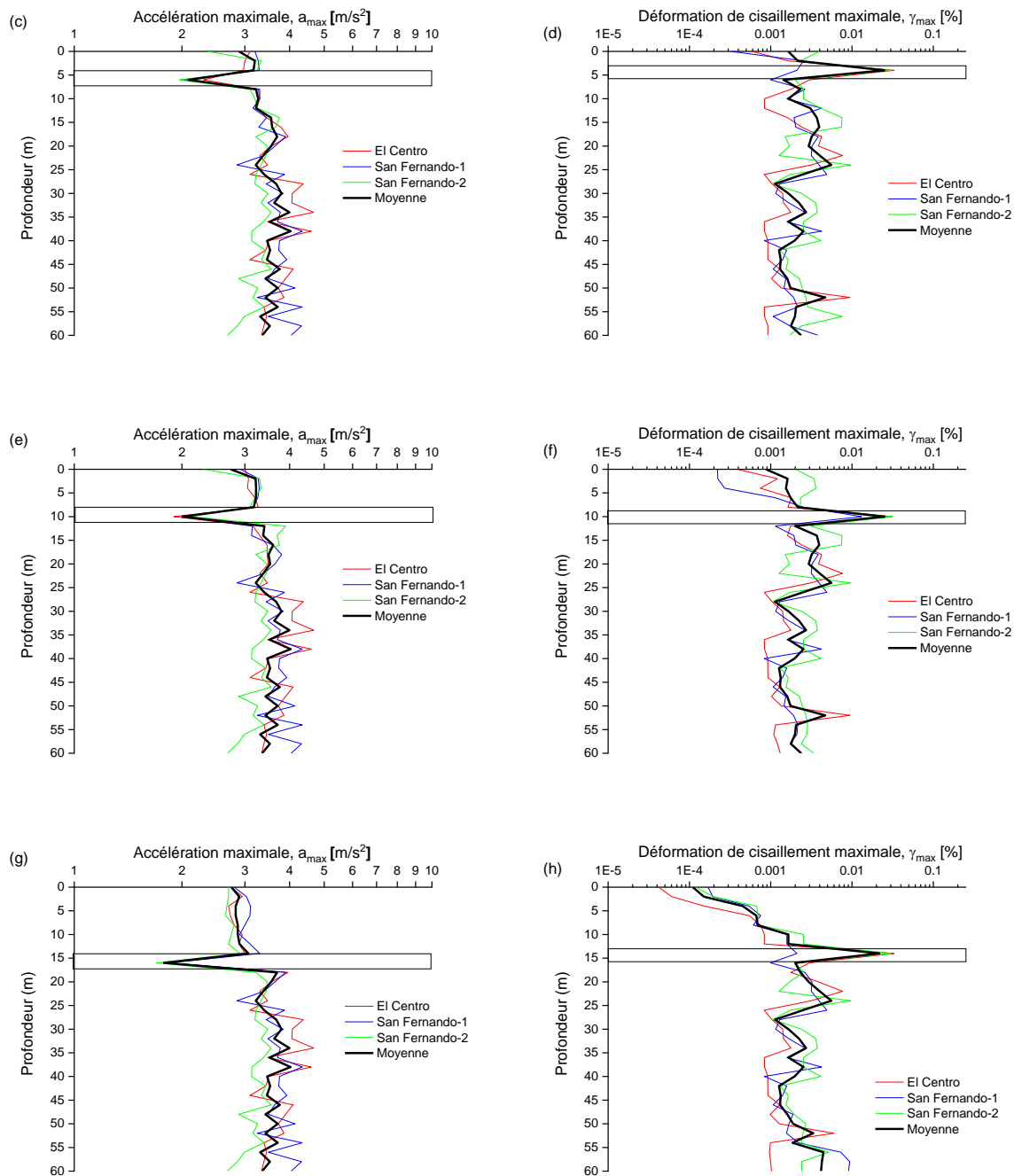
Les profils d'accélération maximale ( $a_{\max}$ ) des quatre modèles de sol M1, M2, M3 et M4, présentés à la Figure 7.5 (a, c, e, g), illustrent comment la stratigraphie locale et les propriétés mécaniques des sols influencent la variation des accélérations sismiques en profondeur à travers les différentes couches géologiques.

Pour les modèles de sol M2, M3 et M4, une concentration des déformations de cisaillement maximales est observée dans la couche de tourbe comme illustré sur la Figure 7.5 (d, f, h). Cette concentration induit des déformations plus importantes en champ libre par rapport au Modèle de sol M1. Par ailleurs, cette même couche entraîne localement une réduction des accélérations maximales. Selon Bilotta et al. (2015), cet effet s'explique par le comportement de la couche de tourbe molle, qui agit comme un amortisseur naturel, atténuant ainsi les composantes à haute fréquence des ondes sismiques lorsqu'elles se propagent vers la surface.

En revanche, dans le modèle de sol M1, où la couche de tourbe est absente, les accélérations maximales ne sont pas amorties dans les couches les moins profondes. Cette différence montre que les accélérations en champ libre sont légèrement réduites lorsque la couche molle est présente, bien que les déformations dans ces cas soient plus importantes.

La présence de la couche molle joue un rôle déterminant en amortissant les composantes à haute fréquence des ondes sismiques et en modifiant la répartition des déformations dans les sols.





**Figure 7.5 :** Résultats numériques obtenus pour les quatre modèles de sol, M1, M2, M3 et M4 respectivement en termes de : (a, c, e, g) profils d'accélération maximale et (b, d, f, h) déformation de cisaillement maximale.

### 7.3.1.2. Accélération spectrale

La Figure 7.6 illustre les spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre pour les quatre modèles de sol (a) M1, (b) M2, (c) M3, et (d) M4, soumis aux trois enregistrements sismiques considérés dans cette étude. La moyenne des réponses spectrales est également représentée pour chaque cas.

Les spectres mettent en évidence l'influence de la stratigraphie locale sur la réponse sismique en champ libre. La présence de la couche de tourbe joue un rôle important, elle tend

à atténuer les composantes à basse période des signaux d'entrée, tout en amplifiant la gamme des hautes périodes. Ces effets d'amplification et d'atténuation varient selon le modèle de sol. Plus la couche de tourbe se situe près de la surface du champ libre, moins elle atténue les composantes à basse période et plus elle amplifie les hautes périodes des ondes sismiques.

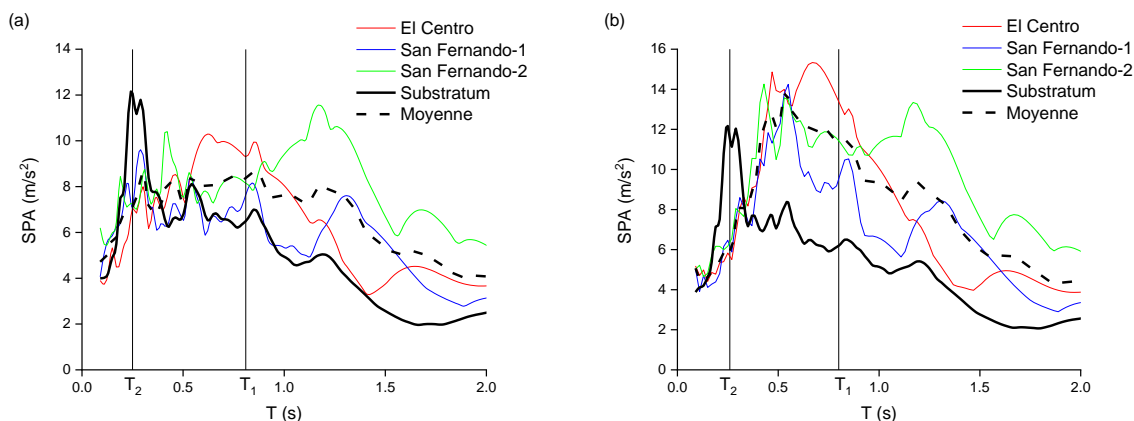
En effet, dans le modèle de sol M2, où la couche de tourbe est située à 5 m du champ libre, les composantes à basse période inférieures à 0,35 s sont atténuées, tandis que dans les modèles de sol M3 et M4, cette atténuation se produit à des périodes inférieures à 0,5 s et 0,6 s respectivement. De plus, l'amplification dans la gamme des hautes périodes varie également d'un modèle à l'autre : dans le cas du modèle de sol M2, l'amplification est significative dans la plage  $T = 0,35 - 2$  s, tandis que pour les modèles de sol M3 et M4, elle se manifeste dans les plages  $T = 0,5 - 2$  s et  $T = 0,6 - 2$  s, respectivement.

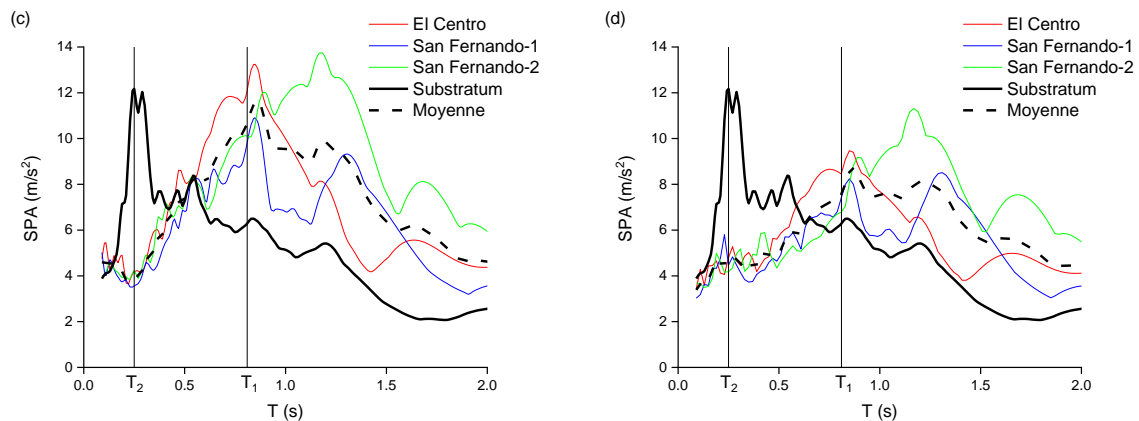
Pour le modèle M4, où la couche de tourbe est située à une profondeur de 15 m, la réponse s'apparente davantage à celle du modèle de sol de référence M1, indiquant que l'influence de la couche molle diminue avec la profondeur.

La couche très molle agit comme un filtre : elle atténue les hautes fréquences tout en amplifiant les basses fréquences. De plus, sa présence accroît la flexibilité globale du sol, particulièrement dans les deux modèles de sol M2 et M3, ce qui peut conduire à une amplification dans la gamme des hautes périodes.

En considérant la période fondamentale de la structure à base fixe,  $T_1 = 0,80$  s, correspondant à une accélération spectrale moyenne de  $8 \text{ m/s}^2$  pour le sol M1 (Figure 7.6.a), et de  $11,8 \text{ m/s}^2$ ,  $10,1 \text{ m/s}^2$  et  $8 \text{ m/s}^2$  pour les sols M2, M3 et M4 respectivement, il est évident que la présence de la couche de tourbe molle accroît la demande sismique sur le bâtiment. Cela se produit malgré une réduction des accélérations maximales en surface, comme indiqué dans la section 7.3.1.1.

Les résultats confirment que la stratigraphie locale et les propriétés des sols ont un impact majeur sur l'amplification ou l'atténuation des mouvements sismiques, entraînant des modifications dans la réponse de la structure.





**Figure 7.6 :** Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du substratum rocheux et en champ libre pour : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.

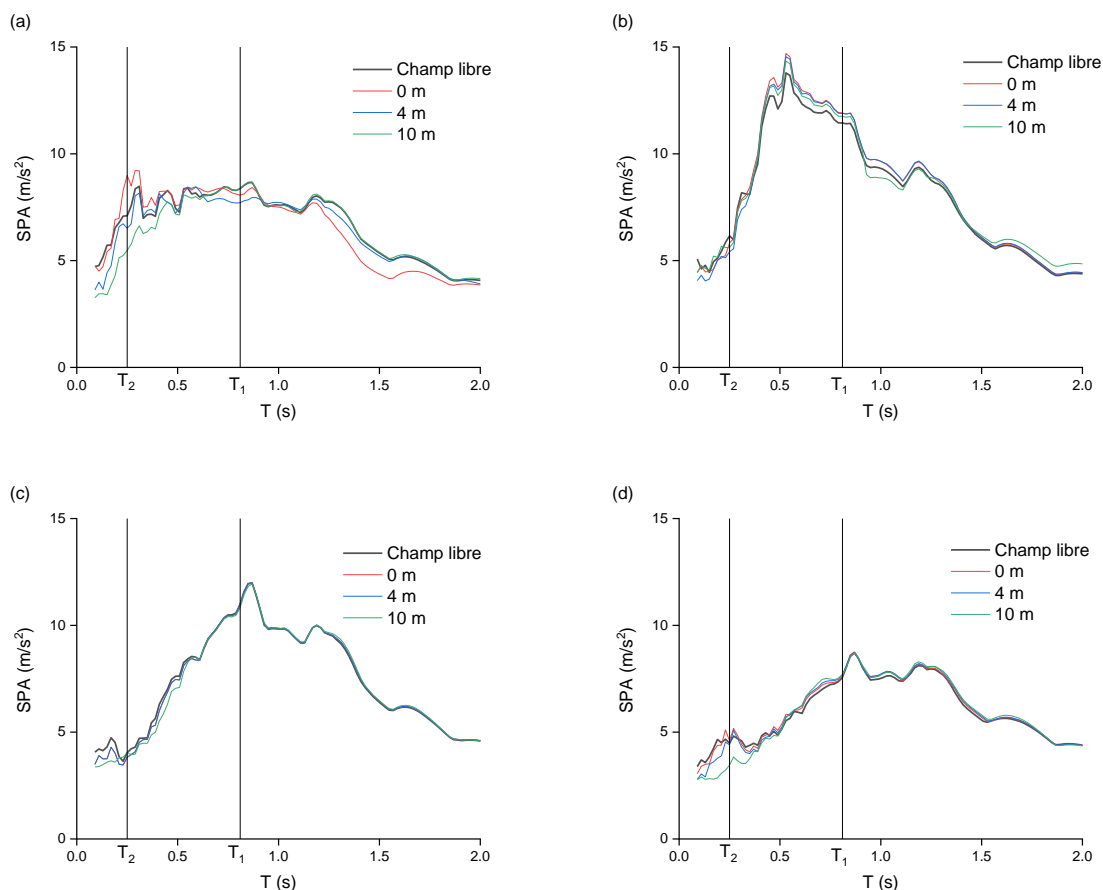
### 7.3.2. INTERACTION CINÉMATIQUE

Les effets de l'interaction cinématiques sont illustrés à la Figure 7.7, qui présente les valeurs moyennes des spectres de réponse élastique des mouvements de la fondation, calculées sur la base des trois séismes appliqués pour les modèles de sols considérés dans cette étude. À titre de comparaison, les valeurs moyennes des spectres de réponse élastique en champ libre sont également représentées.

Pour les modèles de sol M1 et M4, une légère variation du mouvement des fondations par rapport au mouvement en champ libre est observée. Une petite réduction des valeurs spectrales à faibles périodes est notée par rapport au cas en champ libre lorsque la fondation est ancrée à 10 m. Cette atténuation peut être attribuée à la profondeur d'encastrement de la fondation, qui limite la transmission des mouvements sismiques et filtre les hautes fréquences. En revanche, pour les fondations superficielles et semi-profondes, les valeurs spectrales demeurent proches de celles observées en champ libre.

Concernant les modèles de sols M2 et M3, l'effet du filtre sismique induit par la présence de la couche de tourbe est accentué, ce qui conduit à une atténuation de l'effet cinématique. Par conséquent, dans ces cas, l'effet cinématique devient négligeable.

Le mouvement de la fondation, servant d'entrée pour la structure, influence directement sa réponse dynamique. Les résultats montrent qu'à la période fondamentale de la structure, l'accélération spectrale ne présente pas de variation notable selon le modèle de fondation considéré. Cela suggère que l'interaction inertielle pourrait ne pas être affectée par le choix de la fondation, une hypothèse qui sera vérifiée dans la section suivante.



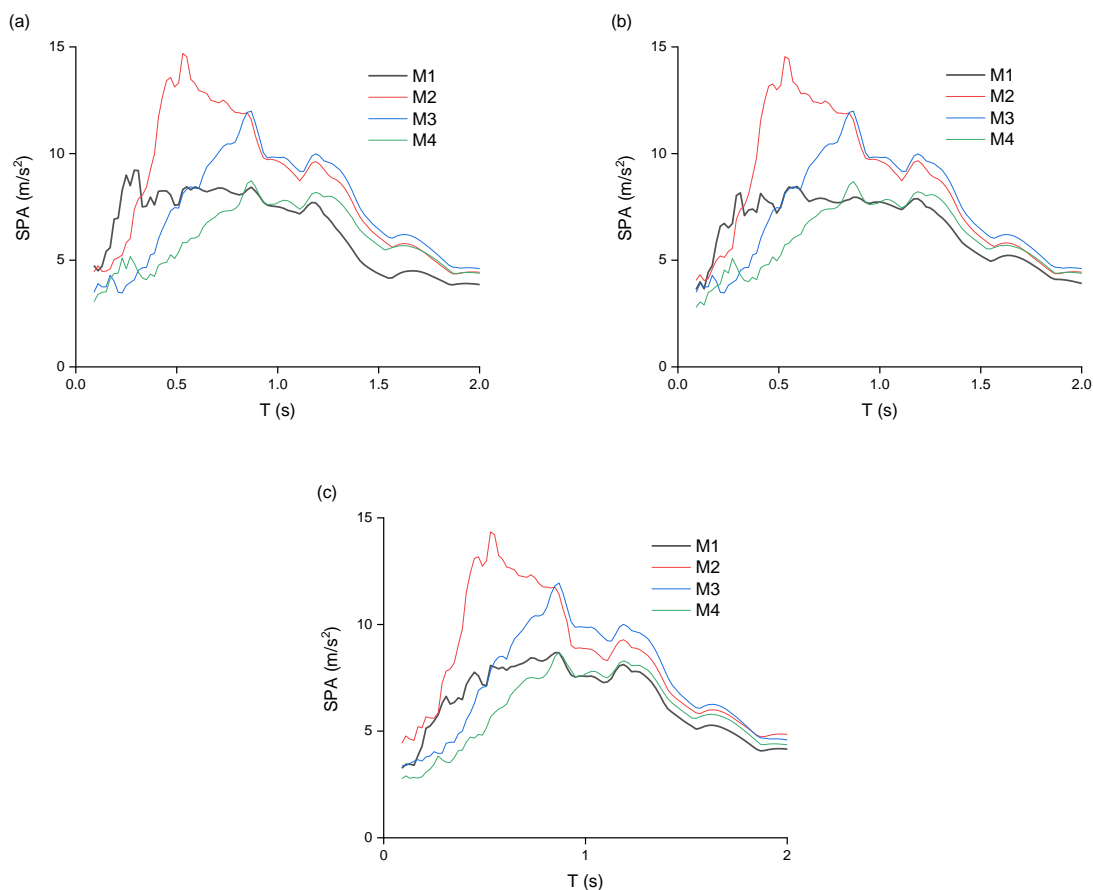
**Figure 7.7 :** Les valeurs moyennes des spectres de réponse élastique du mouvement de la fondation et le mouvement du champ libre : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.

La figure 7.8 montre les effets de l'interaction cinématique pour trois modèles de fondations : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profonde, et met en évidence l'impact de la stratigraphie locale sur le mouvement sismique.

Pour le mouvement cinématique des fondations superficielles et semi-profondes, illustré respectivement dans les Figures 7.8 (a) et (b), une atténuation des composantes à courtes périodes est observée, attribuable à l'effet de filtrage induit par la présence de la couche molle. En revanche, une amplification significative des composantes à longues périodes se manifeste.

Pour le mouvement des fondations profondes (Figure 7.8.c), l'amplification des mouvements sismiques reste similaire à celle des autres configurations. Toutefois, lorsque la fondation traverse une couche molle située à 5 m de profondeur, l'atténuation des composantes à basses périodes devient moins marquée. Ce phénomène met en évidence une interaction complexe entre la stratigraphie du sol et la profondeur d'ancrage des fondations.

Ces résultats montrent qu'il est essentiel de prendre en compte la nature du sol et la profondeur des fondations pour une analyse précise des mouvements sismiques et de l'interaction sol-structure.



**Figure 7.8** : Les valeurs moyennes des spectres de réponse du mouvement de la fondation et le mouvement du champ libre : (a) Fondation superficielle ; (b) Fondation semi-profonde, (c) fondation profonde

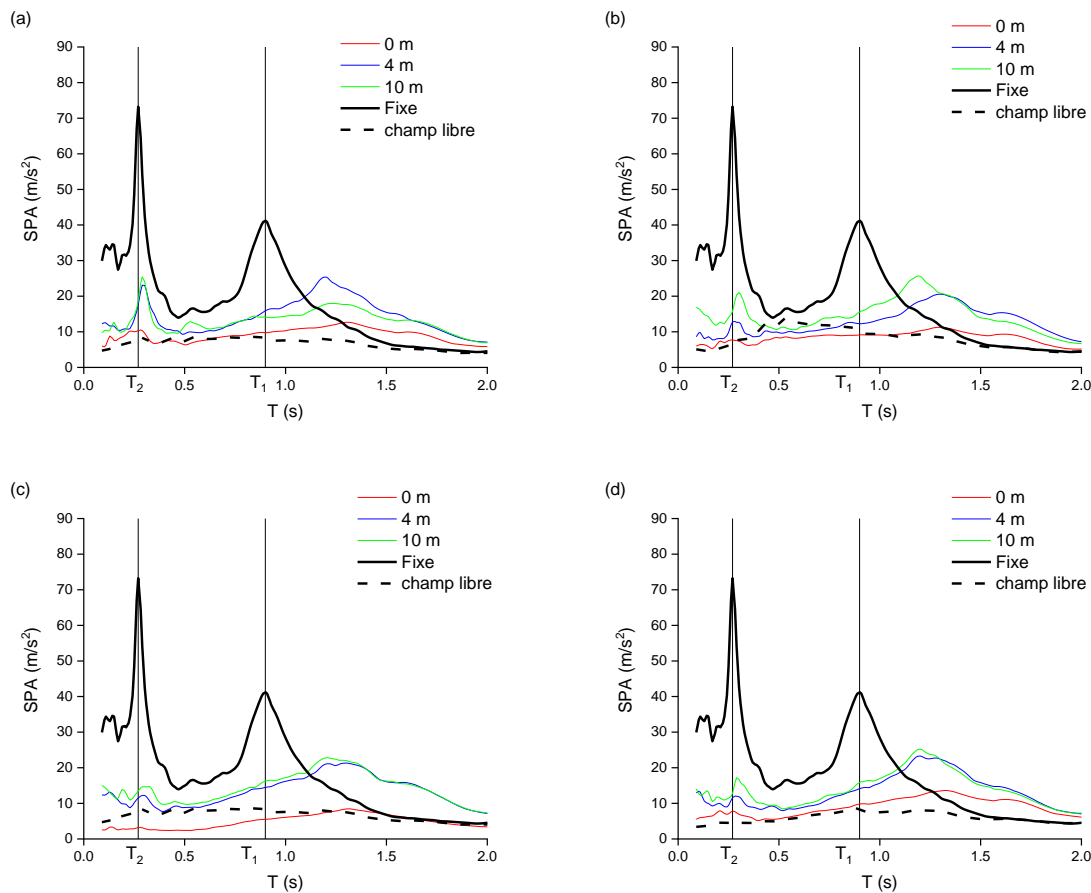
### 7.3.3. INTERACTION INERTIELLE

#### 7.3.3.1. Accélération spectrale

La figure 7.9 présente les spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique pour les quatre modèles de sol : (a) M1, (b) M2, (c) M3, et (d) M4. Elle permet également de comparer les effets de l'interaction sol-structure avec ceux d'un système à base fixe.

Les résultats indiquent une réduction des accélérations spectrales dans les modèles prenant en compte l'ISS, particulièrement dans la plage des périodes de  $T = 0 - 1,2 s$ , où se situent les deux premières périodes naturelles du portique. Cette diminution entrainera une réduction de la demande sismique lorsque l'ISS est considérée.

Les résultats montrent également que les portiques sur fondations profondes subissent une amplification légèrement plus importante par rapport à celles reposant sur les deux autres modèles de fondations, ce qui entraîne des effets inertiels plus importants. Un allongement de la période fondamentale de la structure est également observé dans tous les modèles de sol étudiés, atteignant environ 38 % par rapport à la période à base fixe. Cet allongement résulte de la flexibilité induite par l'interaction sol-structure, qui influence la réponse globale du système structure-fondation-sol.



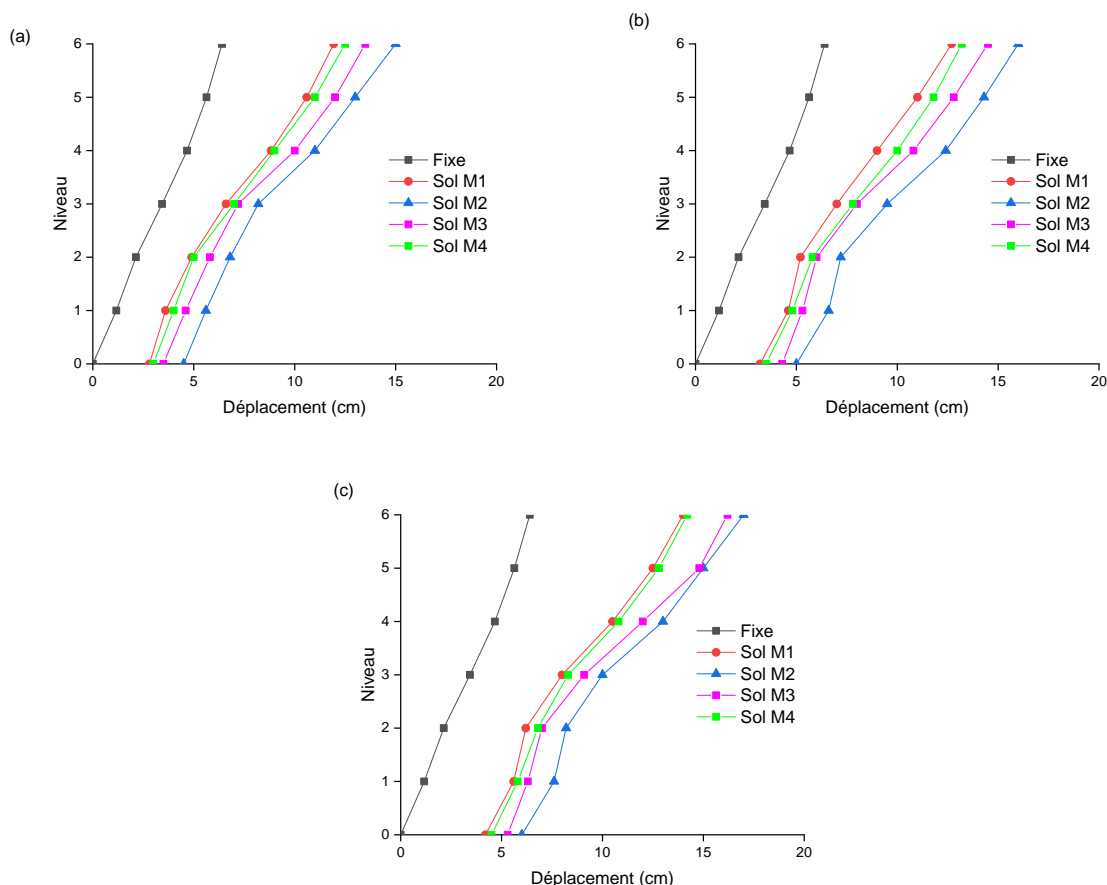
**Figure 7.9 :** Spectres de réponse en accélération calculés au niveau du toit du portique suivant : (a) modèle de sol M1 ; (b) modèle de sol M2, (c) modèle de sol M3, (d) modèle de sol M4.

### 7.3.3.2. Déplacement latéral et déplacement inter-étage

La figure 7.10 présente la moyenne des maximums des déplacements latéraux des étages du portique reposant sur une : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profondes. Les données sont comparées pour les quatre modèles de sols M1, M2, M3, et M4 ainsi que pour le portique à base fixe.

Les résultats indiquent que l'interaction sol-structure induit des déplacements latéraux plus importants que ceux observés dans une conception à base fixe. La présence d'une couche molle amplifie ces déplacements, particulièrement lorsqu'elle est située à une profondeur de 5 et 10 m. À ces niveaux, l'effet de la couche molle est significatif, comparé au modèle de sol de référence. En revanche, lorsque cette couche se trouve à une profondeur de 15 m, son influence devient négligeable et les déplacements sont presque similaires à ceux de la structure fondée sur le site de référence M1. Ces résultats peuvent s'expliquer par les déformations subies par le sol avant toute construction de la structure (section 7.3.1.1).

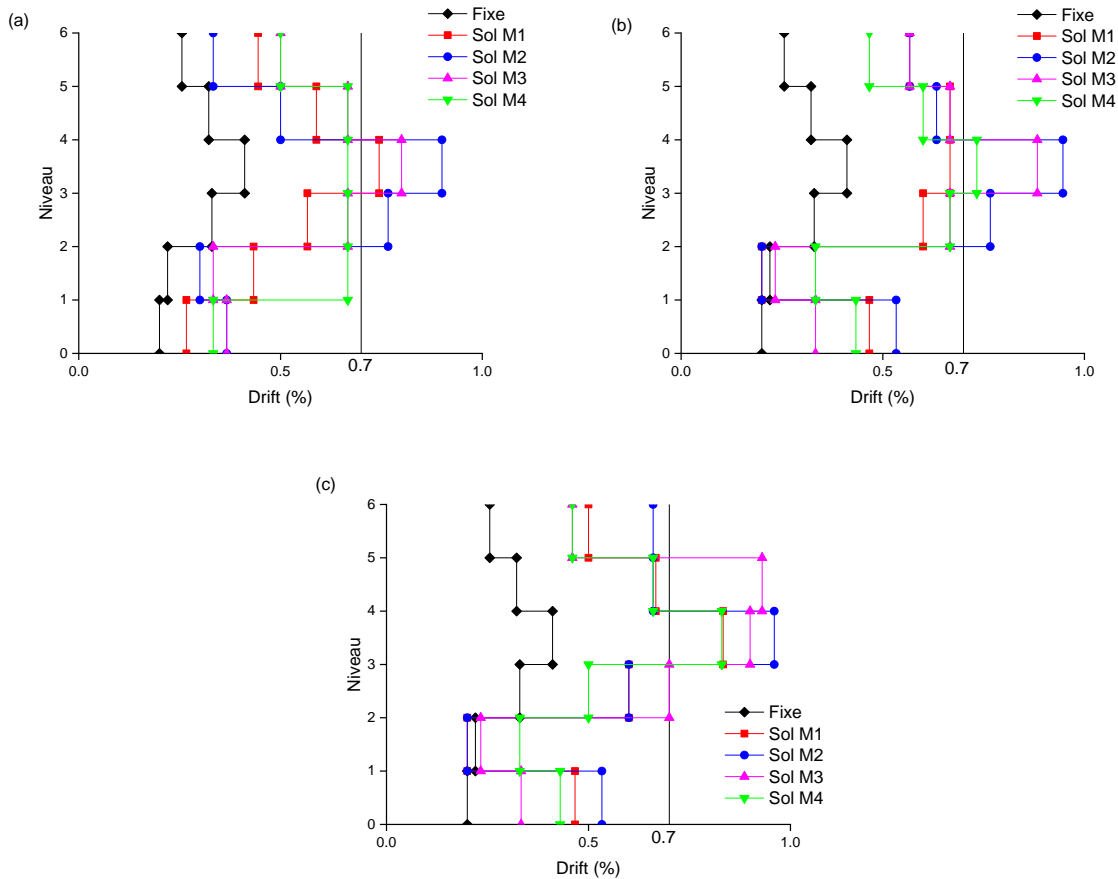
Les résultats révèlent qu'une augmentation de l'ancrage de la fondation entraîne une légère augmentation des déplacements. Toutefois, cette variation demeure négligeable lors du passage d'une fondation superficielle à une fondation profonde. Ce comportement peut s'expliquer par l'influence de l'interaction cinématique, où la variation du mouvement à la fondation reste insignifiante pour induire un impact significatif sur la réponse globale de la structure.



**Figure 7.10 :** Moyenne des valeurs maximales des déplacements selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) Fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.

La figure 7.11 représente la moyenne des valeurs des déplacements inter-étage du portique reposant sur une : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profondes. Les données sont comparées pour les quatre modèles de sols considérés ainsi que pour une structure à base fixe.

Les résultats montrent que l'interaction sol-structure entraîne une augmentation des déplacements inter-étages par rapport à une structure à base fixe. Cette augmentation est particulièrement marquée lorsque la structure repose sur une fondation profonde et lorsque la structure est fondée sur le modèle de sol M2. Toutefois, les déplacements inter-étages restent légèrement au-dessus de la limite de 0,7 % et n'atteignant pas les 1%, correspondant à un niveau de performance « d'occupation immédiate » (FEMA 273/octobre 1997). Ce niveau de performance garantit que, malgré les déformations observées, la structure conserve une résistance et une rigidité suffisantes, permettant la poursuite des activités humaines en toute sécurité et avec un impact minimal sur son fonctionnement.



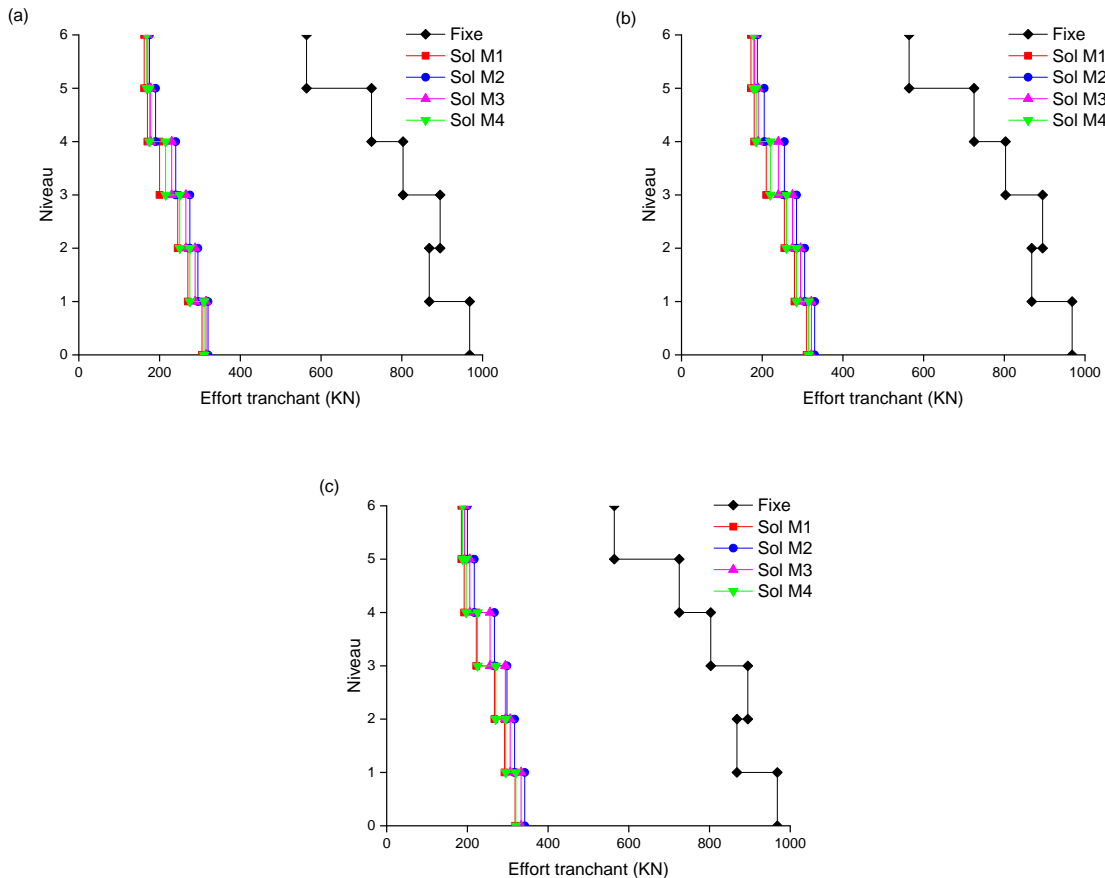
**Figure 7.11** : Moyenne des valeurs maximales des déplacements inter-étage selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.

### 7.3.3.3. Effort tranchant

La figure 7.12 présente la distribution de la moyenne des efforts tranchants le long des étages du portique métallique soumis à des sollicitations sismiques. Elle compare les résultats obtenus avec une base fixe et des bases flexibles, en fonction des différents modèles de sols considérés.

Les résultats montrent que la flexibilité du sol affecte la répartition des efforts tranchants, avec une réduction notable de ces efforts dans les systèmes intégrant l'ISS. Cette réduction des efforts tranchants est principalement attribuée à la flexibilité et au comportement élastoplastique du sol, qui favorisent la dissipation d'énergie et réduisent ainsi les forces transmises à la structure.

Bien que la variation des efforts tranchants entre les différents types de sols soit relativement faible, elle reste légèrement plus importante pour les sols M2 et M3, et ce, pour les trois modèles de fondation considérés. De plus, les résultats montrent que les efforts tranchants sont légèrement plus élevés lorsque la structure repose sur des fondations profondes. Toutefois, cette variation demeure négligeable lors du passage d'une fondation superficielle à une fondation profonde. Ce comportement peut s'expliquer par l'influence de l'interaction cinématique, où la variation du mouvement à la fondation reste insignifiante pour induire un impact significatif sur la réponse globale de la structure.



**Figure 7.12 :** Moyenne des valeurs maximales des efforts tranchants selon les modèles : (a) fondation superficielle, (b) fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.

### 7.3.3.4. Force axiale

La figure 7.13 illustre les moyennes des forces axiales maximales pour le portique métallique fondé sur la fondation : (a) superficielle, (b) semi-profonde et (c) profonde. Elle compare les résultats obtenus avec une base fixe et des bases flexibles, en fonction des différents modèles de sols M1, M2, M3 et M4.

Les résultats montrent que les forces axiales sont plus élevées pour les bases fixes, tandis que les bases flexibles réduisent ces forces, ce qui reflète l'effet dissipatif des sols. Les forces axiales sont légèrement plus élevées lorsque la structure est fondée sur les sols M2 et M3, montrant une l'influence de la position de la couche de tourbe sur la transmission des charges.

La variation des forces axiales demeure négligeable lors du passage d'une fondation superficielle à une fondation profonde. Ce comportement peut s'expliquer par l'influence de l'interaction cinématique, où la variation du mouvement à la fondation reste insignifiante pour induire un impact significatif sur la réponse globale de la structure.

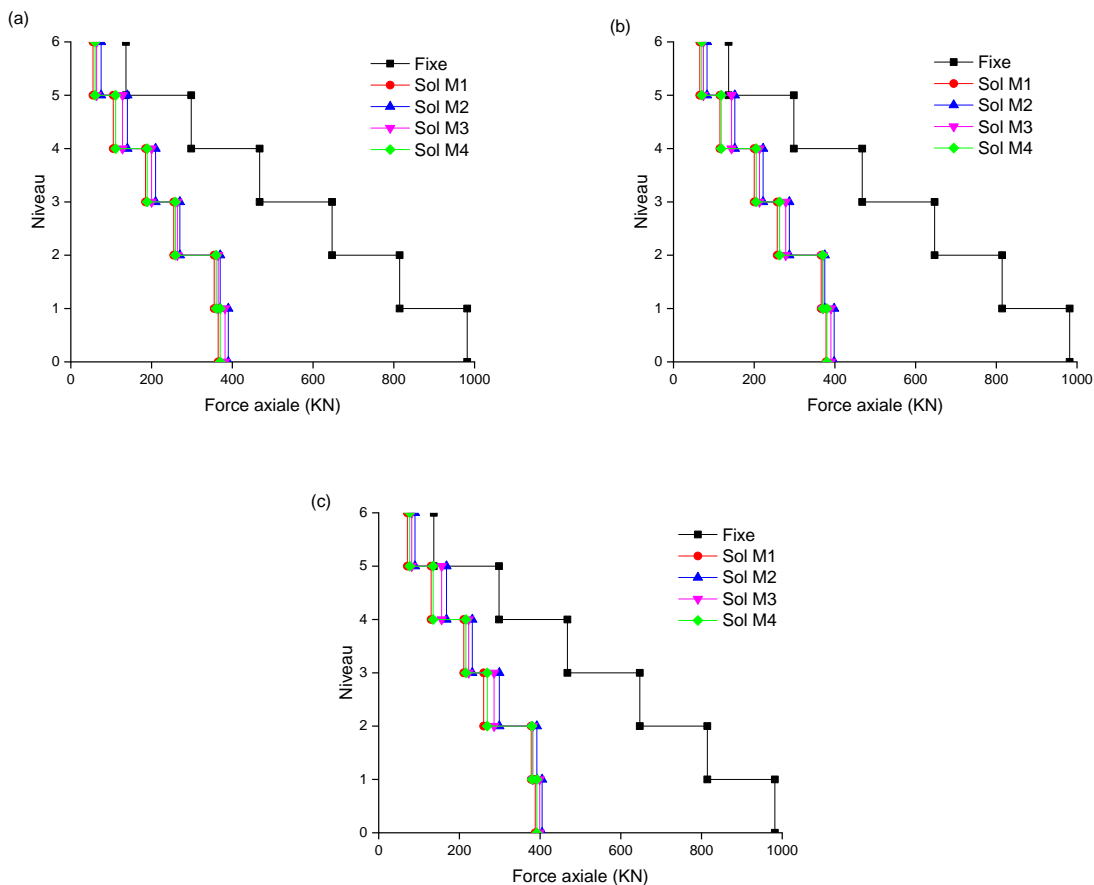


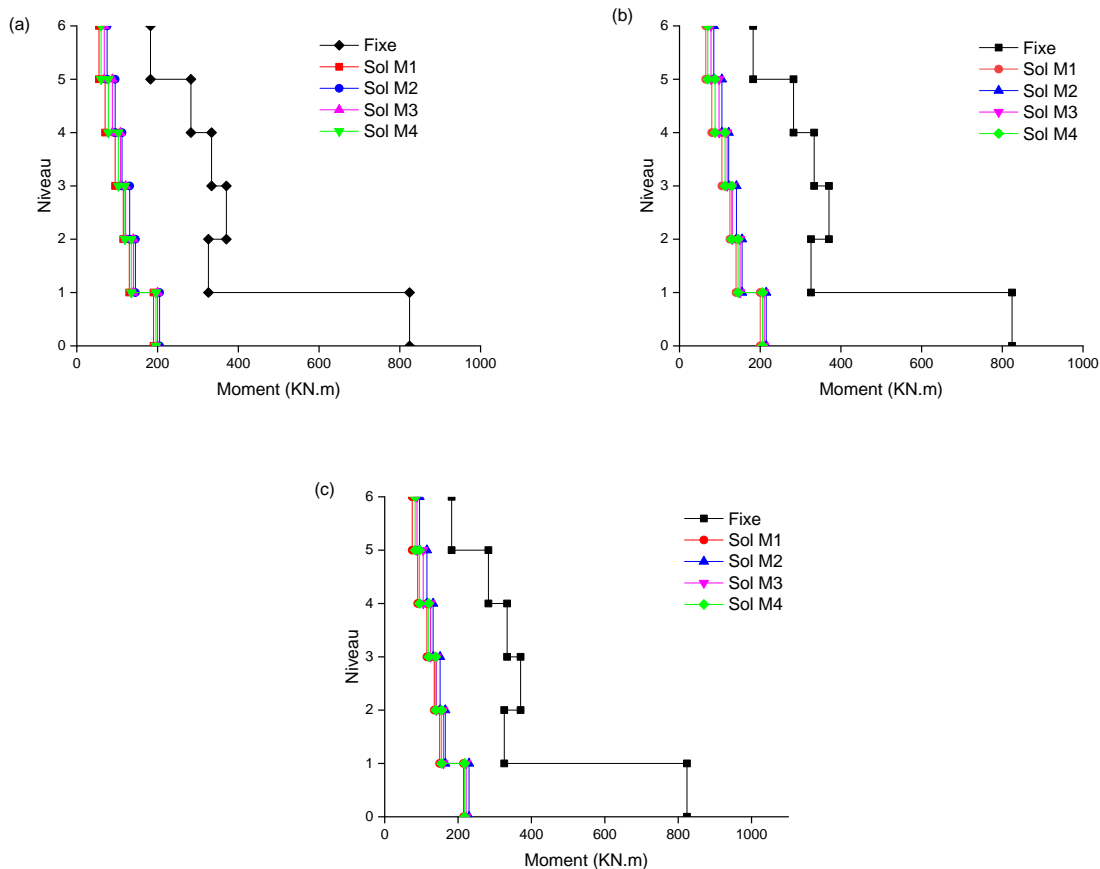
Figure 7.13 : Moyenne des valeurs maximales des forces axiales selon les modèles : (a) Fondation superficielle, (b) Fondation semi-profonde et (c) fondation profonde.

### 7.3.3.5. Moment fléchissant

La figure 7.14 présente les moyennes des moments maximaux dans le portique métallique reposant sur les fondations : (a) superficielle, (b) semi-profonde et (c) profonde. Elle compare les résultats obtenus avec une base fixe et des bases flexibles, en fonction des différents modèles de sols M1, M2, M3 et M4.

Les moments maximaux sont plus élevés pour le portique à base fixe, indiquant que l'absence d'interaction avec le sol conduit à une plus grande sollicitation de la structure. En revanche, les bases flexibles montrent une réduction des moments maximaux. Ces moments sont légèrement plus élevés dans les modèles de sol M2 et M3 où la couche de tourbe est plus proche de la surface du champ libre.

Ces résultats soulignent l'effet dissipatif du sol, la flexibilité du sol permet d'absorber une partie de l'énergie sismique, réduisant ainsi les moments dans la structure.



**Figure 7.14 :** Moyenne des valeurs maximales des moments selon les modèles : a) Fondation superficielle, b) Fondation semi-profonde et c) fondation profonde.

## 7.4. CONCLUSION

Ce chapitre examine les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'un portique métallique inélastique résistant aux moments. Trois modèles de fondations ont été retenus pour cette étude : superficielle, semi-profonde et profonde, afin d'évaluer l'interaction cinématique. Quatre modèles de sol, chacun présentant une stratigraphie locale distincte, ont été utilisés pour analyser les effets de site, en particulier l'impact d'une couche de tourbe molle et les variations de sa profondeur. Des simulations complètement élastoplastiques non linéaires ont été réalisées sous trois mouvements sismiques. Les résultats de l'analyse sont résumés comme suit :

- Les différentes stratigraphies des modèles de sol, caractérisées par la présence d'une couche de tourbe à des profondeurs variables, ont un impact significatif sur les réponses en champ libre. L'étude des réponses sismiques en champ libre des dépôts de sol a montré que la couche de tourbe molle réduit les composantes à haute fréquence tout en amplifiant celles à basse fréquence des entrées sismiques. Par conséquent, elle agit comme un amortisseur naturel des accélérations maximales calculées à la surface du sol. Cependant, l'effet de cette couche molle est plus marqué lorsqu'elle est proche de la surface et devient moins significatif à mesure que sa profondeur augmente, comme observé dans le modèle de sol S4.
- Bien que la présence de la couche de tourbe molle ait amorti les accélérations maximales en champ libre, elle a conduit à une demande sismique plus élevée du portique.

- La présence de la couche molle réduit l'effet cinématique. Toutefois, dans l'ensemble, les effets de l'interaction cinématique se sont révélés négligeables.
- La prise en compte de l'interaction dynamique globale a conduit à une augmentation de la flexibilité du système sol-fondation-structure par rapport à une structure à base fixe. Cette flexibilité a entraîné des déplacements latéraux et des déplacements inter-étages plus importants, ainsi qu'une réduction des efforts tranchants, des forces axiales et des moments, en comparaison avec la structure à base fixe. La présence de la couche molle, en particulier lorsqu'elle est située à des profondeurs de 5 et 10 mètres, accentue ces effets, augmentant ainsi les déplacements et les efforts internes de la structure.
- L'augmentation de l'ancrage de la fondation a tendance à accroître les effets inertiels.

Ces résultats soulignent l'importance d'intégrer une modélisation précise de l'ISS dans la conception des structures soumises à des sollicitations sismiques, notamment lorsqu'il existe des couches de sol particulières comme la tourbe molle, qui influencent de manière significative la réponse dynamique du système.

---

# **CHAPITRE 8**

## **CONCLUSION GENERALE**

---

## 8.1. APERÇU GENERAL

La conception parasismique des bâtiments repose sur des hypothèses qui visent à simplifier l'analyse du comportement des structures sous l'effet des séismes. Parmi ces simplifications, une hypothèse courante consiste à considérer que les structures reposent sur un support fixe et indéformable, éliminant ainsi la prise en compte des interactions complexes entre le sol et la superstructure. Cette approche, bien qu'utile pour réduire la complexité des modèles, ne reflète pas fidèlement les conditions réelles. En réalité, la flexibilité du sol peut modifier la répartition des efforts, influencer les déplacements et entraîner des réponses dynamiques différentes de celles prévues par les hypothèses standards. Ce phénomène, connu sous le nom d'interaction sol-structure (ISS), reflète la manière dont le sol, les fondations et la structure interagissent sous l'effet des sollicitations sismiques. Les propriétés géotechniques du sol, associées aux caractéristiques dynamiques de la structure et à leur loi de comportement, influencent de manière significative l'interaction sol-structure. Selon les conditions spécifiques de cette interaction, elles peuvent soit réduire, soit amplifier les effets des sollicitations sismiques. Afin de mieux comprendre ces effets et leur impact, cette thèse a traité l'interaction sol-structure numériquement en utilisant le logiciel de différences finies FLAC2D, à travers plusieurs étapes distinctes. Dans un premier temps, une approche élastique linéaire est adoptée pour analyser la réponse du système sol-structure. Par la suite, le comportement élastoplastique du sol est intégré afin d'étudier l'impact des déformations permanentes. Enfin, une modélisation complète élastoplastique non linéaire permet d'évaluer de manière plus précise les effets de l'interaction dynamique.

Le chapitre 4 s'est concentré sur l'étude numérique d'un système entièrement élastique linéaire, visant à analyser les effets de l'ISS sur la réponse dynamique des portiques en béton armé. L'étude prend en compte différentes classes de sol, conformément aux normes du code parasismique algérien. Une étude paramétrique a été réalisée pour évaluer l'amplification du mouvement, les périodes propres, les déplacements latéraux et inter-étages, ainsi que les efforts tranchants et les accélérations d'étages, en fonction des types de sol.

Dans le chapitre 5, une étude numérique a été menée pour évaluer l'effet de la plasticité du sol sur la réponse sismique des portiques en béton armé. Un profil de sol homogène, présentant un comportement élastoplastique non linéaire, a été considéré. L'étude a examiné divers aspects, tels que l'amplification du mouvement, l'allongement de la période et les déplacements inter-étages, sous l'influence de trois séismes majeurs. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux issus d'une analyse élastique linéaire, en considérant le même système

d'interaction sol-structure, afin d'évaluer de manière plus précise l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système.

Le chapitre 6 a traité une étude numérique sur les effets de l'ISS sur la réponse sismique d'un portique métallique en tenant compte de la plasticité du sol et de la structure. Trois séismes majeurs aux caractéristiques fréquentielles variées ont été utilisés. L'étude a examiné l'amplification du mouvement, les efforts tranchants, les déplacements latéraux et inter-étages, les forces axiales et la diffusion de la plasticité dans la structure. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux issus d'une analyse qui considère le même système d'interaction sol-structure, mais en adoptant un comportement élastique linéaire pour le sol, afin d'évaluer de manière plus précise l'impact de la plasticité du sol sur la réponse du système.

Finalement, dans le chapitre 7, une étude complètement élastoplastique non linéaire des effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'un portique métallique inélastique a été réalisée. L'analyse a pris en compte un portique métallique résistant aux moments, reposant sur trois modèles de fondations différentes, et quatre différents modèles de profils de sol stratifiés. Les réponses en champ libre, ainsi que les effets de l'interaction cinématique et inertielle ont été étudiées.

## 8.2. CONCLUSIONS PRINCIPALES

Les recherches présentées dans cette thèse aboutissent aux principales conclusions suivantes :

- Les caractéristiques géomécaniques du sol, ainsi que les lois de comportement qui les régissent, jouent un rôle déterminant dans l'impact de l'interaction sol-structure. Ces propriétés génèrent l'effet bénéfique ou préjudiciable de l'interaction sol structure.
- Les effets de l'interaction sol-structure sont réduits dans le cas de sols rigides. En effet, la rigidité du sol influence directement l'ampleur des effets de l'ISS. Lorsque la structure repose sur un sol rigide, son comportement dynamique tend à se rapprocher de celui observé sous l'hypothèse d'une base fixe. En revanche, l'augmentation de la flexibilité du sol amplifie les modifications des paramètres de demande sismique, révélant une interaction plus prononcée entre le sol et la structure.
- De manière générale, Les modèles d'interaction sol-structure élastiques linéaires étudiés montrent que l'ISS peut avoir des effets préjudiciables en activant la participation des modes supérieurs, ce qui modifie la réponse dynamique des structures. Cette influence se traduit aussi par une augmentation de la demande sismique, des déplacements latéraux et de la dérive inter-étage, rendant la structure plus vulnérable. De plus, les accélérations enregistrées aux différents niveaux sont amplifiées, ce qui peut affecter la stabilité et le confort des occupants.
- L'analyse comparative entre l'élasticité et la plasticité du sol a révélé que la plasticité peut avoir un effet bénéfique en réduisant la demande sismique sur les portiques étudiés. Cette réduction s'explique par une dissipation d'énergie plus importante, induisant un amortissement accru et une flexibilité du système sol-structure. Toutefois, cette même plasticité engendre des déplacements latéraux plus importants, ce qui peut affecter la stabilité de la structure, amplifier les déformations des étages et, dans certains cas, compromettre la sécurité et la fonctionnalité du bâtiment. Ainsi, bien que la plasticité du sol puisse atténuer certaines sollicitations sismiques, elle impose également une vigilance particulière en matière de conception et de dimensionnement des structures.

- Lorsque la fréquence fondamentale de la structure coïncide avec celle du sol, un phénomène de résonance se produit. Dans ce cas, l'interaction sol-structure (ISS) devient particulièrement prononcée, amplifiant significativement les effets dynamiques sur la structure concernée.
- Lors de l'analyse complètement non linéaire des effets de l'ISS sur une structure métallique, il a été observé que la plasticité du sol peut avoir des effets contrastés. D'un côté, elle atténue le mouvement sismique en dissipant une partie de l'énergie vibratoire, ce qui entraîne une réduction des efforts tranchants, des déplacements inter-étages et des forces axiales dans la structure. De plus, la redistribution de la plasticité limite la concentration des déformations, réduisant ainsi le risque d'endommagement local. Cependant, cette même plasticité du sol induit une flexibilité accrue de l'ensemble sol-structure, pouvant générer des déplacements latéraux plus importants. Ces déformations excessives sont susceptibles de causer des dommages structurels, d'affecter la stabilité du bâtiment, de perturber le confort des occupants et d'endommager les équipements sensibles. Ces conséquences augmentent les coûts de réparation et réduisent la sécurité du bâtiment.
- Lorsqu'une structure métallique présentant un comportement élastoplastique non linéaire repose sur un sol à comportement élastique linéaire, l'interaction sol-structure modifie considérablement son mode de réponse. La flexibilité de la base entraîne un comportement en console, dans lequel les poteaux supportent la majeure partie des charges et subissent d'importantes déformations. Cette redistribution des efforts induit des moments internes plus élevés dans les poteaux, nécessitant une conception adaptée pour éviter une fragilisation de ces éléments et assurer la stabilité de la structure. En revanche, lorsqu'une hypothèse de base fixe est adoptée, la structure réagit différemment : un comportement de cadre est observé, où les poteaux et les poutres travaillent conjointement pour résister aux charges appliquées. Dans cette configuration, la rigidité accrue réduit les déformations des poteaux, mais les moments internes sont davantage concentrés dans les poutres. Cette distinction entre les deux configurations souligne l'importance de la prise en compte de l'ISS dans la conception et le dimensionnement des structures métalliques afin d'optimiser leur comportement dynamique et leur sécurité face aux sollicitations sismiques.
- La stratigraphie du sol et les modèles de fondation ont un impact majeur sur la réponse sismique des structures. Les caractéristiques mécaniques des différentes couches de sol influencent la manière dont les ondes sismiques se propagent et affectent la réponse de la structure, en modifiant les déplacements et les efforts internes. De plus, le choix du modèle de fondation, modifie l'interaction entre le sol et la structure, ce qui peut entraîner des variations importantes dans la réponse de la structure. Il est donc essentiel de prendre en compte ces éléments lors de la conception pour garantir la performance et la sécurité des bâtiments face aux risques sismiques.
- La présence d'une couche molle, caractérisée par de faibles propriétés mécaniques, influence de manière significative la réponse en champ libre d'un dépôt de sol. La position de cette couche est également déterminante : plus elle se situe près de la surface, plus son effet devient prononcé. Cette couche agit comme un amortisseur naturel, réduisant les accélérations maximales enregistrées à la surface du sol.

L'interaction sol-structure (ISS) est un phénomène complexe reflétant l'interdépendance entre la structure, ses fondations et le sol qui la supporte. Contrairement à l'hypothèse classique d'une base rigide, l'ISS prend en compte la flexibilité du sol et ses effets sur le comportement

dynamique de l'ensemble sol-fondation-structure. La loi de comportement du sol, qu'elle soit élastique linéaire ou élastoplastique non-linéaire, influence la manière dont les charges sismiques sont transmises à la structure. De même la réponse de la structure varie en fonction de la loi de comportement des matériaux qui la composent. Le type de fondations, la stratigraphie du sol et la hauteur de la structure jouent également un rôle important, car ils affectent la rigidité et la flexibilité du système global. Chaque modification, que ce soit du type de sol, des fondations ou des matériaux de la structure, peut avoir un impact considérable sur la réponse dynamique du bâtiment. Ainsi, une modélisation précise de l'ISS est essentielle pour garantir une analyse fiable de la réponse sismique des structures.

### **8.3. RECOMMANDATIONS POUR LES FUTURS TRAVAUX DE RECHERCHE**

Les résultats présentés dans cette thèse ouvrent de nouvelles perspectives de recherche, notamment sur des sujets qui n'ont pas encore été entièrement explorés. Parmi les plus pertinents, les points suivants sont soulignés :

- Produire un ensemble de recommandations, du point de vue de la conception sismique des structures, visant à intégrer de manière pratique les considérations de l'ISS dans le cadre de la conception.
- Des recherches complémentaires dans le domaine expérimental permettraient d'obtenir des informations essentielles sur le comportement réel des modèles réduits.
- Évaluer les effets cinématiques sur l'ISS, qui sont importants pour les fondations profondes et les fondations sur pieux.
- Peu d'études ont été menées sur la réponse sismique des structures en prenant en compte le comportement non linéaire à la fois du profil du sol et de la structure. De plus, il est essentiel de comparer les résultats obtenus avec ceux issus d'une analyse élastique linéaire afin de mieux comprendre les écarts entre les deux approches. Il est donc nécessaire de développer des formulations mathématiques efficaces d'ordre réduit pour effectuer une étude paramétrique approfondie de ce problème.
- Dans ce travail, des modèles de loi de comportement très simple sont utilisés pour représenter le comportement du sol et de la structure. Il y a lieu d'étudier les effets de l'ISS en considérant des modèles plus complexes pour le sol et la structure.
- Ce travail a été réalisé en 2D, il serait intéressant de voir ce que le 3D donne, afin d'inclure les effets de passage des ondes, le retard temporel et le déplacement du sol spatialement hétérogène.

## ***Références bibliographiques***

Abdel Raheem, S. E., Ahmed, M. M., & Alazrak, T. M. (2015). Evaluation of soil–foundation–structure interaction effects on seismic response demands of multistory MRF buildings on raft foundations. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 7, 11-30. doi:10. 1007/s40091-014-0078-x

Abdelmonem, M. A. (2014). *Seismic Response Analysis Considering Soil-Structure Interaction of High-Rise Buildings* (Doctoral dissertation, Minia University).

Algerian seismic design code (RPA99/Version 2003) (2003). National Center of Applied Research in Earthquake

Al-Isawi, A. T., Collins, P. E. F., & Cashell, K. A. (2019). Fully non-linear numerical simulation of a shaking table test of dynamic soil-pile-structure interactions in soft clay using ABAQUS. In *Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering* (pp. 252-265). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers. (2013, October). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers.

Anand, V., & Kumar, S. S. (2018, November). Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. In *Structures* (Vol. 16, pp. 317-326). Elsevier.

Applied Technology Council, & Structural Engineers Association of California. ATC (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community* (Vol. 3, No. 6). US Department of Commerce, National Bureau of Standards.

Applied Technology Council. ATC (2003). *User's Manual: Mobile Post-earthquake Building Safety Evaluation Data Acquisition System*.

Apsel, R.J., Luco, J.E. (1987). Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: An integral equation approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 15, 213–231. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290150205>

Archuleta, R. J., Seale, S. H., Sangas, P. V., Baker, L. M., & Swain, S. T. (1992). Garner Valley downhole array of accelerometers: instrumentation and preliminary data analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(4), 1592-1621.

ASCE (2016). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16.

Asli, S. J., Saffari, H., Zahedi, M. J., & Saadatinezhad, M. (2019). Comparing the performance of substructure and direct methods to estimate the effect of SSI on seismic response of mid-rise structures. *International Journal of Geotechnical Engineering*. doi:10.1080/19386362.2019.1597560

ATC-40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council, Seismic Safety Commission, State of California.

Avilés, J., and Pérez-Rocha, L. E. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(1), 11-27.

Awchat, G., Monde, A., Sirsikar, R., Dhanjode, G., & Tayade, S. (2022). Soil-Structure Interaction: Comparative Review of International Codes and Other Literature with Indian Seismic Code. *Civil and Environmental Engineering*, 18(1), 87-95.

Awlla, H. A., Taher, N. R., & Mawlood, Y. I. (2020). Effect of fixed base and soil structure interaction on the dynamic responses of steel structures. *International Journal of Emerging Trends in Engineering Research*. <https://doi.org/10.30534/ijeter/2020/223892020>

Badry, P., & Satyam, N. (2017). Seismic soil structure interaction analysis for asymmetrical buildings supported on piled raft for the 2015 Nepal earthquake. *Journal of Asian Earth Sciences*, 133, 102-113. <https://dx.doi.org/10.1016/j.jseaes.2016.03.014>.

BAEL 91. (1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Paris: France.

Bárcena, A., Esteva, L., 2007. Influence of dynamic soil–structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistorey systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36, 327–346. <https://doi.org/10.1002/eqe.633>

Bazaz, H. B., Akhtarpour, A., & Karamodin, A. (2021). A study on the effects of piled-raft foundations on the seismic response of a high rise building resting on clayey soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 145, 106712. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106712>

- Bhattacharya, K., & Dutta, S. C. (2004). Assessing lateral period of building frames incorporating soil-flexibility. *Journal of sound and vibration*, 269(3-5), 795-821. doi:10.1016/S0022-460X(03) 00136-6
- Bielak, J. (1974). Dynamic behaviour of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(3), 259-274.
- Bilotta, E., DE SANCTIS, L., Di Laora, R., D'ONOFRIO, A., & Silvestri, F. (2015). Importance of seismic site response and soil-structure interaction in the dynamic behaviour of a tall building founded on piles. In *Geotechnical Earthquake Engineering: Géotechnique Symposium in Print 2015* (pp. 125-134). ICE Publishing.
- Borghei, A., Ghayoomi, M. (2019). The role of kinematic interaction on measured seismic response of soil-foundation-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 125, 105674. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.013>
- Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., & Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(9), 750-759. doi:10.1061/(ASCE)1090241(1999)125:9(750)
- Bray, J. D., & Macedo, J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215-231.
- Capra, A., & Davidovici, V. (1984). *Calcul dynamique des structures en zone sismique*. Paris : Editions Eyrolles.
- Carbonari, S., Morici, M., Dezi, F., Gara, F., & Leoni, G. (2017). Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 52-67.
- Çelebi, E., Göktepe, F., & Karahan, N. (2012). Non-linear finite element analysis for prediction of seismic response of buildings considering soil-structure interaction. *Natural hazards and earth system sciences*, 12(11), 3495-3505.
- Chekired, A. (2016). *Evaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statistique et dynamique nonlineaires* (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).

- Choopool, N., & Boonyapinyo, V. (2011). Seismic performance evaluation of reinforced concrete moment resisting frames with various ductility in low seismic zone. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 4(1), 17-36.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. The university of Texas at Austin.
- Deeks, A. J., & Randolph, M. F. (1994). Axisymmetric time-domain transmitting boundaries. *Journal of Engineering Mechanics*, 120(1), 25-42.
- Desai, C. S., Abel, J. F., & Marcal, P. V. (1973). *Introduction to the finite-element method*. doi:10.1115/1.3422995
- Dunand, F., (2005). *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil (Thèse)*. Université Joseph Fourier, Grenoble
- Durante, M. G., Di Sarno, L., Mylonakis, G., Taylor, C. A., & Simonelli, A. L. (2016). Soil–pile–structure interaction: experimental outcomes from shaking table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(7), 1041-1061.
- Dutta, S. C., & Roy, R. (2002). A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. *Computers & Structures*, 80(20–21), 1579–1594. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00115-3](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00115-3)
- Dutta, S. C., Bhattacharya, K., & Roy, R. (2004). Response of lowrise buildings under seismic ground excitation incorporating soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(12), 893–914. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.07.001>
- Echebba, E. M., Boubel, H., El Omari, A., Rougui, M., Chourak, M., & Chehade, F. H. (2021). Analysis of the Second Order Effect of the SSI on the Building during a Seismic Load. *Infrastructures*, 6(2), 20.
- El Ganainy, H., & El Naggar, M. H. (2009). Seismic performance of three-dimensional frame structures with underground stories. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(9), 1249–1261. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.02.003>

El-Hoseiny, K. E., Tayel, M. A., & Abdel Lateef, A. B. (2021). Influence of Soil-Structure Interaction on Seismic Response of Multi-Storey Buildings. *ERJ. Engineering Research Journal*, 44(1), 33-41.

EN 1998-1 (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. Brussels: European Committee for Standardization.

EN 1998-5 (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects. EN 1998-5. Brussels: European Committee for Standardization.

Engquist, B., & Majda, A. (1977). Absorbing boundary conditions for numerical simulation of waves. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 74(5), 1765-1766.

Fatahi, B., Van Nguyen, Q., Xu, R., & Sun, W. J. (2018). Three-dimensional response of neighboring buildings sitting on pile foundations to seismic pounding. *International Journal of Geomechanics*, 18(4), 04018007. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001093

FEMA (2015). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures. FEMA P-1050. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 440 (2005). NEHRP Recommended Provisions for Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, ATC-55 Project. Washington, DC: Emergency Management Agency.

FEMA P-2091 (2020). A practical guide to soil-structure interaction. December (Washington, D.C.: Applied technology council; Federal emergency management agency).

Field, E. H., Johnson, P. A., Beresnev, I. A., & Zeng, Y. (1997). Nonlinear ground-motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake. *Nature*, 390(6660), 599-602.

Forcellini, D. (2018). Seismic assessment of a benchmark based isolated ordinary building with soil structure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(5), 2021-2042. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0268-6>.

Gallipoli, M. R., Mucciarelli, M., Castro, R. R., Monachesi, G., & Contri, P. (2004). Structure, soil-structure response and effects of damage based on observations of horizontal-to-vertical spectral ratios of microtremors. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(6), 487-495.

GB50011-2010. (2010). China code for seismic design of buildings. Beijing: China Architecture & Building Press.

Gcr, N. (2012). Soil-structure interaction for building structures. National Institute of Standards and Technology (NEHRP).

Ghandil, M., & Behnamfar, F. (2017). Ductility demands of MRF structures on soft soils considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 203-214. doi:10.1016/j.soildyn.2016.09.051

Girault, D. P. (1987). Analyses of foundation failures.” the Mexico earthquakes—1985: Factors involved and lessons learned. New York, NY: American Society of Civil Engineers, 178–192.

Givens, M. J. (2013). Dynamic soil-structure interaction of instrumented buildings and test structures. University of California, Los Angeles.

Golafshani, S., Akhtarpour, A., Ghaemi Rad, H., & Khosravi, S. (2023). A study on the near and far-field earthquake response of a low and mid-rise building resting on soft soil considering soil–structure interaction (SSI). *Asian Journal of Civil Engineering*, 24(4), 919-935.

Gu, Q. (2008). Finite Element Response Sensitivity and Reliability Analysis of Soil-Foundation-Structure-Interaction (SFSI) Systems. University of California, San Diego.

Guéguen, P. (2000). Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l’Interaction Sol-Structure à l’Interaction Site-Ville (Thesis). Université Joseph Fourier.

Guerdouh, D., & khalfallah, S., & Bourouaiah, W., (2018). Influence of soil properties on dynamic response of frames. *Algérie Équipement*, 58, 66–77.

Hashash, Y. M., Dashti, S., Musgrove, M., Gillis, K., Walker, M., Ellison, K., & Basarah, Y. I. (2018). Influence of tall buildings on seismic response of shallow underground structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(12), 04018097. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001963](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001963)

Hassani, N., Bararnia, M., & Amiri, G. G. (2018). Effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratios of degrading structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 75-87. doi:10.1016/j.soildyn.2017.10.004

Hatzigeorgiou, G. D., & Beskos, D. E. (2010). Soil–structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 851-861.

Hokmabadi, A. S., Fatahi, B., & Samali, B. (2014). Assessment of soil–pile–structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations. *Computers and Geotechnics*, 55, 172-186.

Hokmabadi, A.S. (2014). Effect of dynamic soil-pile-structure interaction on seismic response of mid-rise moment resisting frames (Doctoral dissertation).

Housner, G.W. (1957). Interaction of building and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* 179–186.

Iguchi, M. (1982). An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations. *Architectural Institut of Japan* 61–75.

IS 1893-3 (2014). Criteria for earthquake resistant design of structures - part 3: bridges and retaining walls. IS 1893-3. New Delhi: Bureau of Indian Standards.

IS 1893-4 (2015). Criteria for earthquake resistant design of structures - part 4: industrial structures including stack-like structures. IS 1893-4. New Delhi: Bureau of Indian Standards.

Ismail, S., Kaddah, F., & Raphael, W. (2020). Seismic soil structure interaction response of midrise concrete structures on silty sandy soil. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 14(1).

Itasca, User's Manual FLAC2D. (2011). Fast lagrangian analysis of continua version 7.0. Minneapolis: Itasca consulting group.

Jahromi, H. Z., Izzuddin, B. A., & Zdravkovic, L. (2007). Partitioned analysis of nonlinear soil-structure interaction using iterative coupling. *Interaction and multiscale mechanics*, 1(1), 33-51. doi:10.12989/imm.2008.1.1.033

Jha, A. K., Utkarsh, K., & Kumar, R. (2015). Effects of soil-structure interaction on multi storey buildings on mat foundation. In *Advances in Structural Engineering: Mechanics, Volume One* (pp. 703-715). Springer India. DOI: 10.1007/978-81-322-2190-6\_56

Joyner, W. B., & Chen, A. T. (1975). Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), 1315-1336.

JSCE 15 (2007). Standard specifications for concrete structures - design. JSCE 15. Tokyo: Japan Society of Civil Engineers.

Kabtamu, H. G., Peng, G., & Chen, D. (2018). Dynamic analysis of soil structure interaction effect on multi story RC frame. *Open Journal of Civil Engineering*, 8(4), 426-446.

- Karimi, Z., & Dashti, S. (2016). Seismic performance of shallow founded structures on liquefiable ground: validation of numerical simulations using centrifuge experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(6), 04016011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001479](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001479).
- Kausel, E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822-832. DOI: 10.1016/j.soildyn.2009.11.001
- Khalil, L. (2009). Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments: analyse dans les domaines linéaire et non linéaire (Thèse de Doctorat, Lille 1).
- Kocak, S., & Mengi, Y. (2000). A simple soil–structure interaction model. *Applied Mathematical Modelling*, 24(8–9), 607–635. [https://doi.org/10.1016/S0307-904X\(00\)00006-8](https://doi.org/10.1016/S0307-904X(00)00006-8)
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Kraus, I., & Džakić, D. (2013). Soil-structure interaction effects on seismic behaviour of reinforced concrete frames. *Skopje earthquake-50 Years European Earthquake Engineering*, Skopje, Macedonia.
- Kuladeepu, M. N., Narayana, G., & Narendra, B. K. (2015). Soil structure interaction effect on dynamic behavior of 3d building frames with raft footing. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 4(7), 87–91. <https://doi.org/10.15623/IJRET.2015.0407014>
- Lai, C. G., & Martinelli, M. (2013). *Soil-Structure Interaction Under Earth-quake Loading: Theoretical Framework*. ALERT Doctoral School 2013, 3.
- Li, S., Zhang, F., Wang, J. Q., Alam, M. S., & Zhang, J. (2017). Seismic responses of super-span cable-stayed bridges induced by ground motions in different sites relative to fault rupture considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 295-310.
- Liao, Z. P., & Wong, H. L. (1984). A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(4), 174-183.
- López Jiménez, G. A., Dias, D., & Jenck, O. (2019). Effect of the soil–pile–structure interaction in seismic analysis: case of liquefiable soils. *Acta Geotechnica*, 14(5), 1509-1525.

- Lou, M., Wang, H., Chen, X., & Zhai, Y. (2011). Structure–soil–structure interaction: Literature review. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 31(12), 1724-1731.
- Lu, X., Li, P., Chen, Y., & Chen, B. (2004, August). Shaking table model testing on dynamic soil-structure interaction system. In Proc., 13th World Conf. on Earthquake Eng.
- Luco, J. E., & Westmann, R. A. (1971). Dynamic response of circular footings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 97(5), 1381-1395.
- Luco, J. E., & Westmann, R. A. (1972). Dynamic response of a rigid footing bonded to an elastic half space.
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the engineering mechanics division*, 95(4), 859-877. doi:10.1061/JMCEA3.0001144
- Lysmer, J., & Waas, G. (1972). Shear waves in plane infinite structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 98(1), 85-105.
- Manolis, G. D., & Beskos, D. E. (1988). *Boundary element methods in elastodynamics*. Taylor & Francis.
- Maravas, A., Mylonakis, G., & Karabalis, D. L. (2014). Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61, 29-39.
- MASING, G. (1926). Eigenspannungen und verfestigung beim messing. In *Proceedings, second international congress of applied mechanics* (pp. 332-335).
- Matinmanesh, H., & Asheghabadi, M. S. (2011). Seismic analysis on soil-structure interaction of buildings over sandy soil. *Procedia Engineering*, 14, 1737-1743.
- Menq, F. Y. (2003). *Dynamic properties of sandy and gravelly soils*. The University of Texas at Austin.
- Mercado, J. (2021). *Seismic Soil-Structure Interaction Effects in Tall Buildings Considering Nonlinear-Inelastic Behaviors*. (Doctoral dissertation University of Central Florida, Orlando, Florida).
- Mercado, J. A., Arboleda-Monsalve, L. G., Mackie, K., & Terzic, V. (2020, February). Evaluation of substructure and direct modeling approaches in the seismic response of tall

buildings. In Geo-Congress 2020 (pp. 30-40). Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/9780784482810.004

Mita, A., Luco, J.E. (1986). Response of structures to a spatially random ground motion. *Earthquake Engineering Research Institut* 2, 907–918.

Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?. *Journal of earthquake engineering*, 4(3), 277-301. doi:10.1080/13632460009350372

Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824-853. doi:10.1016/j.soildyn.2005.12.005

Mylonakis, G., Syngros, C., Gazetas, G., & Tazoh, T. (2006). The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(5), 547-575.

Naumoski, N. (1988). Representative ensembles of strong earthquake records. CAEE-The Canadian Association for Earthquake Engineering.

Noorzaei, J., Godbole, P. N., & Viladkar, M. N. (1993). Non-linear soil-structure interaction of plane frames—A parametric study. *Computers & structures*, 49(3), 561-566.

Navarro Ramos, À. (2018). *Dynamic soil-structure interaction using shallow foundations* (Bachelor's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).

NZS 1170.5 (2004). Structural design actions - part 5: earthquake actions - New Zealand. NZS 1170.5. Wellington: Standards New Zealand.

Oz, I., Senel, S. M., Palanci, M., & Kalkan, A. (2020). Effect of soil-structure interaction on the seismic response of existing low and mid-rise RC buildings. *Applied Sciences*, 10(23), 8357. doi:10.3390/app10238357

Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*, presses de l'ENPC.

Porchelvam, N., (2021, May). Soil structure interaction (SSI) analysis of shear wall buildings with a below-ground parkade. (Doctoral dissertation Carleton University, Ottawa, Ontario).

- Priyanka, R. J., Anand, N., & Justin, D. S. (2012). Studies on soil structure interaction of multi storeyed buildings with rigid and flexible foundation. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 2(12), 111-118.
- Qaftan, O. S. S. (2019). Response of soil–foundation–structure interaction of tall building (frame-wall) structural system under seismic effect. University of Salford (United Kingdom).
- Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W. L., & Ventura, C. E. (2016). Evaluation of substructuring method for seismic soil-structure interaction analysis of bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 112-127.
- Ramadan, O. M. O., Al-Anany, Y. M. M., & Sanad, A. M. (2012). Effects of Soil-Structure Interaction on Nonlinear Seismic Response of Buildings. In *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Raychowdhury, P. (2008). Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures. University of California, San Diego.
- Rayhani, M. H., & El Naggar, M. H. (2008). Numerical modelling of seismic response of rigid foundation on soft soil. *International Journal of Geomechanics*, 8(6), 336–346. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2008\)8:6\(336\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2008)8:6(336))
- Reissner, E. (1936). Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes. *Ingenieur-Archiv*, 7(6), 381-396.
- Reza Tabatabaiefar, S. H., Fatahi, B., & Samali, B. (2013). Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13(4), 409-420. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000231
- Roy, R., & Dutta, S. C. (2010). Inelastic seismic demand of low-rise buildings with soil-flexibility. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 45(4), 419–432.
- Saatcioglu, M. (2013). Structural damage caused by earthquakes. *Encyclopedia of Natural Hazards*; Springer: Dordrecht, The Netherlands. [https://doi.org/10.1007/978-1-4020-4399-4\\_346](https://doi.org/10.1007/978-1-4020-4399-4_346)
- Saci, L. (2011). Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).

Sáez, E., Lopez-Caballero, F., & Modaressi-Farahmand-Razavi, A. (2013). Inelastic dynamic soil–structure interaction effects on moment-resisting frame buildings. *Engineering structures*, 51, 166-177.

Safety, B. C. B. S. (2009). *Nehrp recommended seismic provisions for new buildings and other structures (fema p-750)*. *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*

SAMANTA, A. S., & Sriwastav, R. K. (2018). RK: Building Response and Fragility Curves for a High-rise Building with and without Soft Storey with Soil-Structure Interaction. In *Proceedings of the 4th International Conference on Civil Engineering for Sustainable Development, Khulna, Bangladesh* (pp. 1-12).

Scarfone, R., Morigi, M., & Conti, R. (2020). Assessment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105864.

Scholl, R. E. (1989). Observations of the performance of buildings during the 1985 Mexico earthquake, and structural design implications. *International Journal of Mining and Geological Engineering*, 7(1), 69-99. doi:10.1007/BF01552841

Seed, H. B., Martin, P. P. & Lysmer, J. (1975). *The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, NSF Report PP 252 648.

Semblat, J. F., & Pecker, A. (2009). *Waves and vibrations in soils*. Earthquakes, traffic, shocks, 13.

Smith, W. D. (1974). A nonreflecting plane boundary for wave propagation problems. *Journal of Computational Physics*, 15(4), 492-503.

Sreya, M. V., Jayalekshmi, B. R., & Venkataramana, K. (2022). Effect of Coir Reinforced Soil on the Seismic Response of RC Framed Buildings. *Indian Geotechnical Journal*, 52(3), 568-589.

Stewart, J. P., & Fenves, G. L. (1998). System identification for evaluating soil–structure interaction effects in buildings from strong motion recordings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(8), 869-885.

- Stewart, J. P., Fenves, G. L., & Seed, R. B. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(1), 26-37. doi:10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:1(38)
- Tabatabaiefar, H. R., & Fatahi, B. (2014). Idealisation of soil–structure system to determine inelastic seismic response of mid-rise building frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, 339-351.
- Tabatabaiefar, H. R., & Massumi, A. (2010). A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1259-1267.
- Takewaki, I. (1998). Remarkable response amplification of building frames due to resonance with the surface ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(4), 211-218.
- Tang, Y., Zhang, J. (2011). Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil–structure interaction effects. *Engineering Structures* 33, 218–229. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.10.011>
- Tomeo, R., Pitilakis, D., Bilotta, A., & Nigro, E. (2018). SSI effects on seismic demand of reinforced concrete moment resisting frames. *Engineering Structures*, 173, 559-572. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.104>
- Torabi, H., & Rayhani, M. T. (2014). Three dimensional finite element modeling of seismic soil–structure interaction in soft soil. *Computers and Geotechnics*, 60, 9-19.
- Veletsos, A. S. (1977). Dynamics of structure-foundation systems. *Structural and geotechnical mechanics*, 333-361.
- Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), 121-138.
- Veletsos, A. S., & Nair, V. D. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, 101(1), 109-129.
- Veletsos, A. S., & Verbič, B. (1973). Vibration of viscoelastic foundations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2(1), 87-102.
- Veletsos, A. S., & Wei, Y. T. (1971). Lateral and rocking vibration of footings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1227-1248.

- Veletsos, A.S., Prasad, A.M. (1989). Seismic Interaction of Structures and Soils: Stochastic Approach. *Journal of Structural Engineering* 115, 935–956.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:4\(935\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:4(935))
- Vicencio, N. (2020). Linear and Nonlinear Structure-Soil-Structure Interaction During Earthquakes. (Doctoral dissertation University of Bristol)
- Vision 2000 Committee (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- Visuvasam, J., & Chandrasekaran, S. S. (2019). Effect of soil–pile–structure interaction on seismic behaviour of RC building frames. *Innovative Infrastructure Solutions*, 4(1), 45.
- Wegner, J. L., & Zhang, X. (2005). Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain. *Computers & Structures*, 83(27), 2206–2214.
- White, W., Lee, I. K., & Valliappan, S. (1977). Unified boundary for finite dynamic models. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103(5), 949-964.
- Wirgin, A., Bard, P.-Y., 1996. Effects of Buildings on the Duration and Amplitude of Ground Motion in Mexico City. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 86, 914–920.
- Wolf, J. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall, Inc..
- Wolf, J. P., & Deeks, A. J. (2004). *Foundation vibration analysis: A strength of materials approach*. Elsevier.
- Wong, H.L., Trifunac, M.D. (1975). Two-dimensional, antiplane, building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident plane SH waves. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 65, 1863–1885.
- Worku, A. (2014). Soil-structure interaction provisions-a potential tool to consider for economical seismic design of buildings? *Journal of the South African Institution of Civil Engineering Joernaal Van Die Suid-Afrikaanse Instituut Van Siviele Ingenieurswese*, 56(1), 54–62.
- Yeganeh, N., Bazaz, J. B., & Akhtarpour, A. (2015). Seismic analysis of the soil–structure interaction for a high rise building adjacent to deep excavation. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 79, 149-170.

Yue, M. G., & Wang, Y. Y. (2009). Soil-structure interaction of high rise building resting on soft soil. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13, 1–8.

Zafarkhah, E., & Raissi Dehkordi, M. (2017). Evaluation and numerical simulation of soil type effects on seismic soil-structure interaction response of RC structures. *Journal of Vibroengineering*, 19(7), 5208-5230.

Zangeneh, A., Svedholm, C., Andersson, A., Pacoste, C., & Karoumi, R. (2018). Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing. *Engineering structures*, 159, 299-309.

Zhang, X., & Far, H. (2022). Effects of dynamic soil-structure interaction on seismic behaviour of high-rise buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-25.

Zomorodian, R., Soltani, F., Sivandi-Pour, A., & Noroozinejad Farsangi, E. (2021). Effect of foundation flexibility on the seismic performance of a high-rise structure under far-field and near-field earthquakes. *International Journal of Engineering*, 34(7), 1611-1622.

Zuo, H., Bi, K., & Hao, H. (2018). Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 157, 42-62.

## Résumé

L'interaction sol-structure (ISS) est un phénomène complexe qui reflète l'interdépendance entre le sol, les fondations et la superstructure sous l'effet des sollicitations sismiques. Contrairement à l'hypothèse classique d'une base rigide et indéformable, l'ISS prend en compte la flexibilité du sol, modifiant ainsi les réponses dynamiques du système sol-structure. Les caractéristiques géomécaniques du sol, ses lois de comportement, la stratigraphie locale, le type de fondations, ainsi que les propriétés géométriques et matérielles de la structure influencent significativement la manière dont les charges sismiques sont transmises et dissipées.

Dans le domaine de la géotechnique, la conception sismique des bâtiments est généralement réalisée en supposant que les éléments structuraux restent élastiques linéaires. D'autre part, dans l'ingénierie structurelle, la conception sismique des bâtiments peut être réalisée avec des modèles constitutifs structurels avancés, mais qui représentent généralement mal ou omettent les sols environnants. Des simplifications excessives dans la modélisation de la structure ou du sol lors de l'analyse peuvent conduire à une réponse sismique simplifiée, entraînant ainsi des erreurs de calcul susceptibles de sous-estimer les dommages potentiels. L'utilisation de modèles appropriés dans la conception sismique des bâtiments est nécessaire pour prédire avec précision le comportement sismique des structures et éviter la sous-estimation ou la surestimation des exigences structurelles.

Cette thèse présente une étude numérique de la réponse du système d'interaction sol-structure à l'aide du logiciel FLAC2D. Elle examine l'évolution de cette réponse lors du passage d'une modélisation élastique linéaire à une modélisation élastoplastique non linéaire. L'analyse se concentre sur trois grands axes : une étude de l'interaction sol-structure dans un cadre élastique linéaire, une analyse de l'impact du comportement élastoplastique du sol tout en maintenant une structure élastique linéaire, et enfin une étude de l'ISS dans un cadre complètement élastoplastique non linéaire, en tenant compte des effets combinés de la plasticité du sol et de la structure.

Les résultats ont montré que l'interaction sol-structure (ISS) est un phénomène complexe. La loi de comportement du sol, qu'elle soit élastique linéaire ou élastoplastique non linéaire, influence la manière dont les charges sismiques sont transmises à la structure. De même la réponse de la structure varie en fonction de la loi de comportement des matériaux qui la composent. Le type de fondations, la stratigraphie du sol et la hauteur de la structure jouent également un rôle important, car ils affectent la rigidité et la flexibilité du système global. Chaque modification, que ce soit du type de sol, des fondations ou des matériaux de la structure, peut avoir un impact considérable sur la réponse dynamique du bâtiment. Ainsi, une modélisation précise de l'ISS est essentielle pour garantir une analyse fiable de la réponse sismique des structures.

**Mots clés :** Interaction sol-structure, comportement élastique linéaire, comportement élastoplastique non linéaire, réponse sismique.

## Abstract

Soil-Structure Interaction (SSI) is a complex phenomenon that reflects the interdependence between the soil, the foundations, and the superstructure under seismic loading. Unlike the classical assumption of a rigid and undeformable base, SSI considers soil flexibility, thereby altering the dynamic responses of the soil-structure system. The geomechanical characteristics of the soil, its constitutive laws, local stratigraphy, foundation type, as well as the geometric and material properties of the structure, significantly influence how seismic loads are transmitted and dissipated.

In geotechnical engineering, seismic design of buildings is generally carried out under the assumption that structural elements remain linearly elastic. On the other hand, in structural engineering, seismic design can be performed using advanced structural constitutive models, which often inadequately represent or entirely neglect the surrounding soil. Excessive simplifications in modeling either the structure or the soil during analysis can lead to an oversimplified seismic response, potentially resulting in computational errors that may underestimate potential damage. The use of appropriate models in seismic design is necessary to accurately predict the seismic behavior of structures and to avoid underestimating or overestimating structural requirements.

This thesis presents a numerical study of the response of the soil-structure interaction system using FLAC2D software. It examines the evolution of this response when passing from a linear elastic model to a non-linear elastoplastic model. The analysis focuses on three main axes: a study of the soil-structure interaction in a linear elastic framework, an analysis of the impact of the elastoplastic behavior of the soil while maintaining a linear elastic structure, and finally a study of the SSI in a completely non-linear elastoplastic framework, taking into account the combined effects of soil and structure plasticity.

The results showed that soil-structure interaction (SSI) is a complex phenomenon. The behavior law of the soil, whether linear elastic or non-linear elastoplastic, influences the way in which seismic loads are transmitted to the structure. Similarly, the response of the structure varies according to the behavior of the materials of which it is composed. The type of foundation, soil stratigraphy and height of the structure also play an important role, as they affect the rigidity and flexibility of the overall system. Every change, whether in soil type, foundation or structural materials, can have a considerable impact on the dynamic response of the building. Accurate SSI modeling is therefore essential to ensure reliable analysis of the seismic response of structures.

**Keywords:** Soil-structure interaction, linear elastic behavior, nonlinear elastoplastic behavior, seismic response.