



**Université des Sciences et Technologies de Lille**

**THESE DE DOCTORAT**

*Discipline : Génie Civil*

**Modélisation tridimensionnelle du  
Comportement sismique du système sol-pieux-pont :  
Prise en compte des non-linéarités du sol et du béton**

*Préparée au*

**Laboratoire de Mécanique de Lille UMR CNRS 8107**

*Par*

**Mohanad AL fach**

*Soutenue le 30 Novembre 2009 devant la commission d'examen composée de*

Directeur de la thèse :

**M. Ali Zaoui**, Professeur, Université de Lille I

Co-directeur de la thèse :

**M. Marwan Sadek**, Maître de conférences, Université de Lille I

Membres du jury :

**M. Jean-Claude Robinet**, Professeur, INSA de Rennes

**M. Fadi Hage Chehade**, Professeur, Université Libanaise

**M. Sandra Escoffier**, Chargé de recherche, LCPC de Nantes

**M. Isam Shahrour**, Professeur, Université de Lille I



## Résumé

Ce travail comporte une analyse de différentes interactions du système sol-pieux-structure sous chargements sismiques. On s'intéresse notamment à l'analyse des mécanismes d'interaction entre les différents éléments (sol, pieu, chevêtre, structure) et une attention particulière est accordée à l'influence des non linéarités du sol, le développement des rotules plastiques dans les pieux et le comportement de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle à l'aide du code de calcul FLAC 3D.

Le travail de thèse est présenté en trois chapitres :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des pieux sous chargement sismique.

Le second chapitre comporte une analyse tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieu superstructure tout en intégrant l'effet de la plasticité du sol. L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol-pieux-structure, à savoir l'influence des paramètres mécaniques du sol ou du pieu, de la configuration géométrique de groupe de pieux et l'influence du chargement sismique et son contenu fréquentiel.

Le troisième chapitre traite des aspects particuliers du problème, notamment la formation des rotules plastiques en tête des pieux, la modélisation et l'influence de l'interface sol-pieu et le comportement des ouvrages renforcées.

## **Remerciements**

*À ma famille*

*À mon père, ma mère & mes frères et sœurs*

## ***Remerciements***

Je remercie en premier lieu les membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de cette thèse ainsi que pour le diplôme qu'ils m'ont accordé.

Je tiens à remercier le Professeur Ali Zaoui pour l'encadrement de cette thèse et pour la confiance qu'il m'a accordée. Je remercie également Marwan Sadek pour avoir encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide.

Je voudrais également adresser ma plus grande reconnaissance au Professeur Isam Shahrour pour son aide précieuse et ses nombreux conseils.

Je remercie tous mes collègues et mes amis et en particulier, Ibrahim Benazzouz, Abid Berghout pour leur soutien et profonde amitié.

Enfin, je souhaite adresser ma gratitude à mes parents pour leur soutien, leur patience et leur amour infini.

## **Table des matières**

## TABLE DES MATIERES

Table des matières.....	3
Introduction générale.....	8

### CHAPITRE I : Analyse bibliographique Du Comportement sismique de pieux

<b>1.1.</b>	<b>Introduction .....</b>	11
<b>1.2.</b>	<b>Les observations post-sismiques et les modes de rupture observés .....</b>	13
<b>1.3.</b>	<b>Interaction sol-pieux-structure .....</b>	16
1.3.1.	Phénomène d'interaction.....	16
<b>1.4.</b>	<b>Méthodes d'analyse.....</b>	18
1.4.1.	Travaux expérimentaux.....	19
1.4.1.1.	Essais sur tables vibrantes.....	19
1.4.1.2.	Essais en Centrifugeuses.....	19
<b>1.4.2.</b>	<b>Travaux théoriques.....</b>	21
1.4.2.1.	Approches simplifiées.....	21
1.4.2.2.	Approches numériques.....	25
<b>1.5.</b>	<b>Bilan des principaux résultats et observations.....</b>	28
1.5.1.	Influence de la rigidité relative pieu- sol.....	29
1.5.2.	Influence de la superstructure.....	30
1.5.3.	Condition de liaison du pieu (en tête et en pied).....	32
1.5.4.	Influence de l'inclinaison de pieux.....	34
1.5.5.	Effet de groupe et de l'espacement.....	36
1.5.6.	Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique.....	37
1.5.7.	Influence de la non-linéarité de sol .....	38
1.5.8.	Liquéfaction.....	41
<b>1.6.</b>	<b>Ouvrages renforcés par micropieux – Interaction Pieux-Micropieux .....</b>	45
1.6.1.	Exemples d'ouvrages renforcés.....	45
1.6.2.	Travaux expérimentaux.....	47
<b>1.7.</b>	<b>Conclusions.....</b>	50

### CHAPITRE II : Analyse du comportement sismique des groupes des pieux-Influence de la plasticité du sol

<b>2.1.</b>	<b>Introduction .....</b>	52
<b>2.2.</b>	<b>Modèle numérique de l'interaction sol-pieux-structure.....</b>	53
2.2.1.	Approche numérique et méthode de résolution.....	53
2.2.2.	Maillage et discrétisation temporelle.....	54
2.2.3.	Amortissement de Rayleigh.....	55
2.2.4.	Frontières du modèle.....	56
<b>2.3.</b>	<b>Exemple de référence – Elasticité.....</b>	57
2.3.1.	Présentation.....	57
2.3.2.	Chargement sinusoïdal.....	59
2.3.3.	Chargement sismique réel.....	61
<b>2.4.</b>	<b>Effet de la plasticité du sol.....</b>	66

2.4.1.	Sol cohérent.....	66
2.4.2.	Sol frottant.....	73
<b>2.5.</b>	<b>Effet de l'amplitude du chargement sismique.....</b>	<b>78</b>
2.5.1.	Sol Cohérent.....	78
2.5.2.	Sol frottant.....	81
<b>2.6.</b>	<b>Effet de la fréquence de chargement.....</b>	<b>84</b>
<b>2.7.</b>	<b>Effet de la rigidité des pieux.....</b>	<b>88</b>
<b>2.8.</b>	<b>Effet du groupe.....</b>	<b>91</b>
2.8.1.	Effet de l'espacement.....	91
2.8.1.1.	Sol cohérent.....	91
2.8.1.2.	Sol frottant.....	94
<b>2.8.2.</b>	<b>Influence du nombre et de la disposition des pieux sur l'interaction.....</b>	<b>97</b>
2.8.2.1.	Sol cohérent.....	97
2.8.2.2.	Sol frottant.....	101
<b>2.8.3.</b>	<b>Influence du nombre de pieux disposés dans une direction perpendiculaire à l'axe de chargement.....</b>	<b>103</b>
2.8.3.1.	Sol cohérent.....	103
2.8.3.2.	Sol frottant.....	105
<b>2.9.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>107</b>

### CHAPITRE III Interface sol-pieu, non-linéarité du béton et Interaction pieux-renforcement

<b>3.1.</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>110</b>
<b>3.2.</b>	<b>Influence de l'interface sol-pieux.....</b>	<b>113</b>
3.2.1.	Présentation de l'interface sol-pieux.....	113
3.2.2.	Cas d'un sol frottant.....	114
<b>3.3.</b>	<b>Influence de la non linéarité du béton des pieux.....</b>	<b>117</b>
3.3.1.	Résultats.....	117
<b>3.4.</b>	<b>Interaction pieux – renforcement.....</b>	<b>120</b>
3.4.1.	Effet de l'espacement pieux-micropieux.....	121
3.4.2.	Effet de la liaison micropieux/chevêtre.....	125
<b>3.5.</b>	<b>Influence de l'inclinaison des micropieux.....</b>	<b>129</b>
<b>3.6.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>130</b>
<b>CONCLUSIONS GENERALES.....</b>		<b>134</b>
<b>REFERENCES.....</b>		<b>136</b>

## Tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
2.1	Propriétés des pieux et du sol.....	58
2.2	Propriétés de la superstructure.....	58
2.3	Réponse d'un groupe de pieux pour différentes fréquences de chargements.....	64
2.4	Propriétés du sol purement cohérent.....	70
2.5	Influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur les efforts dynamiques dans les pieux.....	70
2.6	Propriétés du sol avec le critère de Mohr-Coulomb.....	74
2.7	Influence de la mise en plasticité de sol frottant sur les efforts dynamiques dans les pieux.....	74
2.8	Influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieu - sol cohérent.....	78
2.9	influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux – sol frottant.....	81
2.10	Influence de la fréquence du chargement sismique sur les efforts dynamiques dans les pieux.....	86
2.11	Influence de la fréquence du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant.....	87
2.12	Influence de la rigidité des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol cohérent.....	89
2.13	Influence de la de rigidité des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant.....	89
2.14	Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux-sol cohérent.....	92
2.15	Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant.....	94
2.16	Influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux-sol cohérent.....	98
2.17	Influence du nombre de pieux sur les moments maximaux dans les pieux-sol cohérent.....	98
2.18	Influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux-sol frottant.....	101
2.19	Influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux-sol cohérent.....	103
2.20	Influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux-sol frottant.....	105
3.1	Influence de l'interface sol-pieux (sol frottant).....	115
3.2	Influence du comportement non linéaire du béton des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol frottant).....	118
3.3	Influence du l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans les pieux.....	122
3.4	Influence du l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans les micropieux de renforcement.....	122
3.5	Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol frottant).....	126
3.6	Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans le micropieu (sol frottant).....	126

3.7	Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux. (sol frottant).....	129
3.8	Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans les micropieux.....	130

## **Introduction générale**

## Introduction générale

Les pieux assurant la stabilité des structures situées en zones sismiques peuvent être sollicités par des efforts qui dépassent leur résistance limite. Ces efforts sont particulièrement dangereux lorsque les pieux sont ancrés sur des sols mous, qui présentent des fréquences fondamentales basses et qui amplifient d'une manière sensible le mouvement sismique du sol mettant ainsi en danger la stabilité et le fonctionnement de ces ouvrages.

Le calcul de pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure. Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement et son interaction avec la fréquence du massif du sol et la fréquence de la structure.

Les observations et les analyses post-sismiques des dégâts dans les ouvrages sur pieux fournissent des précieuses informations pour comprendre l'interaction sol-pieux-structure et reconnaître les dispositions constructives à adopter. Mizuno (1987) a réalisé une analyse des dégâts subis par des pieux lors des sept grands tremblements de terre produits au Japon (du séisme de Kanto survenu en 1923 au séisme de Nihonka-Chubu de 1983). Miura (2002), Okahara et al. (1997) ont examiné plusieurs ruptures dans les pieux de fondation de ponts-autoroutes provoquées par le séisme Hyogoken-nanbu en 1995. Les ruptures étaient essentiellement attribuées à un mouvement latéral excessif du sol entourant les pieux, à liquéfaction du sol ou à la vibration de la structure et les forces inertielles résultantes. Un nombre important de ruptures est lié à des hautes valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant au voisinage de la tête du pieu. Par exemple, le tremblement de terre à Off-Miyagi au Japon en 1978 a provoqué un grand nombre de dégâts sur les pieux en lien avec les oscillations latérales de la superstructure. Les types de sol où les dégâts ont été observés s'étendaient du sable à l'argile. Des investigations post-sismiques ont été réalisées par Tazoh et al. (1987) sur un pont et un bâtiment de 12 étages construits sur un dépôt de sol mou. Ils ont noté que les moments fléchissant sont grands non seulement en tête des pieux, mais aussi aux frontières des couches de sol où la rigidité varie de façon significative.

Les études expérimentales sur les pieux sont très nombreuses. Elles ont fait un large appel à la technique de la table vibrante (Mizuno et al. 1984, Kana et al. 1986, Lieu et Chen 1991, Nomura et al. 1991, Yan et al. 1991, Sreerama 1993, Dou et Byrne 1996, Reimer et Meymand 1996, Makris et al. 1997, Tao et al. 1998, Meymand 1998). Les essais en centrifugeuse ont permis de mieux se rapprocher des conditions de terrain (Barton et Bande 1982, Baton 1984, Chang et Kutter 1989, Gohl 1991, Fiegel et al. 1994, Fiegel 1995, Anandarajah et al. 1995, McVay et al. 1998, Boulanger et al. 1999).

La recherche des solutions analytiques et la modélisation numérique ont également occupé une place importante dans l'analyse du comportement sismique des pieux (Whitman 1972, Kausel et Roesset 1974, Novak et Aboul-Ella 1978, Novak et El-Hifnawy 1983, Gazetas 1984, Gazetas & Dobry 1984, Masayuki et Shoichi 1991, Makris et al. 1994, Makris et al. 1996, Mylonakis et Gazetas 1999). A l'heure actuelle, on dispose de plusieurs formulations simplifiées qui permettent de traiter le problème sismique des pieux. Ces formulations sont fondées sur le principe de sous-structuration qui traite le problème sismique en trois phases, à savoir la détermination de la réponse du sol en champ libre, la détermination de l'interaction cinématique (influence de la fondation sur la modification du champ libre) et enfin la détermination de la réponse de la structure en la soumettant au mouvement du sol déterminé dans la seconde phase.

Compte tenu de la complexité du problème d'interaction sol-pieu-structure et du fort couplage entre les éléments de fondation et de structure, il est nécessaire de procéder à une analyse globale de ce problème. D'un autre côté et dans le cas de fortes sollicitations sismiques, les non linéarités de sol peuvent jouer un rôle décisif en modifiant l'état du sol autour du pieu et en provoquant un fort amortissement de l'énergie sismique injectée dans la structure. Avec les avancées technologiques des moyens de calcul, la prise en compte des linéarités émanant du sol, de la structure et une modélisation de l'interface sol-pieu sont devenues possibles dans une approche globale. Le présent travail s'inscrit dans ce cadre. Il vise à apporter une meilleure compréhension du comportement des pieux sous chargement sismique. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle intégrant en un seul calcul les quatre éléments du problème, à savoir le sol, les pieux, le chevêtre et la structure et tenant compte des non linéarités du sol et de la structure.

**CHAPITRE I**  
**Analyse bibliographique**  
**Du Comportement Sismique de Pieux**

# CHAPITRE I : Analyse bibliographique

## Du Comportement sismique de pieux

### 1.1. Introduction

Les pieux sont largement utilisés comme éléments de fondation pour les structures situées dans des zones sismiques. A travers leur ancrage dans les sols, ils permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts latéraux ou de basculement induits par le chargement sismique. Les efforts sismiques sont particulièrement dangereux lorsque les ouvrages sont construits sur des sols mous, qui présentent des fréquences fondamentales basses et qui amplifient d'une manière sensible le mouvement sismique du sol mettant en danger la stabilité et le fonctionnement de ces ouvrages.

Un nombre conséquent d'études analytiques et numériques a été réalisé sur le comportement sismique des pieux (Tajimi 1969, Novak et al. 1978, Kagawa & Kraft 1980, Mizuno et al. 1984, Tazoh et al. 1987, Kaynia & kausel 1982, Gazetas & Dobry 1984, Shahrour et Ata 1995, Gazetas et al. 1997, Shahrour et Chung 2000, Cai et al. 2000, Maheshwari et al. 2004). Ces travaux montrent que le comportement des pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieux-pieux, pieux chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la superstructure. Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence de la structure, la fréquence du massif du sol.

Les études expérimentaux sur les pieux ont été également très nombreuses. Elles ont fait un large appel à la technique de la table vibrante (Mizuno et al. 1984, Kana et al. 1986, Lieu et Chen 1991, Nomura et al. 1991, Yan et al. 1991, Sreerama 1993, Dou et Byrne 1996, Reimer et Meymand 1996, Makris et al. 1997, Tao et al. 1998, Meymand 1998, Li et al. 2006). Les essais en centrifugeuse ont permis de mieux se rapprocher des conditions de terrain (Barton et Bande 1982, Baton 1984, Chang et Kutter 1989, Gohl 1991, Fiegel et al. 1994, Fiegel 1995, Anandarajah et al. 1995, McVay et al. 1998, Boulanger et al. 1999, Mahadevan & Bruce 2005).

Les observations et les analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (Kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,..). Une synthèse de travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse, et des travaux de modélisation numérique sont très utiles pour comprendre le mécanisme d'interaction sol-pieu-superstructure. Vis à vis d'une excitation sismique, deux phénomènes importants apparaissent :

- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre.
- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact.

Ces deux phénomènes prennent naissance simultanément avec un petit décalage de temps. Ils correspondent respectivement à *l'interaction cinématique* et *l'interaction inertielle*.

En raison de la complexité de l'analyse non linéaire de l'interaction sol-pieux-structure, la plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Néanmoins, sous un chargement sismique à forte intensité, le comportement non linéaire du sol est très prononcé et la rupture de l'interface sol-pieux est très probable. Par conséquent, une analyse de ce problème est nécessaire pour prendre en compte la non-linéarité du sol et la possibilité de glissement à l'interface sol-pieux.

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse fournissent une analyse de différentes interactions du système sol-pieux-structure sous chargements sismiques. On s'intéresse notamment à l'analyse des mécanismes d'interaction entre les différents éléments (sol, pieu, chevêtre, structure) et une attention particulière est accordée à l'influence des non linéarités du sol, le développement des rotules plastiques dans les pieux et le comportement de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure.

L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle à l'aide du code de calcul FLAC 3D. Les effets des principaux paramètres sont analysés comme le nombre de pieux, leurs espacements et dispositions, la rigidité sol/pieu, le chargement sismique (contenu fréquentiel et amplitude) tout en tenant compte de la plasticité de sol et en examinant la résistance de l'interface sol-pieux.

## 1.2. Les observations post-sismiques et les modes de rupture observés

Les observations post-sismiques donnent une excellente indication sur la performance des ouvrages durant un tremblement de terre. C'est d'ailleurs une source précieuse pour évaluer le comportement des ouvrages et faire évoluer le règlement parasismique. Ces observations montrent que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes; la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance du sol.

Par ailleurs, les observations sur les séismes dévastateurs (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli 1999, Kobe 1995, Loma Prieta 1989, ..) ont révélés que différents degrés de dommage ont été enregistrés sur des pieux supportant ou non une superstructure. Nous présentons dans la suite un recueil des observations et conclusions tirées de quelques séismes comme Loma Prieta 1989, Kobe 1995 et Kocaeli 1999.

### Séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989, Magnitude $M_w = 7.1$ )

Le séisme de Loma Prieta en 1989 donne des observations importantes sur la performance des Pieux. Le SEAOC (Structural Engineers association of California) (1991) a rapporté des dommages importants dus à une traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre. Les pieux en béton précontraint avec une section carrée d'environ 40 cm de côté (figure 1.1) supportaient le quai "Public Container Wharf on 7th Street Terminal Complex". Des dommages similaires ont été également enregistrés sur des pieux verticaux sur un autre quai (Matson Terminal Wharf on 7 Street). Le sol est constitué d'un sable lâche qui a été liquéfié.

Parmi les dommages causés par ce séisme, on recense également l'effondrement d'une grande partie d'un pont sur l'autoroute 1, dans la région de Wastonville. Les experts ont constaté que les dégâts ont été causés par la pénétration des pieux dans le tablier. Il semble que ce n'est pas la liquéfaction du sol qui a causé ces dommages étant donné que la couche supérieure du sol est formée d'argile molle. On a constaté un grand écartement du sol de 30-45 cm autour des pieux (figure 1.2). La grande déformation des pieux avec une défaillance en flexion et en cisaillement en tête, a entraîné la rupture de ces pieux incapables de supporter la charge latérale induite par ce séisme (Seed et al, 1990).

Puisque la plupart des dommages se sont produits au niveau de la liaison pieux-superstructure, ces dommages étaient le plus probablement provoqués par une concentration

des sollicitations au niveau de la connexion pieux-chevêtre et/ou à des dispositions constructives insuffisantes.

Par ailleurs, l'analyse des dommages causés par ce séisme (Bardet et al. 1996) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages moins prononcés que ceux d'autres structures.

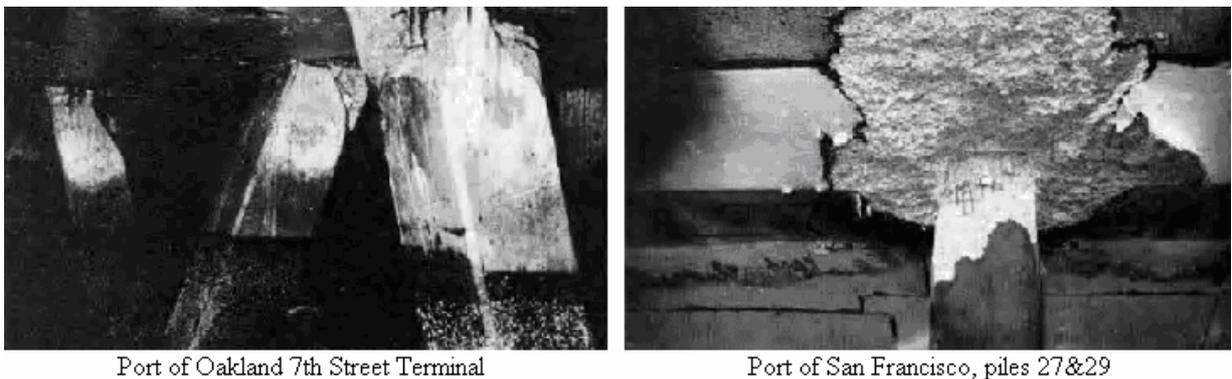


Figure 1.1. Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989, SEAOC 1991).

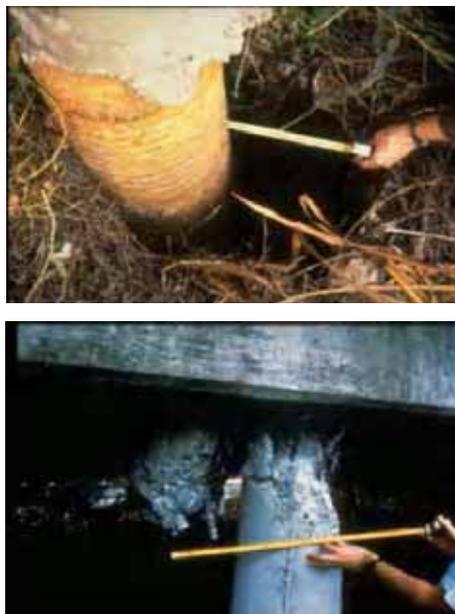


Figure 1.2. Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989).

### Séisme de Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 Janvier 1995)

Le tremblement de terre de Kobe en 1995 a provoqué des dommages destructifs aux ponts. Les piles des ponts en béton armé ont souffert des dégâts sévères causés par des contraintes de cisaillement très élevés. La liquéfaction de sol durant ce séisme a provoqué des tassements et une inclinaison des fondations et des sous structures. L'expansion latérale du sol causée par la liquéfaction a entraîné des mouvements des fondations. A titre d'exemple, 18 travées du viaduc Fukae de l'autoroute de Hanshin se sont complètement effondrées. La rupture prématurée des piles était essentiellement due à un dépassement de la résistance au cisaillement. Les colonnes étaient supportées par des pieux en béton armé de 1m de diamètre et de 10 à 15m de longueur implantés dans un sol moyennement résistant.

Un grand nombre de ruptures a été constaté pour des pieux sans superstructure. Elles étaient dues soit à la liquéfaction, soit à la présence d'une interface de deux couches de rigidités différentes. En d'autres termes, on ne doit pas considérer uniquement l'effet inertiel induit par la superstructure, mais aussi la répercussion du déplacement du sol lors du séisme sur les efforts dans les pieux.

### Séisme de Kocalei (17 Août 1999, Mw=7,4)

Ce séisme a provoqué des dommages conséquents dans plusieurs ponts fondés sur des pieux. Parmi les dommages les plus fréquents, on reporte la chute des tabliers provoquée par une amplification importante du déplacement latéral au niveau du tablier et l'insuffisance de la zone d'appui. La figure 1.3 illustre un exemple d'effondrement d'un pont de l'autoroute (TEM).

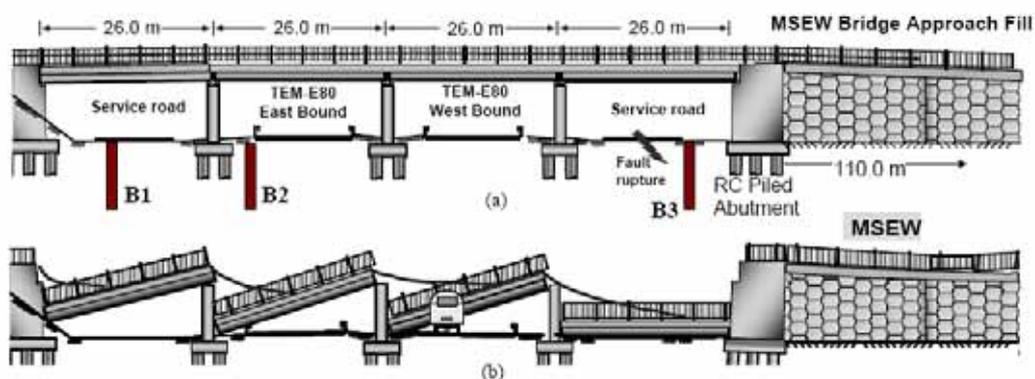


Figure 1.3. L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM)  
(Séisme de Kocalei 1999)

En se basant sur les observations précédentes, on peut résumer les principales causes de rupture du système sol-pieux-superstructure par (figure 1.4):

1. Mauvaise connexion avec le chevêtre provoquant l'arrachement des pieux de leur chevêtre.
2. Rupture en tête ou près de la pointe de pieux par cisaillement et/ou flexion excessifs.
3. Concentration des efforts à l'interface entre deux couches de sol de rigidités différentes.
4. Concentration des efforts dans le pieu à l'interface des deux couches une liquéfié et l'autre non.
5. Rupture du chevêtre par dépassement de la contrainte limite au cisaillement et/ou à la flexion.
6. Déplacement excessif latéral et/ou vertical causant la perte de la résistance de groupe par rotation ou par glissement.

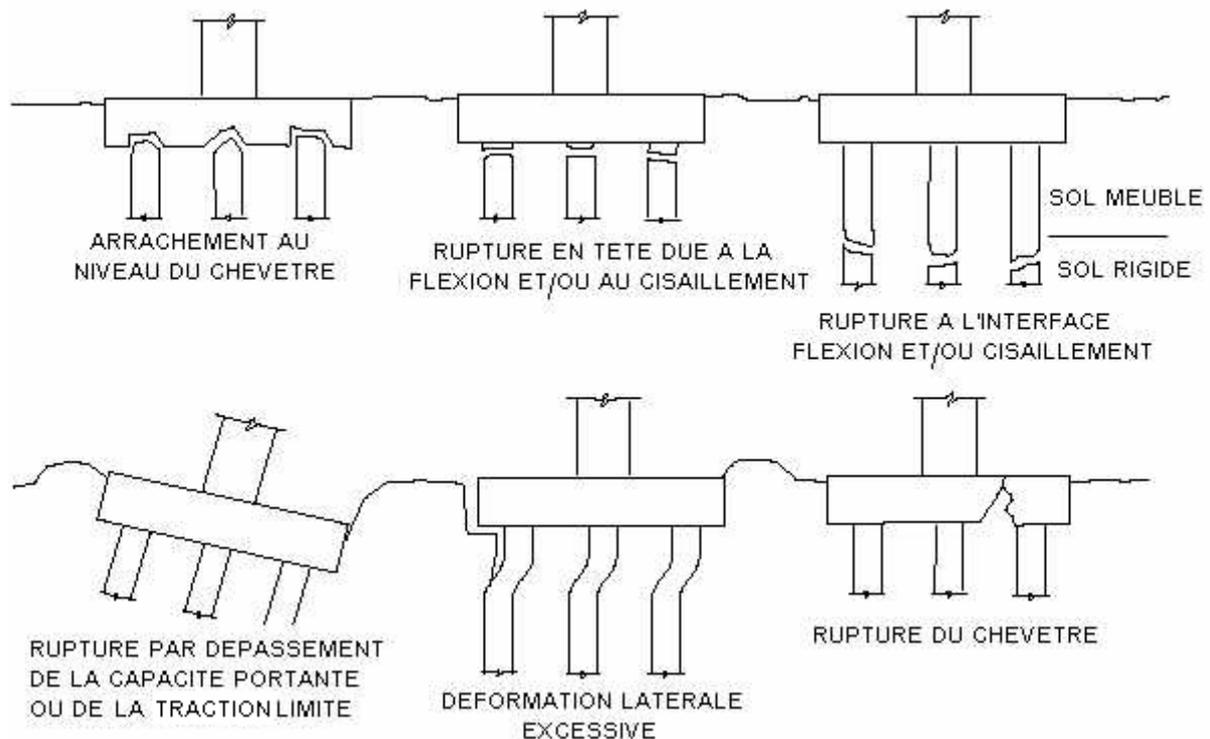


Figure 1.4. Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

### 1.3. Interaction sol-pieux-structure

#### 1.3.1. Phénomène d'interaction

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et de la structure. Les observations et des analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle

primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,...).

Le phénomène d'interaction sol-pieux-structure est fort complexe car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure figure (1.5).

En général, dans l'analyse dynamique sol-pieux-structure, on distingue essentiellement deux phénomènes qui apparaissent simultanément (figure 1.6) :

1- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité). En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre, cet effet est appelé interaction cinématique.

2- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure. Des forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact, cette interaction est appelée l'interaction inertielle.

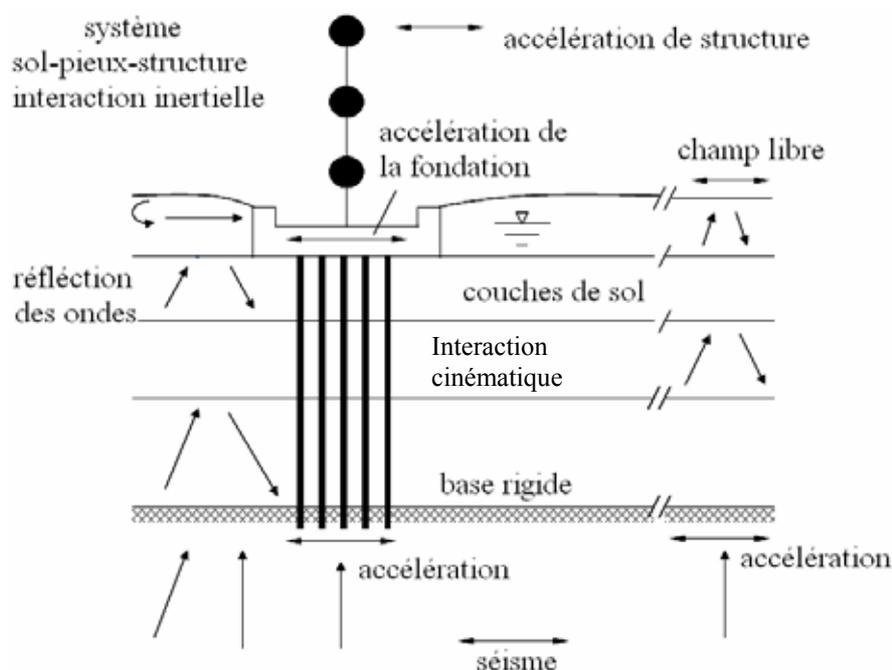


Figure 1.5. Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis. 1998).

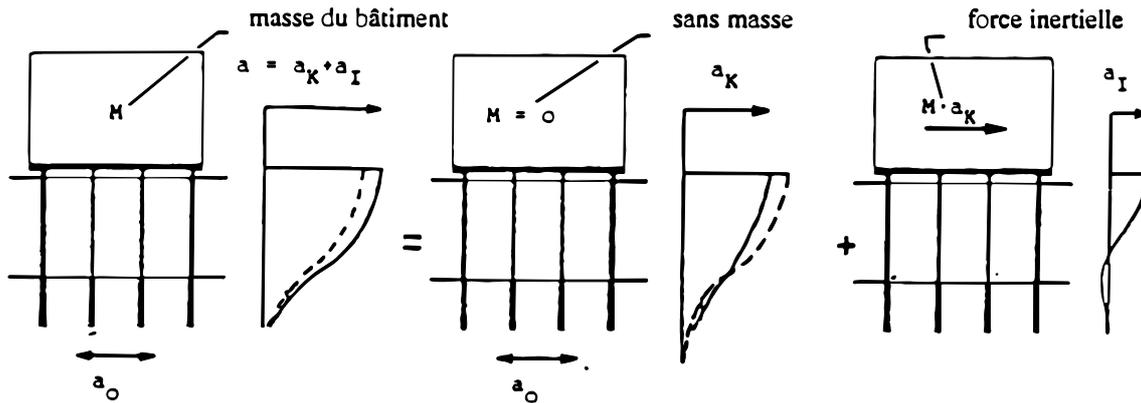


Figure 1.6. Illustration des efforts sismiques induits aux pieux

(Wass et Hartemann 1984)

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu. Ce mouvement induit une non-linéarité de l'interaction sol-structure.

### 1.4 Méthodes d'analyse

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très coûteuses et nécessitent des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique.

Toutefois, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant pour étudier ces problèmes sismiques. Les données mesurées fournissent des indications importantes pour l'analyse de la réponse du système et pour la validation des codes numériques.

Avant d'aborder les différentes approches théoriques, nous présentons d'abord un recueil des principaux travaux qui ont été réalisés sur le plan expérimental.

### **1.4.1 Travaux expérimentaux :**

En dehors de quelques essais en vraie grandeur où les pieux ont été soumis à des chargements dynamiques en tête, l'analyse expérimentale du comportement sismique des pieux en vraie grandeur a été peu abordée. Les travaux expérimentaux dans ce domaine comportent essentiellement les essais sur tables vibrantes et les essais en centrifugeuses. Toutefois, l'un des soucis principaux liés à ces techniques reste l'effet du bord qui peut induire une simulation fautive d'une situation de terrain avec une étendue latérale infinie.

#### 1.4.1.1 Essais sur tables vibrantes

Mizuno et al. (1984) étaient parmi les premiers à réaliser des essais à la table vibrante pour étudier l'effet de l'interaction inertielle sur le comportement des pieux. Dans son modèle, les pieux de 71,7 cm de longueur étaient enfoncés dans un sol bi-couche. Il a mis en évidence que la présence de la superstructure peut induire des forces inertielles importantes qui varient avec la fréquence de chargement, et que des fortes sollicitations sont apparues à l'interface des deux sols. Plus récemment, Meymand (1998) a également réalisé une série d'essais sur table vibrante avec un groupe de (4) pieux supportant une masse en tête pour analyser l'influence de l'interaction inertielle.

Tazoh et al. (1987-1988) ont réalisé des tests à l'aide d'une table vibrante sur des groupes de 9 pieux fabriqués en plâtre. L'objectif de l'étude était de quantifier le ratio de sollicitations induites dans les pieux en fonction de leur position et de l'effort inertiel induit par la superstructure.

L'effet des non linéarités de sol sur le comportement sismique de micropieux isolés sous un chargement sismique a fait l'objet d'une série de tests sur tables vibrantes réalisés par Yang et al. (2000). Kishishita et al. (2002) ont étudié le comportement des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés dans un sol liquéfiable afin d'analyser l'efficacité de renforcement.

#### 1.4.1.2 Essais en Centrifugeuses

Les essais sismiques sur les modèles sont complexes et des recherches plus approfondies sont nécessaires pour que les données obtenues des essais en centrifugeuse puissent être appliquées

directement en pratique. Toutefois, elles restent une bonne source d'information et ont le mérite par rapport aux tables vibrantes de produire des modèles qui se rapprochent mieux des conditions réelles du terrain.

Miyamoto et al. (1992) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour étudier le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. Ils ont examinés mesuré l'évolution de la pression de l'eau dans la zone proche des pieux pour différentes amplitudes et fréquences de chargement.

Wilson (1998) a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement (prototype) variant entre 0,04 - 0,6 g. D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu & Dobry 1995, Dou & Byrne 1996).

Juran et al. (2001) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse sur des micropieux isolés, des groupes et réseaux de micropieux. Différents paramètres ont été analysés pour plusieurs niveaux de chargements en particulier, ils ont examinés l'influence de l'inclinaison des micropieux sur la réponse sismique du système. Les mesures ont été confrontés aux résultats d'une modélisation par différences finies en utilisant le programme LPILE Et GROUPE.

Le comportement de micropieux dans des sols liquéfiables a été également étudié en centrifugeuse (Hanna et Juran, FOREVER 2002). Des essais ont été réalisés sur des groupes de micropieux avec des éléments verticaux et inclinés. Ces essais ont montré que lors du chargement sismique les micropieux limitent le mouvement du sol. Ils réduisent l'augmentation de la pression interstitielle et le risque de liquéfaction.

Dans le cadre du programme européen Quaker, des essais en centrifugeuses ont été réalisés par Escoffier et al (2006, 2008) pour analyser la performance des pieux inclinés en zone sismique. Ils ont constaté que l'inclinaison des pieux entraîne une réduction du moment fléchissant et une forte augmentation de l'effort axial dans les pieux.

## 1.4.2 Travaux théoriques

Les méthodes d'analyse développées pour les pieux sont très variées, mais on peut toutefois les classer en deux grandes catégories:

- Les approches simplifiées: les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité.
- Les approches numériques : méthode des éléments finis et différences finies, et la méthode des équations intégrales;

Les méthodes simplifiées sont validées elles-mêmes par des méthodes numériques et la confrontation avec l'expérimentation.

### 1.4.2.1 Approches simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe comme les méthodes empiriques et les méthodes des modèles équivalents (Baguelin et Jézequel 1972, Meimon et al.1986, Brown et al.1988, Hadjadjji 1993, Bowles 1996, Patra et Pise 2001, Meyerhof et al. 1981, Barton 1982, Poulos et Davis 1990, Randolph 1994), et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité (Poulos 1971 et 1972, Banerjee et Davies 1978, Poulos et Davis 1990).

#### 1.4.2.1.a) Approche de la sous-structuration

Le principe de cette méthode consiste à traiter le problème global en plusieurs étapes dont chacune est plus facile à traiter que le problème global (figure 1.7).

1. La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la superstructure (figure 1.7a) et où le mouvement de la fondation probablement différente du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des pieux. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure.

2. La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations Figure (1.7 b1), elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. Dans la plupart des cas pratiques, ces impédances sont estimées, par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construites en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994..)

3. La dernière phase concerne l'interaction inertielle Figure (1.7b2) qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant les impédances déterminées dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

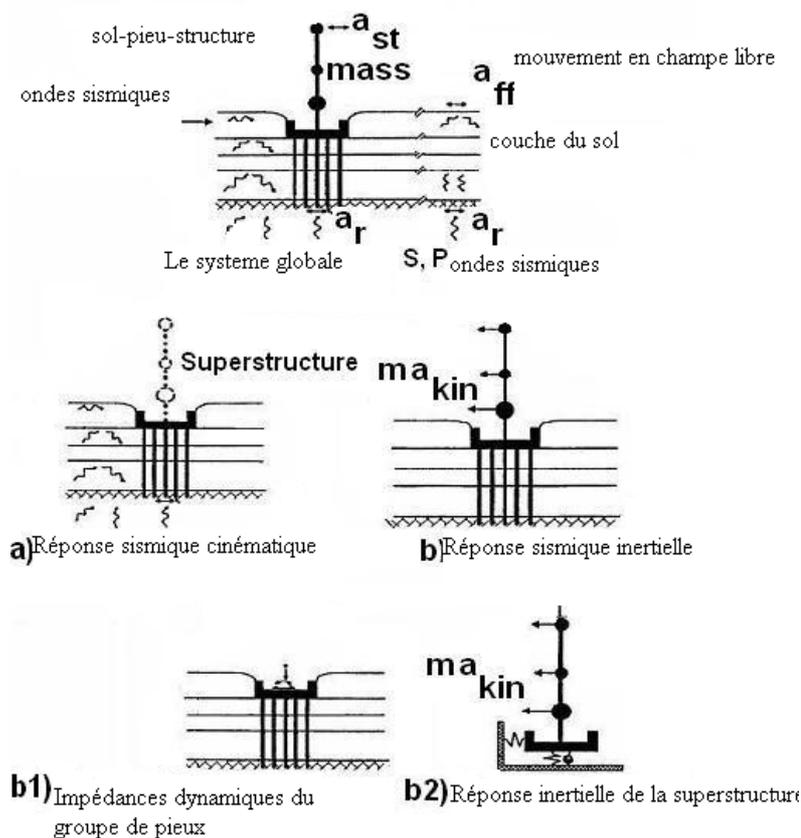


Figure 1.7. Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation structure (Gazetas et Mylonakis 1998).

Makris & Gazetas (1996) ont utilisé la méthode de sous-structures pour analyser le pont du Rio Dell en Californie qui a été soumis en 1992 au séisme de Pétrolia. Trois approches ont été examinées (A, B et C). La figure 1.8 compare les résultats obtenus en utilisant ces trois approches avec la réponse enregistrée. Elle montre que la première approche reproduit mieux les valeurs des déplacements et des accélérations en comparaison avec les approches B et C où les accélérations sont respectivement sous-estimées et surestimées. Les auteurs ont conclu qu'une pauvre modélisation de la fondation affecte radicalement la réponse de la superstructure. En effet, avec l'approche C les résultats sont erronés ; ceci est dû à l'absence de la dissipation d'énergie à travers la fondation (pas d'énergie d'amortissement radial). Toutefois, pour des fortes excitations, l'analyse nécessite un modèle non-linéaire plus représentatif de la réalité.

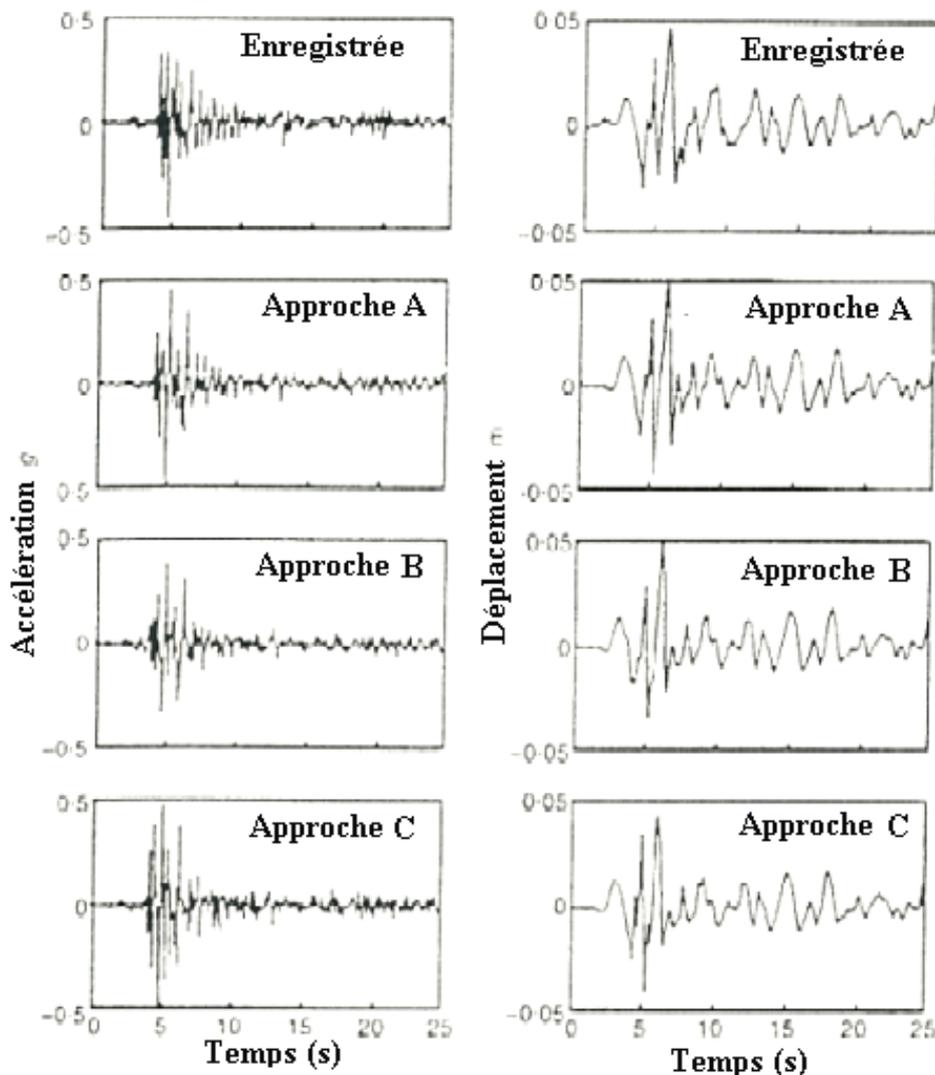


Figure 1.8. Comparaison des accélérations et déplacements calculés au niveau du chevron des pieux avec la réponse enregistrée pour l'excitation du séisme de Petrolia 1992 (d'après Makris et Gazetas, 1996)

- A : les impédances dynamiques sont dépendantes de la fréquence ;

- B : la rigidité et l'amortissement sont calculés à la fréquence dominante de l'excitation sismique ;
- C : la fondation est considérée comme un support fixé et monolithique.

Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système (Abghari & Chai 1995, Tabesh 1997..).

#### 1.4.2.1.b) Approche des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler)

Le modèle de Winkler a été largement utilisé dans le calcul sismique de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques Figure (1.9), (Penzien 1970). Le sol est modélisé par des ressorts et des amortisseurs répartis le long du fût du pieu et sous sa base. En dynamique, on constate l'apparition de la notion de l'impédance dynamique qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement. Elle comporte une partie réelle  $k$  (rigidité) et une partie imaginaire  $C$  (amortissement) :  $K = k + i\omega C$  ( $\omega$  est la fréquence de sollicitation). Les modules des courbes de mobilisations ('t-z' pour le frottement axial et 'q-z' pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers (essais pressiométriques, pénétrations statiques..) ou à partir de des résultats analytiques ou numériques, telles que la solution élastodynamique de Novak et al. (1978) et la méthode des éléments finis (Makris et Gazetas 1992, Gazetas et al. 1992-1993, Kavvadas et Gazetas 1993..).

Mouvement sismique en  
champ libre  $U_f(z)$

Mouvement sismique du  
pieu  $U_p(z)$

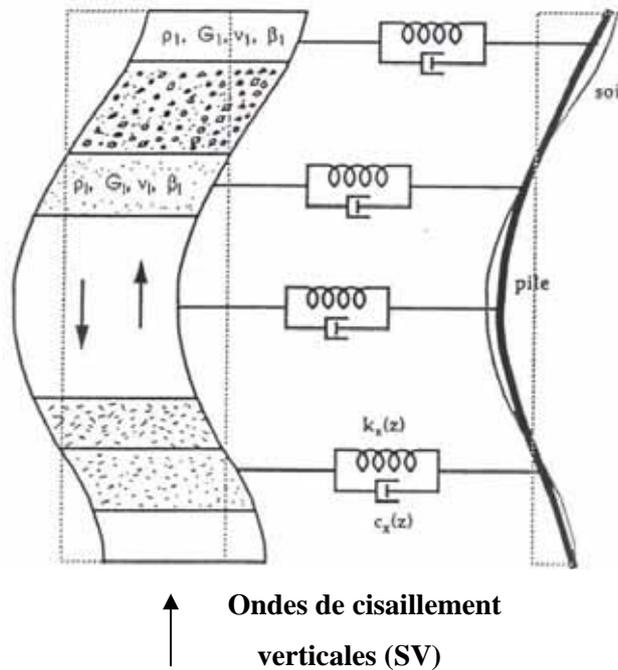


Figure 1.9. Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).

En général, les pieux sont utilisés en groupe. Sous chargement statique, l'interaction pieu-pieu réduit la rigidité et la capacité portante. Les données statiques sont utiles pour la dynamique puisque pour des basses fréquences, la rigidité dynamique est proche de la rigidité statique. Des solutions analytiques et numériques ont été développées pour déterminer la réponse dynamique d'un groupe de pieux en s'appuyant sur l'interaction pieu-pieu (Wolf & Von Arx 1978, Dobry et al. 1988..). Cette approche a été également étendue au domaine non linéaire où l'interaction sol-pieu est modélisée par des ressorts non-linéaires (Matlock 1978, Abghari & Chai 1995, Wang et al. 1998..).

#### 1.4.2.2 Approches numériques

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Un calcul tridimensionnel pour le système entier, prenant en considération l'interaction sol-fondation-structure, est devenu possible vue l'avancée rapide des technologies numériques par ordinateur. Elles permettent la prise en compte du

caractère tridimensionnel du problème, et des aspects particuliers du problème d'interaction sol-pieu-structure (non-linéarité du sol, interface sol-pieu). Ces méthodes font appel principalement à deux techniques de résolution à savoir:

- les méthodes des équations intégrales de frontières.
- les méthodes aux éléments finis et différences finies.

1.4.2.2.a) Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method)

Ces méthodes utilisent des développements semi-analytiques et peuvent décrire la radiation de l'énergie vers l'infini. Basée sur le principe des équations intégrales, elle consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971, Kaynia 1982, Kausel & peek 1982, Ahmad & Mamoon 1991). Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison.

S. Basack (2008) a utilisé cette méthode pour analyser l'effet de chargement cyclique des vagues sur les pieux des structures côtières. Une pression uniforme a été appliquée sur l'ensemble du modèle, l'objectif était d'évaluer les déplacements du sol et du pieu au niveau de leurs points centraux, ce qui permet par la suite de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants induits dans les pieux (figure 1.10).

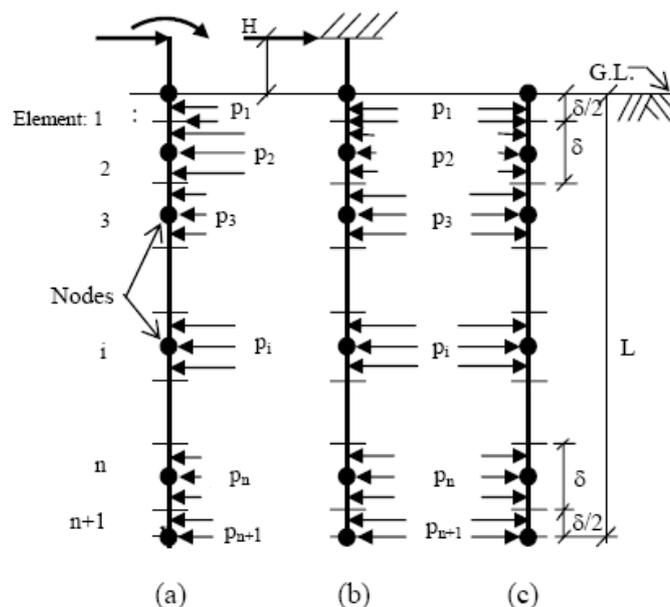


Figure 1.10. Problème avec une pression uniforme agissant sur: (a) pieu avec une tête libre (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à côté de la surface du pieu

#### 1.4.2.2.b) Méthode des éléments finis

Cette méthode est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieu-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et dynamique des pieux et de micropieux. (Blaney et al. 1976, Roesset et al. 1977-1979, Tabatabaie 1982, Gazetas et Dobry 1984, Lysmer 1988, Ostadan 1983, Fan et al. 1991, Sahrour et al. 92/06, Ousta 1998, Sadek 2003, Wong 2004, Balendra 2005, Alsaleh 2007).

A titre d'exemple, Bentley (1999) a utilisé la méthode des EF en 3D pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement sismique. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 noeuds. La séparation sol-pieu est modélisée par des éléments d'interface de Coulomb. Les frontières de modèle sont représentées par des éléments de Kelvin. Le comportement de sol est considéré soit élastique ou élastoplastique avec le critère de Drucker-Prager. Les paramètres du modèle sont les suivants : pieu en béton armé, flottant ou encastré à la base,  $L/D = 15-20$ ,  $E_p/E_s = 1000$ , sol homogène avec  $E_s = 20\text{MPa}$ ,  $K_0 = 0,65$ , chargement de Loma Prieta 1989 de  $0,2g$  d'une durée de 20 s, fréquence dominante 2 Hz.

En utilisant une modélisation par éléments finis 2D et 3D, Chung (2000) a réalisé une étude de l'effet de l'interaction inertielle sur la réponse sismique sol-pieu-structure. L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe dans le domaine visco-élastique linéaire. Plusieurs paramètres ont été étudiés comme les propriétés de la superstructure et sa fréquence, le nombre de pieux, l'espacement entre les pieux et la disposition des pieux dans les groupes. Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Les résultats ont montré que la modélisation en 2D surestime la rigidité du système sol-pieu, ce que révèle la nécessité d'utiliser une modélisation tridimensionnelle pour traiter correctement l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. La figure (1.11) montre le maillage utilisé pour un pieu isolé.

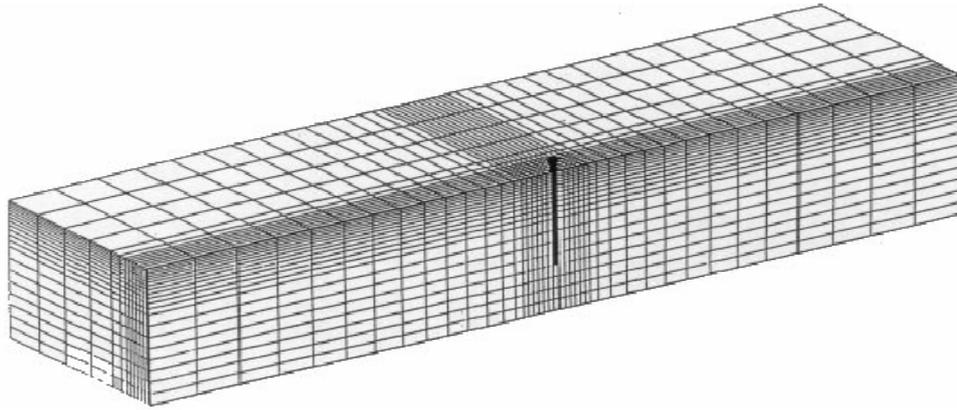


Figure 1.11. Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).

### **1.5. Bilan des principaux résultats et observations :**

La majorité des études portant sur l'interaction cinématique et inertielles se sont intéressées à l'effet de groupe en particulier à l'influence du nombre de pieux, l'espacement des éléments et la position d'un élément dans le groupe d'un côté, et à l'influence de la rigidité relative sol-pieu et la présence des interfaces dans le sol d'un autre côté.

La synthèse de différents travaux effectués sur l'interaction inertielle, montre :

- L'importance de la présence de la superstructure en tête qui transmet des forces inertielles à la fondation et au sol.
- L'influence de la fréquence de chargement et les propriétés dynamiques de la structure sur la réponse du système.
- L'effet de groupe qui dépend du nombre et de l'espacement entre les éléments, et la répartition des efforts entre les différents éléments du groupe en fonction de leur position.
- Le contenu fréquentiel du chargement par rapport aux fréquences propres du sol et de la superstructure.
- Les conditions de liaison en tête et à la base des pieux.
- La liquéfaction du sol.

### 1.5.1. Influence de la rigidité relative pieu- sol $E_p/ E_s$ :

Sadek (2003) a réalisé une étude du comportement sismique du système sol-micropieu-structure en utilisant une modélisation tridimensionnelle en éléments finis. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Le comportement de système sol-micropieux-structure est supposé être élastique avec un amortissement matériel de type Rayleigh. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme d'une accélération harmonique avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale de la couche du sol ( $a_g=0.2$  g,  $f=0.67$  Hz). La Figure (1.12) montre le maillage utilisé dans cette analyse. Il a constaté que les profils du moment fléchissant et de l'effort tranchant montrent une forte diminution avec la profondeur en raison de la haute flexibilité des micropieux. Ainsi, grâce à la comparaison de la réponse de micropieux en béton armé ou "minipieux" et celle de micropieux en acier, on constate que l'effet cinématique dans le cas des micropieux est négligeable par rapport celui des minipieux, et la mobilisation de l'effort normal dans le cas de micropieux est supérieure à celle des minipieux notamment dans le cas des éléments inclinés.

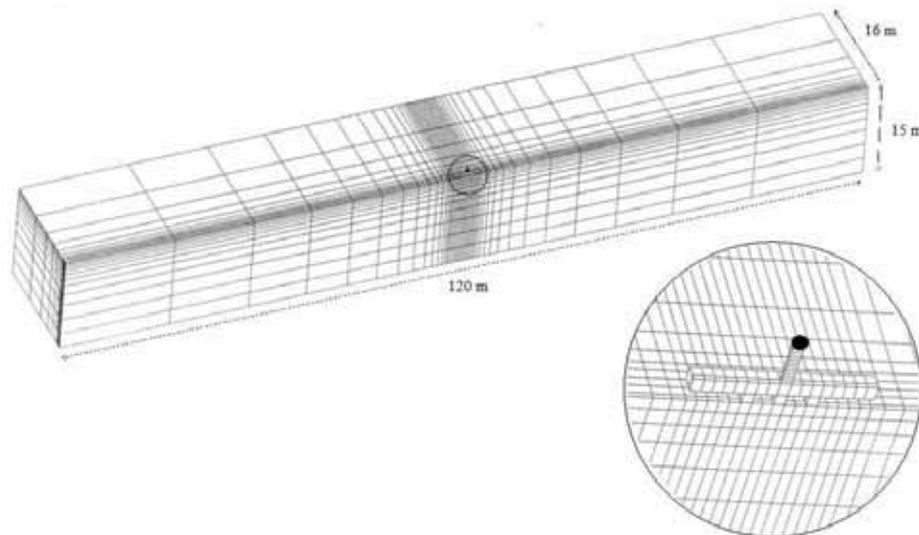
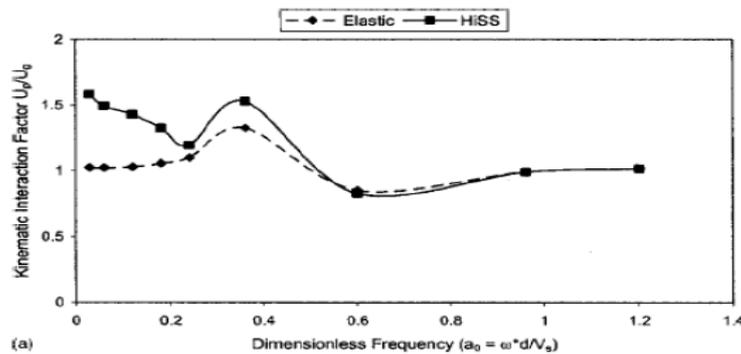


Figure 1.12. Maillage éléments finis utilisé pour groupe de micropieux (Shahrour et al. 2001).

Maheshwari et al. ont utilisé une approche de sous-structuration pour analyser le comportement sismique du système sol-pieu-structure. Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 1.13) montrent que la non-linéarité du sol influence la réponse d'un pieu isolé d'une manière plus importante dans le cas d'un sol rigide ( $a_0 \leq 0,25$ ) que dans le cas d'un sol souple ( $a_0 \geq 0,8$ ), ( $a_0$  : est la fréquence adimensionnelle).



**Figure 1.13.** Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de Pieu/ug en surface de sol) ; chargement harmonique avec  $a_{\max}=1 \text{ m/s}^2$  (Maheshwari et al. 2005).

### 1.5.2. Influence de la superstructure :

Les résultats de tests sur table vibrante obtenus par Mizuno et al. (1984) montrent que la présence de la superstructure induit des forces inertielles importantes et qui varient avec la fréquence de chargement.

Meymand (1998) a réalisé des essais à la table vibrante sur un groupe de (4) pieux supportant une masse en tête. Les résultats montrent l'importance de l'effet inertiel de la superstructure (Figure 1.14). On remarque que la superstructure induit un effet inertiel dominant. Les réponses des pieux S1 et S2 sont clairement dominées par les forces inertielles induites par les masses de la superstructure et plus élevés que ceux induits par l'interaction cinématique. Par contre, pour des masses moins importantes (pieux S3 et S4), les réponses sont plutôt dominées par l'interaction cinématique, le moment fléchissant maximal induit dans les pieux est localisé près du centre de pieux à une profondeur d'environ 30 pouces (76 cm).

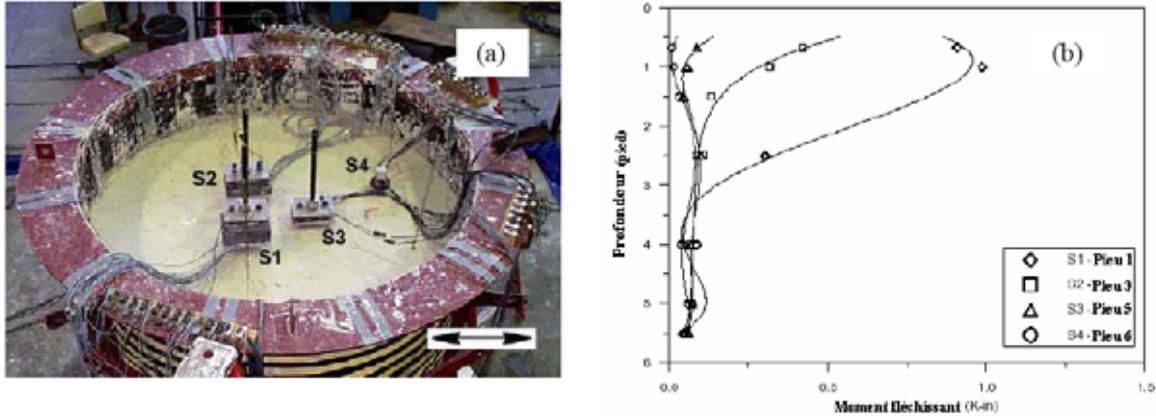


Figure 1.14. Influence de la superstructure sur la réponse sismique des pieux : a) schéma du test réalisé ; b) enveloppe des moments fléchissant dans les pieux, (Meymand 1998)

A l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis, Chung (2000) a montré que l'effet inertiel est particulièrement important pour les structures rigides construites sur des sols mous. Les résultats montrent l'importance de l'effet inertiel de la superstructure (Figure 1.15). On note que l'augmentation de la masse de la superstructure provoque une importante augmentation du déplacement, et moment fléchissant en tête du pieu. Ainsi, les résultats révèlent que les efforts induits par l'interaction inertielle dépendent sensiblement de la fréquence fondamentale de la superstructure et de celle du massif du sol. Ce résultat a été confirmé par Shahrour et al. (2001) qui ont montré que la masse et la fréquence de la superstructure ont une influence significative sur l'interaction sol-micropieux-structure. L'étude a montré que l'effet inertiel est principalement vu sur la partie supérieure du micropieu. L'effet inertiel est contrôlé principalement par la masse et la fréquence de la superstructure.

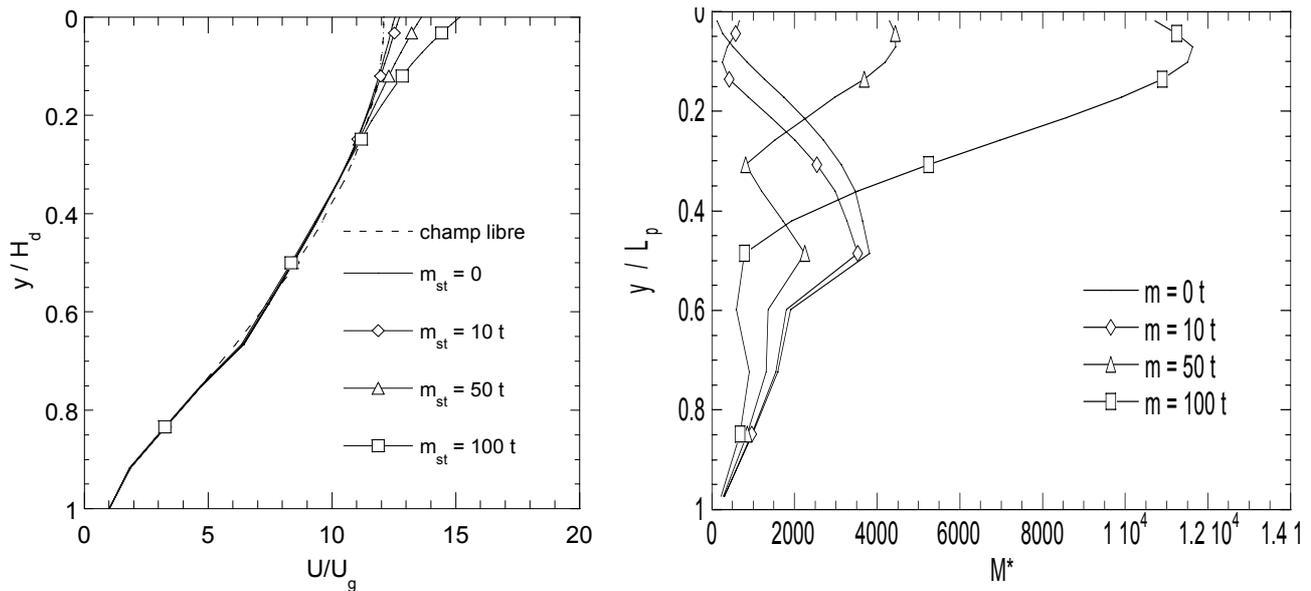
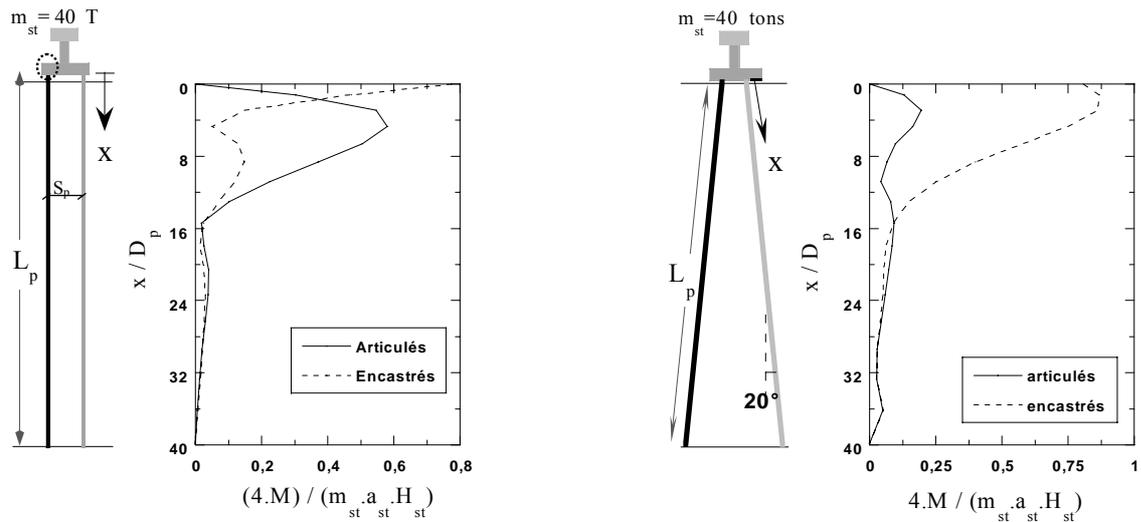


Figure 1.15 : Influence de la superstructure Effet inertiel sur l'amplification et les moments fléchissants dans le sol ( $F=0.67$  hz) Chung (2000).

### 1.5.3. Condition de liaison du pieu (en tête et en pied)

Elgamal et al. (2003) ont révélé que le déplacement obtenu en tête du pieu articulé dépasse largement celui obtenu dans la tête du pieu encastré. Aussi, ils ont obtenu le moment maximal en tête du pieu encastré, alors que, il apparaît a une profondeur de (1.5 m) pour le pieu encastré et en valeur maximale dépasse celui en tête du pieu encastré.

Sadek et Shahrour (2006) ont étudié l'influence d'une articulation en tête des micropieux sur l'interaction sol-micropieux-structure dans le cadre de l'élasticité. Ils ont montré que dans le cas de micropieux verticaux, le moment fléchissant normalisé atteint une valeur maximale  $M^*=0,58$  qui est de 30% inférieure au moment induit en tête des micropieux encastrés dans le chevêtre (Figure 1.16a). Un effet très bénéfique de l'articulation est observé dans le cas de micropieux inclinés où on observe une forte diminution du moment fléchissant. Cette tendance est également confirmée par les travaux de Gerolymos et al (2008).



a) Micropieux verticaux

b) Micropieux inclinés

Figure 1.16. Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le moment fléchissant normalisé d'un groupe de micropieux verticaux (a) et inclinés (b)

Sadek et Shahrour (2006) ont examiné l'influence de l'encastrement de groupe 2x2 micropieux verticaux et inclinés dans le cadre de l'élasticité. Les micropieux supportant une superstructure (masse=40 tonnes). L'étude a montré que l'encastrement dans une couche rigide nécessite des précautions particulières. Cet encastrement induit une augmentation très significative du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête et au niveau de l'interface entre les deux couches

#### **1.5.4. Influence de l'inclinaison de pieux :**

Des observations post-sismiques ont été à l'origine de plusieurs codes déconseillant ou interdisant l'utilisation des pieux inclinés. A titre de l'exemple, l'Association Française du Génie Parasismiques (AFPS, 90) considère l'utilisation des pieux inclinés en zone sismique est interdite, tandis que le renforcement de sol peut contenir des éléments inclinés. Cette recommandation est fondée sur le fait que l'inclinaison des pieux fait augmenter leur rigidité latérale et réduit ainsi la souplesse et la ductilité des fondations, ce qui augmente les efforts sismiques induits dans les pieux inclinés. Mais, la plupart des dommages des pieux inclinés ont été constatés au niveau de leur liaison avec le chevêtre. Alors, probablement ces dommages ne sont pas causés en réalité par la mauvaise performance des pieux inclinés mais plutôt à cause de la mauvaise connexion de ces pieux avec leur chevêtre (Mitchell et al. 1991).

La faible rigidité des micropieux verticaux au chargement latéral et le risque d'écoulement des sols en zone liquéfiée sont des facteurs qui militent en faveur du choix de pieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement de sols. Berrill et al. (1997) citent une performance relativement acceptable des pieux inclinés supportant un pont routier lors de tremblement de terre d'Edgecumbe en 1989.

Gazetas et Mylonakis (1998) ont indiqué que l'utilisation des éléments inclinés peut être avantageuse non seulement pour la structure mais aussi pour les pieux. Des études récentes réalisées en centrifugeuse sur les micropieux, ainsi que des analyses pseudo-statiques menées par Juran et al. (2001) ont montré que l'inclinaison des micropieux contribuent à :1) une diminution des déplacements et des moments fléchissant dans les micropieux et à 2) une augmentation des efforts normaux dans les micropieux.

Les résultats des analyses menés par Kishishita (2000) ont montré que le déplacement horizontal avec des micropieux inclinés était plus petit que celui avec des micropieux verticaux.

Sadek et Shahrour (2004) ont montré que l'inclinaison de micropieux améliore d'une manière significative leur fonctionnement sous chargement sismique. Elle permet de mieux faire travailler la composante axiale des micropieux, ce qui a pour effet de réduire d'une manière

sensible l'effort tranchant et le moment fléchissant induits par le chargement sismique. En outre, ils ont examiné cet effet sur les micropieux en béton armé (minipieux,  $E_p.I_p = 4,60 \text{ MN.m}^2$ ,  $E_p.A_p = 1178 \text{ MN}$ ). Ils ont prouvé que l'inclinaison des minipieux augmente l'effort axial et diminue significativement l'effort tranchant.

Les résultats des analyses menées par Wong (2004) sur un groupe de 2x2 micropieux ont montré que le moment fléchissant et l'accélération latérale diminuent avec l'inclinaison (figure 1.17), tandis que les fréquences dominantes de mouvement restent constantes.

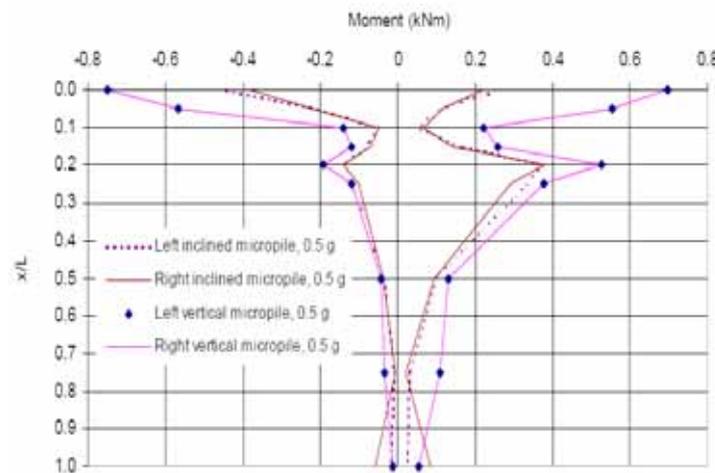


Figure 1.17 Enveloppe de moment fléchissant des micropieux Verticaux et inclinés pour de intensité de chargement 0,5 g (Wong 2004).

Gazetas et al. 2008 ont étudié l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique du groupe de pieux (1x2) pour deux types de superstructure, la première représentant une structure très élancée avec une hauteur  $H_{st}=12 \text{ m}$  contrairement à la deuxième structure de hauteur réduite  $H_{st}=1\text{m}$ . Les analyses ont été effectuées pour deux types du sol (homogène, et non homogène) et pour trois configurations: 1- un pieu vertical + un pieu incliné, 2- deux pieux verticaux, 3- deux pieux inclinés. Les résultats montrent que l'inclinaison de pieux augmente considérablement leur rigidité latérale. De plus, les résultats confirment que pour une petite superstructure ( $H_{st}=1\text{m}$ ) le moment fléchissant diminue avec l'inclinaison, alors que l'effort normal augmente, ce qui confirme les résultats de Sadek et Shahrour (2004, 2006).

### 1.5.5. Effet de groupe et de l'espacement :

Contrairement au cas d'un chargement vertical statique où on observe un effet de groupe négatif qui se traduit par une réduction de la capacité portante, l'effet de groupe est plutôt positif lorsqu'il s'agit d'un chargement sismique, où les ondes sont piégées entre les pieux.

La réponse d'un pieu au sein d'un groupe sous chargement sismique dépend essentiellement de sa position. Tazoh et al. (1987-1988) ont montré par de tests sur table vibrante que les pieux aux coins sont les premiers à subir des dommages, alors que le pieu central est le moins sollicité ou plutôt le plus protégé. Ces résultats ont confirmé par les résultats de Masayuki et al. (1991) et Chung (2000) et Juran et al. (1997/2001). Ousta (1998) et Sadek (2003) ont mené des calculs tridimensionnels par éléments finis qui ont également confirmé ses résultats dans les cas des pieux avec ou sans superstructure.

Shahrour et al. (2001) ont montré que le moment fléchissant augmente avec l'augmentation de l'espacement contrairement à l'effort normal qui diminue avec l'augmentation de l'espacement entre pieux. Shahrour et al. (2001) ont prouvé que l'influence de l'espacement sur la distribution de l'effort tranchant est négligeable. Ce résultat est également confirmé par Juran et al. (2001) qui ont examiné par des essais en centrifugeuse l'effet de l'espacement sous chargement sismique (figure 1.18).

Sadek (2003) montre que l'influence de l'espacement est faible sur l'amplification dynamique en tête de la superstructure et sur l'effort tranchant, (groupe de minipieux 1x3,  $S/D_p = 3,5$  ou 7). Ce résultat a été attribué au fait que l'effort tranchant est contrôlé par la force inertielle induite par la superstructure qui est peu affectée par l'espacement entre minipieux dans ses simulations. Les résultats obtenus sur de groupes de minipieux et de micropieux (1x3, 3x3, 3x5 ;  $S=3D_p$ ) montrent que l'augmentation du nombre d'éléments du groupe (en conservant une même masse par micropieu) conduit à une augmentation du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête. Les résultats obtenus sur des groupes de minipieux et de micropieux montrent que les efforts induits dans l'élément du coin dépassent largement ceux induits dans celui au centre (2 à 3 fois plus élevé).

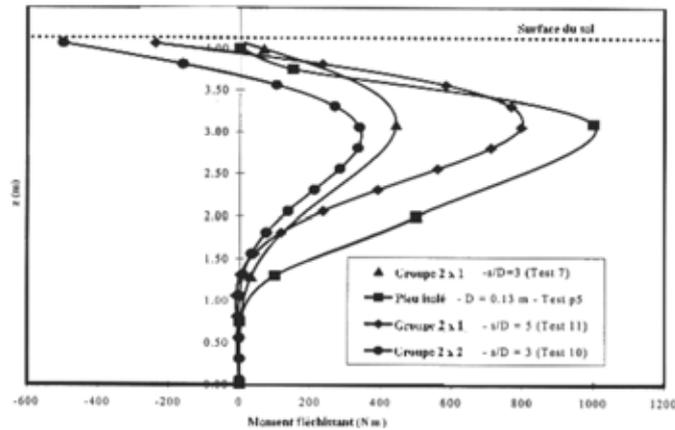


Figure 1.18. Etude en centrifugeuse de la réponse des groupes de micropieux sous chargement sismique (Juran et al. 2001)

### 1.5.6. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique:

Chung (2000) a réalisé une modélisation tridimensionnelle d'un groupe de 3 pieux pour les quatre premières fréquences du massif de sol ( $f_1 = 0,67$  Hz,  $f_2 = 2,01$  Hz,  $f_3 = 3,35$  Hz et  $f_4 = 4,69$  Hz) et la fréquence fondamentale de la superstructure ( $f_{st} = 4,18$  Hz).

Le calcul effectué avec la fréquence fondamentale de la structure ( $f_{st} = 4,18$  Hz) donne des moments relativement élevés, notamment en travée (figure 1.19). A titre d'exemple, le moment maximal obtenu dans le pieu extérieur est égal à  $M^*_{max} = 3649$ , soit 54 % du moment maximal obtenu à la première fréquence ( $f_1$ ), mais 311 % du moment maximal obtenu avec la 2<sup>ème</sup> fréquence ( $f_2$ ). En outre, les résultats indiquent une forte amplification des efforts dans le pieu quand la fréquence du chargement est proche de la fréquence fondamentale de la superstructure ou celle du massif du sol. Ces résultats ont été confirmés par Sadek (2003).

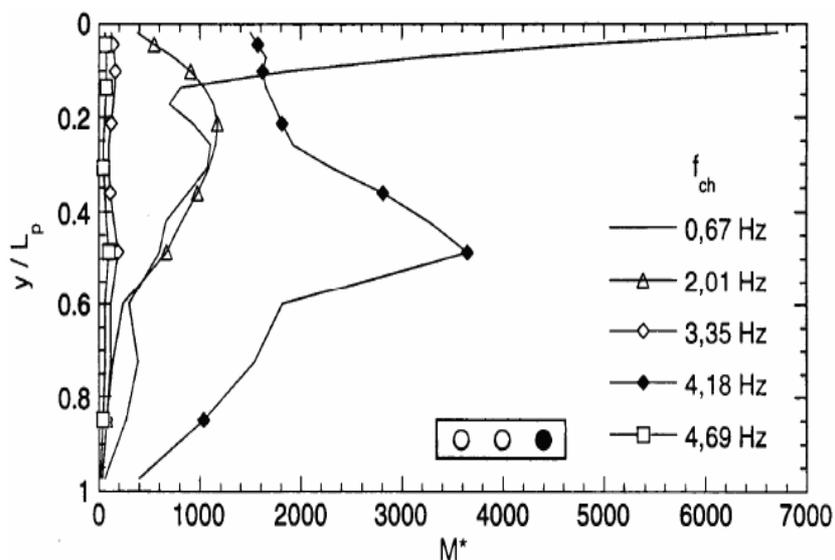


Figure 1.19 : Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu extérieur (groupe de 1x3 pieux, masse/pieu = 100 t)

### 1.5.7. Influence de la non-linéarité de sol

Les observations post-sismiques montrent que les dommages des ouvrages sont plus significatifs dans les sols mous ou liquéfiés, en particulier lorsque le sol subit un écoulement latéral (lateral spreading).

Les résultats des études effectuées sur les pieux et micropieux indiquent que lorsque l'intensité de chargement appliqué à la base est modérée, les pieux suivent le mouvement de sol et que le maximum de moment fléchissant est près de la surface. Par contre, pour une forte intensité de chargement (au delà de 0.25g), les pieux peuvent présenter un mouvement différent de celui de sol et l'effet de la non-linéarité de sol affecte clairement leur comportement.

Les analyses effectuées par Wong (2004) montrent que la non-linéarité du sol provoque une augmentation de la flèche en tête de micropieu chargé latéralement par une charge statique. Cette augmentation de déplacement latéral a pour effet une augmentation du moment fléchissant dans le micropieu. Il a également effectué, une modélisation 2D pour étudier le comportement de micropieux sous chargement sismique avec un contact rigide sol-micropieu. La plasticité de sol induit une diminution significative de l'accélération en tête de micropieu et du moment fléchissant dans les micropieux (Figure 1.20) due à la forte dissipation d'énergie, une augmentation de la période du mouvement a été également observée.

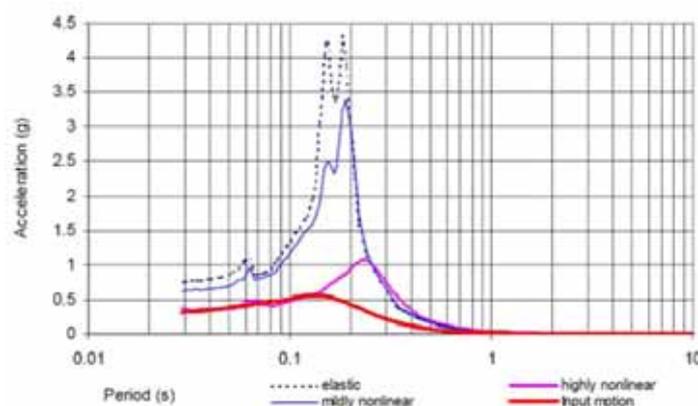


Figure 1.20. Influence de la non-linéarité de sol sur la réponse en tête d'un micropieu isolé, chargement à la base de 0,3 g (Wong 2004).

Maheshwari et al. (2004 et 2005) ont étudié les effets de la non linéarité du matériau sol, et la séparation à l'interface sol–pieu sur le comportement dynamique d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux (2x2) ( $L=10\text{m}$ ,  $D=0.5\text{m}$ ,  $E=25\text{ GPa}$ ,  $S/D=5$ ). Ils ont utilisé une approche de sous-structuration où l'effet cinématique a été modélisé par une approche éléments finis. Le sol et les pieux sont représentés par des éléments à 8 noeuds (Figure 1.21). Le contact entre le sol et le pieu est considéré soit Parfaitement rigide (sans interface) ou avec interface de Coulomb. Des éléments de type Kelvin (ressort et amortisseur) sont mis aux frontières extérieures du modèle dans les trois directions pour simuler un domaine semi-infini de sol. Le sol se comporte selon la loi Hiss (Hierarchical Single Surface Soil Model, Wathugala et Desai 1993). Le sol se comporte selon la loi Hiss (Hierarchical Single Surface Soil Model, Wathugala et Desai 1993). Ce modèle utilise une relation non-linéaire entre la contrainte et la déformation avec écrouissage (Figure 1.22).

Ils montrent que la non-linéarité de sol entraîne une diminution importante de la l'amplification de la superstructure pour des basses fréquences de chargement (Figure 1.23).

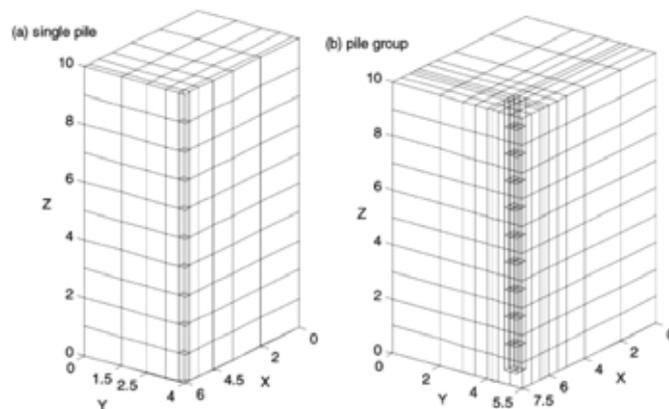


Figure 1.21. Maillage utilisé (Maheshwari et al 2004 et 2005).

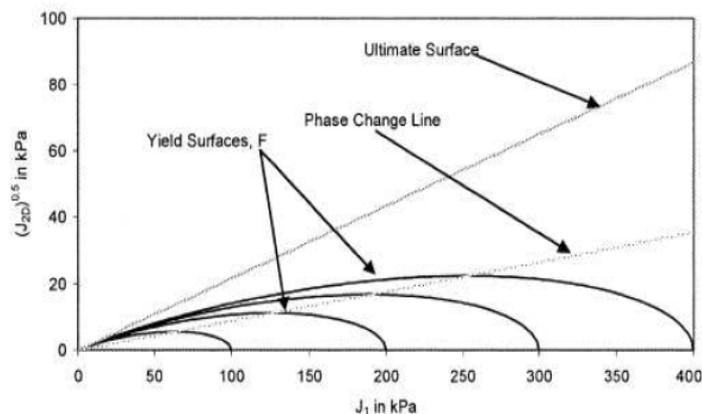


Figure 1.22. Surface de charge du modèle HiSS (Maheshwari et al 2004 et 2005).

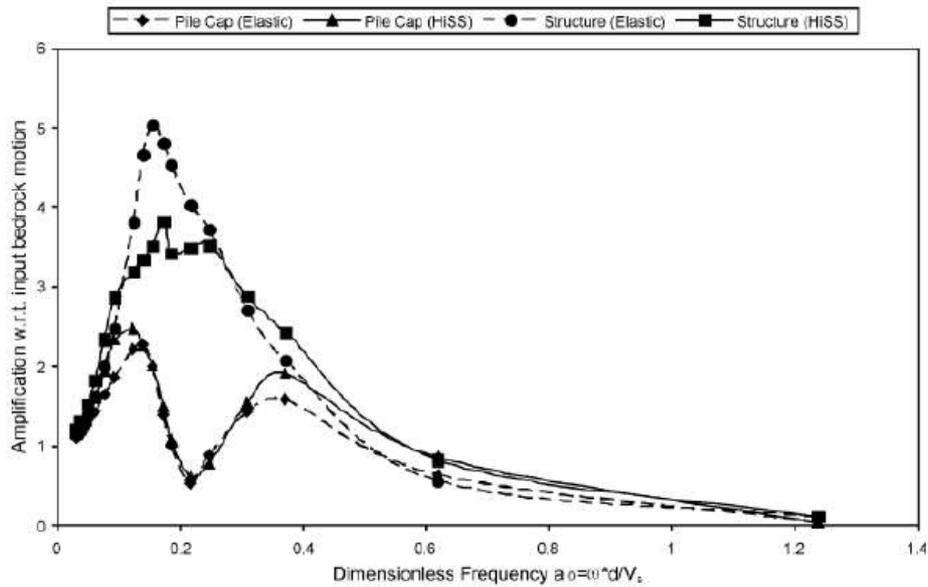


Figure 23. Influence de la plasticité de sol pour différentes fréquences de chargement sur la réponse d'un groupe de 2x2 pieux,  $E_S=11.78$  MPa,  $E_P=25$  GPa, chargement harmonique,  $a_{max}=1$  m/s<sup>2</sup>, (Maheshwari et al. 2004).

Alsaleh et Shahrour (2007) ont étudié l'influence des non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieux sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure. La modélisation en 3D a été réalisée par la méthode des différences finies (MDF). Le comportement du sol est supposé élasto-plastique sans écrouissage selon le critère de Mohr-Coulomb. Le comportement du système fondation-structure est supposé élastique. Les résultats montrent que l'effet de la plasticité de sol sur la réponse sismique du système dépend de plusieurs paramètres, et en particulier: la résistance de l'interface sol-micropieu, l'amplitude du chargement et son contenu fréquentiel et l'interaction de ce dernier avec les fréquences propres du système. Pour une résistance élevée de l'interface, la non-linéarité du sol a une très grande influence sur la réponse du système. En outre, Les résultats mettent en évidence une grande influence de la mise en plasticité du sol sur la réponse du système pour un chargement à la fréquence fondamentale de sol, même pour une amplitude relativement petite ( $<0,1g$ ). La plasticité conduit à une réduction de l'amplitude et des fréquences dominantes du mouvement figure (1.24a). De même, la plasticité des sols induit une réduction du déplacement maximal de la superstructure. Cette réduction se traduit par une diminution des efforts d'inertie et des efforts dans les micropieux (figure 1.24b).

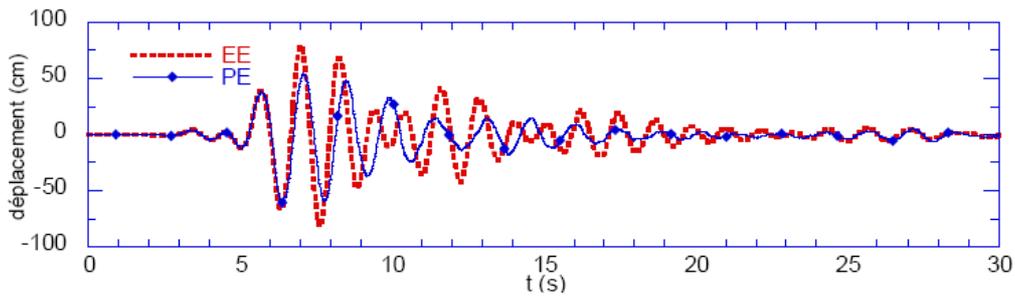


Figure 1.24a. Evolution de déplacement de la masse de la superstructure.

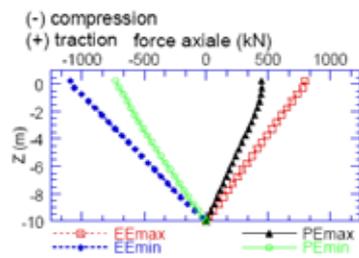


Figure 4. Effort axial.

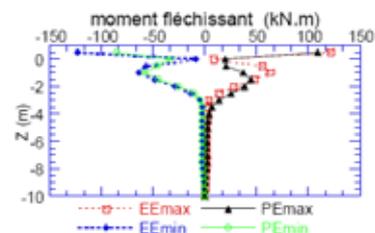


Figure 5. Moment fléchissant.

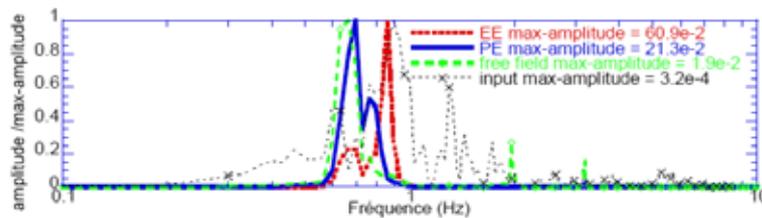


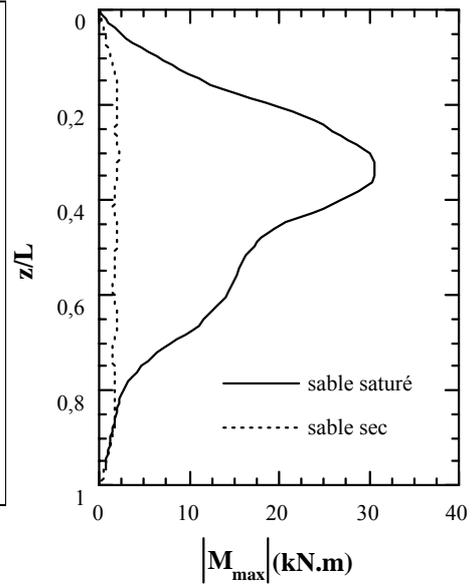
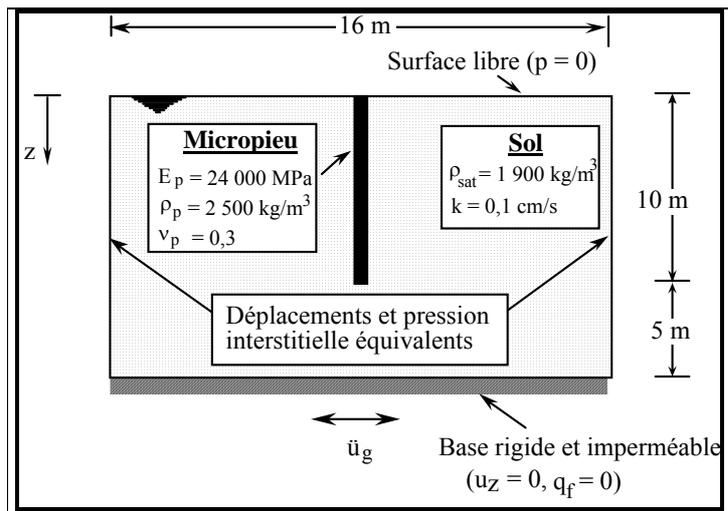
Figure 1.24b. Réponses spectrales normalisées de la vitesse en tête de superstructure avec ou sans la prise en compte de la non-linéarité du sol.

### 1.5.8. Liquéfaction :

La liquéfaction de sols constitue une cause majeure de ruptures de fondations, en particulier lorsque la liquéfaction s'accompagne d'un écoulement latéral des sols (lateral spreading). L'écoulement latéral de sols lors d'une liquéfaction conduit à des efforts importants qui peuvent conduire à la rupture de fondations. Suivant les constatations, la performance de pieux dans des sols mous ou liquéfiables varie de bien en mauvais. Les pieux dans des sols liquéfiés peuvent souffrir d'importantes fissures. Aussi, la liquéfaction du sol conduit à une augmentation significative des déplacements du chevron de pieux. Après la liquéfaction, d'importantes propagations latérales peuvent se produire, ce qui conduit à des défaillances comme il a été observé lors des plusieurs tremblements de terre d'Alaska 1964 et de Kobe 1995 (Youd et al. 1989, Idriss et al. 1998, Oka et al. 2004).

Dû à la complexité du processus de la liquéfaction du sol et son effet sur l'interaction sol-pieux-structure, la caractérisation du comportement de pieux implantés dans un sol liquéfiable est un problème très compliqué. Différents modèles physiques ont été proposés pour étudier le comportement sismique de pieux dans les sols liquéfiés. Ces travaux ont été menés pour différents sols, avec des niveaux de chargement différents et pour plusieurs modèles de superstructure. A titre d'exemple, Miyamoto et al. (1992) ont étudié le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. L'excès de la pression de l'eau pour des fortes accélérations indique que la liquéfaction est atteinte dans la couche proche de la surface du sol. L'excès de pression générée dans la zone située au milieu des pieux ressemble à celle du sol voisinant. Des fortes valeurs d'accélération au niveau du chevêtre et de moment fléchissant dans le sol liquéfié sont atteintes pour des fortes accélérations et à basses fréquences. Pour des faibles excitations, la réponse du pieu dans le sable saturé ressemble à celui dans un sable sec.

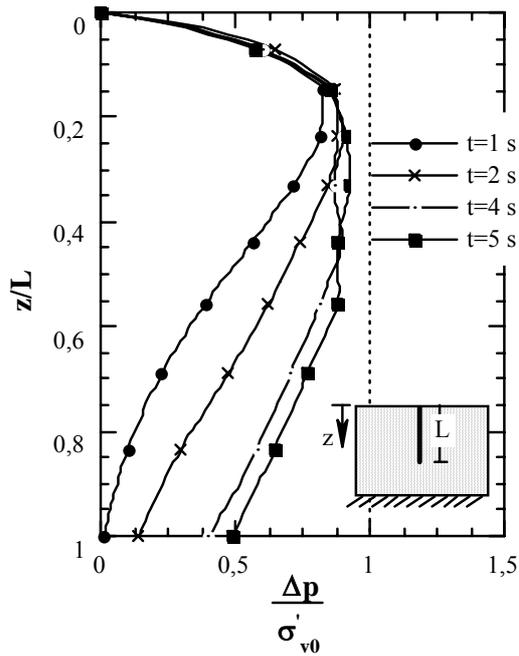
Le comportement de micropieux dans un sol liquéfiable a été également étudié à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis à l'aide du programme PECPLAS (Ousta 1998, Shahrour et al. FOREVER 2002). La figure 1.25a1. illustre la réponse sismique d'un micropieu isolé placé dans un sol liquéfiable. Le mouvement sismique est appliqué à la base du massif sous forme d'une accélération harmonique composée de dix cycles avec une fréquence  $f_{ch} = 2$  Hz et une amplitude  $a_g = 0,1g$ . La figure 1.25b. montre l'évolution au cours du chargement de la surpression interstitielle à l'interface micropieu-sol. On note que cette surpression est très peu affectée par la présence du micropieu. Le risque de liquéfaction est important dans une zone comprise entre  $z_0 = 0,2L$  et  $z = 0,6L$  ( $L$  désigne la longueur du micropieu). La figure 1.25a2. donne l'enveloppe du moment fléchissant dans le micropieu ; ce moment est comparé au moment fléchissant calculé pour la même configuration mais avec un sable sec. On peut constater que la valeur du moment fléchissant pour un micropieu dans un sable saturé dépasse largement celle obtenue avec le sable sec. Ceci est dû à la forte augmentation de la pression interstitielle qui a pour effet de réduire la réaction du sol et par conséquent d'augmenter le moment fléchissant dans le micropieu. Des résultats similaires ont été trouvés par Finn (2002) dans le cas de pieux de grand diamètre.



a1)

a2)

(L désigne la longueur du micropieu)



(b)

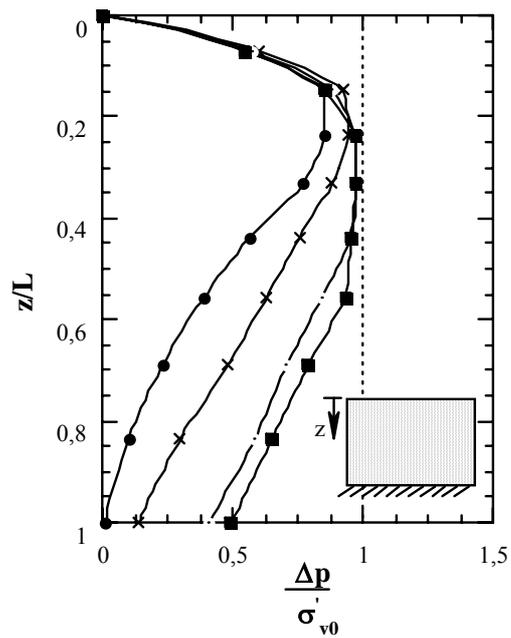


Figure 1.25. Analyse par la méthode des éléments finis de la réponse sismique d'un micropieu dans un sol liquéfiable ; a) Moment fléchissant dans le micropieu ; b) Evolution de la surpression interstitielle en présence du micropieu et en champ libre (d'après Ousta, 1998)

Le comportement du pieu isolé supportant une superstructure dans un sol liquéfié a été également étudié par une modélisation numérique par éléments finis (Oka et al .2004). La figure (1.26) montre le maillage et le chargement utilisé pou ce pieu isolé implanté dans deux couche de sol sable et argile liquéfiées.

La figure (1.27) illustre la distribution du moment fléchissant dans le pieu pour quatre types du sol ; dense, moyen, lâche et réhabilité. Les résultats montrent que la liquéfaction du sol induit une augmentation du moment fléchissant et effort tranchant au niveau de la surface entre les deux couches du sol.

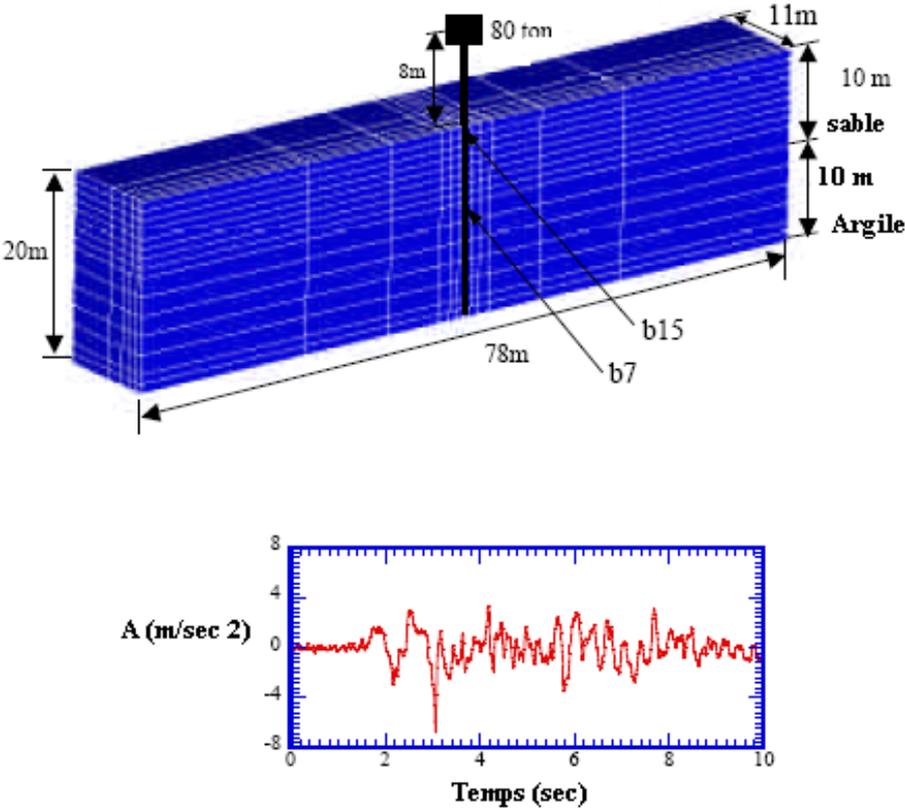


Figure 1.26. Maillage éléments finis et le chargement utilisé pour un pieu isolé implanté dans un sol liquéfié (Oka et al .2004).

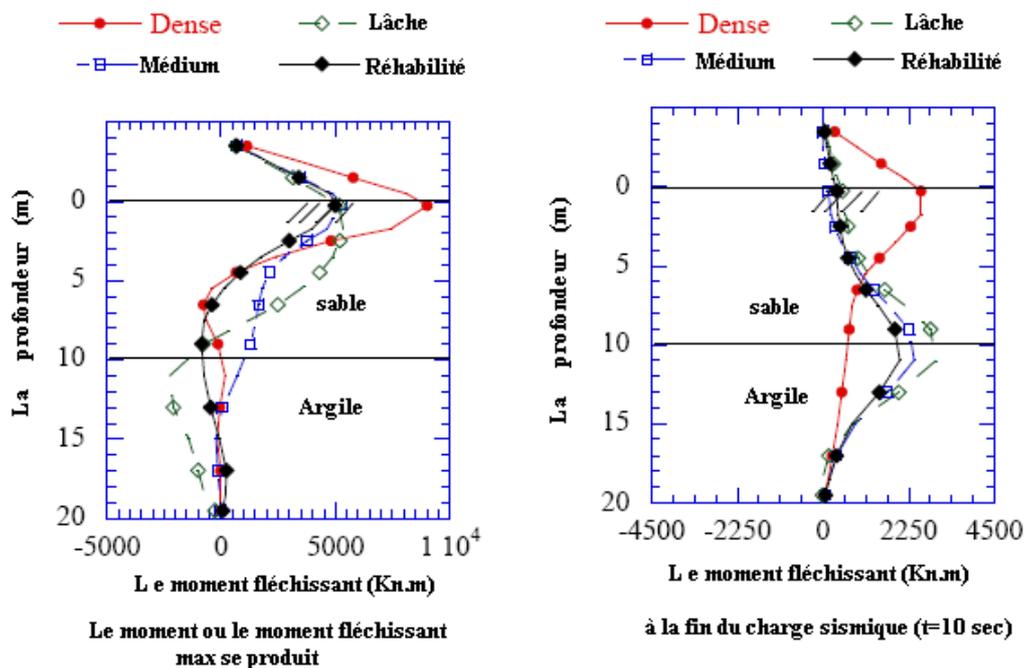


Figure 1.27. Moment fléchissant maximal à la fin du charge ment sismique d'un pieu isolé implanté dans un sol liquéfié (Oka et al .2004).

## 1.6. Ouvrages renforcés par micropieux – Interaction Pieux-Micropieux

La plupart des analyses réalisées sur le comportement des micropieux était concentrée sur l'utilisation des micropieux en tant que de nouvelles fondations ou pour le renforcement de sol. Peu d'études ont été menées sur l'utilisation de micropieux comme une méthode efficace et économique pour le renforcement des fondations existantes, notamment en zones sismiques.

L'utilisation des micropieux pour le renforcement des fondations existantes est de plus en plus adaptée, non seulement grâce à leur haute flexibilité et ductilité qui sont des propriétés très appréciées en zones sismiques, mais également pour la facilité de leur exécution même sous des conditions très sévères d'accès.

### 1.6. 1. Exemples d'ouvrages renforcés : Renforcement partiel du pont au nord de l'Illinois – Autoroute 57

Cet exemple concerne le pont construit par le Département du Transport (IDOT) Illinois en 1960. L'ouvrage en question est composé de deux longues voies parallèles de (531) m (figure 1.28) composée chacune de 24 piles (Ball, 2002). Les piles sont supportées par de pieux implantés dans des couches d'argile et du sable dense. Les analyses réalisées par les

ingénieurs de l'IDOT ont révélé que le pont est exposé à de risques importants de dégâts lors d'un éventuel tremblement de terre.



Figure 1.28. Vue globale du pont étudié sur l'autoroute 57

La fondation de chaque pile se compose de (24) pieux dont le diamètre est de 30 cm. Le profil du sol dans ce projet se compose de quatre couches d'une profondeur totale de 15 m (figure 1.29).

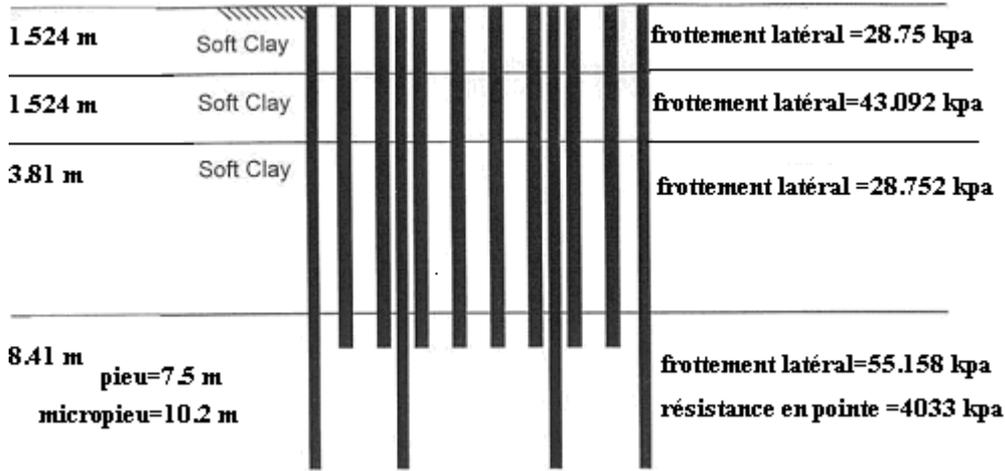


Figure 1.29. Le profil du sol

Le renforcement de la fondation a été réalisé en utilisant 10 micropieux de diamètre (24) cm et de longueur (10.2) m, avec une tête en castrée dans le chevêtre.

Le programme LPILE a été utilisé pour déterminer la réponse d'un pieu isolé au chargement latérale. Les résultats de cette analyse ont été comparés aux résultats obtenus par un autre programme plus sophistiqué GROUPE 5, ce qui a permis de définir le plan de renforcement par micropieux.

### **1.6. 2.Travaux expérimentaux :**

Différents modèles physiques ont été utilisés pour étudier le comportement sismique de fondation de pieux renforcés par des micropieux.

Itani et al. (2002) ont mené des essais en centrifugeuse sur une fondation de pont afin d'analyser la meilleure stratégie de renforcement. La fondation est composée des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés implantés dans un sol homogène avec une densité relative ( $D_r = 85\%$ ), ( $\gamma_t = 16.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 42.5^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kN/m}^2$ ). Une série d'essais a été effectuée sur (11) configurations de renforcement de fondation (figure 1.30). Les résultats montrent que l'inclinaison des micropieux a une grande influence sur le comportement de la fondation renforcée. La figure 1.31 montre que sous l'effet d'une charge latérale, le pourcentage de l'effort tranchant du micropieu avant augmente de 8 % à 30 % avec l'inclinaison de  $20^\circ$  des micropieux, tandis que le pourcentage d'effort repris dans le pieu avant existant descend de 52 % à 34%.

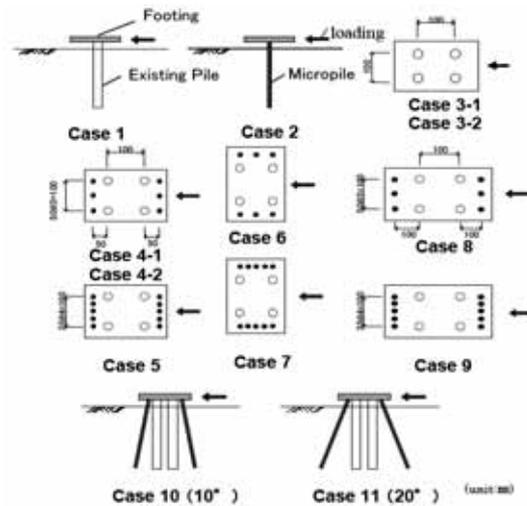


Figure 1.30. Différents types de chargement

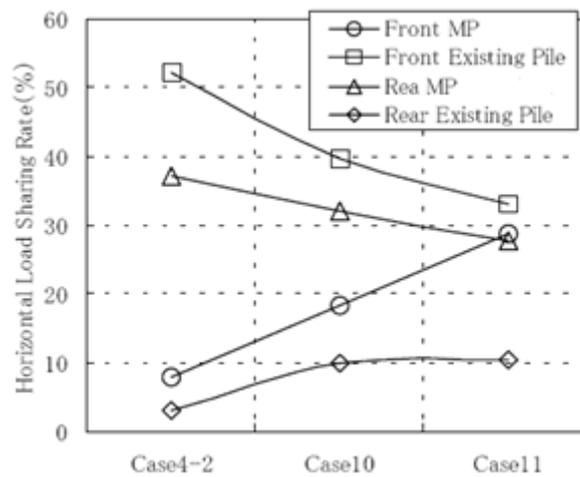


Figure 1.31. Taux du Partage la charge en cas de renforcement par micropieux inclinées

En se servant des tables vibrantes, Kishishita et al. (2002) ont analysé le comportement des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés dans un sol liquéfiable. Ils ont trouvé que le modèle de fondation renforcé avec les micropieux inclinés n'a pas été affecté par la liquéfaction. Ce résultat est illustré sur la figure (1.32) qui donne l'évolution du moment fléchissant en tête du pieu dans les deux cas de renforcements vertical et incliné.

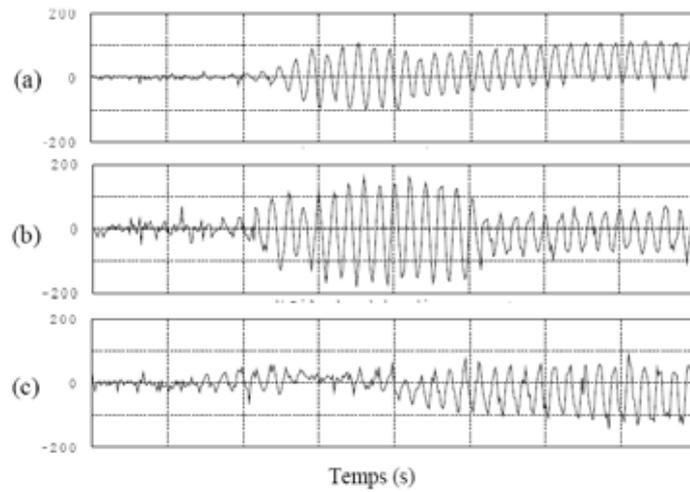
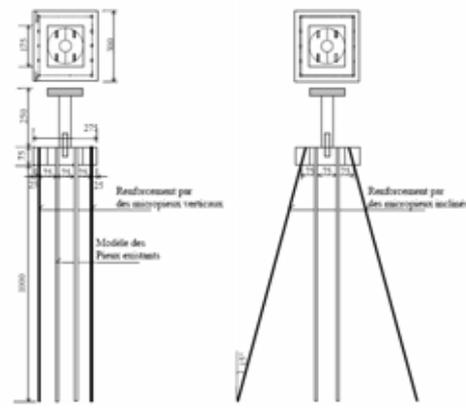


Figure 1.32. Evolution du moment fléchissant en tête du pieu- Essai en centrifugeuse ; a) modèle sans renforcement par micropieux ; b) modèle avec renforcement par micropieux verticaux ; c) modèle avec renforcement par micropieux inclinés  
(D'après Kishishita et al. 2002)

## 1.7. Conclusions :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse de travaux réalisés sur les pieux utilisés comme éléments de fondation en site sismique. Les observations post-sismiques présentées dans ce chapitre, ont montré que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes : la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance de sols. Les résultats de modélisation confirment les tendances des observations post-sismiques; les forces inertielles de la superstructure contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes.

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est fort complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, fondation et de la superstructure notamment leurs fréquences fondamentales, et la géométrie de la fondation (nombre et position d'éléments, rigidité, inclinaison, espacement,..). Les travaux de modélisation numérique réalisés sur l'interaction sol-pieux-structure ont donné des résultats intéressants sur leur comportement sismique. Néanmoins, la plupart des ces recherches ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Alors que, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux lors des séismes antérieurs, montre une apparition d'une forte non-linéarité de sol et des glissements à l'interface sol-pieu surtout proche de la surface du sol. Une meilleure modélisation du comportement sismique du système sol-pieu-superstructure doit intégrer ces aspects.

Dans les chapitres suivants, nous présentent une étude approfondie du comportement sismique du système sol-pieux-structure en utilisant une approche globale en trois dimensions par un code des différences finies FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Les effets des différents paramètres sont analysés, comme l'effet du groupe (nombre et espacement). Une partie principale du travail sera consacrée à l'influence de la plasticité du sol et le développement de rotules plastiques dans les pieux sur le comportement sismique du système sol-pieux-superstructure.

**CHAPITRE II**  
**Analyse du comportement sismique des groupes des pieux**  
**Influence de la plasticité du sol**

## **CHAPITRE II**

### **Analyse du comportement sismique des groupes de pieux Influence de la plasticité du sol**

#### **2.1. Introduction**

L'analyse bibliographique a révélé les principales causes d'effondrement des ouvrages durant le tremblement de terre. Les observations post-sismiques de récents séismes dévastateurs ont montré que l'endommagement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes ; le sol, les pieux et la superstructure. L'interaction entre ces composantes joue un rôle essentiel et définitif dans les dommages subis par le système pendant le séisme.

Diverses approches analytiques et numériques ont été développées pour déterminer la réponse dynamique d'un groupe de pieux supportant une superstructure. La majorité de ces travaux ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Alors que, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux lors des forts séismes antérieurs, montre une apparition d'une forte non-linéarité de sol et des glissements à l'interface sol-pieu surtout proche de la surface du sol. Une meilleure modélisation du comportement sismique du système sol-pieu-superstructure doit intégrer ces aspects. La réponse du système dépend non seulement de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-pieux-structure, mais aussi de la résistance du comportement du sol entourant les pieux

Dans ce chapitre, nous présentons une analyse de l'interaction sol-pieux-structure sous chargement sismique en soulevant en particulier l'influence de la plasticité du sol. L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol-pieux-structure, à savoir l'influence des paramètres mécaniques du sol ou du pieu, de la configuration géométrique de groupe de pieux (nombre, espacement), et le contenu fréquentiel du chargement sismique.

## **2.2. Modèle numérique de l'interaction sol-pieux-structure**

Le modèle consiste en un groupe de pieux implantés dans un sol et supportant une superstructure. La modélisation du comportement d'un tel système sous un chargement sismique nécessite des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte les interactions entre ces différentes composantes, à savoir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la superstructure. Les frontières du modèle doivent être mises suffisamment loin de la structure. Cela conduit à des grands maillages. Pour surmonter cette difficulté, on utilise des frontières spécifiques qui sont capables d'absorber les ondes sortantes et les empêchent donc de se réfléchir dans le modèle. Les sections suivantes présentent l'approche numérique et le modèle utilisé pour étudier l'interaction sol-pieux-structure sous chargement sismique. Le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) est utilisé dans le cadre de ce travail. Ce code utilise la représentation lagrangienne de mouvement. Il est basé sur la méthode explicite de différences finies pour résoudre les équations d'équilibre dynamique.

### **2.2.1. Approche numérique et méthode de résolution**

Le logiciel de modélisation FLAC 3D permet la résolution de problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite.

La séquence basique de calcul utilisée par FLAC3D est présentée dans la figure 2.1. La procédure commence par un appel à l'équation de l'équilibre pour dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Puis, les taux de déformations sont obtenus à partir de ces vitesses, et des nouvelles contraintes sont ensuite calculées. Chaque cycle représente un pas de temps. Chacune des boites dans cette procédure fait la mise à jours des variables à partir des valeurs connues qui restent fixes durant le pas de temps.

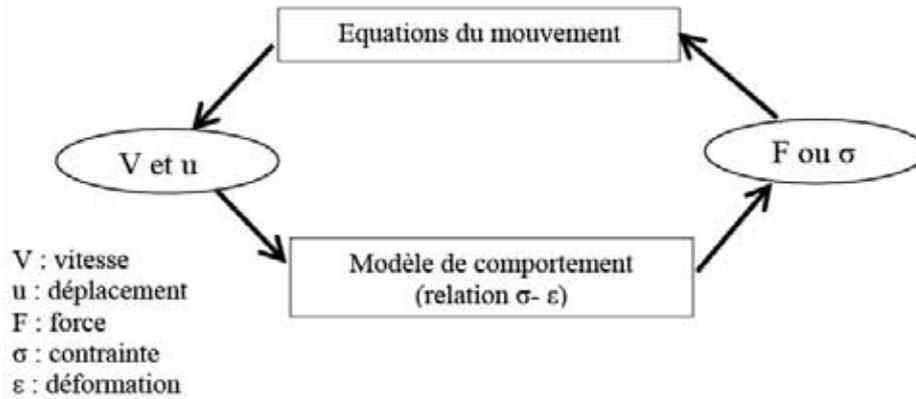


Figure 2.1. Cycle de base de calcul par la méthode explicite de différences finies  
Billiaux et Cundall (1982).

### 2.2.2. Maillage et discrétisation temporelle

Le code utilise la technique mixte de discrétisation proposée par Marti et Cundall (1982). Chaque zone (élément du maillage) est constituée de deux couches et chaque couche contient 5 tétraèdres superposés pour une zone à 8 noeuds. A chaque étape de la figure 2.1 correspond une formulation numérique en différences finies. La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences de chargement et de la vitesse de propagation des ondes. Les fréquences les plus importantes sont reliées à la fréquence fondamentale du système par la relation :

$$f = v / \lambda \quad (Eq.2.1)$$

v : est la vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement selon le cas. La longueur caractéristique d'onde  $\lambda$ .

La distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine peut se produire suivant le maillage utilisé. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des ondes de domaine affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément  $\Delta l$  doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde  $\lambda$  associée à la plus haute fréquence f de chargement. Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un élément donné du maillage, et pour une hypothèse de propagation verticale des ondes, est donnée par :

$$f = v_s / 10 \cdot \Delta l \quad (\text{Eq.2.2})$$

### 2.2.3. Amortissement de Rayleigh

L'amortissement de Rayleigh a été utilisé dans l'analyse d'un milieu continu élastique. La matrice d'amortissement C est construite par une combinaison des matrices de rigidités K et de masse M sous la forme :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (\text{Eq.2.3})$$

Où  $\alpha$  la contribution de la masse et  $\beta$  la contribution de la rigidité. Ces deux coefficients dépendant des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Cette construction conduite à un facteur d'amortissement  $\zeta$  qui s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la fréquence et d'un terme inversement proportionnel à la fréquence, soit pour l'ième fréquence :

$$\zeta = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (\text{Eq.2.4})$$

$\zeta_i$  est le facteur critique de l'amortissement de Rayleigh pour le mode i de vibration avec la fréquence angulaire  $\omega_i$ .

Dans une analyse dynamique, il est important de reproduire un niveau correct d'amortissement indépendant de la fréquence. Un comportement élastique d'un matériau nécessite l'utilisation d'un amortissement matériel pour dissiper un certain pourcentage de l'énergie. On utilise généralement un amortissement entre 2 et 10% pour les géomatériaux. Pourtant, dans le cadre de la plasticité, la quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau et par conséquent, un faible amortissement (Rayleigh) est nécessaire pour éviter la résonance du système en petites déformations. La sélection de l'amortissement est donc beaucoup plus critique dans une analyse linéaire que dans une analyse non-linéaire. Dans un cas où un pic très élevé de la vitesse associé à une courte période se présente dans le chargement sismique, l'équation de la détermination de taille de l'élément conduit à un maillage trop fin et un pas de temps très petit. Dans des cas comme celui-ci, il est possible de

reconnaître le domaine qui contient l'énergie la plus importante dans le séisme par la transformation de Fourier (FFT) et faire une filtration de ces fréquences pour éliminer les hautes fréquences qui ne contribuent que très peu au chargement. Cela permet d'obtenir un maillage raisonnable et de diminuer le temps de calcul sans effet important sur les résultats.

#### **2.2.4. Frontières du modèle**

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser l'effet de la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement petit (Seed et al. 1975). Par contre, quand l'amortissement est petit, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle largement grand. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. Le code utilise la technique développée par Cundall et al. (1980). La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle de celui qui contient la structure. Le domaine de champ libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes (présentées précédemment) et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal.

## 2.3. Exemple de référence – Elasticité

### 2.3.1. Présentation

L'exemple de référence consiste en un groupe de 2x3 pieux flottants, de longueur  $L_P=10,5$  m. Le groupe est implanté dans une couche de sol meuble homogène de 15 m de profondeur et encastrés dans un chevêtre de 1 m d'épaisseur (Figure 2.2). Les caractéristiques du sol, des pieux et de la superstructure sont données dans les tableaux 2.1 et 2.2.

L'élément « pieu » est utilisé pour introduire une interface entre les pieux et le sol. Cet élément a les mêmes caractéristiques qu'une poutre habituelle mais il donne la possibilité d'utiliser un élément d'interface entre le pieu et le sol.

Les caractéristiques mécaniques et géométriques de l'exemple de référence sont reportées sur la figure 2.2. Les têtes des pieux ( $D_P=80$  cm) sont encastrées dans un chevêtre d'épaisseur  $e_c = 1$  m. L'espacement entre les pieux est de 3 m ( $S = 3,75D_P$ ). Afin d'éviter la complexité de l'interaction sol-chevêtre, ce dernier a été placé à 0,5 m au-dessus du sol. On évite ainsi le contact sol-chevêtre (Figure 2.2).

Dans l'exemple de référence, le comportement du système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type (Rayleigh) pour le sol. Le facteur de l'amortissement est de 5% pour le sol et de 2% pour la structure.

La fréquence fondamentale du sol vaut 0,67 Hz. La superstructure est modélisée par une colonne supportant en tête une masse de 350 tonnes. La rigidité de la superstructure et sa fréquence (supposée encastrée à sa base) sont égales à  $K_{st} = 86840$  kN/m et  $f_{st} = 2,5$  Hz. Elles ont été déterminées par les expressions suivantes :

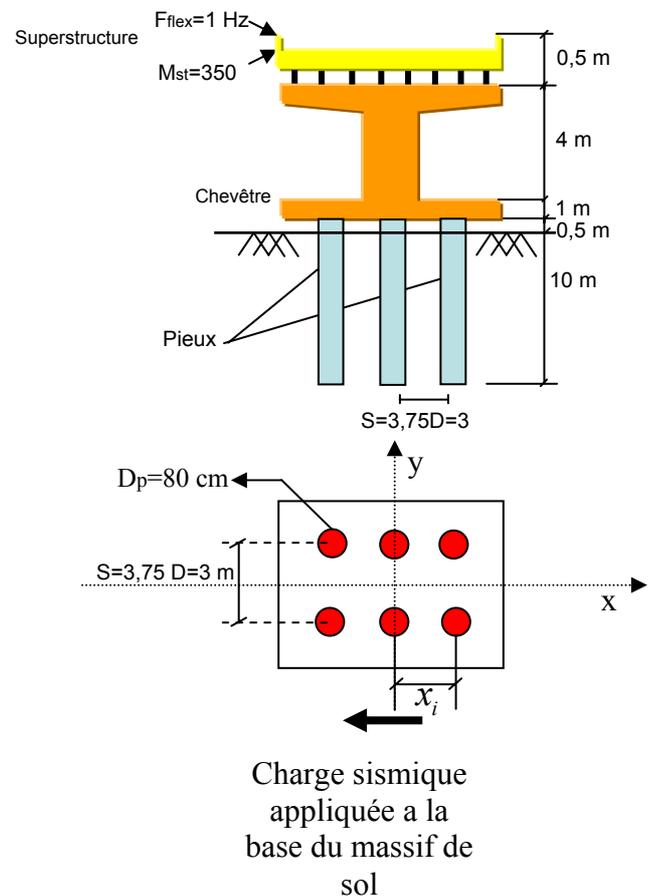


Figure 2.2. Exemple de référence.

$$k_{st} = \frac{3(E_{st} \cdot I_{st})}{H_{st}^3}, \quad F_{st} = 1/2\pi \sqrt{\frac{K_{st}}{m_{st}}} \quad (\text{Eq.2.5})$$

La fréquence de la superstructure en tenant compte de l'interaction sol-structure est  $f_{ISS} = 1,1$  Hz.

Matériau	$D_p$ (cm)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E$ (Mpa)	$\nu$	$\xi$ (%)	$L_p$ (m)	$E_p \cdot A_p$ (MN)	$E_p \cdot I_p$ (MN.m <sup>2</sup> )
pieu	80	2500	20000	0,3	2	10	12800	628,67
Sol		1700	8	0,45	5			

Tableau 2.1. Propriétés des pieux et du sol.

$\rho_{st}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{st}$ (Mpa)	$\nu_{st}$	$\xi_{st}$ (%)	Masse (Tonne)
2500	80000	0,3	2	350

Tableau 2.2. Propriétés de la superstructure.

$\rho$ ,  $E$  et  $\nu$  sont la masse volumique, le module de Young et le coefficient de Poisson.  $\xi$  est le facteur de l'amortissement.  $D_p$  est le diamètre du pieu.  $E \cdot A$  et  $E \cdot I$  sont la rigidité axiale et à la flexion.

Le maillage retenu est illustré dans la figure 2.3. Il comporte 3856 zones à 8 noeuds et 138 poutres tridimensionnelles à 2 noeuds. Le maillage a été raffiné autour des pieux et dans la zone proche de la superstructure où les forces inertielles induisent des fortes contraintes.

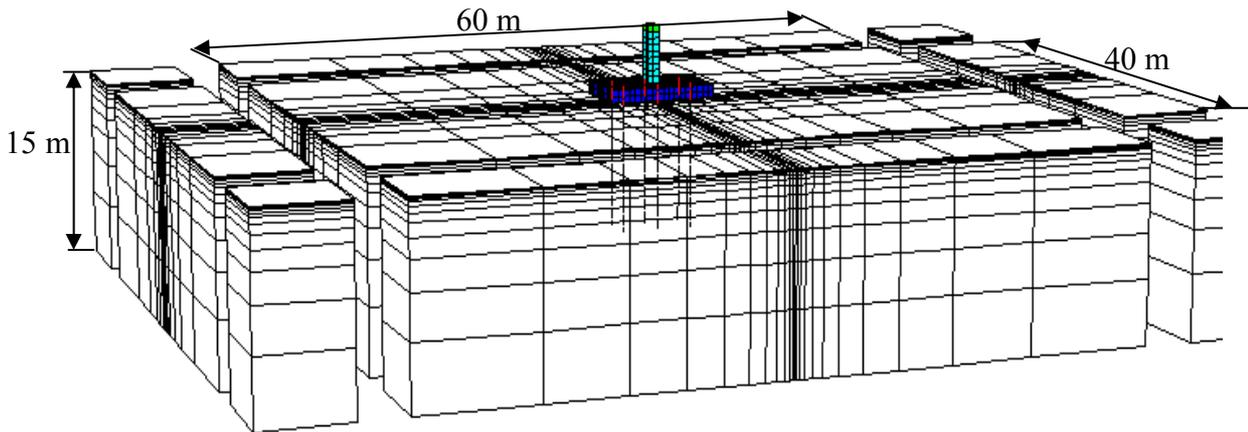


Figure 2.3. Maillage utilisé dans la modélisation numérique de l'exemple de référence (3856 zones à 8 noeuds ; 6978 noeuds ; 138 poutres à deux noeuds).

### 2.3.2. Chargement sinusoïdal

Dans un premier temps, les simulations numériques ont été effectuées avec un chargement harmonique comportant 10 cycles à une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif du sol ( $f_{ch} = 0,67 \text{ Hz} = f_{1 \text{ sol}}$ ) et une amplitude d'accélération de  $0,2g$  ( $V_g = 0,46 \text{ m}$ ).

Le chargement est appliqué, sous forme d'une vitesse, à la base du massif de sol considérée comme rigide. Afin de bien montrer l'influence de la présence de la structure et les différents phénomènes d'interaction qui sont mis en jeu, les enveloppes des sollicitations induites le long des pieux sont confrontées pour différents cas :

- groupe de pieux sans chevêtre en tête;
- groupe de pieux avec chevêtre tout en maintenant une masse nulle pour voir l'effet cinématique en présence d'un encastrement en tête des pieux;
- groupe de pieux avec chevêtre et une superstructure qui est l'équivalent d'une pile d'un pont avec la charge reportée par le tablier qui est fixée à 350 T. Le poids du chevêtre et du tablier donne l'équivalent d'une charge de 80 T / pieu.

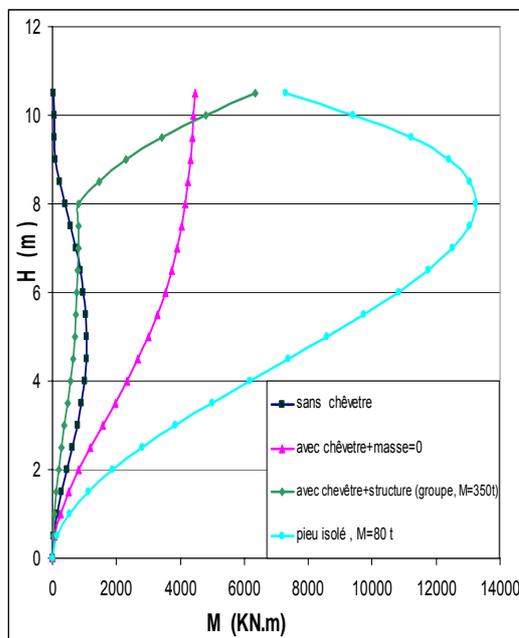
La figure 2.4 donne les enveloppes du moment fléchissant pour les pieux central et extérieur pour les trois cas précités. On constate que le moment induit par l'effet cinématique prend de l'ampleur avec les conditions d'encastrement en tête. Pour le groupe de pieux avec superstructure, l'interaction inertielle est dominante, elle contrôle la réponse du pieu où on obtient un moment maximal en tête ( $M=7000 \text{ KN.m}$  pour le pieu extérieur). Toutefois cette

valeur reste largement inférieure au moment induit dans un pieu isolé (avec un chargement équivalent de 80 T) qui atteint une valeur de 13000 KN.m à une profondeur d'environ  $3D_p$ .

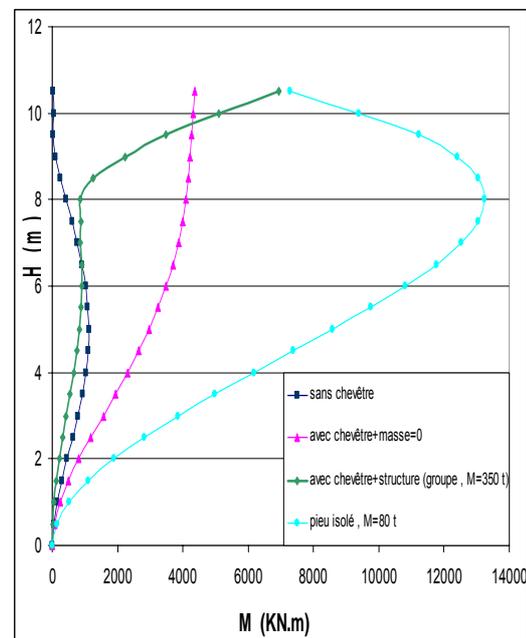
L'enveloppe de l'effort tranchant est montrée sur la figure 2.5. On remarque que l'effet de l'interaction cinématique est moins important. La présence de la superstructure donne un effort tranchant qui atteint sa valeur maximale en tête du pieu extérieur ( $T_{max}=3700$  KN). Cette valeur est comparable au cas d'un pieu isolé.

Ces résultats montrent l'importance de l'effet inertiel de la superstructure, ce qui correspond aux observations post-sismiques et aux résultats expérimentaux et numériques de plusieurs auteurs (Mizuno et al. 1984, Meymand 1998, Juran et al. 1997, Chung 2000, Shahrour et al. 2001 et Sadek 2003..).

A noter, que les efforts obtenus dépassent la capacité limite des pieux. Ceci est essentiellement dû au fait que le chargement sinusoïdal possède une fréquence de chargement égale à celle du sol. Ce choix a été fait afin de bien illustrer les effets de deux interactions cinématiques et inertielles. Dans le souci de rester dans les limites de la capacité portante des pieux, la suite de l'analyse sera effectuée avec un chargement réel dont la fréquence de chargement est différente de la fréquence fondamentale du sol.

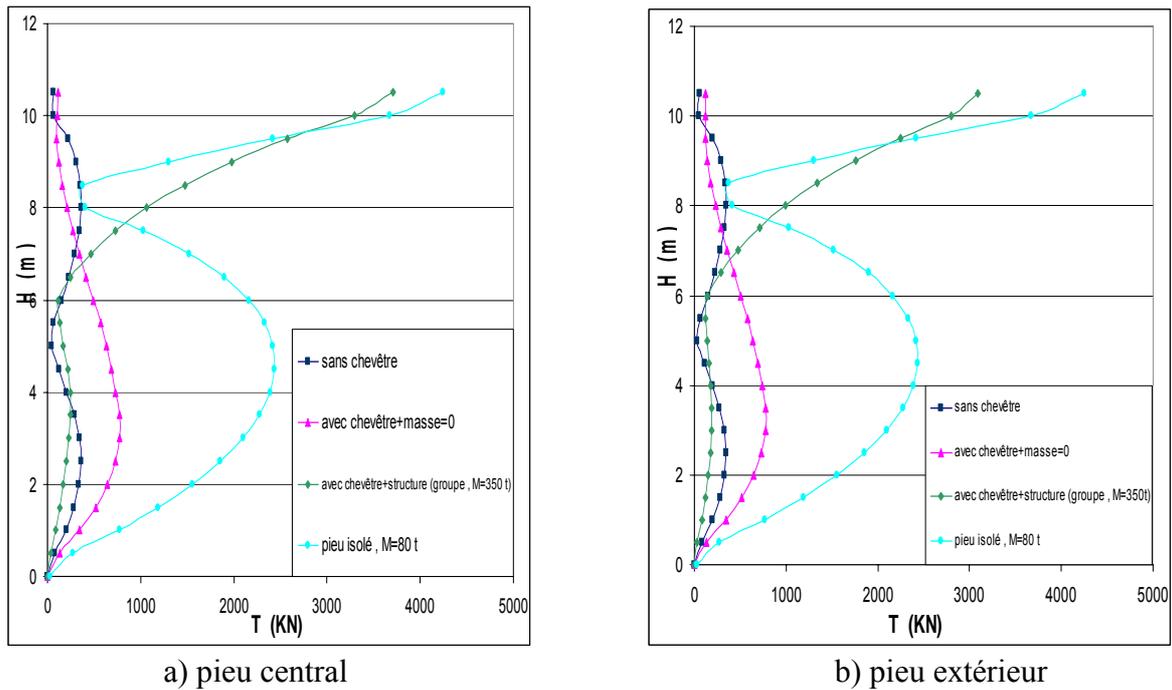


a) pieu central



b) pieu extérieur

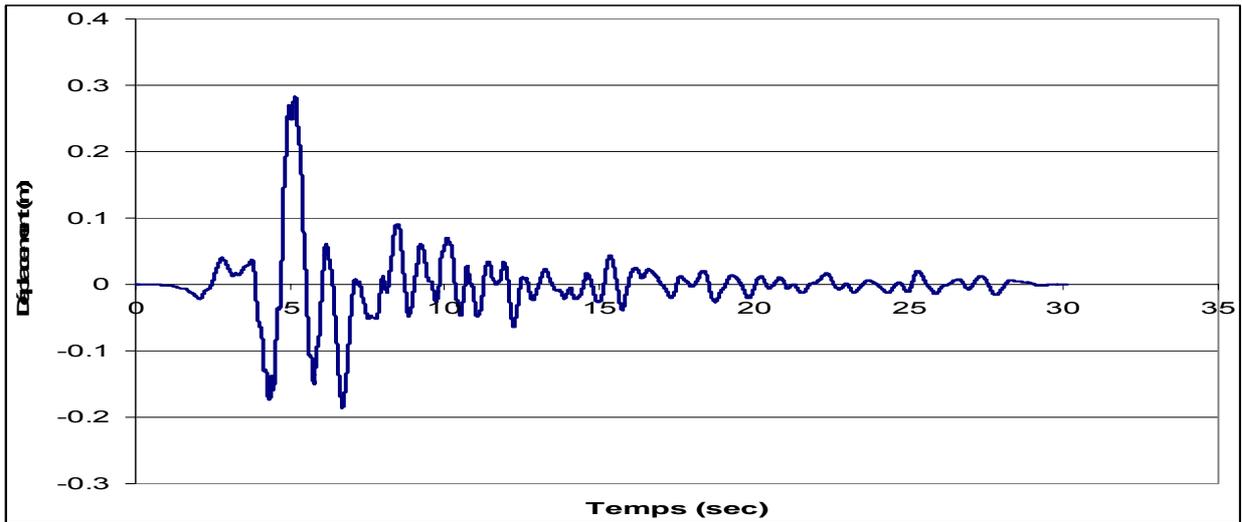
**Figure 2.4.** Exemple de référence : Moment fléchissant maximal dans les pieux.



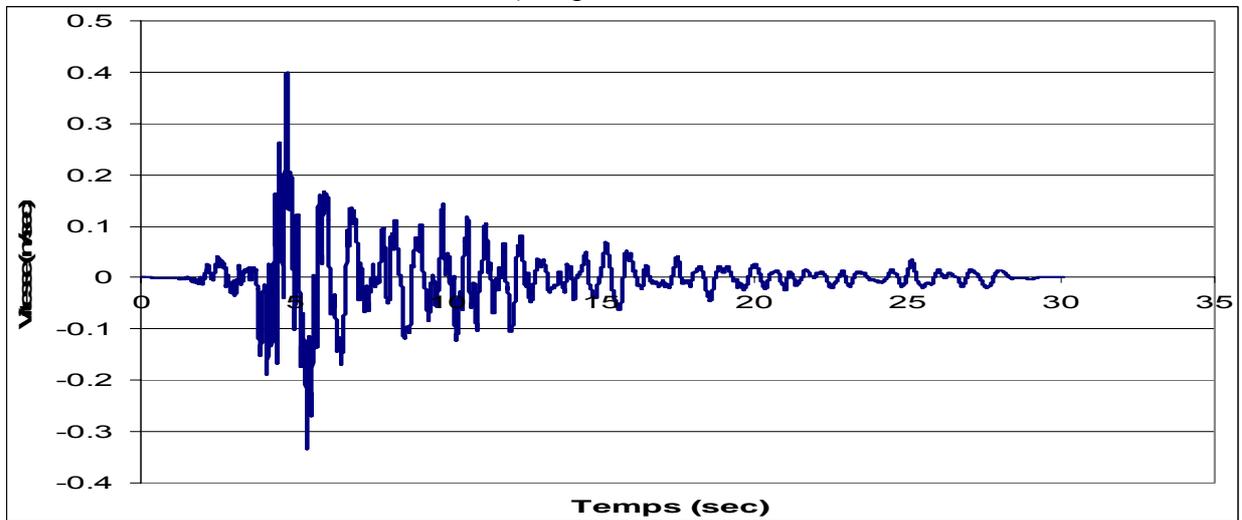
**Figure 2.5.** Exemple de référence : Effort tranchant maximal dans les pieux.

### 2.3.3. Chargement sismique réel

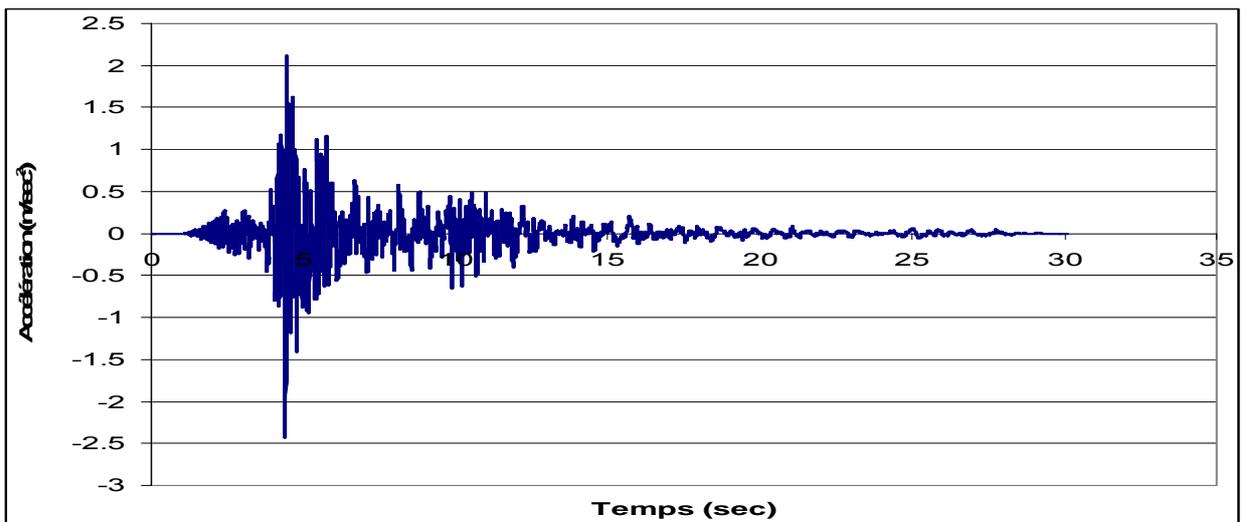
Le chargement sismique qui a été choisi est celui enregistré à Kocaeli en Turquie le 17/08/1999 (Station AMBARLI; source KOERI). Ce chargement qui est appliqué sous forme d'une vitesse à la base est montré sur la figure 2.6. On note une amplitude maximale de 40 cm/s (accélération maximale = 0,247 g). Le spectre de Fourier correspondant est illustré sur la figure 2.7. On constate que les fréquences mises en jeu sont inférieures à 3 Hz avec un pic maximal pour  $f=0,9$  Hz qui est compris entre la fréquence fondamentale du sol ( $f_1=0,67$  Hz) et de la structure ( $f_{iss} = 1,1$  Hz), d'où le choix de ce chargement dans notre analyse. A noter qu'un premier pic est observé pour  $f=0,6$  Hz qui est très proche de la fréquence fondamentale du sol.



a) Déplacement

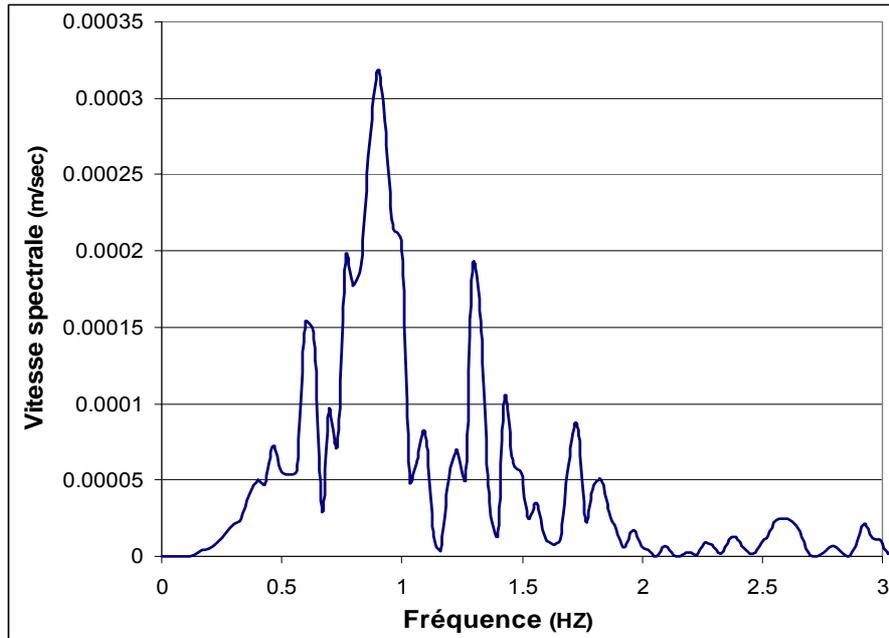


b) Vitesse



c) Accélération

Figure 2.6. Chargement sismique – Turquie, Kocaeli



**Figure 2.7.** Spectre de Fourier de la vitesse (Turquie, Kocaeli).

La figure 2.8 montre la déformée maximale des pieux et de la superstructure sous chargement sismique (Turquie, Kocaeli) en comparaison avec le mouvement de sol en champ libre. La présence d'une masse importante en tête entraîne une forte amplification latérale qui dépasse 7. Le mouvement de pieu est contrôlé par l'effet inertiel et on observe une différence significative avec le mouvement du sol en champ libre. On ne retrouve pas le résultat observé pour les pieux très flexibles comme les micropieux (Sadek 2003) où l'élément suit le mouvement du sol sauf en tête.

Le tableau 2.3 et les figures 2.9 et 2.10 donnent les efforts induits dans les pieux pour le chargement sismique de Kocaeli en comparaison avec le chargement harmonique de fréquence  $f=0,67$  Hz étudié ci-avant. Elles montrent une influence très importante de la fréquence dominante du chargement qui peut aboutir à des valeurs très significatives dépassant largement la capacité portante des pieux lorsque cette fréquence est égale à la fréquence propre du sol (résonance). Les efforts induits dans ce dernier cas sont 5 à 6 fois plus importants que ceux induits sous un chargement réel dont la fréquence dominante (0,9 Hz) n'est pas loin de la fréquence du sol (0,67 Hz). Afin de comparer les résultats obtenus, les efforts induits sont normalisés par rapport aux forces inertielles de la superstructure comme suit :

$$N^* = N / (M_{st} \cdot x_i / \sum x_i^2), \quad T^* = T / T_{st}, \quad M^* = M / M_{st} \quad (\text{Eq.2.6})$$

$$M_{st} = m\gamma l \quad , \quad T_{st} = m\gamma \quad (\text{Eq.2.7})$$

$M_{st}$  et  $T_{st}$  sont le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base de la superstructure.

$m$  : est le masse de la superstructure.  $\gamma$  : est l'accélération de la superstructure.  $l$  : est le bras de levier par rapport le base de la fondation.  $x_i$ : est la distance dans la direction du chargement entre l'axe de pieu et l'axe du groupe (voir figure 2.2).

L'ordre de grandeurs obtenu est comparable que ce soit pour l'effort tranchant ou le moment fléchissant (Tableau 2.3).

Chargement	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
Sinusoïdal	48,04	50,44	3090	6335	3708	6937	0,153	0,074
Turquie	11,28	8,385	675,8	954,4	831,1	1099	0,16	0,05

Tableau 2.3. Exemple de référence : Réponse d'un groupe de 2x3 pieux pour différentes fréquences de chargement

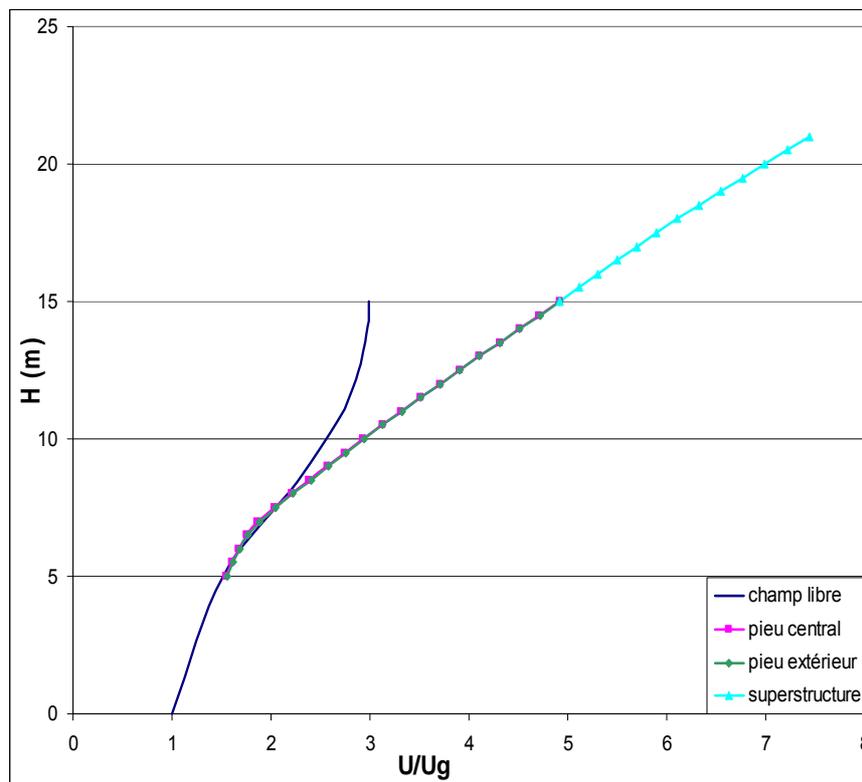
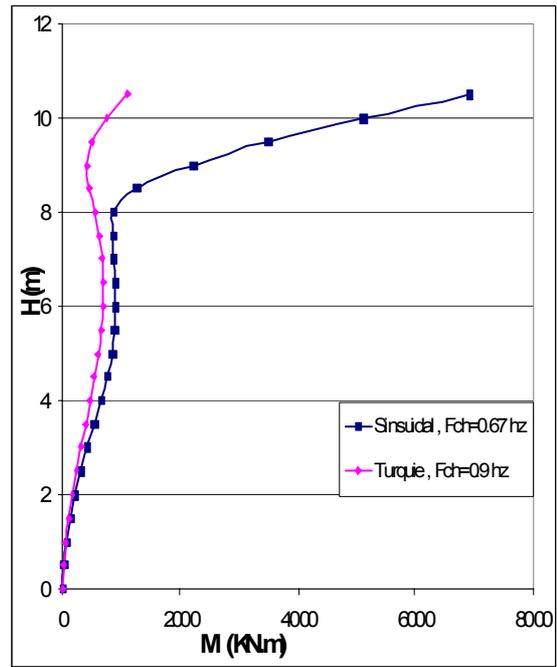
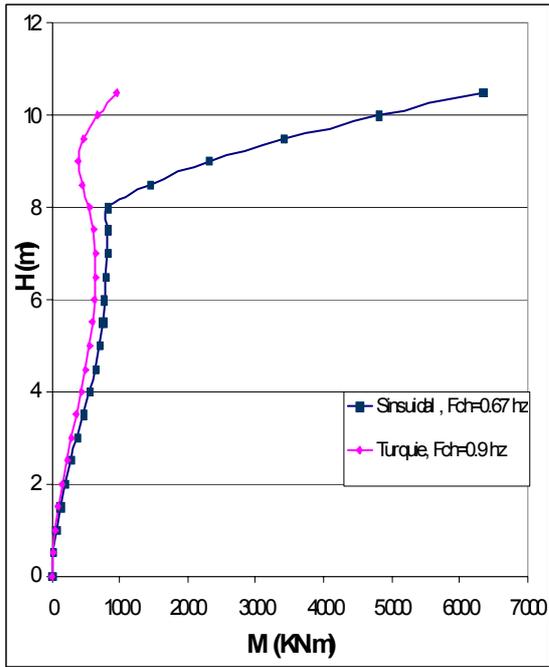


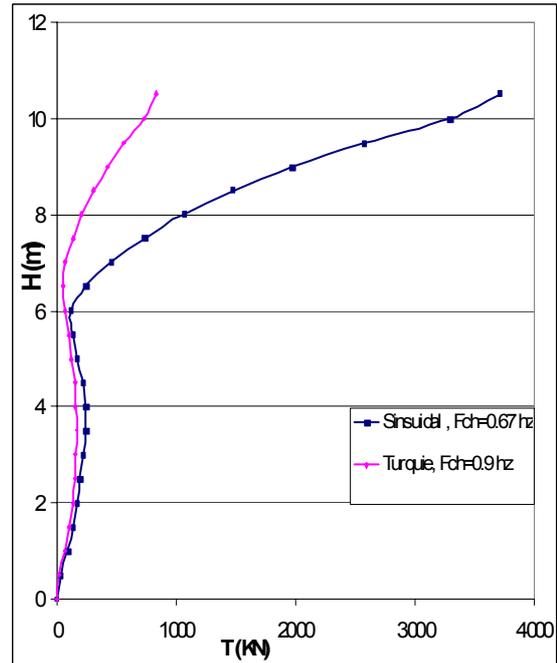
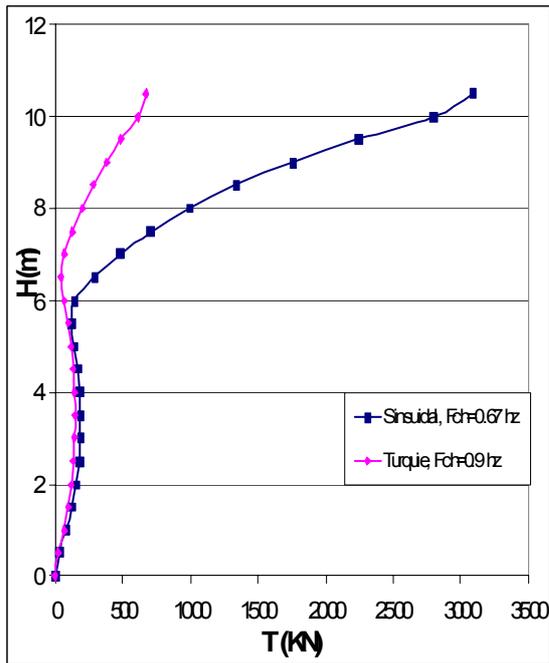
Figure 2.8. Exemple de référence : Amplifications des pieux, champ libre et en superstructure (Chargement réel, Kocaeli)



a) pieu central

b) pieu extérieur

Figure 2.9. Exemple de référence : Moment fléchissant maximal dans les pieux.



a) pieu central

b) pieu extérieur

Figure 2.10. Exemple de référence : Effort tranchant maximal dans les pieux

## 2.4. Effet de la plasticité du sol

Cette section est consacrée à l'étude de l'effet des non linéarités, sur le comportement sismique du système sol-pieux-structure. En particulier, nous allons analyser l'influence de la plasticité du sol sur la réponse du système. Les simulations numériques sont effectuées sous le chargement de Turquie (paragraphe 2.3.3) et les caractéristiques de sol sont choisies dans un but de mettre le sol dans état avancé de plasticité. Le comportement de sol est décrit par une loi élasto-plastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb. Les analyses sont réalisées pour deux types différents de sol, un sol cohérent et un sol frottant afin de caractériser l'influence de la plasticité pour chacune des ces 2 catégories de sol.

### 2.4.1. Sol cohérent

Pour étudier l'effet de la plasticité des sols cohérents sur la réponse sismique des pieux, des calculs ont été effectués avec plusieurs valeurs de la cohésion ( $C = 20, 50, 100$  KPa). Les caractéristiques de la couche du sol sont données dans le tableau 2.4. Un léger amortissement de type Rayleigh est utilisé pour le sol pour éviter la pseudo-résonance en petite déformation de cisaillement. Le comportement du système cheville-structure est supposé élastique. Le maillage est identique à celui présenté dans l'exemple de référence.

La figure 2.14 montre l'extension de la plasticité sous chargement sismique pour les trois valeurs de la cohésion. Pour une cohésion de 100 KPa, le comportement de sol reste quasiment élastique. Avec la diminution de la cohésion, la plasticité se propage à partir de la base et s'étend vers la surface ( $C=20$  KPa). En effet, la déformée du sol est proche du premier mode ( $f_{ch}=0,9$ Hz, proche de  $f_{sol}=0,67$  Hz); en d'autres termes, le gradient de déformation est maximal à la base du massif. En conséquence, pour un sol cohérent le critère de plasticité sera d'abord dépassé à la base du massif. Cette mise en plasticité entraîne une forte dissipation de l'énergie et gêne la transmission des ondes à la surface. Ce résultat est confirmé par la figure 2.15 qui compare la déformée maximale des pieux et celui du sol en champ libre pour différentes valeurs de la cohésion. On observe une forte diminution de l'amplification latérale avec la diminution de la cohésion. Cette amplification atteint une valeur  $U/U_g=4.841$  pour  $C=100$  KPa soit 85% supérieure à celle obtenue avec une cohésion  $C=20$  KPa.

D'ailleurs, la comparaison entre la réponse élastique et élasto-plastique (figure 2.11) montre que les deux réponses sont identiques au début du chargement. Par contre, lorsque ce dernier devient suffisamment grand, le sol commence à se plastifier et les deux réponses

divergent surtout pour  $C=20$  KPa. La réponse élasto-plastique devient plus amortie en raison de l'amortissement additionnel produit par la plasticité de sol.

Dans le domaine fréquentiel, l'analyse de Fourier de l'amplification latérale donne les spectres de réponse (Fig 2.13) sous le chargement de Turquie pour différentes valeurs de la cohésion du sol en comparaison avec la réponse élastique. Les pics maximaux sont observés en particulier pour une fréquence d'environ 0,6 Hz qui apparaît dans l'analyse de Fourier du chargement et qui est proche de la fréquence fondamentale du sol  $f_1=0,67$  Hz (comportement élastique). Ces pics sont réduits avec la prise en compte de la plasticité du sol et avec la diminution de la cohésion. Pour une cohésion très faible  $C=20$  KPa, la plasticité est atteinte dans une grande partie du sol, et le pic obtenu pour 0,6 Hz n'est plus dominant.

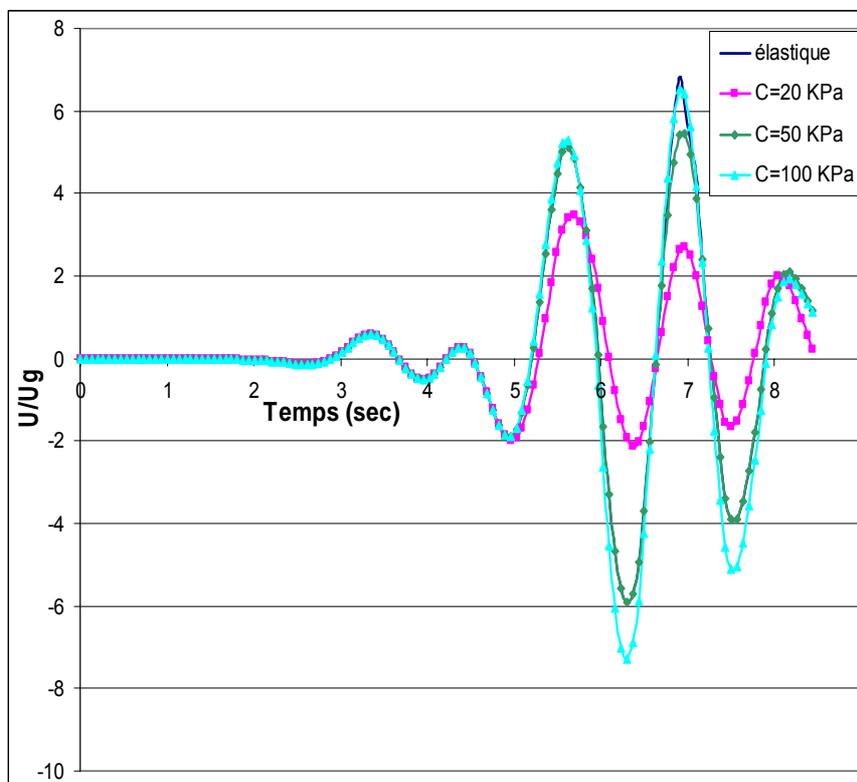


Figure 2.11. Amplification du déplacement latéral en tête de Superstructure en fonction de la cohésion du sol (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s,  $f_{ch}=0.9$  Hz,  $a_g=0,247g$ ).

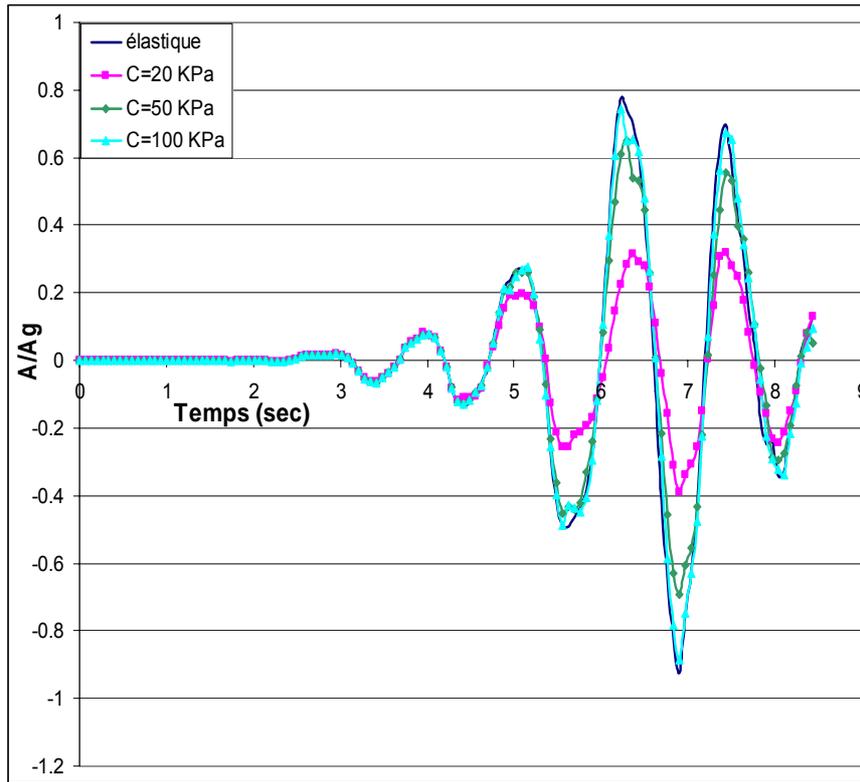


Figure 2.12. Amplification de l'accélération latérale en tête de Superstructure en fonction de la cohésion du sol

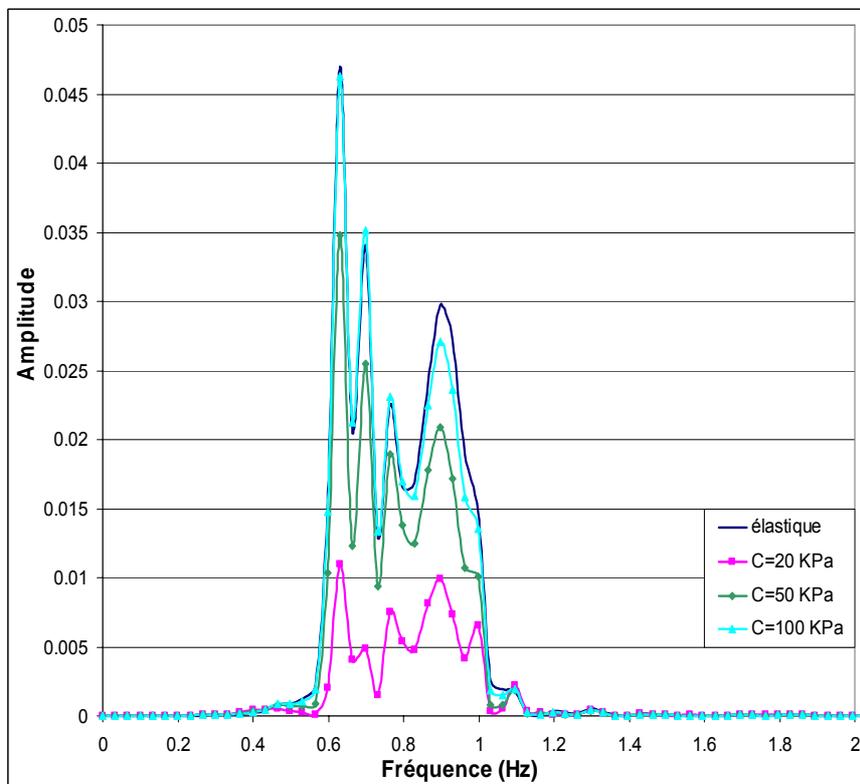


Figure 2.13. Spectres de Fourier de l'amplification latérale pour plusieurs valeurs de la cohésion du sol (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s,  $f_{ch}=0.9$  Hz,  $a_g=0,247$ g).

Les sollicitations internes induites par le chargement sismique sont données sur les figures 2.16, 2.17 et le tableau 2.5. La variation de l'effort tranchant maximal en tête est liée à la variation de l'accélération en tête. Lorsque la cohésion diminue, on obtient une extension de la plasticité qui induit une diminution de l'accélération latérale en tête de superstructure liée à la dissipation de l'énergie. En conséquence, l'effort tranchant maximal qui est gouverné par l'effort inertiel en tête est atténué. Concernant le moment fléchissant, la mise en plasticité du sol ne conduit pas forcément à une diminution de l'effort maximal. En effet, ce moment n'est pas uniquement contrôlé par l'accélération de la masse de la superstructure mais également par l'état du sol entourant le pieu en particulier à la surface. A titre d'exemple, lorsque la cohésion diminue de 100 KPa à 20 KPa, on observe une atténuation significative de l'accélération en tête de superstructure, cependant on obtient une diminution minimale du moment fléchissant maximal. Ceci est dû à l'extension de la plasticité de sol jusqu'à la surface pour  $C=20$  KPa comme la montre la figure 2.14. Cette mise en plasticité favorise une forte augmentation de la flexion due à l'absence de la butée de sol en tête des pieux. Plusieurs observations post-sismiques sur des pieux endommagés en tête ont mis en évidence la formation d'un vide entre la tête de pieu et le sol.

La figure 2.17 montre une autre représentation des efforts en grandeurs normalisés. Les efforts sont normalisés par rapport aux forces inertielles de la superstructure comme suit :

$$T^* = T / T_{st} \quad , \quad M^* = M / M_{st} \quad \text{(Eq.2.8)}$$

$$M_{st} = m\gamma l \quad , \quad T_{st} = m\gamma \quad \text{(Eq.2.9)}$$

$M_{st}$  et  $T_{st}$  sont le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base de la superstructure.

$m$  : est la masse de la superstructure.  $\gamma$  : est l'accélération de la superstructure.  $l$  : est le bras de levier par rapport le base de la fondation.

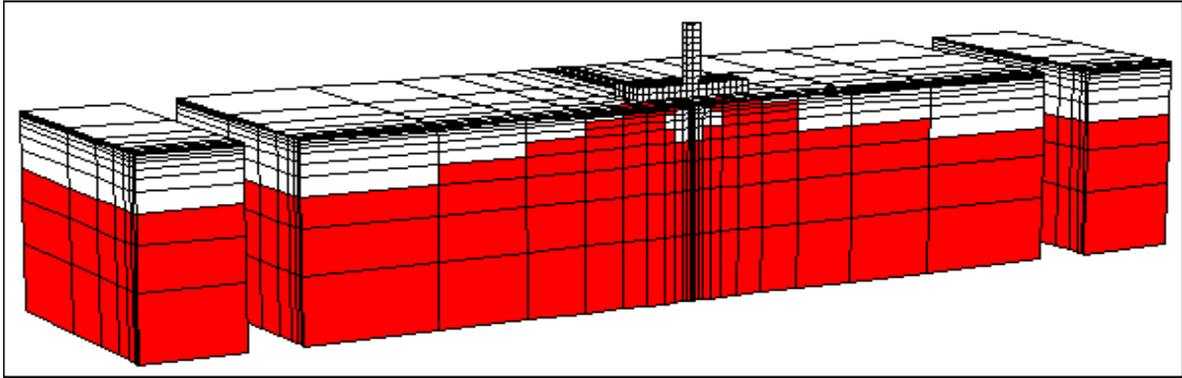
On constate que l'effort tranchant maximal en tête est quasiment constant pour tous les niveaux de plasticité. Cependant, le moment fléchissant normalisé montre une tendance différente. Lorsque la cohésion diminue de 100 KPa à 50 KPa, la partie inférieure du massif est plastifiée tandis que la zone proche de la tête de pieu est préservée, on obtient une même valeur du moment fléchissant normalisé en tête. Par contre lorsque  $C=20$  KPa, on observe une extension de la plasticité à la surface et on obtient une forte augmentation (>100%) dans le moment fléchissant normalisé.

$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{0s}$ (MPa)	$\nu_s$	$K_0$	$\xi_s$ (%)	C (KPa)	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)
1700	8	0,3	0,5	5	20-50-100	0	0

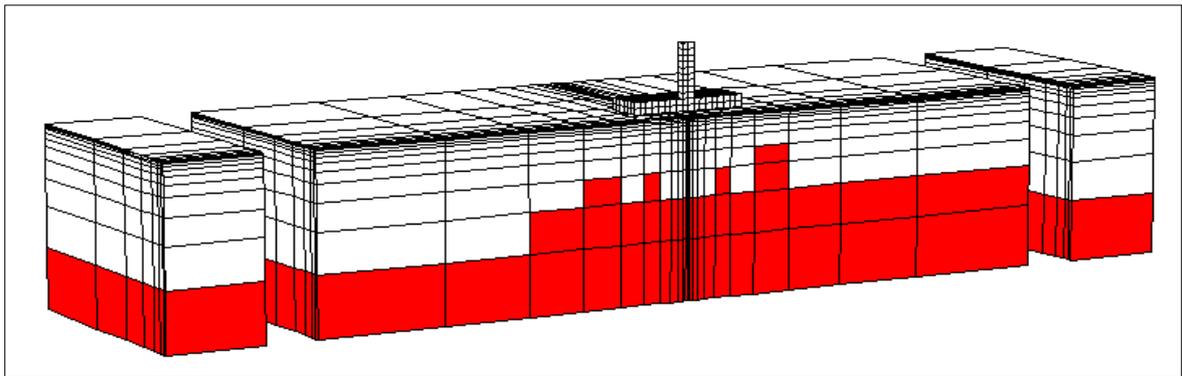
Tableau 2.4 Propriétés du sol – Sol purement cohérent

C (KPa)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
E	11,28	8,385	675,8	954,4	831,1	1099	0,16	0,05
20	4.694	3.422	259.2	632	342.6	986.4	0.159	0.109
50	8.793	6.367	502.8	793.7	737	898	0.183	0.053
100	11.06	7.902	642.1	949.2	984.7	1050	0.195	0.049

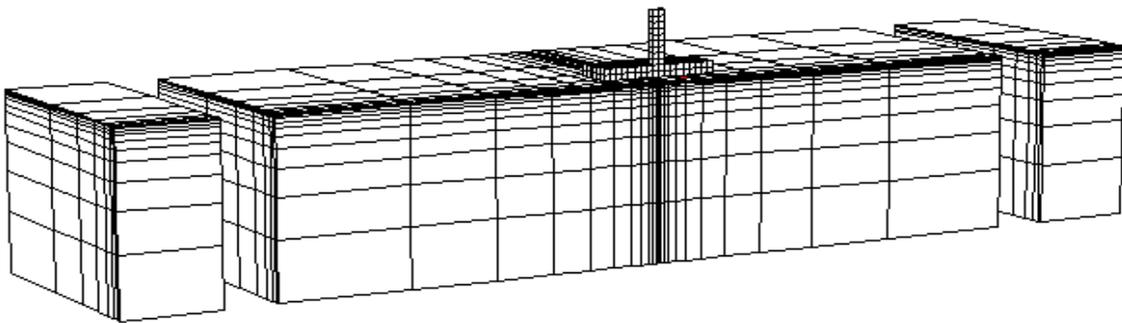
Tableau 2.5. Exemple de référence : influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur les efforts dynamiques dans les pieux (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).  
(E désigne élastique)



a)  $C=20$  KPa



b)  $C=50$  KPa



c)  $C=100$  KPa

Figure 2.14. Exemple de référence : Extension de la plasticité pour différentes valeurs de la cohésion (Sol cohérent)

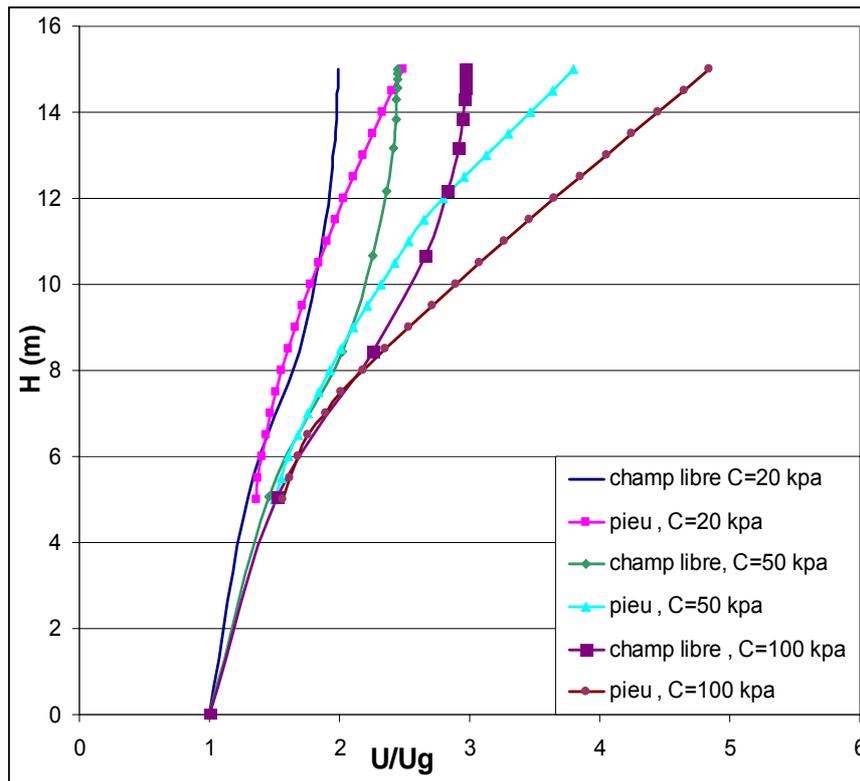


Figure 2.15. Exemple de référence ; Influence de la plasticité de sol cohérent sur la déformé du sol et pieu (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).

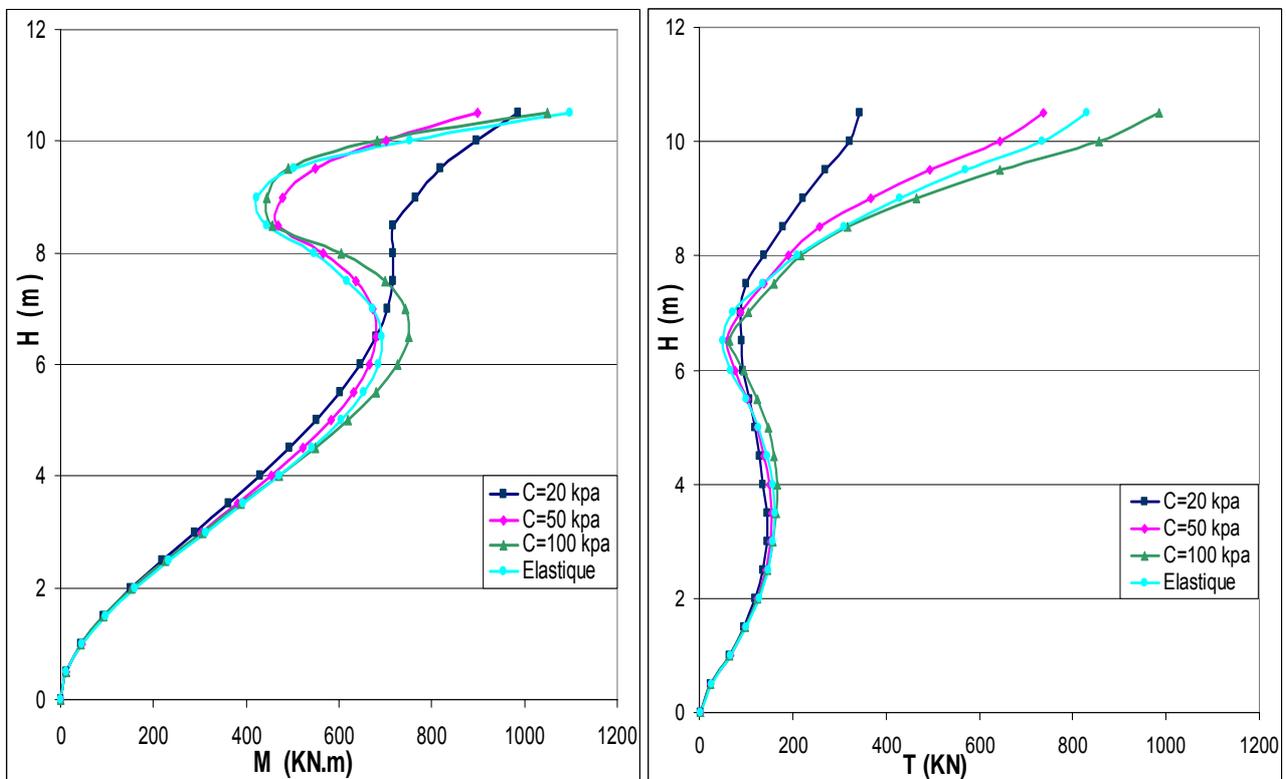
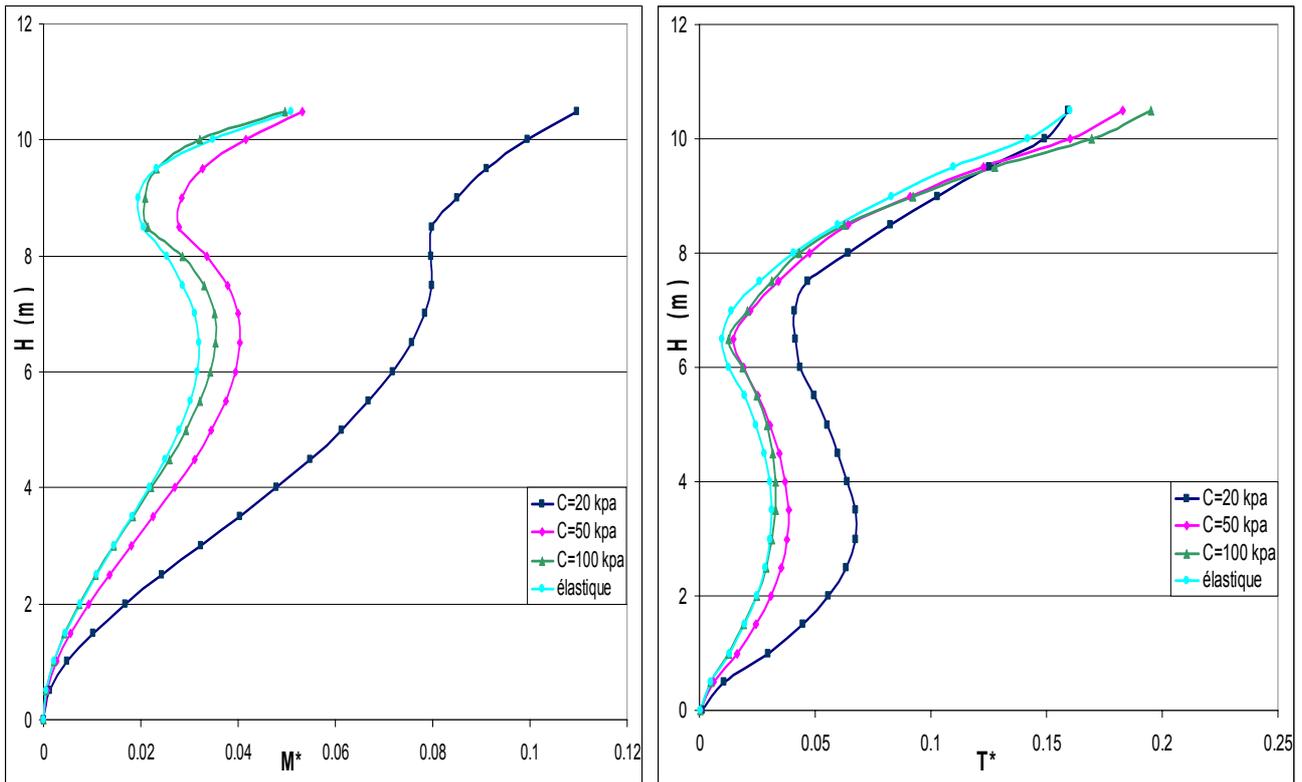


Figure 2.16. Exemple de référence ; influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).



a) Moment fléchissant normalisé

b) Effort tranchant normalisé

Figure 2.17. Exemple de référence ; influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (Turquie,  $v_g=40$  cm/s).

### 2.4.2. Sol frottant

Dans cette partie, nous examinons l'effet de la plasticité sur la réponse du comportement sismique du système sol-pieux-structure dans le cas d'un sol frottant. Les caractéristiques de la couche du sol sont données dans le tableau 2.6. On note en particulier un angle de frottement de  $30^\circ$  et une faible cohésion de 2 KPa. Afin de voir l'influence de la dilatance, deux valeurs de dilatances ont été choisies  $0^\circ$  et  $20^\circ$ . Comme pour le cas d'un sol cohérent, le comportement du système cheville-structure est supposé élastique avec un maillage identique.

La figure 2.18 montre l'extension de la plasticité sous chargement sismique dans le sol frottant pour deux valeurs de dilatances  $\psi=0^\circ$  et  $20^\circ$ . Contrairement au cas d'un sol cohérent, on constate que la plasticité est induite proche de la surface du sol. Ceci est dû au faible confinement en surface, ce qui cause le dépassement des contraintes de cisaillement pour le sol frottant dans cette zone.

D'un autre côté on constate l'absence de la plasticité à la base, l'énergie du séisme est injectée dans la structure ce qui explique que la diminution dans l'amplification latérale de l'accélération du mouvement n'est pas très significative en comparaison avec la solution élastique comme le montre la figure 2.19. On note également que la prise en compte de la dilatance de sol entraîne une réduction de la zone plastifiée, avec une augmentation dans l'amplification latérale.

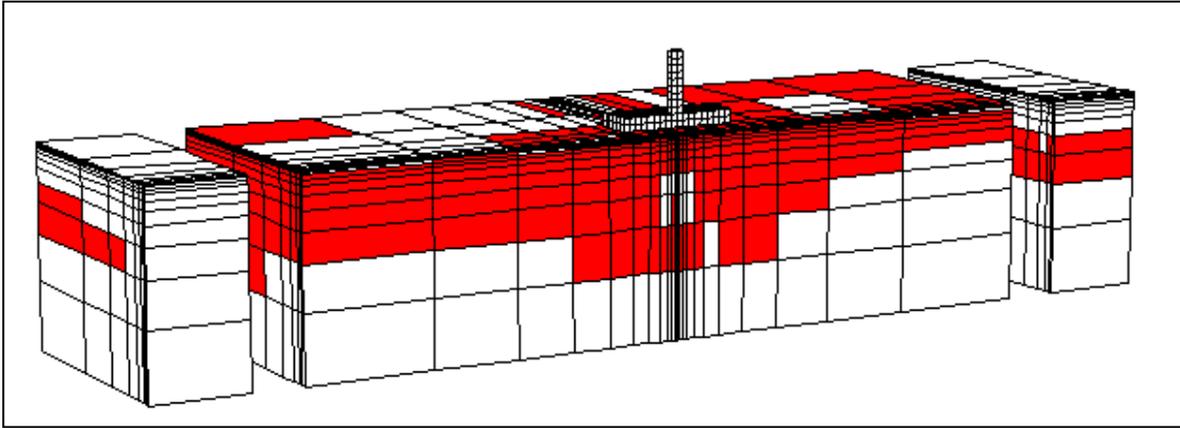
Les sollicitations internes en grandeurs réels (resp. normalisés) induites dans le pieu extérieur sont données sur la figure 2.20 (resp. 2.21). La variation de l'effort tranchant maximal en tête est liée à la variation de l'accélération en tête qui n'est pas très significative. Quant au moment fléchissant, les résultats ne sont pas très affectés en tête, cependant on constate une divergence en profondeur surtout dans le cas d'une dilatance nulle. En effet, dans la zone proche du centre du pieu ( $H \approx 6m$ ), le moment fléchissant maximal obtenu pour un sol frottant  $M=1118 T.m$  est 2 fois plus élevé obtenu à la même profondeur avec un comportement élastique du sol. Cet effet est moins prononcé avec la prise en compte d'une dilatance  $\psi = 20^\circ$ .

$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{0s}$ (MPa)	$\nu_s$	$K_0$	$\xi_s$ (%)	$c$ (KPa)	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)
1700	8	0,3	0,5	5	2	30	0 ou 20

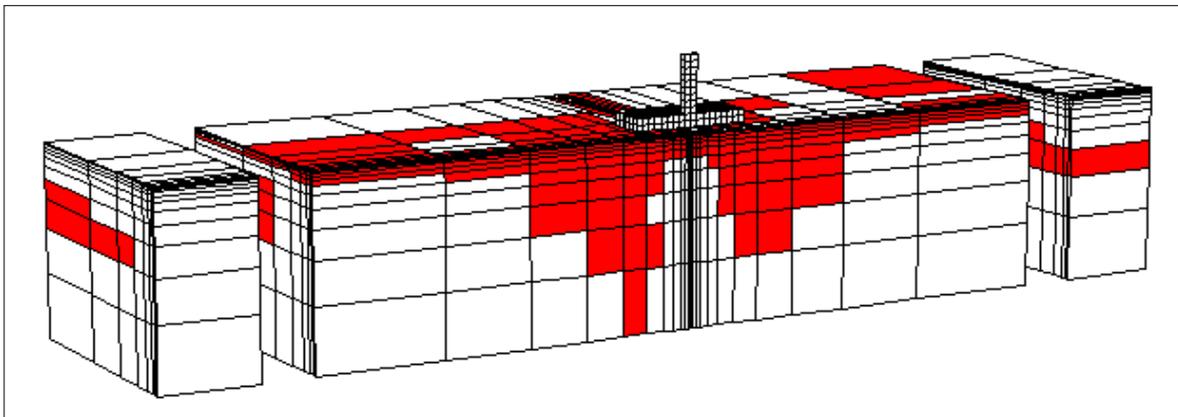
Tableau 2.6 Propriétés du sol avec le critère de Mohr-Coulomb.

$\Psi$ (°)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
E	11,28	8,385	675,8	954,4	831,1	1099	0,16	0,05
0	9,669	6,321	531,8	999,2	931,6	1118	0,2149	0,06
20	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062

Tableau 2.7 Exemple de référence : influence de la mise en plasticité de sol frottant sur les efforts dynamiques dans les pieux (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).  
(E désigne élastique)



a)  $\psi=0^\circ$



b)  $\psi=20^\circ$

Figure 2.18. Exemple de référence : Extension de la plasticité dans le sol – Sol frottant  
( $C=2\text{KPa}$ ;  $\varphi=30^\circ$ ;  $\psi=0$  ou  $20^\circ$ )

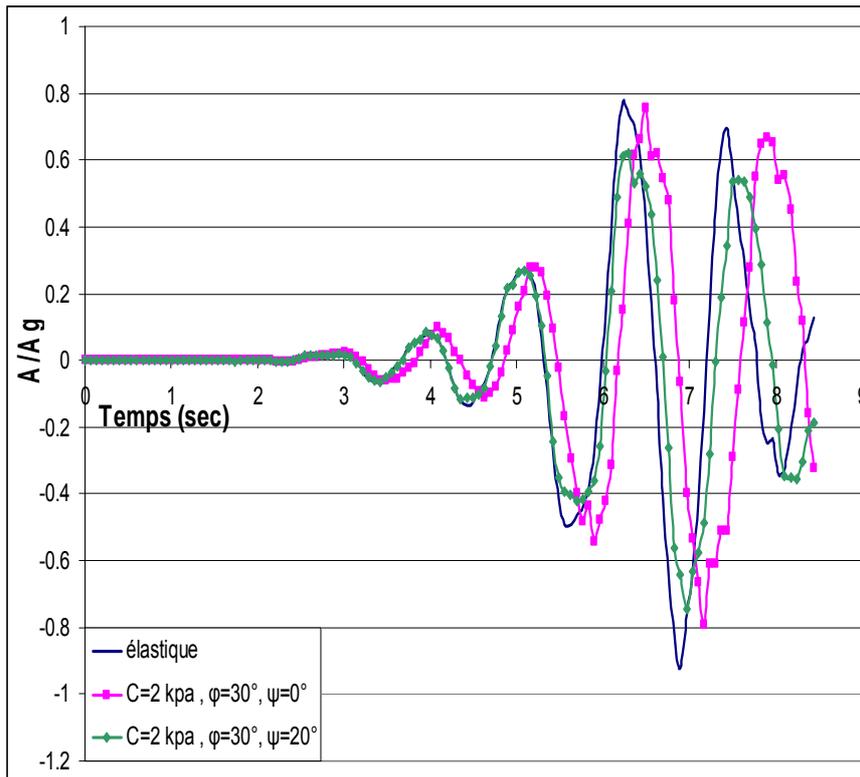
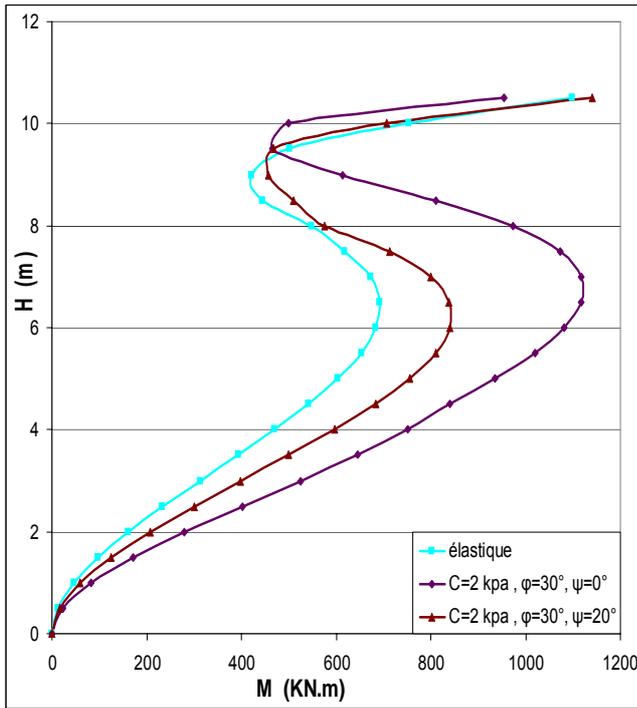
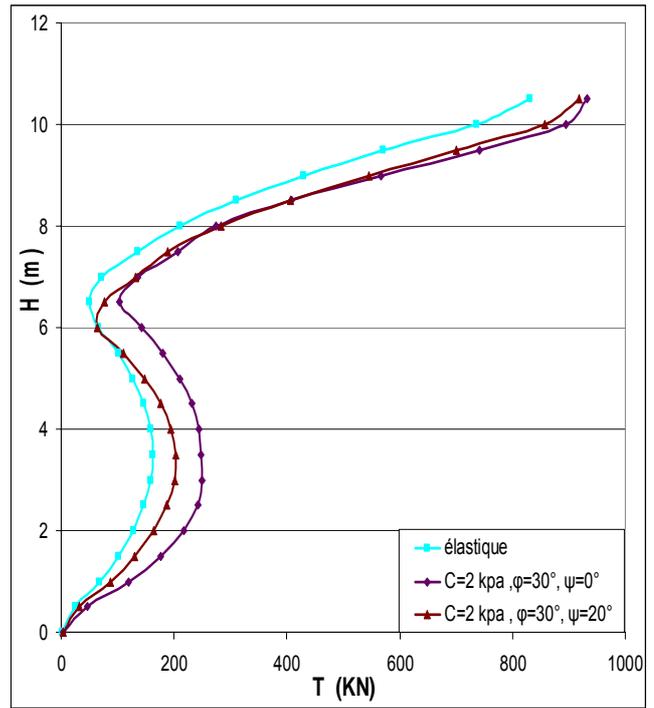


Figure 2.19. Exemple de référence : amplification de l'accélération latérale de la Superstructure (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s,  $f_{ch}=0,9$  Hz,  $a_g=0,247g$ ).

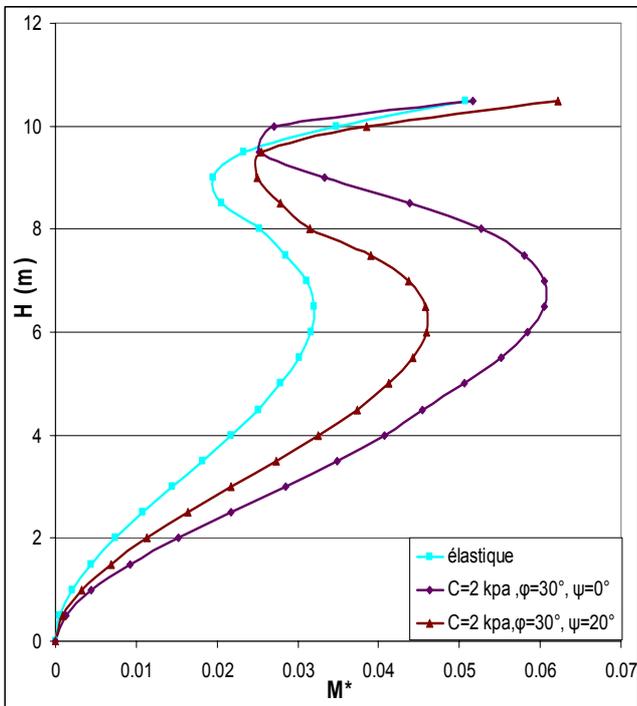


a) Moment fléchissant

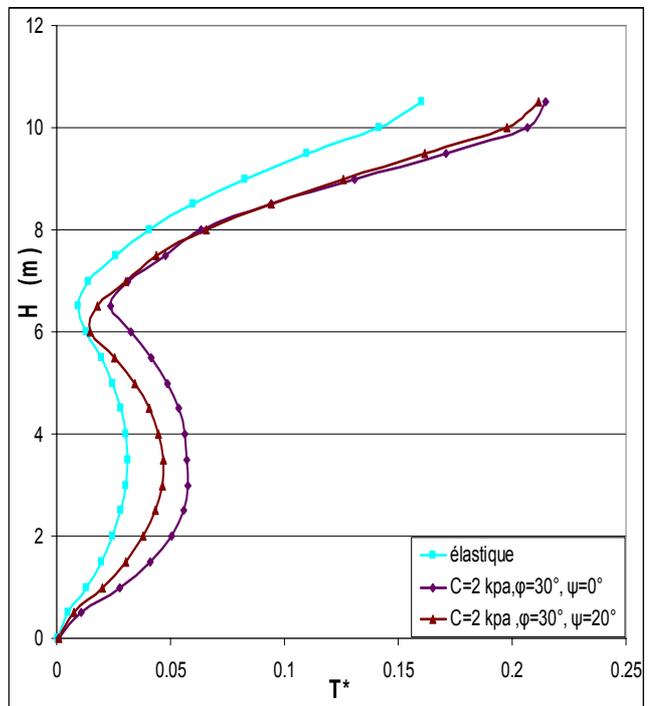


b) Effort tranchant

Figure 2.20. Exemple de référence ; influence de la mise en plasticité de sol frottant sur les efforts internes dans le pieu extérieur (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s)



a) Moment fléchissant normalisé



b) Effort tranchant normalisé

Figure 2.21. Exemple de référence ; influence de la mise en plasticité de sol frottant sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (Turquie,  $v_g=40$  cm/s).

## 2.5. Effet de l'amplitude du chargement sismique

Dans cette section, on se propose d'examiner l'influence de l'amplitude du chargement sismique sur la réponse sismique du système sol-pieux-structure. Les paramètres de la plasticité de sol sont ceux utilisés dans le paragraphe précédent pour le sol cohérent et le sol frottant. Le chargement sismique correspond à l'enregistrement du séisme de Turquie précédemment utilisé où l'amplitude maximale a été ajustée pour 3 valeurs :  $V_{\max} = 0,4, 0,6$  et  $0,8$  m/s afin d'examiner l'influence de l'amplitude maximale dans le cas de la prise en compte du comportement élastoplastique du sol.

### 2.5.1. Sol Cohérent

Les résultats des simulations numériques pour un sol cohérent ( $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ) sont présentés dans les figures 2.22, 2.23 et le tableau 2.8 Les zones plastifiées sont plus étendues avec l'augmentation du chargement (figure 2.24).

Concernant les efforts internes, on constate une augmentation du moment fléchissant et de l'effort tranchant qui n'est pas proportionnelle à l'amplitude de chargement. Lorsque l'amplitude de vitesse augmente de  $0,4$  m/s à  $0,8$  m/s le moment fléchissant maximal dans le pieu extérieur augmente de  $898$  à  $1208$  KN.m (environ 35%). Une même tendance est observée au niveau de l'effort tranchant. Cette augmentation est gouvernée par l'accélération en tête de superstructure. Ceci est confirmé sur la figure 2.23 qui compare les efforts normalisés pour les 3 amplitudes. L'augmentation de l'amplitude de chargement induit une plus forte plasticité dans le sol et en conséquence un plus fort amortissement. D'où la nécessité de la prise en compte de la plasticité pour de forts chargements sismiques.

$V_{\max}$ (m/s)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
0,4	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898	0,183	0,053
0,6	10,59	7,364	588,6	1059	883,8	1131	0,183	0,055
0,8	11,70	8,244	631,9	1172	960	1208	0,18	0,054

Tableau 2.8 Influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux (séisme de la Turquie, sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

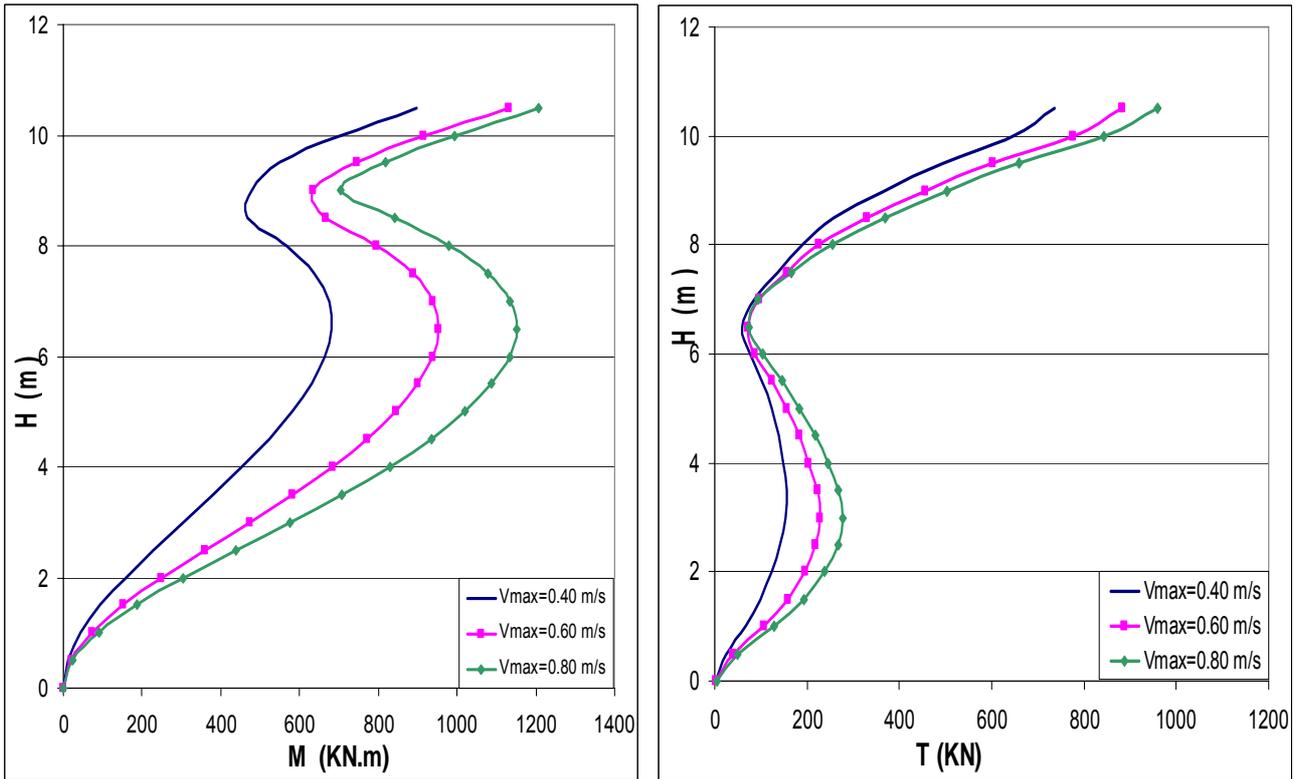


Figure 2.22. Influence de l'amplitude du chargement sismique sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie, sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ )

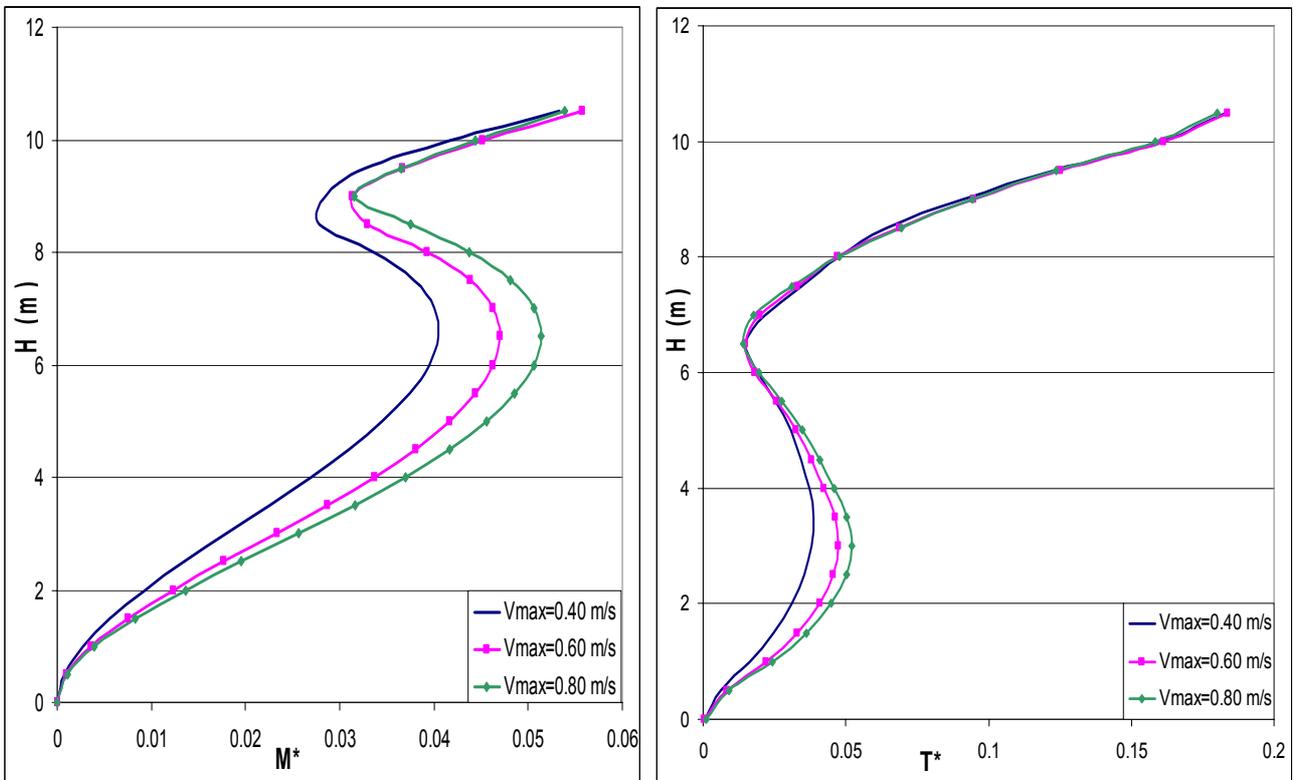
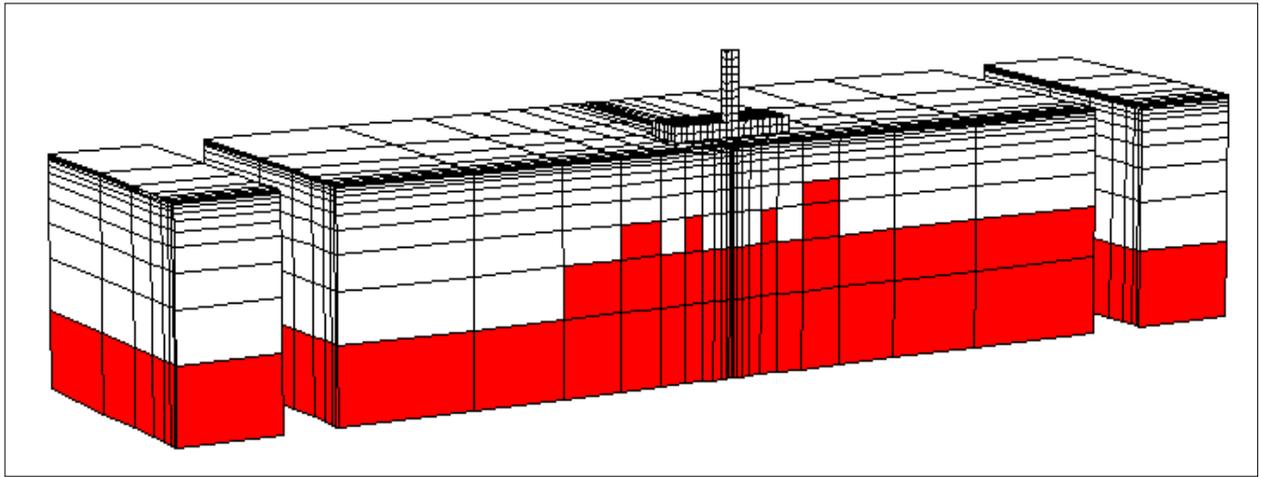
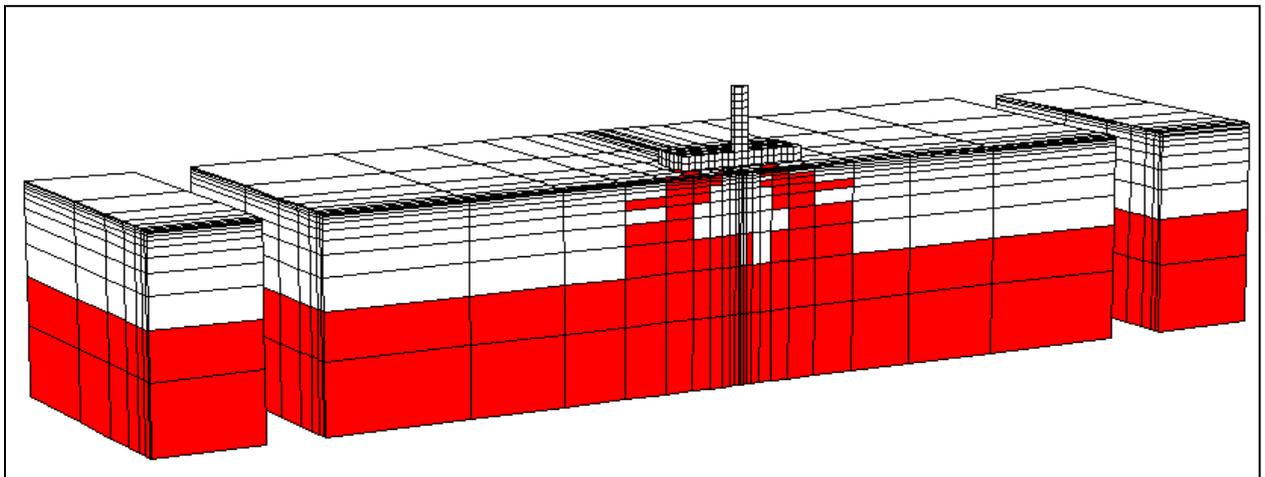


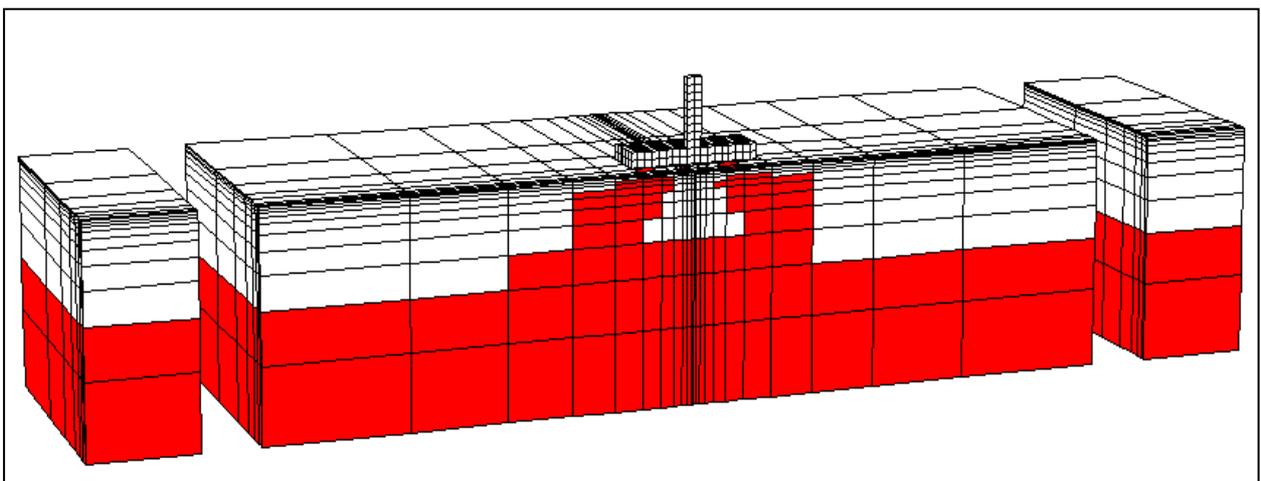
Figure 2.23. Exemple de référence ; influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie, sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).



a)  $V=0.4$  m/sec.



b)  $V=0.6$  m/sec.



b)  $V=0.8$  m/sec.

Figure 2.24. Exemple de référence : Extension de la plasticité dans le sol cohérent ( $C=50$ KPa;  $\varphi=0^\circ$ ).

### 2.5.2. Sol frottant

Les figures 2.25 ,2.26 et le tableau 2.9 donnent une comparaison de la réponse sismique du système pour trois amplitudes du chargement sismique dans le cas d'un sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ). Les tendances obtenues sont similaires à celles obtenues pour un sol cohérent. L'accroissement dans l'accélération de l'accélération en tête de la superstructure n'est pas proportionnel à l'amplitude de chargement due à une plus forte plasticité dans le sol. Les efforts sont directement liés à l'accélération en tête et on obtient des efforts normalisés de grandeurs comparables.

$V_{max}$ (m/s)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	$T_{max}$	$M_{max}$
0,4	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062
0,6	11,304	8,922	669,5	1205	1274	1756	0,241	0,080
0,8	15,07	10,14	775,5	1420	1510	2192	0,222	0,076

Tableau 2.9 Exemple de référence : influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux (séisme de la Turquie, sol frottant  $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

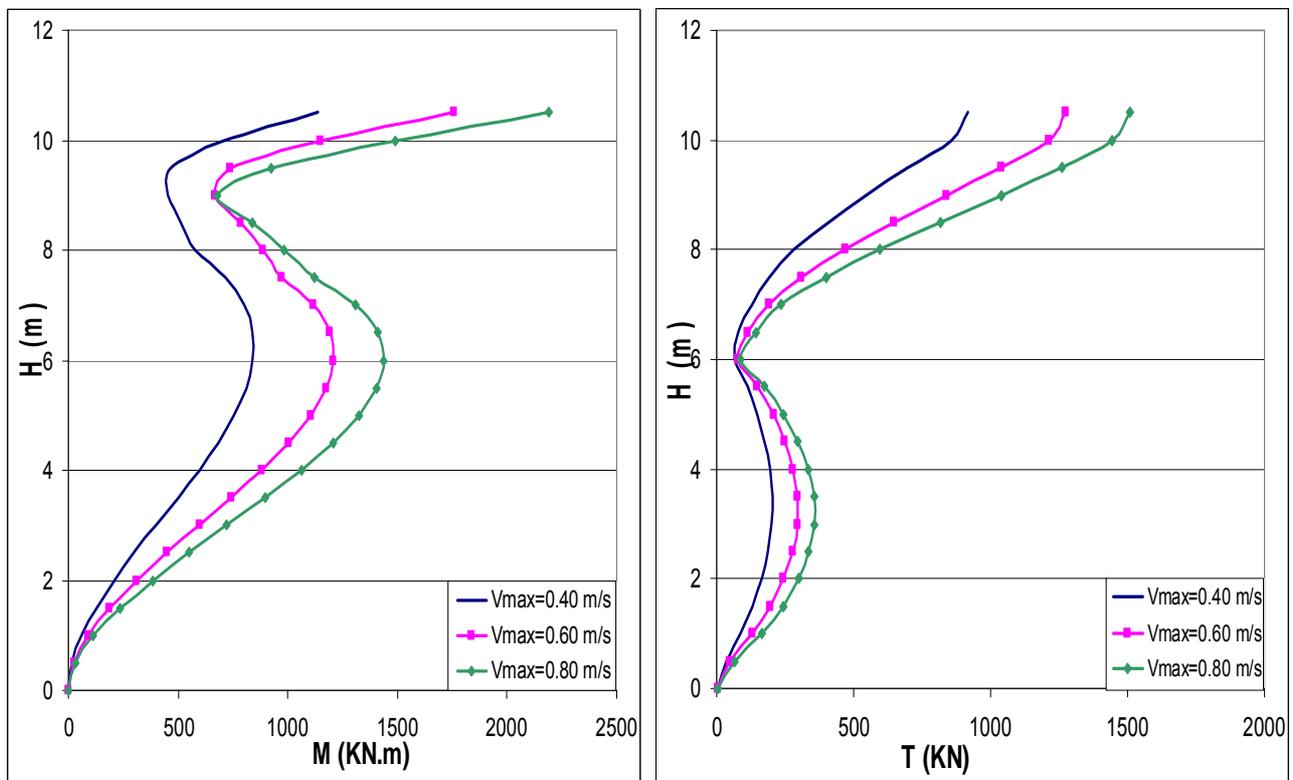


Figure 2.25. Influence de l'amplitude du chargement sismique sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie, sol frottant  $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

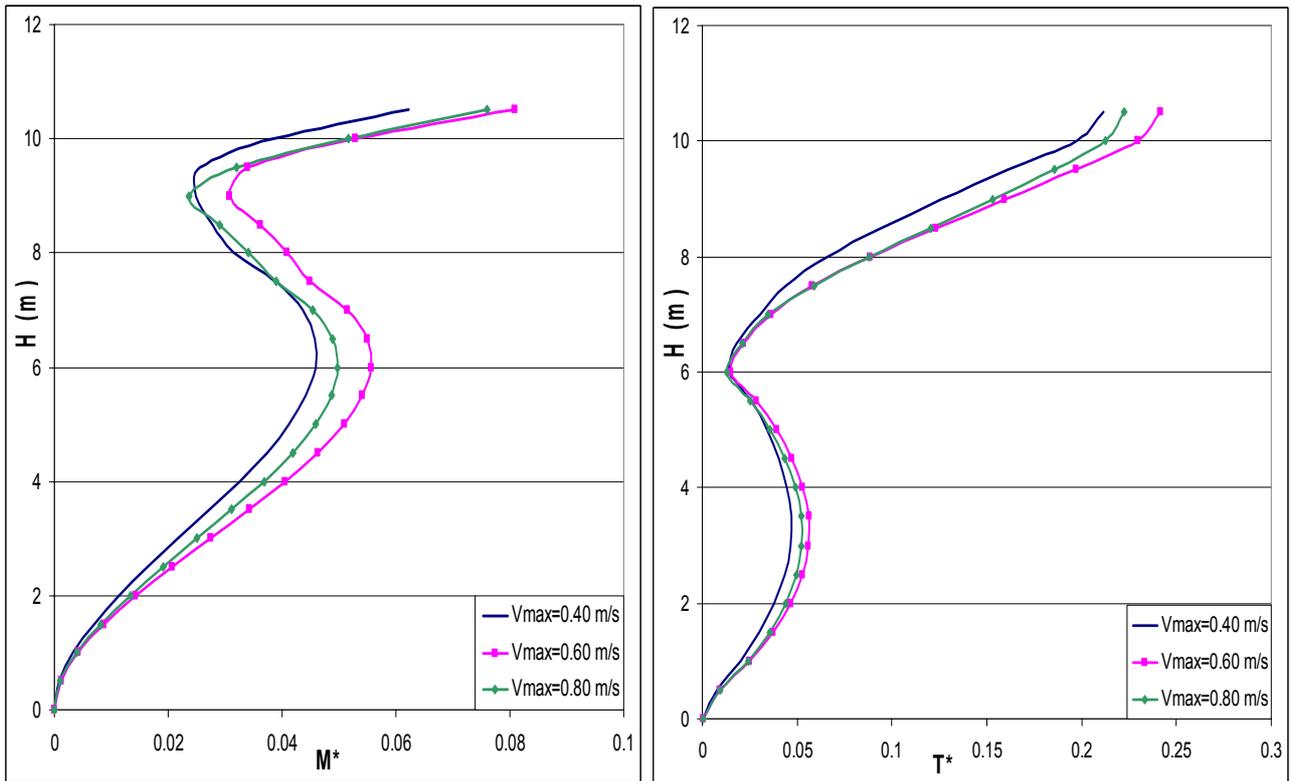
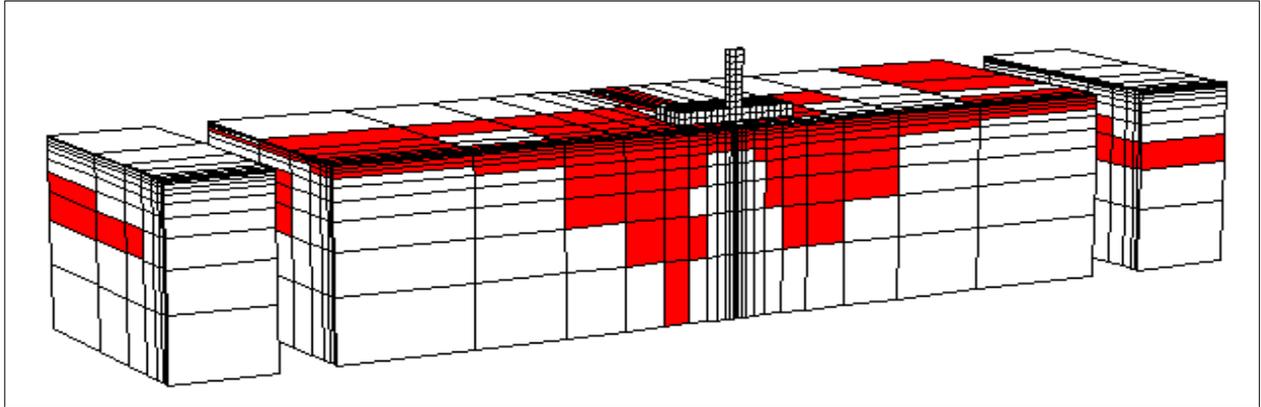
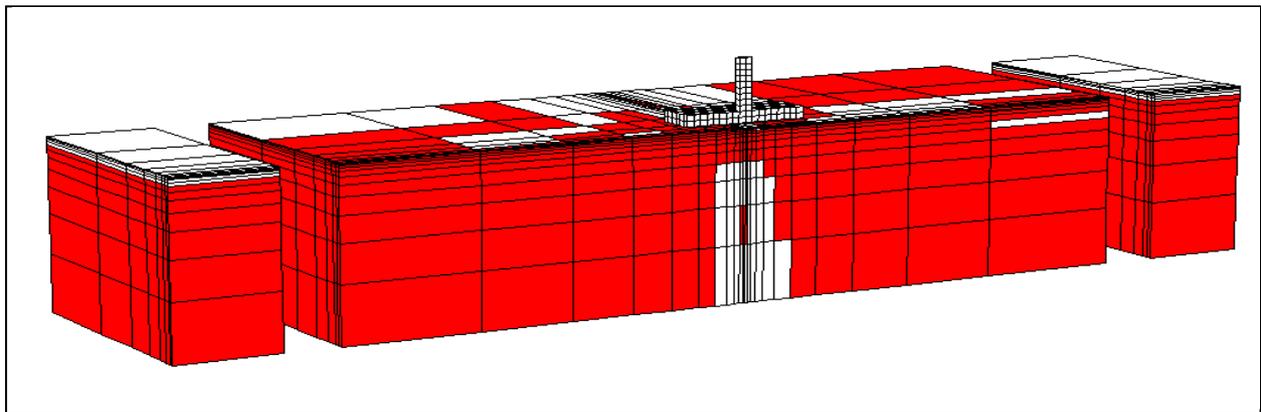


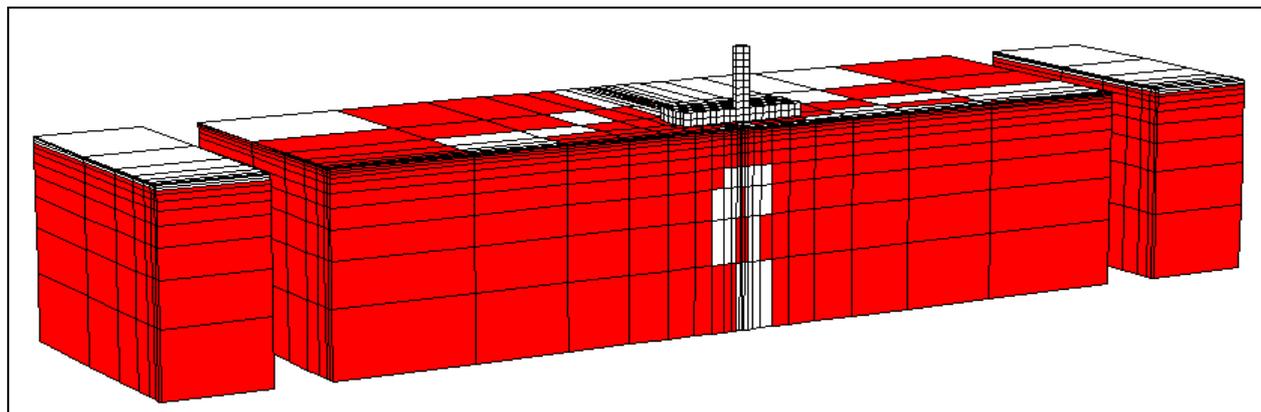
Figure 2.26. Exemple de référence : influence de l'amplitude du chargement sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie, sol frottant  $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).



a)  $V=0.4$  m/sec.



b)  $V=0.6$  m/sec.



b)  $V=0.8$  m/sec.

Figure 2.27. Exemple de référence : Extension de la plasticité dans le sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

## 2.6. Effet de la fréquence de chargement

La fréquence de chargement constitue un facteur important dans l'étude des problèmes d'interaction sol-pieu-structure. Afin d'étudier l'influence de ce facteur, nous avons réalisé sur des simulations numériques pour une gamme de fréquence oscillant autour de la fréquence propre du massif et la superstructure où le risque est le plus significatif, afin de voir l'influence de la prise en compte de la plasticité sur le comportement du système. 6 fréquences ont été choisies pour la fréquence de chargement : 0,335 Hz, 0,5 Hz, 0,67 Hz ( $=f_{1 \text{ sol}}$ ), 1,0 Hz (fréquence propre de la superstructure), 1,34 Hz et 2,1 Hz ( $=f_{2 \text{ sol}}$ ). Le chargement imposé est harmonique et constitué de 10 cycles de chargement avec une amplitude d'accélération de 0,2 g qui représente un séisme d'intensité moyenne. L'analyse a été réalisée pour les deux types de sols cohérent et frottant.

La figure 2.28 montre l'effet de la fréquence de chargement sur l'accélération maximale en tête de la superstructure pour quatre types du sol : sol élastique, sol cohérent avec de faible cohésion  $C=20$  KPa, sol cohérent de cohésion moyenne  $C=50$  KPa et un sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

Les amplifications maximales sont prépondérantes à la première fréquence fondamentale du massif de sol. On constate une influence claire de la plasticité pour une fréquence de chargement égale à la fréquence fondamentale du sol ( $f_{ch}/f_1=1$ ). Cette influence est plus ou moins marquée en fonction du type et de la résistance du sol. A titre d'exemple, l'amplification latérale en tête du pieu (resp. Superstructure) descend de 17 (resp. 23) à 6 (resp. 9) lorsque la plasticité est prise en compte dans le cas d'un sol frottant. Cette différence est moins importante pour le sol cohérent avec une cohésion  $C=50$  KPa. Pour la fréquence fondamentale, les amplifications de la déformée en tête de pieu et de la superstructure pour le sol cohérent ( $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ) est proche de celui obtenu en considérant un comportement élastique du sol.

En dehors du sol cohérent avec une très faible cohésion  $C=20$  KPa, on constate que pour une gamme de fréquence  $f_{ch}/f_1$  située entre 0.5 et 2, un calcul élastique est suffisant pour toutes les fréquences différentes que la fréquence fondamentale du sol. Cependant, un calcul plastique s'impose lorsque la fréquence du chargement s'approche la fréquence propre du sol ou également lorsqu'il s'agit d'un sol de caractéristiques mécaniques médiocres.

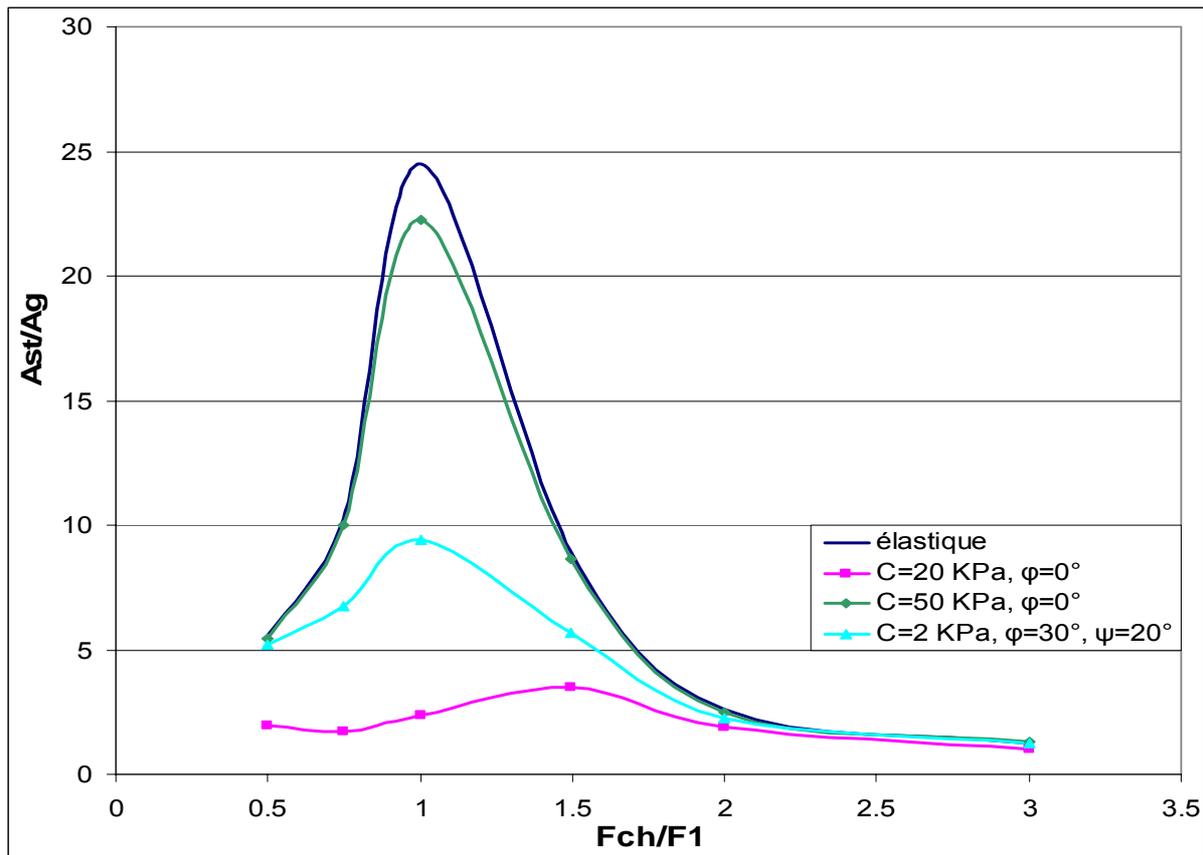


Figure 2.28. Influence de la fréquence du chargement sur la réponse sismique du système – Accélération latérale maximale en tête de superstructure.

L'influence de la fréquence sur les efforts internes dans les pieux est donnée dans les figure 2.29, 2.30 et les tableaux 2.10, 2.11. La tendance est similaire pour les deux types de sol cohérent et frottant.

En ce qui concerne les moments fléchissant, on note qu'un chargement à la fréquence fondamentale induit des moments très élevés dans les pieux par rapport à ceux obtenus pour les autres fréquences en particulier en tête de pieux. Les résultats obtenus pour les autres fréquences du chargement ( $f_1 = 0,5$  Hz,  $f_3 = 1$  Hz,  $f_4 = 1,34$  Hz,  $f_5 = 2,01$ ) Hz montrent que le moment fléchissant dans le pieu s'atténue rapidement lorsque la fréquence s'éloigne de la fréquence fondamentale du massif. Pour une fréquence de chargement égale à la fréquence propre de la superstructure  $f_{ch}=1$ Hz, on constate l'obtention d'un maximum en travée. Ce résultat est concordant avec ceux obtenus par Chung (2000).

Quant à l'effort tranchant, on note une baisse considérable avec l'augmentation de la fréquence du chargement ( $f_1 = 0,5$  Hz,  $f_3 = 1$  Hz,  $f_4 = 1,34$  Hz et  $f_5 = 2,01$  Hz).

$F_{ch}$ (Hz)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
0,5	19,58	16,96	1189	2467	1797	3478	0,192	0,093
0,67	43,66	38,19	2648	5234	4805	9181	0,230	0,109
1	17	12,53	952,8	1458	1437	1705	0,184	0,052
1,34	4,933	2,562	256,4	626,9	267,1	716,6	0,125	0,076
2,01	2,5	0,734	104,2	547,5	153,4	597,8	0,153	0,126

Tableau 2.10 Exemple de référence : influence de la fréquence du chargement sismique sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol cohérent C=50 KPa,  $\phi=0^\circ$ ).

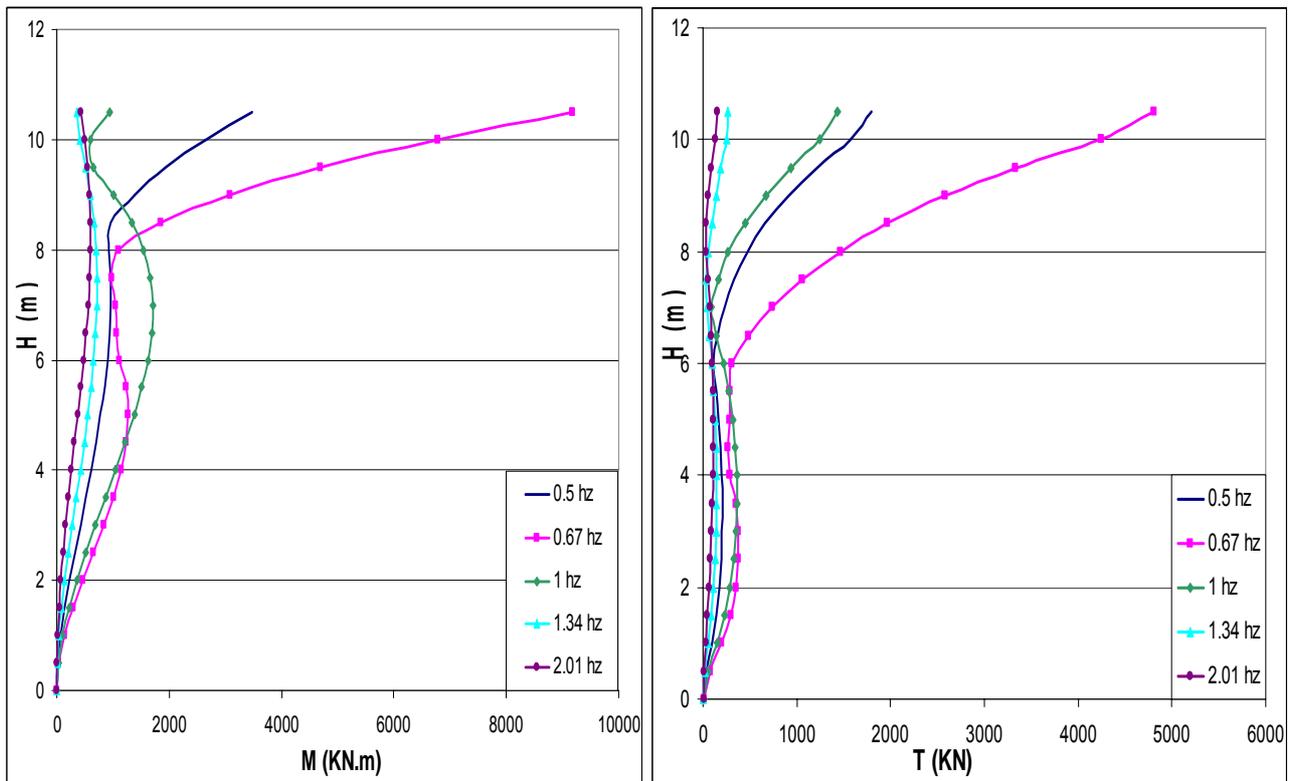


Figure 2.29. Exemple de référence ; influence de la fréquence du chargement sismique sur les efforts internes dans le pieu extérieur - sol cohérent (C=50 KPa,  $\phi=0^\circ$ ).

$F_{ch}$ (Hz)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
0,5	13,29	11,98	758,5	2172	1410	3649	0,22	0,142
0,67	18,47	16,46	1122	3026	1948	5419	0,219	0,152
1	11,11	7,011	553,6	1048	943	1254	0,19	0,059
1,34	4,43	2,301	219,1	610,2	286,7	691,2	0,153	0,083
2,01	2,447	0,8686	102,5	544,4	160,2	602,9	0,16	0,13

Tableau 2.11 Exemple de référence : influence de la fréquence du chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant (C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

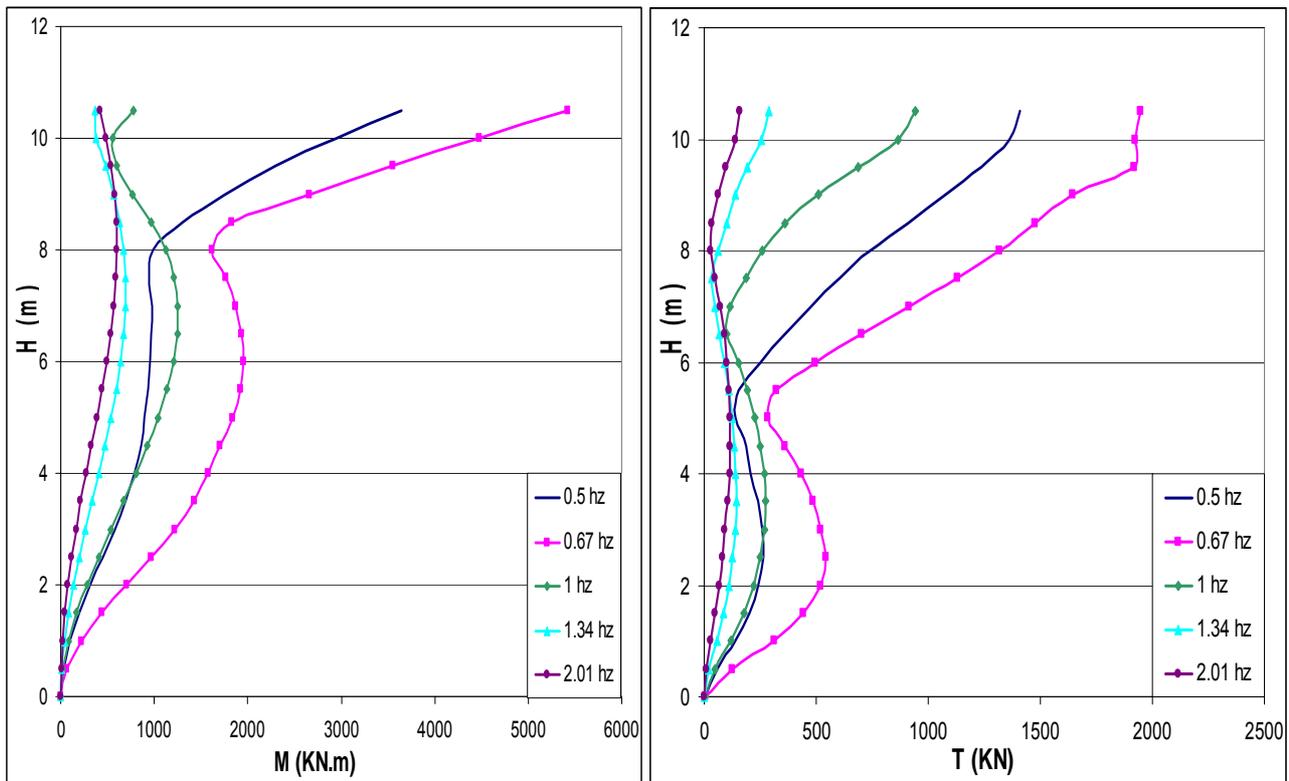


Figure 2.30. Exemple de référence ; influence de la fréquence du chargement sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol frottant C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

## 2.7. Effet de la rigidité des pieux

Afin d'étudier l'influence de la rigidité des pieux sur l'interaction sol-pieu-structure, des calculs ont été réalisés sur l'exemple de référence avec trois coefficients de rigidité relative pieu/sol ( $K_{rp} = E_p/E_s = 500, 1000$  et  $2500$ ). Les figures 2.31, 2.32 et le tableau 2.12 donnent les résultats obtenus pour un sol cohérent ( $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ). On constate que la rigidité relative n'a pas d'influence sur l'extension de la plasticité dans le sol. La variation de l'amplification de l'accélération latérale en tête de superstructure n'est pas significative avec le changement de la rigidité relative où on observe une légère atténuation avec l'augmentation de la rigidité. En conséquence, les efforts maximaux induits en tête ne sont pas très affectés. Cependant, l'influence de la rigidité relative concerne en particulier le moment fléchissant en travée due à un plus fort effet cinématique avec l'augmentation de cette rigidité. Lorsque  $K_{rp}$  augmente de 500 à 2500, le moment maximal obtenu en travée augmente de 400 à 670 KN.m. Les résultats obtenus pour un sol frottant révèlent la même conclusion concernant l'influence de la rigidité relative sol/pieu comme le montre la figure 2.33 et le tableau 2.13. Ces résultats sont concordants avec les résultats obtenus dans le domaine élastique (Chung 2000).

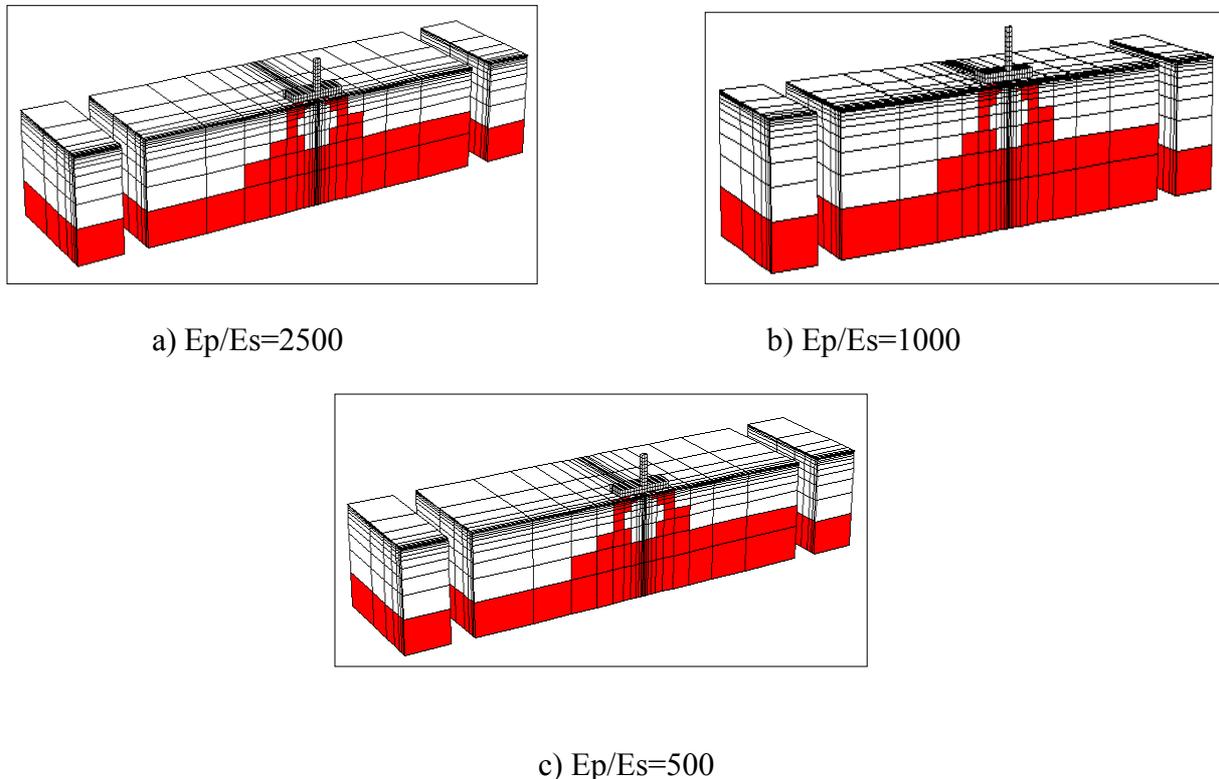


Figure 2.31. Influence de la rigidité des pieux sur l'extension de la plasticité de sol (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

Ep/Es	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
2500	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898	0,183	0,053
1000	8,726	6,521	503,5	756,7	749,7	942,8	0,186	0,056
500	9,211	6,234	509,7	784,8	758,3	1006	0,182	0,057

Tableau 2.12 Exemple de référence : influence de la rigidité des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol cohérent C=50 KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

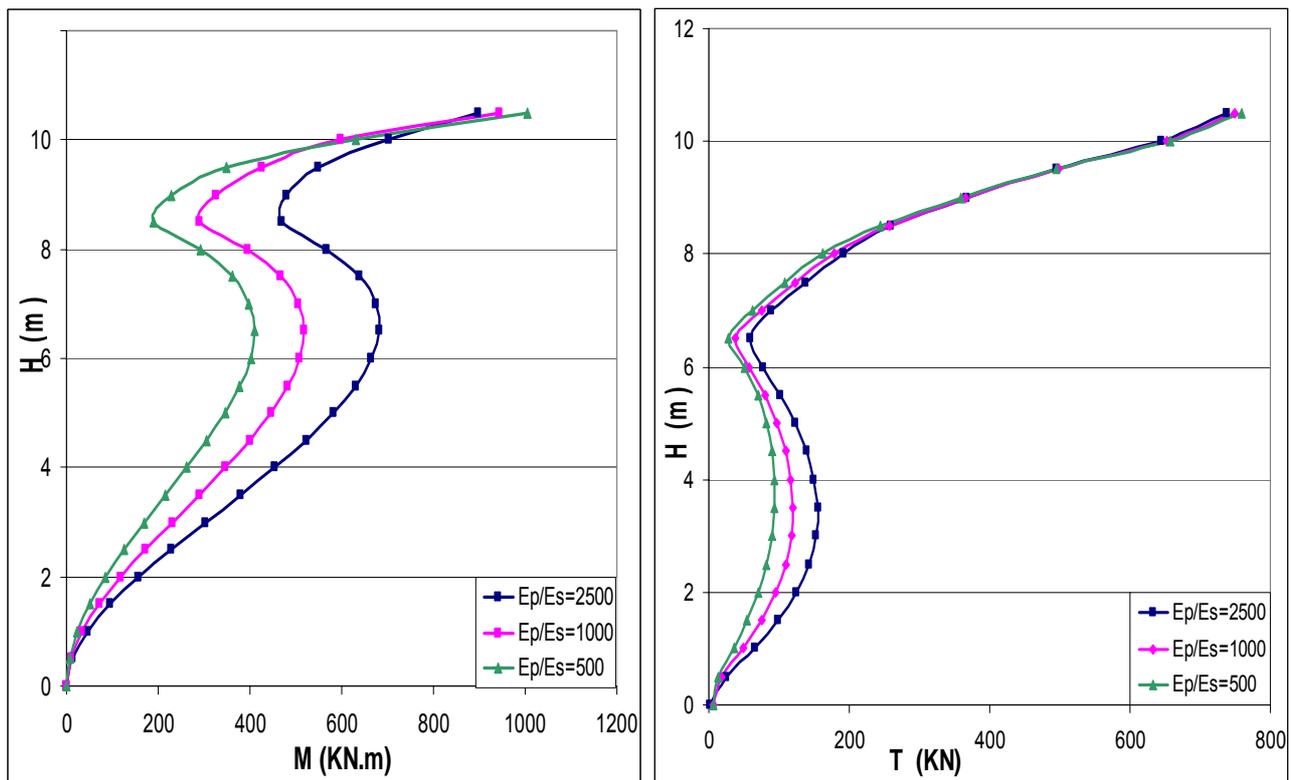


Figure 2.32. Exemple de référence ; influence de la rigidité des pieux sur les efforts internes dans le pieu extérieur - sol cohérent (C=50 KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

Ep/Es	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
2500	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062
1000	9,699	7,23	508,9	919,8	915,9	1278	0,205	0,068
500	9,672	6,696	504,9	938,6	913,2	1340	0,208	0,072

Tableau 2.13 Exemple de référence : influence de la de rigidité des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant (C=2 KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

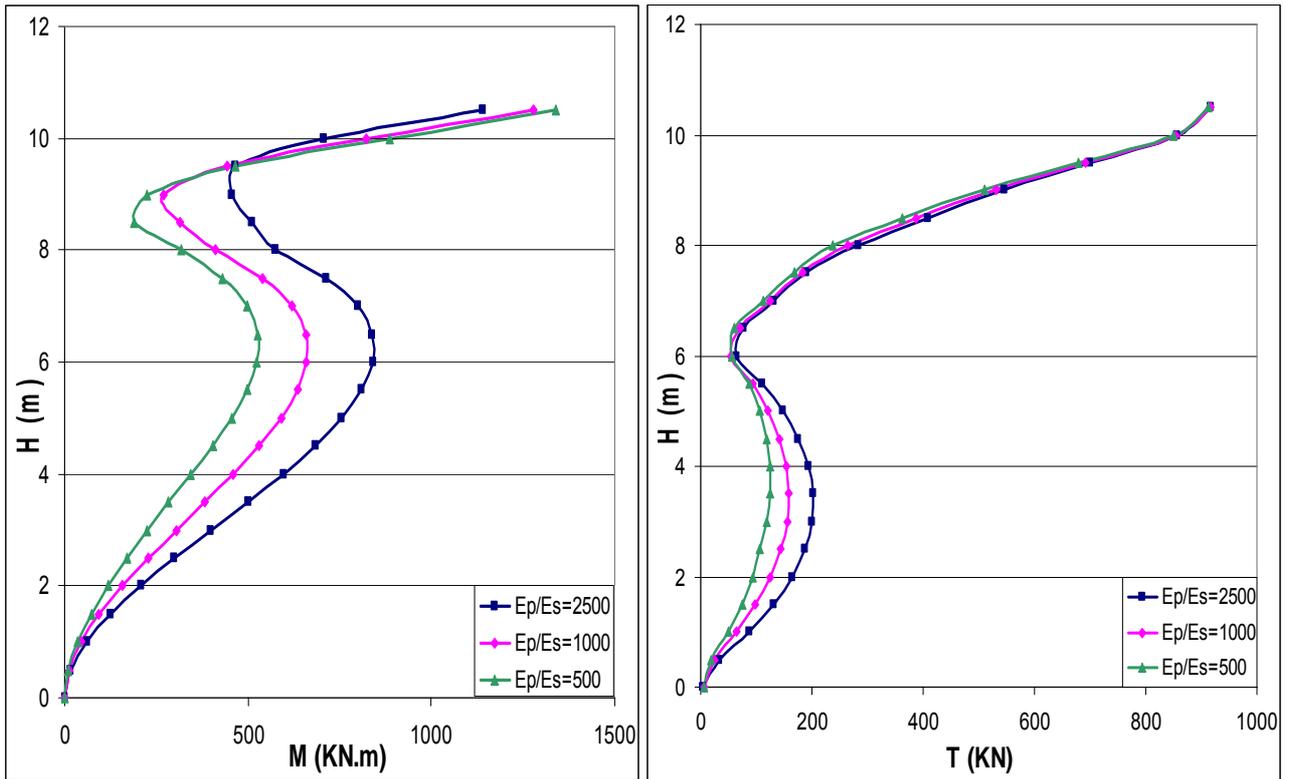


Figure 2.33. Exemple de référence ; influence de la rigidité des pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur - sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

## 2.8. Effet de groupe

On présente dans cette section une étude de l'influence de la plasticité sur l'effet de groupe des pieux sous chargement sismique correspondant à l'enregistrement de la Turquie. Une étude paramétrique est effectuée en fonction du nombre de pieux, leur espacement et leur disposition. Deux types de sol sont considérés : sol cohérent ( $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ) et sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ). Les paramètres de plasticité sont identiques à ceux utilisés dans l'exemple de référence présenté au début de ce chapitre. Le chargement appliquée est celui relatif à l'enregistrement de Turquie ( $f_{\text{dominante}}=0,90$  Hz;  $V_g=40$  cm/s).

### 2.8.1. Effet de l'espacement

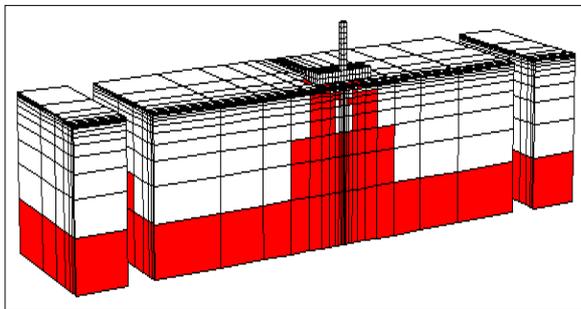
#### 2.8.1.1. Sol cohérent

Pour étudier l'influence de l'espacement entre pieux sur leur réponse sismique, plusieurs espacements ( $S=3D$ ,  $3,75D$ ,  $4D$ ,  $5D$ ) ont été examinés pour le modèle de référence présenté au début de ce chapitre. La figure 2.35 montre les déformées obtenues pour les différents espacements étudiés ( $S=3D$ ,  $3,75D$ ,  $4D$ ,  $5D$ ). On constate que la déformée en tête des pieux diminue avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux. Ce résultat peut être attribué à l'augmentation de la rigidité de modèle avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux. Les Figures 2.34 à 2.36 et le tableau 2.14 donnent les résultats obtenus. On constate que l'espacement a une forte influence sur la réponse du système. A titre d'exemple, on note que l'augmentation de l'espacement induit une diminution de l'accélération de la masse. Par ailleurs, Le moment fléchissant et l'effort tranchant ne présentent pas une tendance régulière. On note que lorsque l'espacement entre pieux descend de  $S=5 D_p$  à  $S=3,75 D_p$ , on observe un effet positif du groupe qui se traduit par une réduction du moment fléchissant. Ce résultat est concordant avec les résultats des études tridimensionnelles réalisées sur l'effet de groupes des pieux et micropieux par Chung (2001) et Sadek (2003). Cependant une diminution de l'espacement à  $S=3D_p$  se traduit par un changement du profil du moment fléchissant qui se rapproche de celui d'un pieu isolé, le moment fléchissant maximal ne se produit pas en tête des pieux. Cette tendance est divergente avec celle obtenue pour un comportement élastique du sol. En effet, si on examine l'extension de la zone de plasticité dans le sol (fig. 2.34), on remarque que pour un espacement  $S=3D_p$ , la zone entre les pieux est plastifiée en raison de la forte interaction des pieux. Les pieux ne sont plus protégés par le sol qui les entoure ce qui entraîne une forte courbure comme l'illustre la déformée des pieux pour un espacement

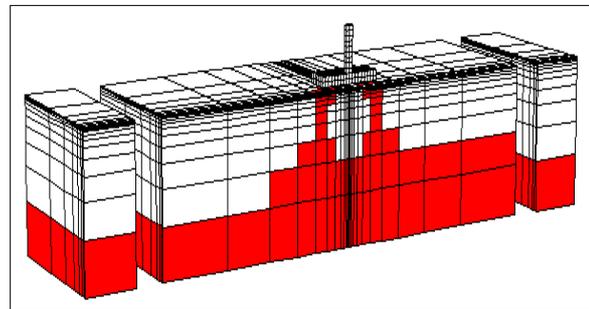
$S=3D_p$  (fig 2.35). Pour cet espacement, on note une augmentation de l'effort tranchant en allant vers la pointe des pieux.

$S$	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
3D	9,002	6,12	483,1	1309	651,6	1363	0,16	0,079
3,75D	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898	0,183	0,053
4D	8,312	6,272	482,8	888,4	693,7	998,2	0,18	0,062
5D	6,582	5,493	406,4	1211	529,1	1310	0,054	0,103

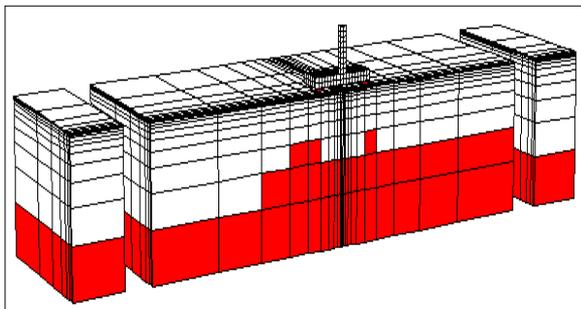
Tableau 2.14 Exemple de référence : influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\phi=0^\circ$ ).



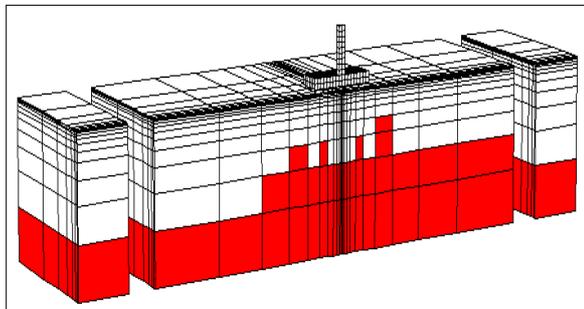
$S=3 D_p$



$S=3,75 D_p$



$S=4 D_p$



$S=5 D_p$

Figure 2.34. Influence de l'espacement entre pieux sur l'extension de la plasticité de sol (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\phi=0^\circ$ ).

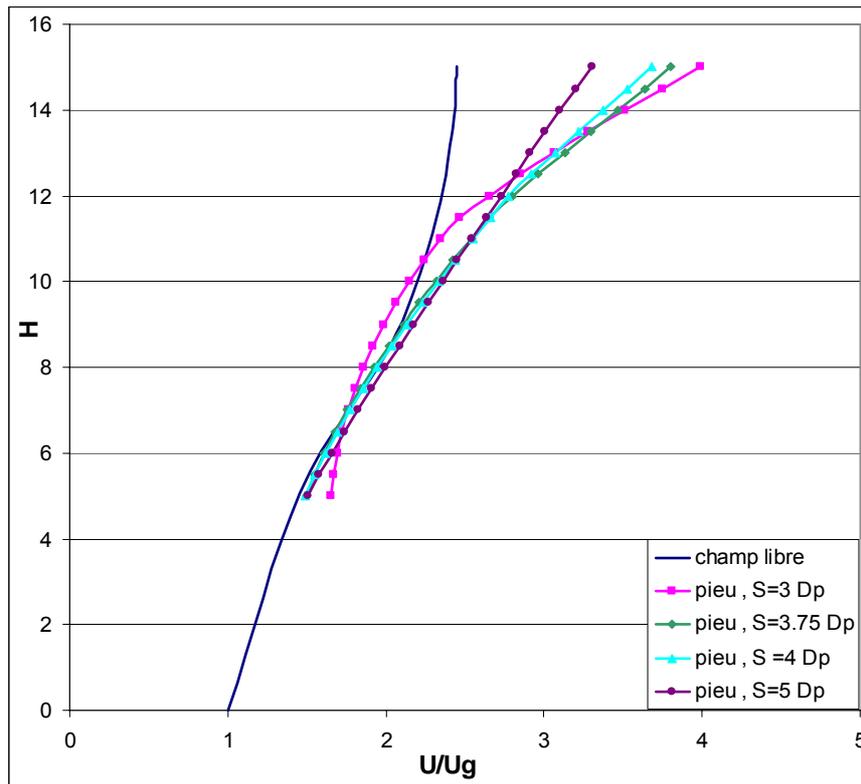


Figure 2.35. Influence de l'espacement sur les déformées maximales du pieu et en champ libre (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

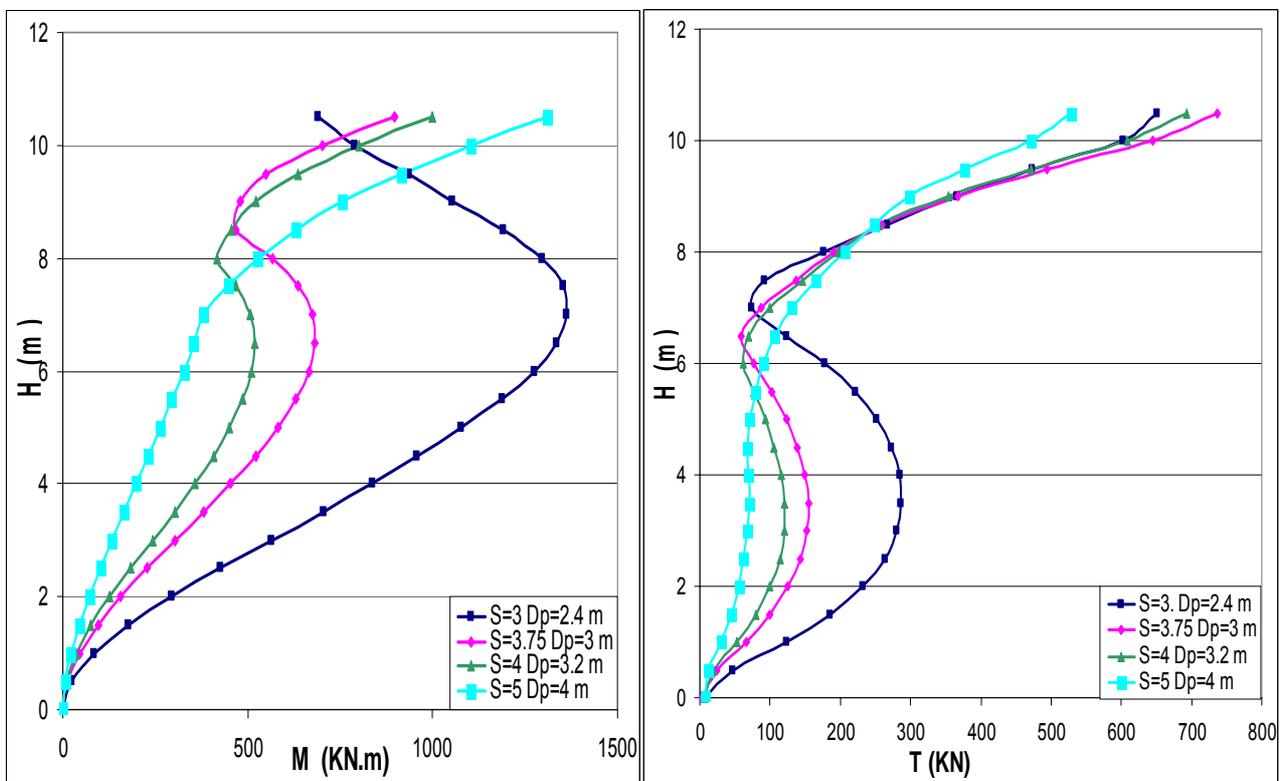


Figure 2.36. Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur - sol cohérent ( $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

### 2.8.1.2. Sol frottant

Afin d'étudier l'influence de l'espacement entre pieux dans le sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ), des calculs ont été réalisés sur l'exemple de référence avec différents espacements  $S/D = (3, 3,75, 4 \text{ et } 5)$ . Les résultats obtenus de la déformée en tête du pieu et en champ libre (Figure 2.38) relèvent que l'amplification de la déformée en tête du pieu diminue avec l'augmentation de l'espacement entre pieux. A titre d'exemple, avec un espacement  $S = 3D$ , on obtient une amplification du déplacement en tête  $U/U_g = 4,7$ , soit 10 % supérieure à celle obtenue avec un espacement  $S = 5D$ . Ce résultat montre que la rigidité d'ensemble du groupe croît avec l'augmentation de l'espacement.

Les efforts internes sont donnés dans la figures 2.39 et le tableau 2.15. On observe une même tendance observée pour le sol cohérent. La diminution de l'espacement est accompagnée par une diminution du moment fléchissant maximal sauf pour le plus petit espacement  $S=3D_p$  où la forte interaction des pieux induit la plastification du sol dans la zone entre les pieux ce qui affaiblit le contact pieu/sol et induit un changement dans le profil du moment fléchissant avec un moment maximal qui dépasse ceux obtenus pour les autres espacements et à une zone proche du milieu.

$S$	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
3D	10,05	6,54	540,5	1383	869,2	1595	0,193	0,083
3,75D	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062
4D	9,042	6,844	502,5	1002	879,9	1285	0,210	0,074
5D	7,787	6,204	462,1	1425	696	1530	0,191	0,102

Tableau 2.15 Exemple de référence : influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux - sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

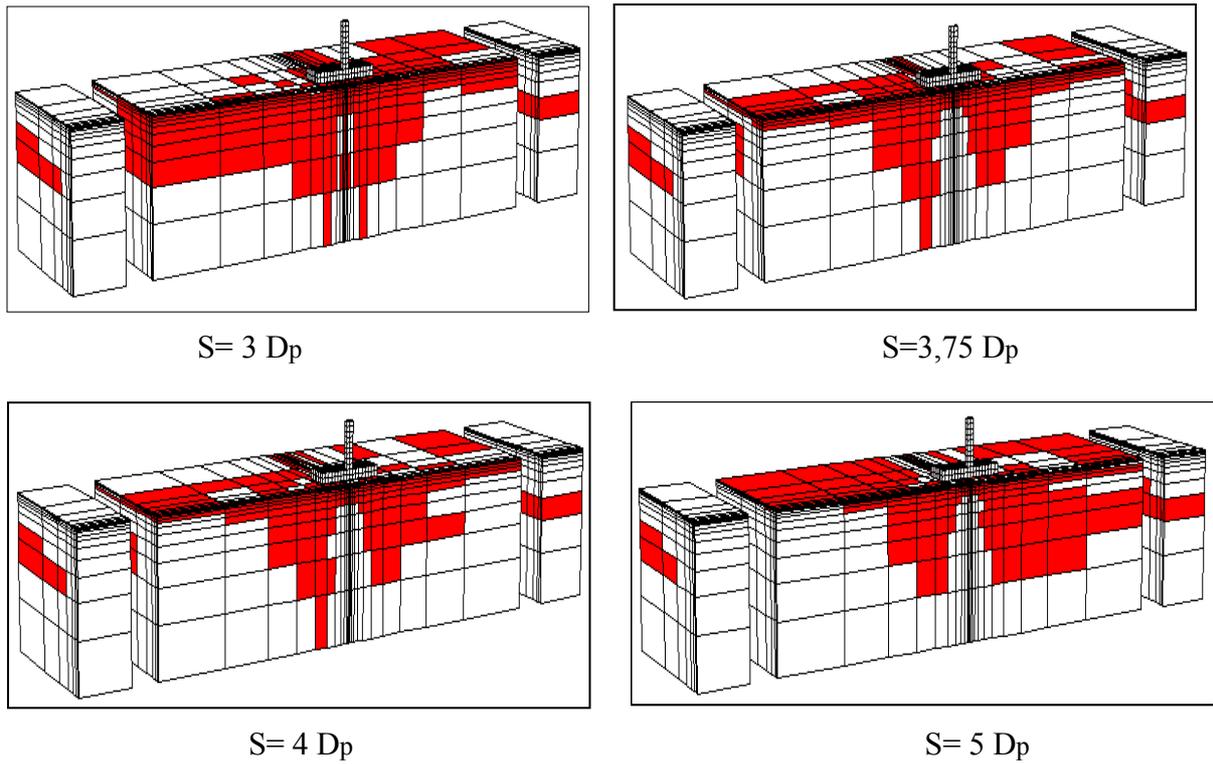


Figure 2.37. Influence de l'espacement entre les pieux sur l'extension de la plasticité de sol (sol frottant  $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ )

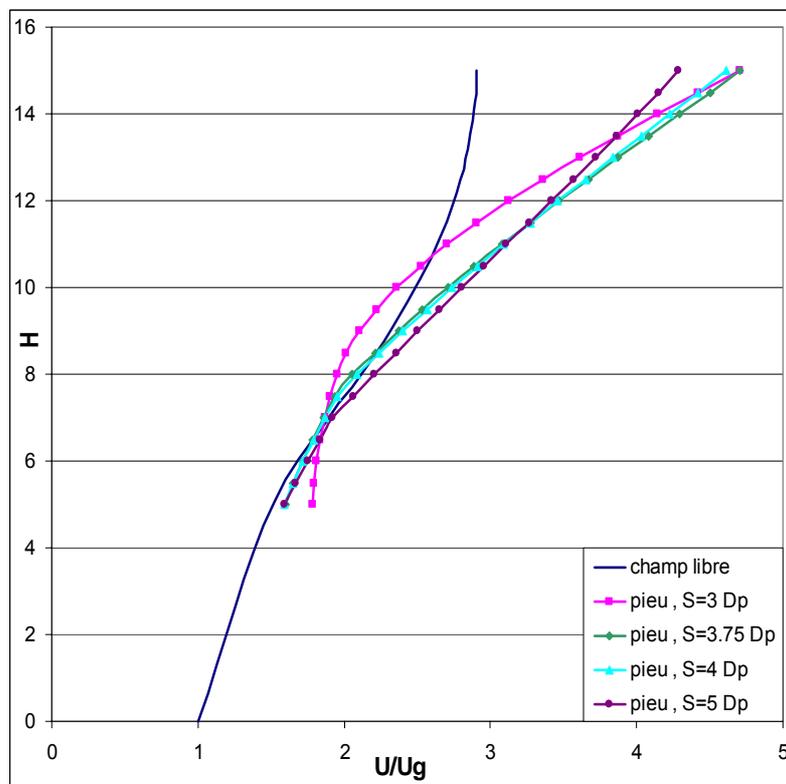


Figure 2.38. Influence de l'espacement sur les déformées maximales du pieu et en champ libre (sol frottant  $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

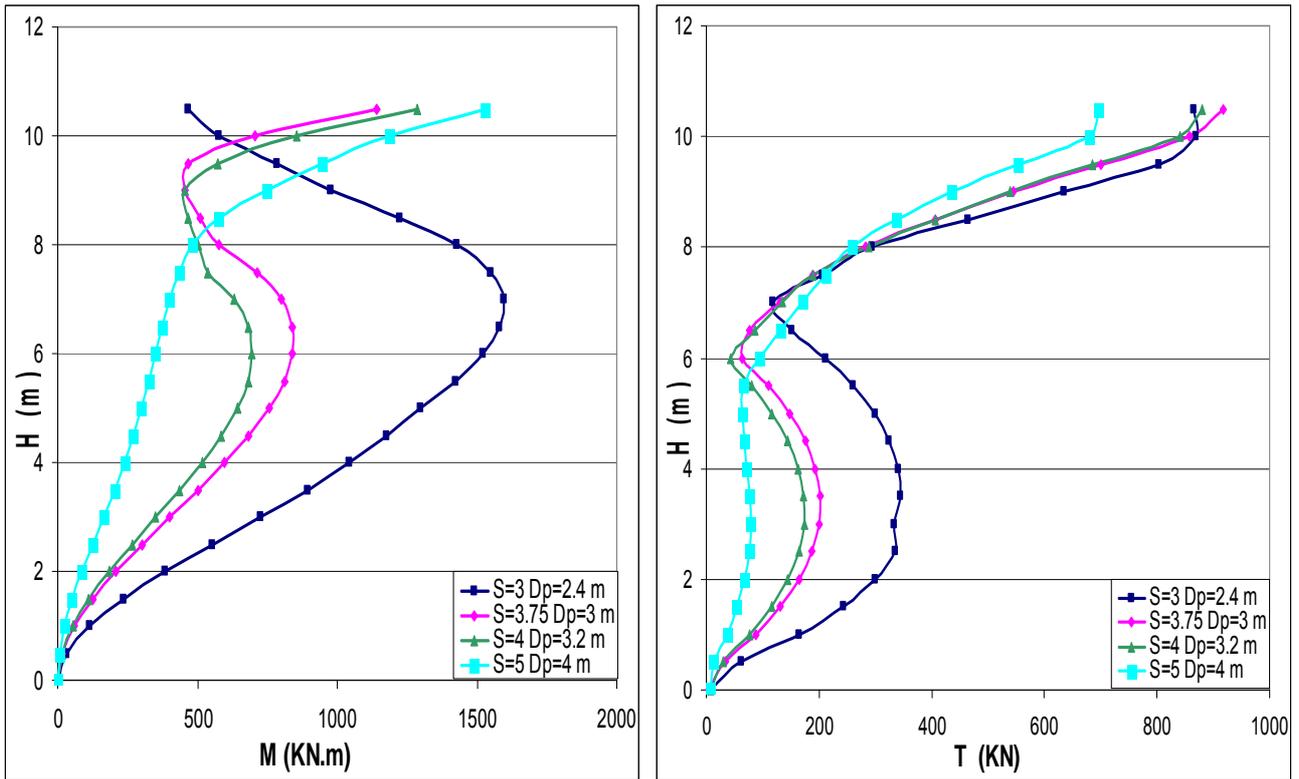


Figure 2.39. Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol frottant  $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

## 2.8.2. Influence du nombre et de la disposition des pieux

### 2.8.2.1. Sol cohérent

Le nombre et la configuration des pieux constituent des éléments majeurs dans les problèmes d'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. Afin d'étudier cet aspect, nous avons réalisé sur les données de l'exemple de référence une analyse paramétrique en fonction du nombre de pieux et leur disposition. Les cas traités sont présentés dans la figure 2.40. Ils concernent les configurations suivantes : groupes 1x3, 2x3, 3x3, 2x5, 3x5 et 5x5. La masse de la superstructure a été maintenue constante par pieu, soit  $m_p = 80$  tonnes. Les résultats des simulations sont présentés dans les tableaux 2.16 et 2.17 et les figures 2.41 et 2.42. Appelons  $n_x$  : le nombre de pieux disposés dans le sens de chargement et  $n_y$  : le nombre de pieux disposés perpendiculairement au chargement.

Concernant la position des pieux, on retrouve les résultats observés dans la littérature dans le domaine élastique (Chung 2000 et Sadek 2003..). Le pieu le moins sollicité se trouve au centre et les efforts dynamiques augmentent en allant du centre vers le bord du groupe. Ceci est dû à un plus fort effet cinématique pour ce dernier et un effet de portique. Le ratio du moment fléchissant entre le pieu extérieur et celui du centre est d'autant plus important que le nombre de pieux augmente (1.87 pour le groupe de 25 pieux).

Concernant le nombre de pieux, on constate que la variation dans le moment fléchissant maximal est significative lorsqu'on fait varier  $n_x$  de 3 à 5. A titre d'exemple le moment fléchissant maximal dans le pieux extérieur  $M_{max}=1760$  KN.m obtenu pour un groupe 3x5 ( $n_x=3$ ) est de 50 % plus élevé que celui obtenu pour un groupe de 3x3. D'un autre côté, la tendance est inversée pour le moment fléchissant normalisé.

En examinant l'effort tranchant, les efforts normalisés présentent une tendance similaire à celle du moment fléchissant normalisé. Pour  $n_x$  donné (3 ou 5), cet effort diminue avec l'augmentation de  $n_y$ .

groupe	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
1x3	7,162	5,712	319,4	862,7	561,9	1065	0,352	0,234
2x3	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898	0,183	0,053
3x3	8,775	5,987	258,9	610	822,6	1020	0,14	0,041
2x5	6,098	5,037	355,6	1432	546,3	1593	0,115	0,081
3x5	6,482	5,263	239	1197	642,7	1760	0,085	0,054
5x5	6,748	4,547	200,7	1083	691,2	1937	0,055	0,035

Tableau 2.16 Exemple de référence : influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol cohérent C=50 KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

Groupe de pieux	Numéro de pieu (figure 2.40)	Moment fléchissant maximal M <sub>max</sub>
1x3	1	862,7
	2	1065
2x3	1	793,7
	2	898
3x3	1	610
	2	797
	3	1020
2x5	1	1432
	3	1593
3x5	1	1197
	2	1543
	3	1760
5x5	1	1083
	2	1590
	3	1937

Tableau 2.17 : Influence du nombre de pieux sur les moments maximaux dans les pieux ( $m_p = 80$  tonnes,  $f_{ch} = 0.9$  Hz,  $\beta_s = \beta_p = \beta_{st} = 5\%$ )

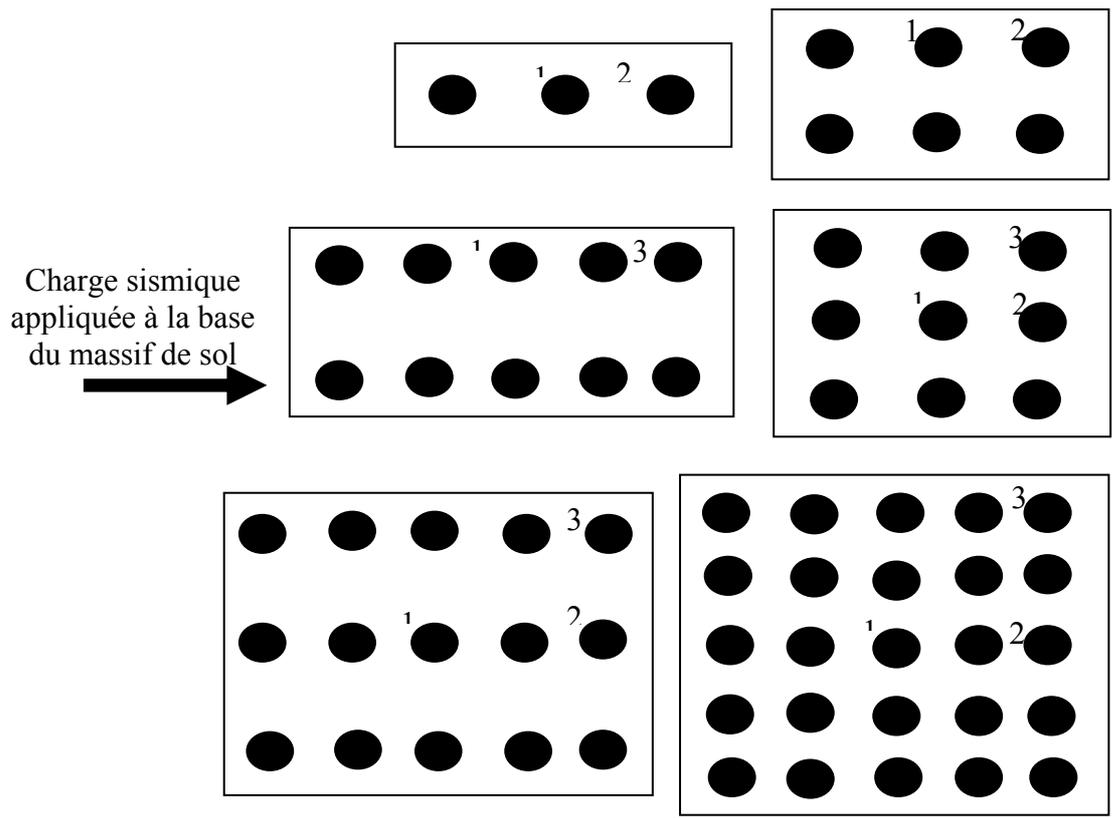


Figure 2.40. Différentes configurations étudiées pour les groupes de pieux

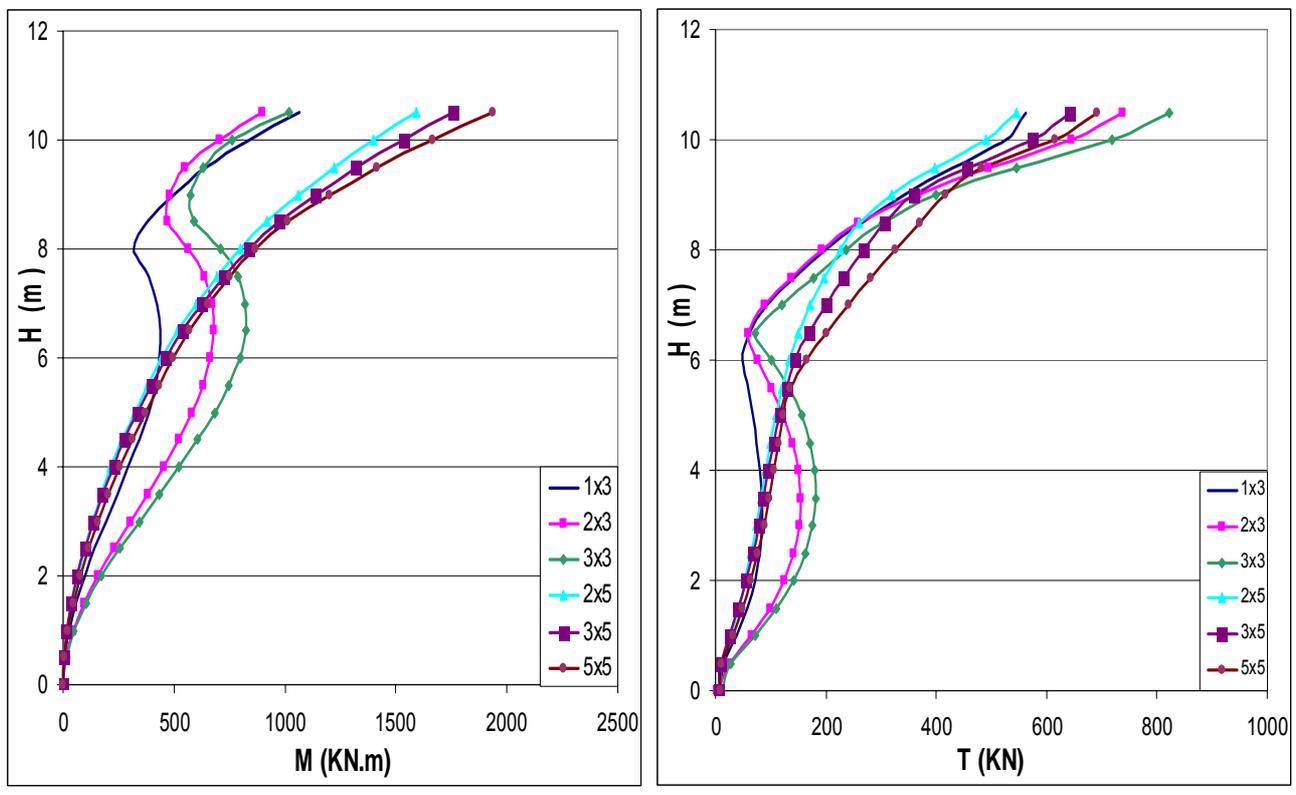


Figure 2.41. Exemple de référence ; influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\phi=0^\circ$ ).

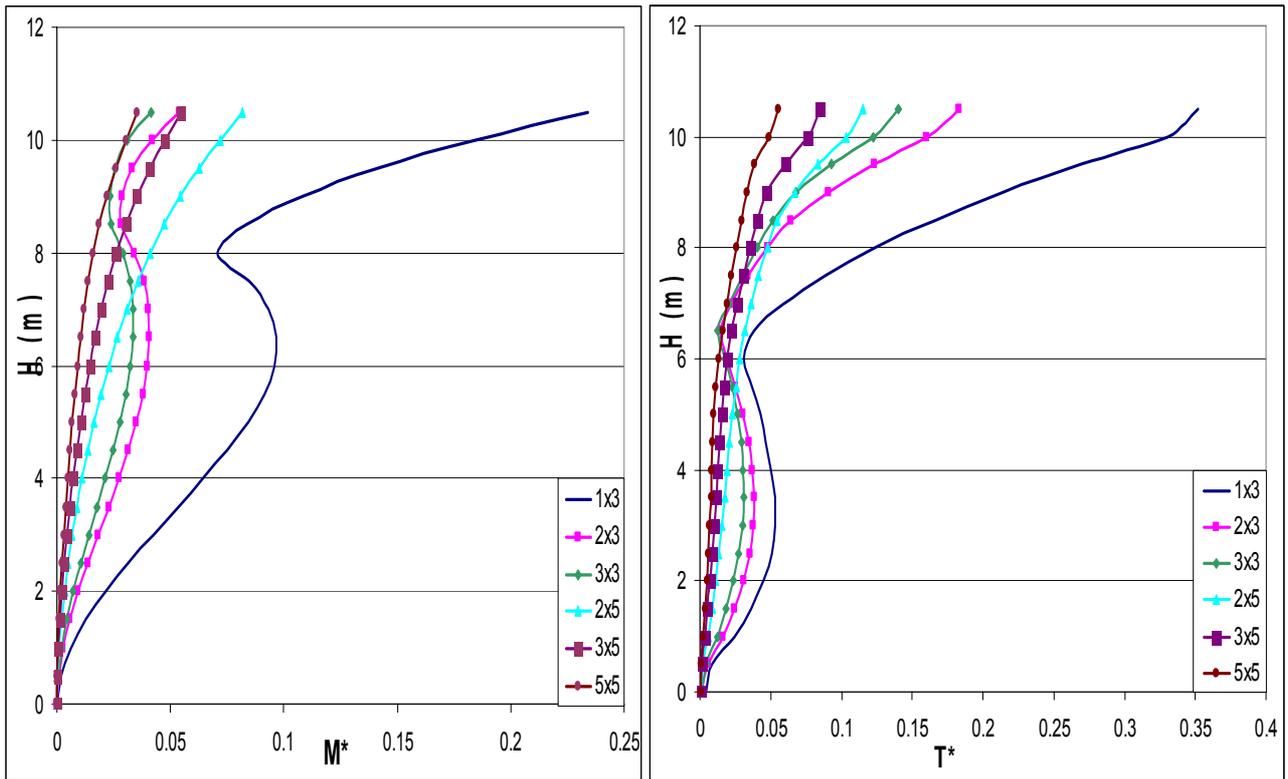


Figure 2.42. Exemple de référence ; influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\varphi=0^\circ$ ).

### 2.8.2.2. Sol frottant

Les figures 2.43 à 2.44 et le tableau 2.18 montrent les efforts induits dans les pieux pour ces six groupes de pieux 1x3, 2x3, 3x3, 2x5, 3x5 et 5x5. La tendance obtenue est comparable à celle observée pour un sol cohérent. On remarque que le moment fléchissant et l'effort tranchant normalisés diminuent avec l'augmentation du nombre de pieux dans le même groupe (de 1x3 à 3x3) et (de 2x5 à 5x5).

groupe	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax	Mmax
1x3	9,198	6,921	373,3	971,8	739,7	1396	0,371	0,24
2x3	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062
3x3	9,8	6,671	264,5	565,7	630,5	774	0,096	0,028
2x5	6,572	5,658	376,3	1639	697,3	1849	0,135	0,0874
3x5	6,978	5,317	249,8	1380	807,5	1885	0,101	0,054
5x5	7,075	5,689	211,9	1259	834,6	1907	0,061	0,033

Tableau 2.18 Exemple de référence : influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol frottant C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

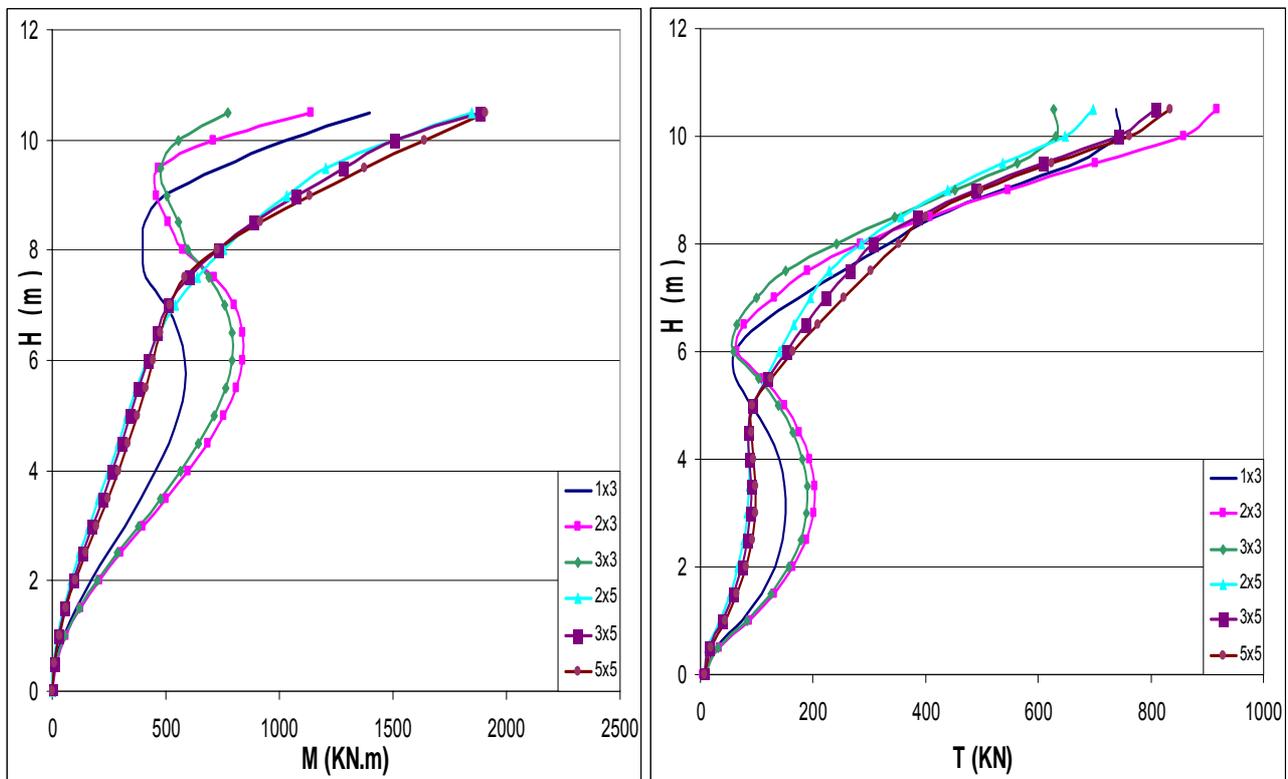


Figure 2.43. Exemple de référence ; influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol frottant C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

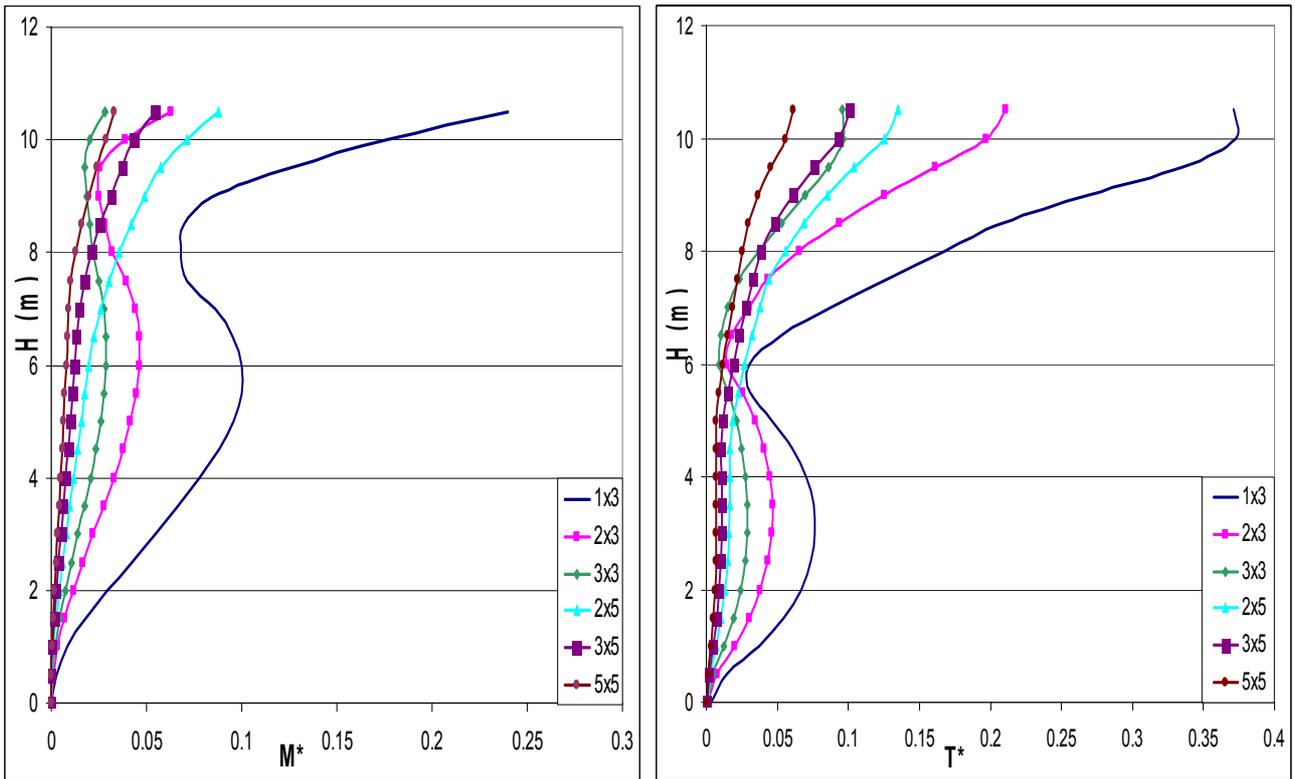


Figure 2.44. Exemple de référence ; influence du nombre de pieux sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (sol frottant  $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

### 2.8.3. Influence du nombre de pieux disposés dans une direction perpendiculaire à l'axe de chargement

#### 2.8.3.1. Sol cohérent

Les résultats obtenus pour les groupes 1x3, 3x1, 2x5 et 5x2 dans le sol cohérent sont reportés dans la figure 2.46 et le tableau 2.19. On peut noter que la configuration des pieux (figure 2.45) disposés sur un axe perpendiculaire à la direction de chargement présente des conditions très défavorables. En effet, pour le pieu extérieur, on note un rapport entre les moments maximaux obtenus avec les groupes de 3x1 et 1x3 de l'ordre de 3,71, ce qui indique une très forte amplification du moment fléchissant dans le groupe de 3x1 pieux. De plus, on remarque que le moment fléchissant maximal a été enregistré dans la partie supérieure du pieu extérieur pour le groupe 3x1, alors que pour le groupe 1x3 il est en tête du pieu extérieur. Ainsi, on constate la même tendance pour les groupes 2x5, 5x2 avec la différence que les moments maximaux obtenus sont comparables.

En ce concerne l'effort tranchant, le figure 2.46 révèle que l'effort tranchant induit dans le pieu extérieur augmente considérablement entre les groupes 1x3 et 3x1. La même tendance entre les groupes 2x5 et 5x2. La diminution du nombre de pieu dans le sens du chargement cause une forte diminution de la rigidité qui s'accompagne par une forte amplification de l'accélération en tête comme on peut le constater dans le tableau 2.19. Les résultats obtenus sont concordants avec ceux obtenus pour les micropieux par Al Saleh (2007).

groupe	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
1x3	7,162	5,712	319,4	862,7	561,9	1065	0,352	0,234
3x1	17,19	10,57	580,5	3550	1283	3961	0,377	0,37
2x5	6,098	5,037	355,6	1432	546,3	1593	0,115	0,081
5x2	11,26	6,806	255,9	1412	812,2	1674	0,1	0,046

Tableau 2.19 Exemple de référence : influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol cohérent C=50 KPa, φ=0°).

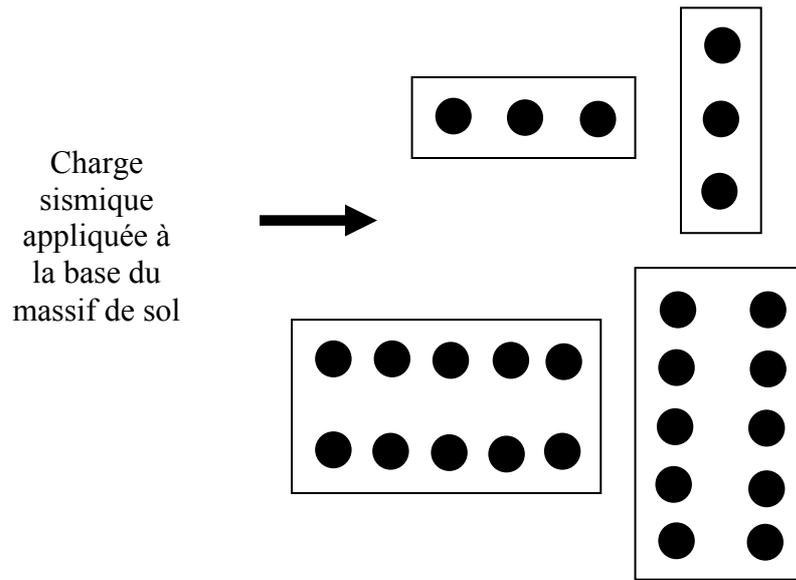


Figure 2.45. Illustration des configurations étudiées

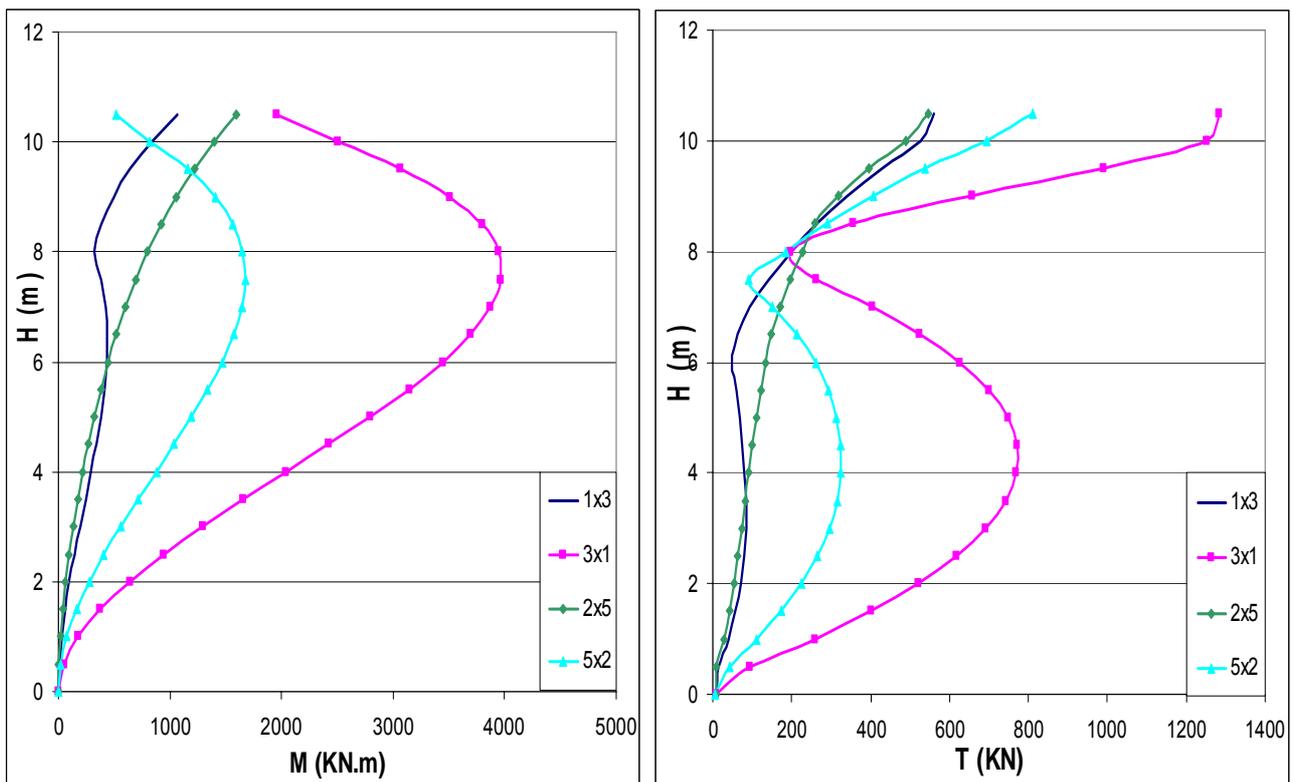


Figure 2.46. Exemple de référence ; influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol cohérent  $C=50$  KPa,  $\phi=0^\circ$ ).

### 2.8.3.2. Sol frottant

Le tableau 2.20 et la figure 2.47 ,2.48 donnent les résultats pour les groupes 1x3, 3x1, 2x5 et 5x2 dans le sol frottant. On constate une forte influence de la disposition des pieux par rapport à l'axe du chargement sur la réponse de système sol-pieux-structure. La tendance confirme celle obtenue pour le sol cohérent. Les efforts tranchants induits maximaux dans les pieux extérieurs des groupes 3x1 et 5x2 sont supérieurs que ceux induits dans les groupes 1x3 et 2x5. L'augmentation de l'accélération du système sol-pieux-structure pour les groupes 3x1 et 5x2 confirme cette tendance. Le profil du moment fléchissant varie en fonction de la disposition des pieux en raison d'un effet de portique en tête.

groupe	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
1x3	9,198	6,921	373,3	971,8	739,7	1396	0,371	0,24
3x1	16,59	10,07	650	3496	1121	4089	0,226	0,396
2x5	6,572	5,658	376,3	1639	697,3	1849	0,135	0,0874
5x2	12	7,457	321	1542	856,4	1809	0,097	0,0472

Tableau 2.20 Exemple de référence : influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans les pieux (sol frottant C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

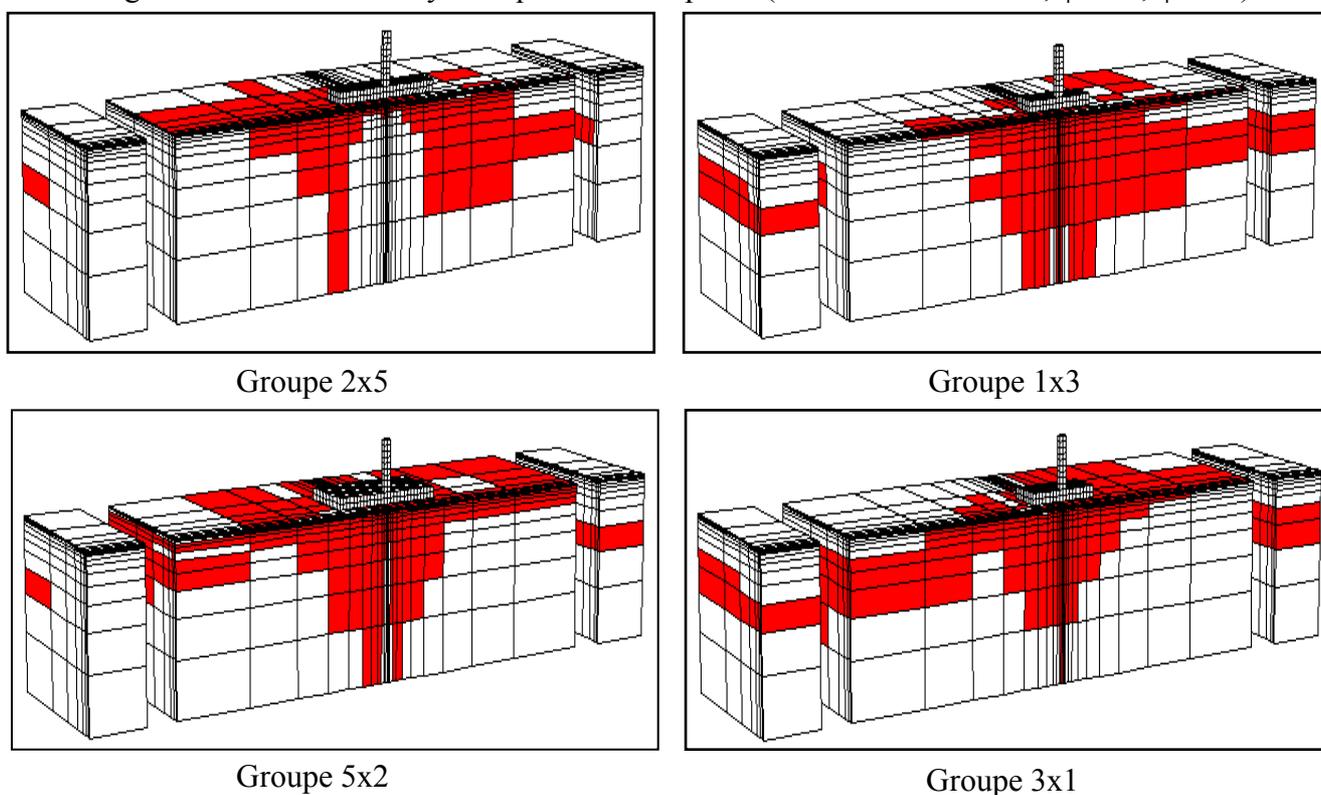


Figure 2.47. Extension de la plasticité de sol (sol frottant C=2 KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

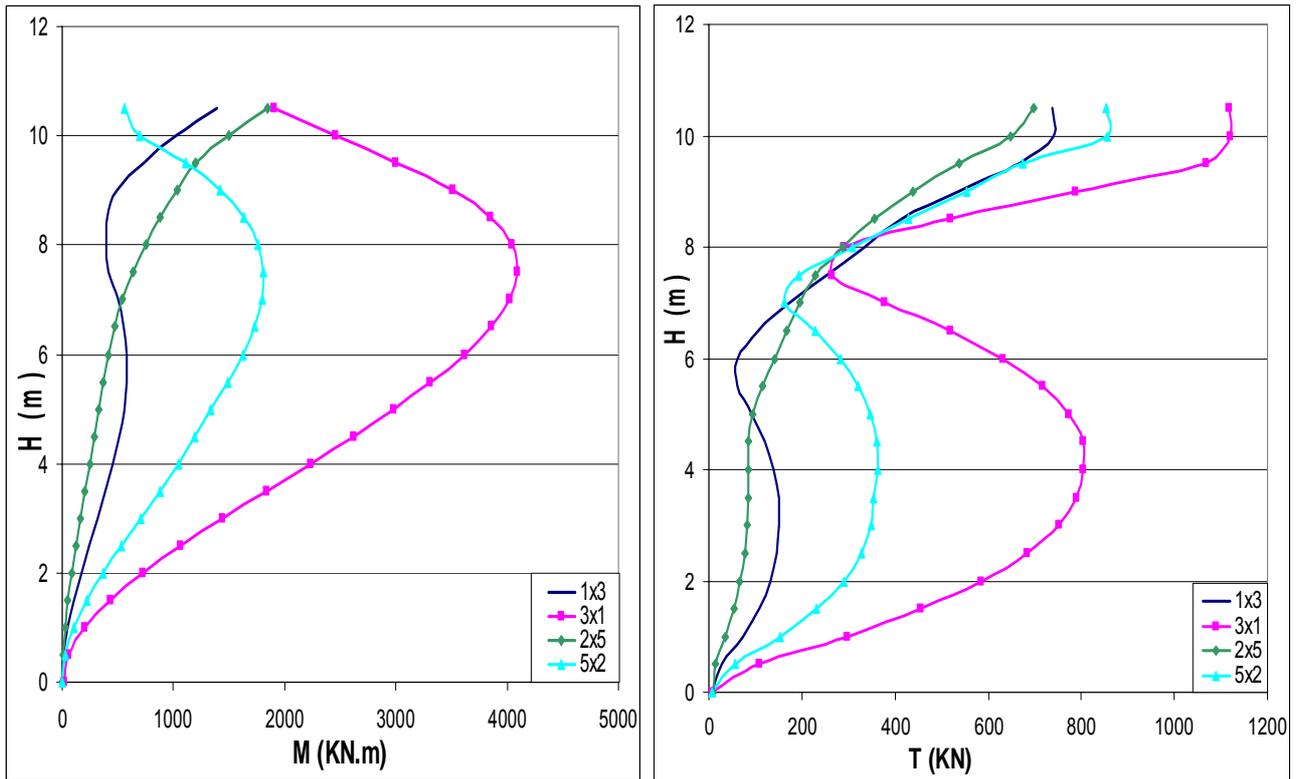


Figure 2.48. Influence de la disposition des pieux par rapport l'axe de chargement sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (sol frottant  $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ).

## 2.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une analyse tridimensionnelle du comportement élastique et élasto-plastique du système sol- pieux-structure sous chargement sismique. Dans ce modèle, les simulations numériques ont été effectuées pour deux types de sols : sol cohérent et sol frottant.

D'après les analyses présentées nous pouvons conclure que :

Prenant en compte que l'effet de la plasticité de sol sur la réponse sismique du système dépend de plusieurs paramètres et en particulier, l'amplitude du chargement et son contenu fréquentiel et l'interaction de ce dernier avec les fréquences propres du système, on observe une grande dépendance de la réponse du système Sol-pieux-structure du comportement du sol. Pour un sol cohérent la plasticité est induite à la base en raison d'un plus grand gradient de déformation dans cette zone, ce qui affaiblit la transmission de l'énergie à la structure. Le contact sol pieu en tête n'étant pas affecté sauf pour une très faible valeur de cohésion. La prise en compte de la plasticité permet une réduction des efforts due à l'amortissement du sol. Pour un sol frottant, le chargement sismique induit une plasticité en tête mais l'énergie est injectée dans la structure. La liaison sol-pieu en tête est affaiblie. Dans ce cas, la plasticité induit une diminution dans l'amplification latérale mais pas nécessairement une réduction du moment fléchissant en tête. La plastification du sol autour de la tête des pieux, le rend plus vulnérables en raison de l'absence de la butée. Les observations post sismiques des pieux endommagés en tête montrent la formation d'un vide autour de la tête des pieux.

L'analyse paramétrique en fonction de la fréquence de chargement montre que la prise en compte de la plasticité est nécessaire si le sol est de caractéristique très meuble ou si la fréquence de chargement est proche de la fréquence fondamentale du sol. Pour un séisme d'amplitude moyen avec un contenu fréquentiel loin de la fréquence fondamentale du sol, un calcul visco-élastique est acceptable.

La rigidité des pieux et son rapport avec la rigidité du sol jouent un rôle important dans la réponse dynamique du système. On note que les efforts repris par les pieux comme pourcentage des forces cinématiques augmentent avec l'augmentation de la rigidité des pieux. Cette conclusion confirme les résultats des travaux de modélisation dans le domaine élastique.

La variation de l'espacement entre pieux affecte la rigidité de la fondation, ce qui influence d'une manière significative l'accélération en tête de la superstructure et les efforts induits dans les pieux. Cependant la prise en compte de la plasticité affecte le résultat. Un effet de groupe positif est observé sauf si l'espacement atteint est relativement faible ( $S=3D$ ) où la forte interaction entre pieux altère le sol qui se plastifie et on obtient une forte augmentation du moment fléchissant. Cette conclusion n'est pas concordante avec les résultats obtenus dans le domaine élastique où on obtient toujours un effet positif avec la diminution de l'espacement.

**CHAPITRE III**  
**Interface sol-pieu, non-linéarité du béton et Interaction**  
**pieux-renforcement**

## Chapitre 3

### Interface sol-pieu, non-linéarité du béton et Interaction pieux-renforcement

#### 3.1. Introduction

Les observations post-sismiques montrent que le comportement du système sol-pieux structure montrent des fortes non linéarités. Les résultats obtenus au deuxième chapitre montrent que l'état de plasticité du sol autour de pieux est décisif pour sa réponse. Des glissements à l'interface sol-pieu peuvent être à l'origine de ruptures néfastes. La majorité de travaux de recherche ont supposé un contact rigide entre le sol et le pieu. Cependant une modélisation de comportement de l'interface sol-pieu est possible à travers des modèles de comportement sophistiqués où on peut reproduire un éventuel décollement ou glissement à l'interface sol-pieu. Dans le présent chapitre, nous allons examiner l'influence de la prise en compte d'une telle interface sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure.

D'un autre côté, beaucoup des ruptures récemment observées dans les pieux suite à un fort tremblement de terre, sont d'origine structurale (développement de rotules plastiques dans les pieux). La figure 3.1 montre une rupture par plastification du béton des pieux (Hamada 1992). La raison la plus probable de cette rupture est le dépassement du moment fléchissant maximal que peut supporter le pieu (Moment plastique  $M_p$ ) en plusieurs points. Si le développement de rotules plastique est autorisé par le règlement parasismique à condition qu'il soit très localisé, un comportement élastique linéaire du béton ne peut pas prévoir la zone à laquelle la plasticité peut se propager. Une partie du travail sera consacrée à cet aspect dans le chapitre présent.

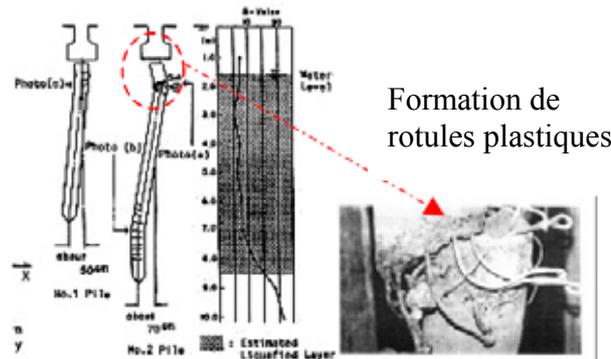


Figure 3.1. Rupture dans les pieux d'un immeuble durant le séisme de Nigaata 1964 (d'après Hamada 1992).

Le dernier point qui est évoqué dans ce chapitre concerne la stratégie de renforcement des pieux endommagés et l'interaction de ces pieux avec le renforcement proposé. Différents modèles physiques ont été utilisés pour étudier le comportement sismique de fondation de pieux renforcés par des micropieux. A titre d'exemple, Fukui et al. (2001) ont effectué des tests en centrifugeuse sur une fondation des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés implantés dans une couche de sol homogène (Figure 3.2). Les résultats des essais ont démontré l'effet positif du renforcement par des micropieux. De plus, ils ont constaté que l'espacement pieu-micropieu a peu d'effet sur l'effet du renforcement en utilisant des micropieux, alors que, l'inclinaison du micropieu a une grande influence sur l'effet du renforcement (Figure 3.3).

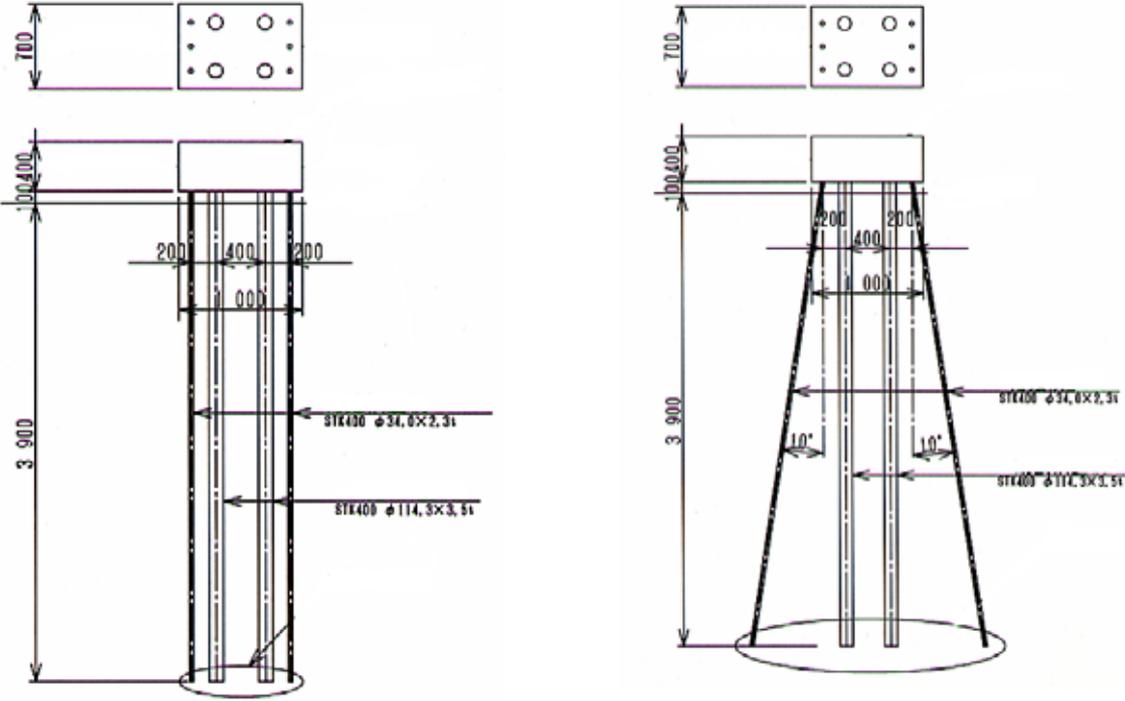


Figure3.2. Les modèles de test (d'après Fukui et al. 2001).

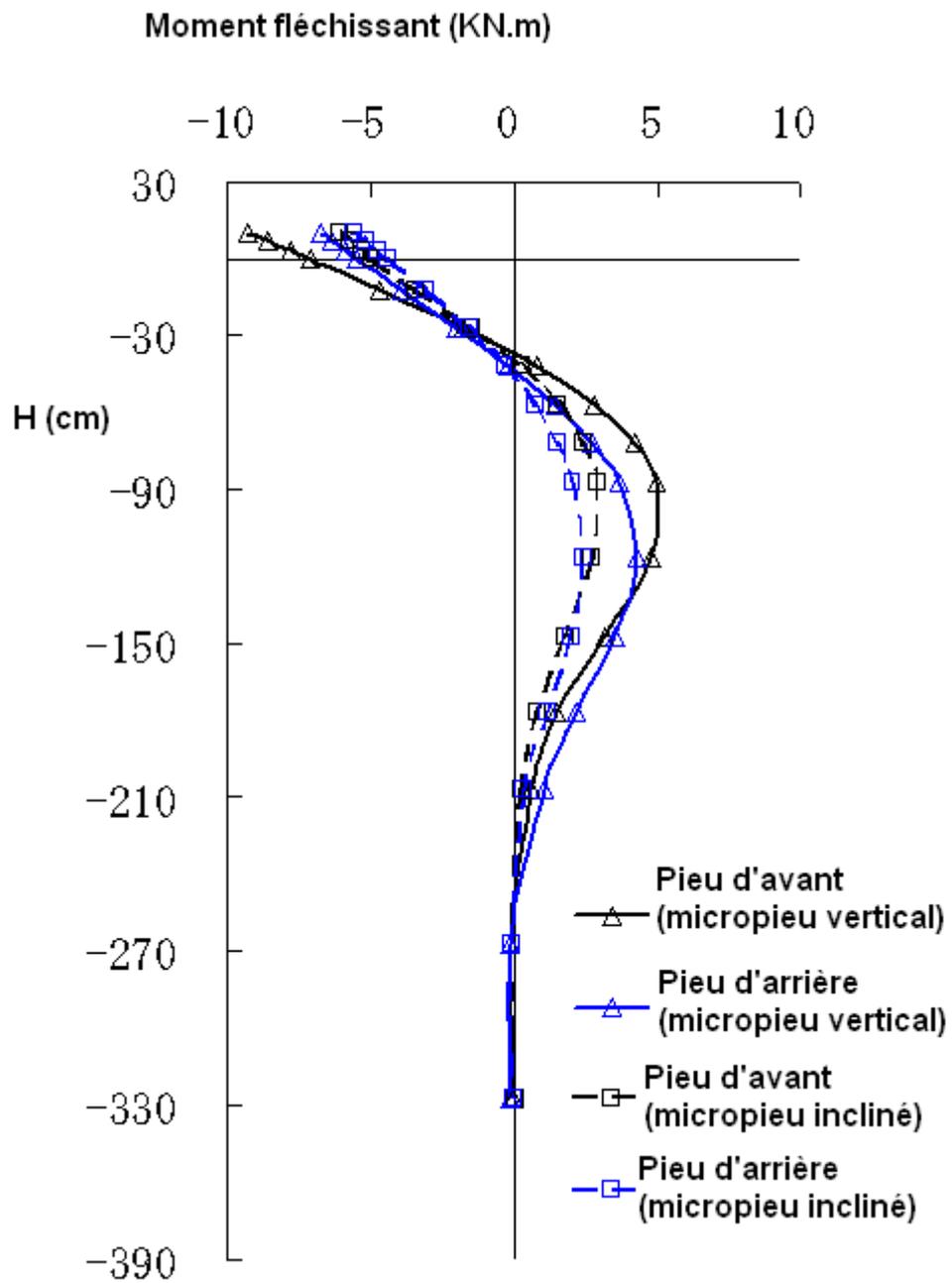


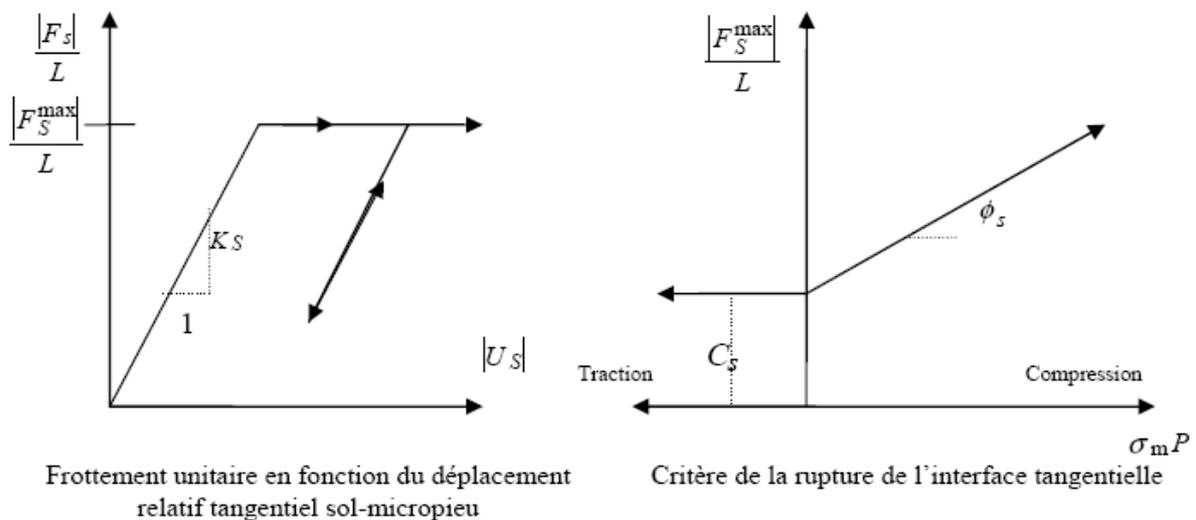
Figure3.3. Les résultats de l'inclinaison (d'après Fukui et al. 2001).

### 3.2. Influence de l'interface sol-pieux

Lorsque l'on considère l'interaction de deux solides en contact avec des caractéristiques de déformabilité très différentes comme le sol et le béton, la rupture est très souvent accompagnée par une défaillance à l'interface. En effet, les liaisons des pieux avec le sol ne sont pas parfaites ce qui entraîne qu'une rupture de l'interface sol-pieux est très probable sous un chargement sismique à forte intensité. Cette section est consacrée à l'influence du glissement relatif pieu-sol sur la réponse sismique du système sol-pieux-structure.

#### 3.2.1. Présentation de l'interface sol-pieux

L'interface sol-pieux est modélisée par un ressort et un patin. Le comportement de cette interface est décrit par sa rigidité  $K$  et les paramètres de sa résistance  $\Phi_s$  et  $C_s$  (Figure 3.4). On considère un comportement élastique dans la direction normal de cette interface en donnant une grande résistance dans cette direction. Par contre une possibilité de la rupture au niveau de cette interface se produit lorsque la contrainte tangentielle atteint sa limite. La rigidité de l'interface est prise égale au module de cisaillement de sol adjacent. A noter que la rigidité de l'interface cause une diminution importante du pas de temps de calcul.



### 3.2.2. Cas d'un sol frottant

Afin d'analyser l'effet de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système sol-pieux-Pont, une analyse paramétrique a été réalisée dans le cas d'un sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ) avec plusieurs résistances de l'interface sol-pieu : une interface cohésive  $C_s = 50, 100$  et  $150$  KPa. Ces réponses ont été comparées avec les réponses obtenues pour une interface infiniment résistante (liaison parfaite). Le chargement appliqué correspond à l'enregistrement de la Turquie.

Les résultats de l'analyse de la réponse sismique du système sol-pieux-pont pour l'hypothèse du comportement élastique et élasto-plastique de l'interface sol-pieux sont donnés dans le tableau 3.1 et les figures 3.5a, 3.5b et 3.5c.

On constate que la non-linéarité de l'interface, affecte d'une manière plus ou moins significative la réponse sismique des pieux et celle de la superstructure.

La prise en compte d'une interface conduite à une diminution de l'amplification de la superstructure. Cette diminution est marquée avec des caractéristiques médiocres de l'interface (50 KPa) où l'amplification de l'accélération latérale est de 35% inférieure à celle obtenue avec une liaison parfaite entre le sol et les pieux. Cette tendance se confirme pour les efforts internes dans les pieux. Les profils de l'effort tranchant et du moment fléchissant (figure 3.5a) montrent que les réponses obtenues avec des rigidités de l'interface de 100 et 150 KPa, sont très proches de celles obtenues avec une liaison parfaite. Pour une résistance faible de l'interface ( $C_s=50$  KPa), les profils du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont complètement changés. On observe une diminution de l'effort tranchant maximal en tête conformément à celle de l'accélération latérale. Cependant le moment fléchissant augmente significativement. La valeur du moment fléchissant normalisé maximal obtenue pour  $C_s=50$  KPa,  $M^*=0.223$  est de 4 fois plus élevé que celui obtenu pour une interface élastique. Cela peut être attribué au glissement à l'interface ou plutôt la séparation sol-pieux, ce qui induit une réduction de la rigidité des Sol/pieux et conduit à une forte déformabilité des pieux.

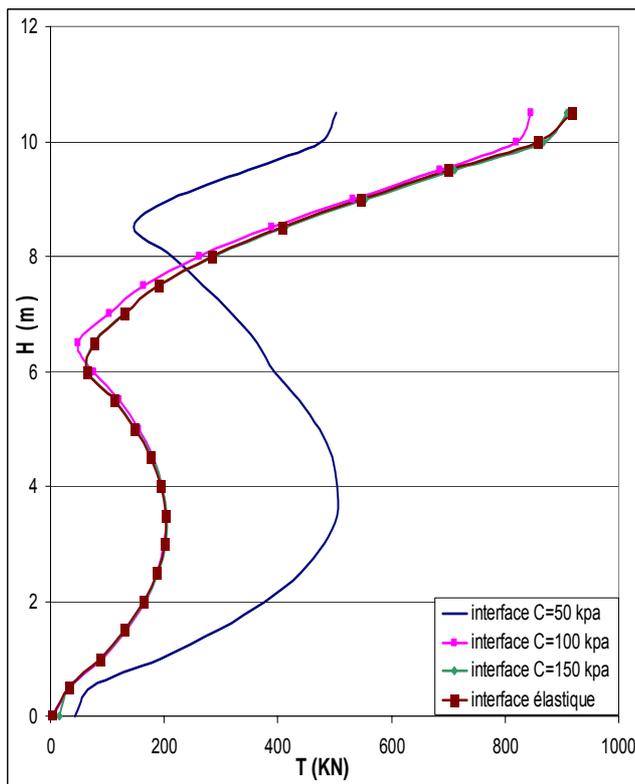
Quant à l'effort normal, on constate une plus forte sensibilité en fonction de la résistance de l'interface. La diminution de la résistance de l'interface se traduit par une diminution de l'effort normal dans les pieux. Pour une forte résistance à l'interface  $C_s=150$  KPa, la réponse obtenue est très proche de celle obtenue avec une liaison parfaite. Pour une résistance moyenne ( $C_s=100$  KPa), on obtient une baisse de l'effort normal maximal de 22 %. Pour une

résistance faible  $C_s=50$  KPa, le profil de l'effort normal est fortement affecté avec une très forte baisse de plus de 85%. Ceci est dû à un glissement à l'interface sol/pieu.

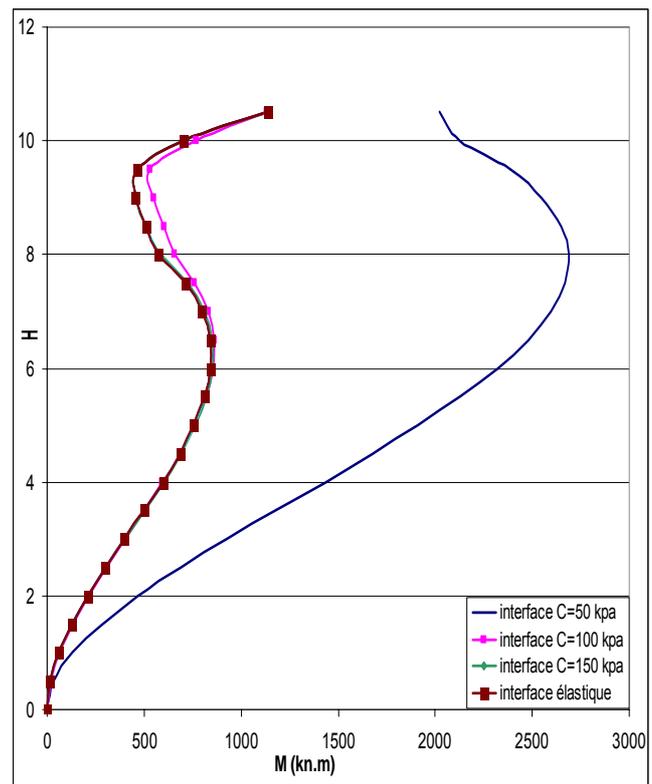
En conclusion, la prise en compte d'une interface sol/pieu est indispensable dans le cas d'une résistance médiocre. Pour des fortes résistances à l'interface, la prise en compte de la plasticité de sol est suffisante, et l'interface sol/pieu peut être modélisée par une liaison parfaite.

Interface (KPa)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques			Efforts normalisés	
			Pieu extérieur			Pieu extérieur	
			N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
E	9,567	6,592	1840,2	917,3	1140	0,2	0,062
50	6,304	4,190	235,2	504,8	2690	0,178	0,223
100	8,810	6,585	1413,2	844,7	1132	0,2	0,067
150	9,27	6,718	1804,2	909,1	1145	0,21	0,064

Tableau 3.1. Influence de l'interface sol-pieux (Sol frottant, Séisme de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s) (E désigne élastique)



a) Effort tranchant



b) Moment fléchissant

Figure 3.5 a. Influence de l'interface sol-pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie ( $V=0,4$  m/sec), sol frottant).

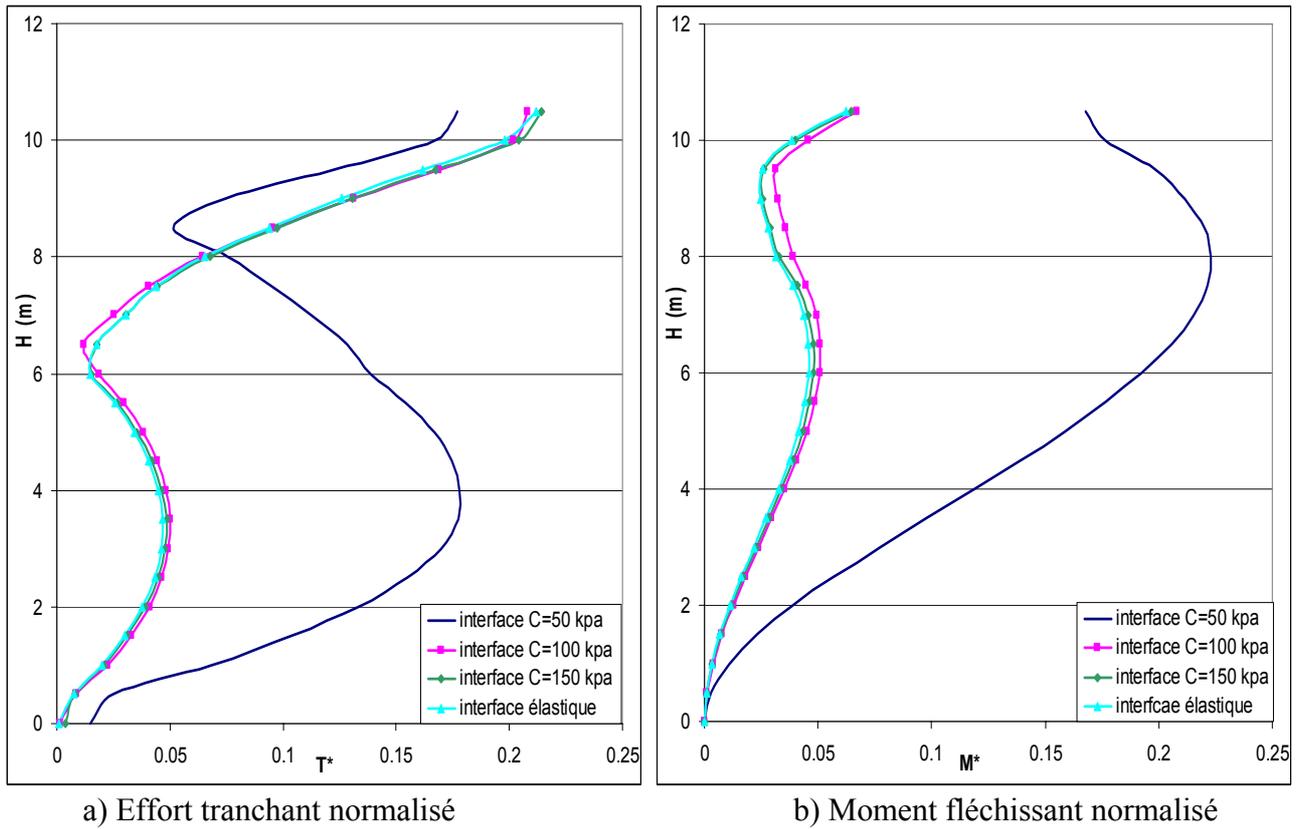


Figure 3.5b. Influence de l'interface sol-pieux sur les efforts dynamiques normalisés dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie ( $V=0,4$  m/sec), sol frottant).

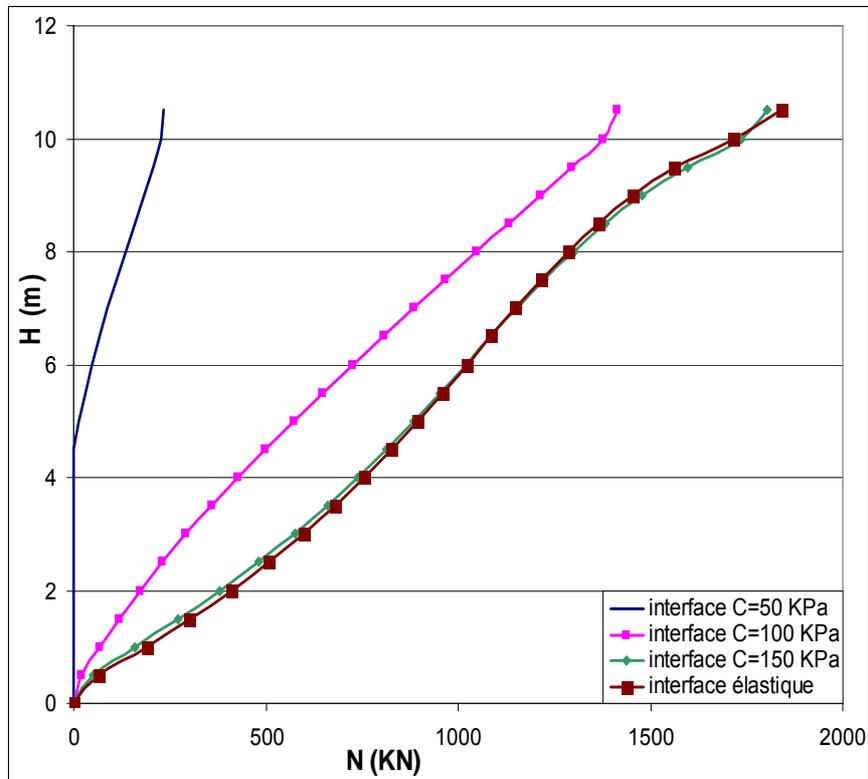


Figure 3.5c. Influence de l'interface sol-pieux sur l'effort normal dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie ( $V=0,4$  m/sec), sol frottant).

### **3.3. Influence de la non linéarité du béton des pieux**

Lors d'un chargement sismique de forte intensité, des rotules plastiques sont susceptibles de se développer dans les pieux. Dans la littérature, on trouve plusieurs modèles de comportement du béton en particulier le modèle élastique parfaitement plastique. D'autres modèles d'endommagement peuvent prendre en compte la diminution de la rigidité élastique et le développement des déformations irréversibles. Dans la conception parasismique, le développement de rotules plastiques est autorisé dans des endroits précis (en tête par ex). En effet, ces rotules plastiques permettront d'amortir l'oscillation induite par le chargement sismique et limiter ainsi les sollicitations qui en résultent. Dans cette partie, nous analysons l'influence de la prise de ces rotules plastiques sur la réponse sismique du système. La plasticité du béton des pieux est régie par un moment plastique  $M_p$  qui est le moment de flexion maximal admissible dans les pieux.

#### **3.3.1. Résultats**

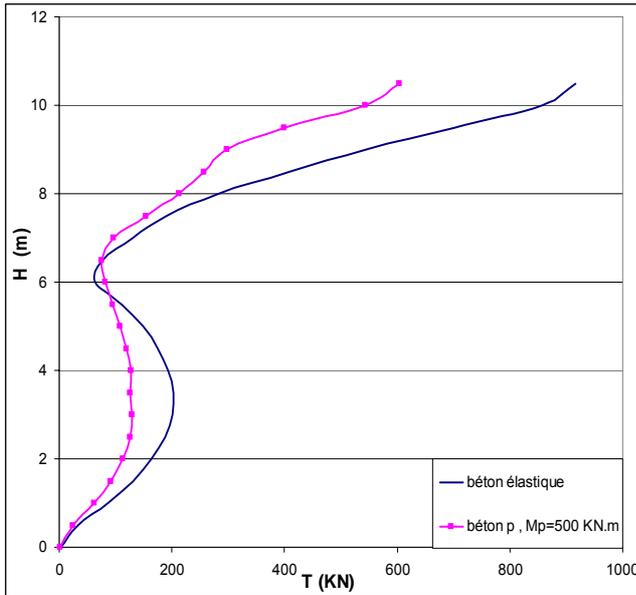
Pour étudier l'effet du comportement non linéaire des pieux sur la réponse sismique du système sol-pieux-pont, les résultats obtenus dans le cas d'un comportement linéaire du béton sont comparés avec ceux obtenus avec une valeur du moment plastique  $M_p=500$  KN.m qui est le moment maximal que peuvent supporter les pieux utilisés. Les simulations numériques sont effectuées dans le cas d'un sol frottant ( $\varphi=30^\circ$ ,  $C=2$  KPa,  $\psi=20^\circ$ ) avec un chargement correspondant à l'enregistrement de la Turquie et une amplitude maximale ( $V=0,4$  m/sec).

La figure 3.6 et le tableau 3.2 présentent les résultats obtenus. On constate que la non-linéarité du béton des pieux affecte d'une manière significative la réponse sismique des pieux. Le profil du moment fléchissant montre que la plasticité est atteinte sur une grande partie du pieu et n'est pas localisé uniquement en tête (rotule plastique). Ce résultat montre qu'un effondrement de la structure est très probable avec le système de fondations utilisé.

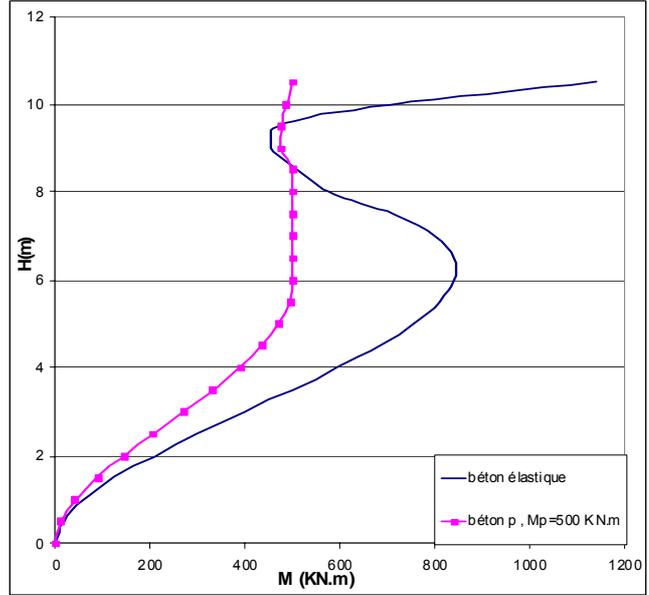
D'un autre côté, on constate qu'avec un comportement non linéaire des pieux, on obtient une réduction de l'effort normal (24.6 %) et de l'effort tranchant (34 %) maximaux dans le pieu extérieur et également une atténuation dans l'amplitude spectrale de la vitesse de la structure comme le montre la figure 3.7. Ceci est dû à l'amortissement introduit par la plasticité dans les pieux. Il est important de signaler que la présence de la plasticité dans les pieux influence la répartition des efforts tranchants maximaux entre le pieu central et extérieur (tableau 3.4).

Modèle (béton)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques						Efforts normalisés	
			Pieu central			Pieu extérieur			Pieu extérieur	
			N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>
élastique	9,567	6,592	38,2	511,7	897,9	1840,2	917,3	1140	0,211	0,062
Plastique M <sub>p</sub> =500 kN.m	7,744	8,327	38,8	450,8	500	1386,2	604,1	500	0,154	0,033

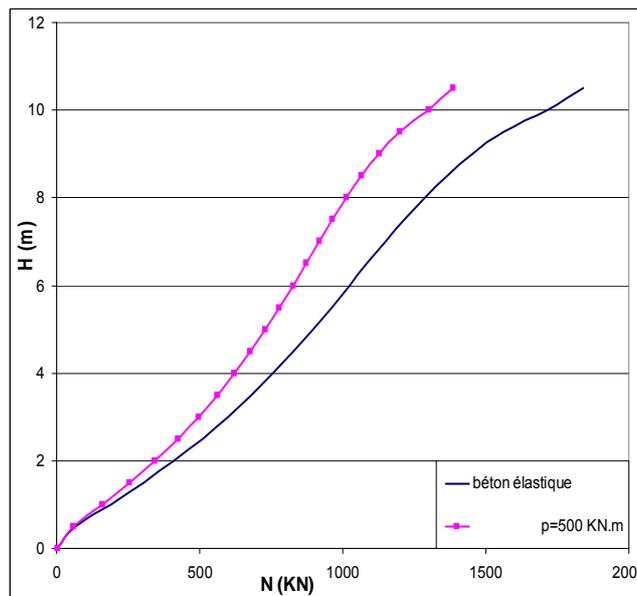
Tableau 3.2 Influence du comportement non linéaire du béton des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux (séisme de la Turquie (V=0,4 m/sec), sol ( $\phi=30^\circ$ , C=2 KPa,  $\psi=20^\circ$ )).



b) Effort tranchant



a) Moment fléchissant



c) Effort normal

Figure 3.6. Influence du comportement non linéaire du béton des pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur (séisme de la Turquie (V=0,4 m/sec), sol frottant).

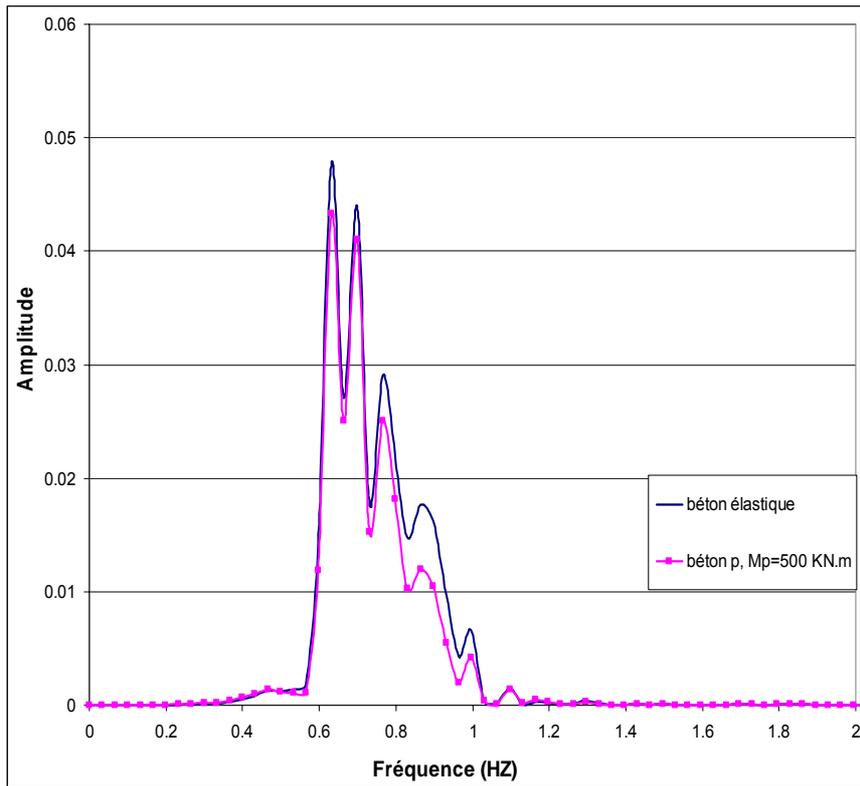


Figure 3.7. Influence du comportement non linéaire du béton des pieux sur la vitesse spectrale en tête de superstructure (Spectre de Fourier)

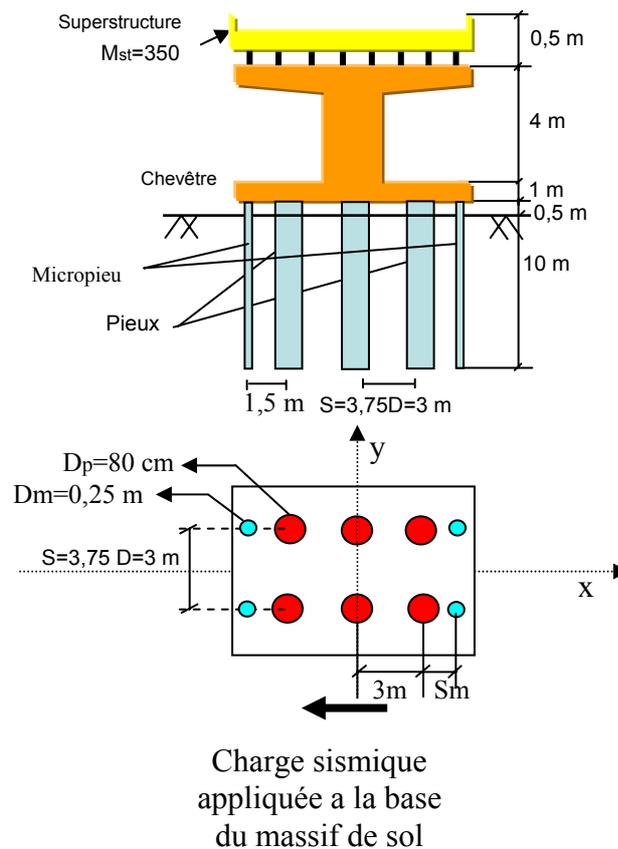
### 3.4. Interaction pieux – renforcement

Les observations sur site (Lizzi & Carnevale 1981, Pearlman et al. 1993, Mason 1993, Herbst 1994) ainsi que des recherches récemment menées ont démontré que le système de micropieux fournit un moyen fiable parmi les techniques de renforcement des ouvrages existants. La facilité de leur installation, en particulier dans des sites à accès difficile, constitue leur principal atout. Leur utilisation en site sismique présente de grands avantages, car ce système de fondation est caractérisé par une bonne flexibilité et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Dans le domaine de la modélisation numérique, les principaux travaux de recherche sur le comportement sismique des micropieux ont été axés sur leur utilisation comme fondation de nouveaux ouvrages (Sadek 2003, Al Saleh 2006). Dans cette partie, nous examinons la réponse du système sol-pieux-structure suite à un renforcement par un groupe de micropieux.

Il s'agit d'un système identique à celui étudié auparavant avec une fondation de 6 pieux qui sera renforcée par un groupe de 4 micropieux (2x2). Le diamètre des micropieux est  $D_m=0,25$  m (Figure 3.8). La solution de renforcement utilisée en pratique consiste à agrandir le chevêtre existant dans lequel les micropieux seront encastrés afin de rigidifier le système de fondation. L'interface entre les pieux, micropieux avec le sol est supposée élastique. Les calculs sont effectués en supposant une valeur du moment plastique  $M_p=500$  KN.m pour les pieux. Le chargement appliqué correspond à l'enregistrement de la Turquie, mais avec une amplitude maximale ( $V=0,6$  m/sec). Cette amplitude a été choisie afin de provoquer le développement de la plasticité sur une grande partie des pieux, ce qui justifie le renforcement.

Le sol est identique à celui utilisé dans les sections précédentes (sol frottant  $\phi=30^\circ$ ,  $C=2$  KPa,  $\psi=20^\circ$ ). Afin de limiter le nombre des éléments de renforcement (4 éléments), et s'agissant d'une analyse qualitative, le comportement des micropieux sera supposé élastique linéaire même si les efforts induits dépassent leur capacité portante. Pour une étude réelle, le nombre de micropieux doit être optimisé en fonction du chargement sismique.

Dans la suite, nous présentons les résultats de l'analyse paramétrique effectuée afin de déterminer un choix optimal du renforcement. En particulier, nous examinons l'influence de l'espacement pieux-micropieu, les conditions de liaison micropieux-chevêtre et l'inclinaison des éléments de renforcement.



**Figure 3.8.** Schéma de renforcement par micropieux

### 3.4.1. Effet de l'espacement pieux-micropieux

Afin d'analyser l'influence de l'espacement pieu-micropieu sur la réponse sismique du système, les simulations numériques ont été réalisées avec plusieurs valeurs de l'espacement pieu-micropieu ( $S_m=1,5, 2$  et  $3$  m).

Les tableaux 3.3, 3.4 et les figures 3.9, 3.11 donnent les résultats de la comparaison de la réponse du système avant et après le renforcement et pour plusieurs espacements pieu-micropieu.

En premier lieu, on note que le renforcement par micropieux peut constituer une solution efficace de renforcement. En effet, on note une forte réduction des efforts internes dans les pieux suite au renforcement. La figure 3.9 compare l'enveloppe du moment fléchissant dans les pieux avec et sans renforcement. Suite au renforcement, la zone plastifiée du pieu est réduite à un point localisée en tête de pieux, ce qui peut être admis par les normes sismiques et ne met pas en péril la structure. En plus, on constate que le moment fléchissant maximal diminue avec l'augmentation de l'espacement pieu-micropieu. Une même tendance est

observée pour l'enveloppe de l'effort tranchant dans le pieu. Le renforcement aboutit à une réduction de l'effort tranchant en tête de l'ordre de 45%. L'influence de l'espacement pieu-micropieu n'est pas très significative tout en obtenant une petite baisse avec l'augmentation de l'espacement.

Le renforcement est également très bénéfique vis-à-vis de l'effort normal repris par les pieux. En effet, on obtient une atténuation de 75 % de l'effort normal maximal dans les pieux après le renforcement. Toutefois l'influence de l'espacement pieu-micropieu n'est pas importante sur l'effort normal dans les pieux, mais elle aboutit à une atténuation significative de l'effort normal dans les micropieux.

En examinant la réponse spectrale de la vitesse en tête de la superstructure (figure 3.10), on constate une diminution de l'amplitude maximale avec l'espacement. Ce qui traduit une augmentation de la rigidité de la structure et explique la réduction des efforts dynamiques dans les pieux. Ce résultat est concordant avec ceux obtenus par Sadek (2003) concernant l'augmentation de la rigidité du système et la réduction de l'amplification latérale avec l'espacement.

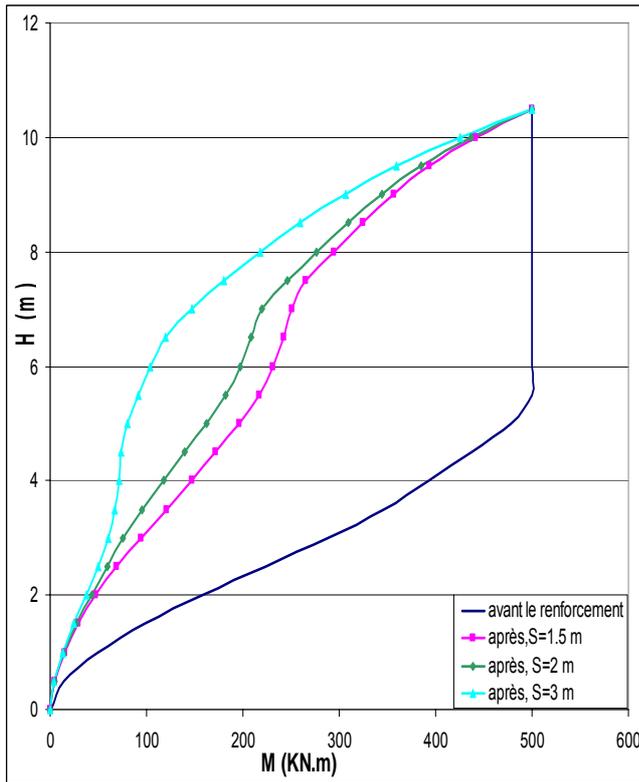
La figure 3.11 montre l'enveloppe du moment fléchissant et de l'effort tranchant induits dans les micropieux sous chargement sismique. On constate que l'espacement n'a pas un impact important sur la répartition de ces efforts. Ces résultats confirment les mesures réalisées en centrifugeuses par Fukui et al. (2001).

Modèle (béton) $M_p=500$ (KN.m)	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques					
			Pieu central			Pieu extérieur		
			$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
Avant le renforcement	8,712	14,25	36,3	489,1	500	1553,2	691,5	500
Après S=1,5 m	8,432	8,4	8,6	289,1	500	376	359,6	500
Après S=2 m	8,358	8,759	0,5	281,9	500	422,6	339,7	500
Après S=3 m	7,608	8,131	0,4	247,2	500	331	291	500

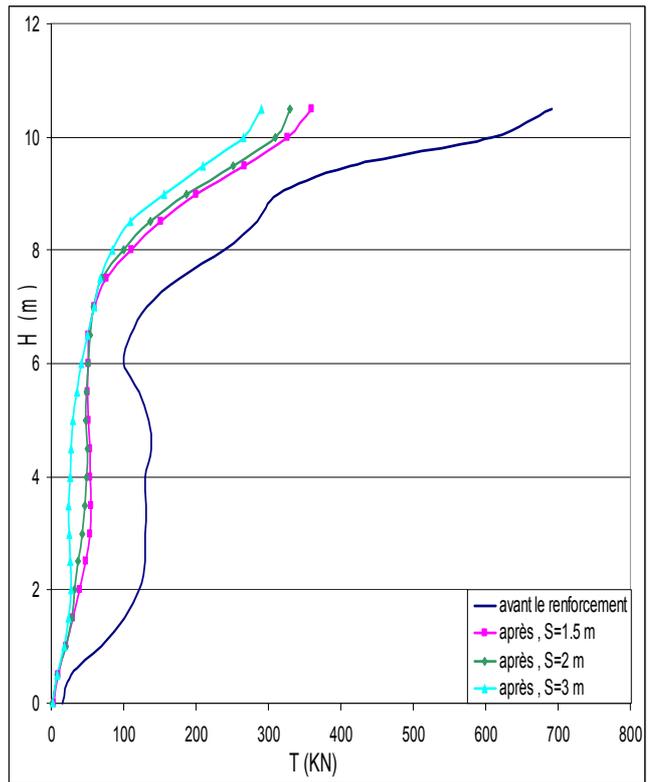
Tableau 3.3 Influence de l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans les pieux

Modèle	Efforts dynamiques (micropieu)		
	$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
S=1,5 m	984	602,7	1090
S=2 m	841,3	596,6	1080
S=3 m	594	491,4	926,8

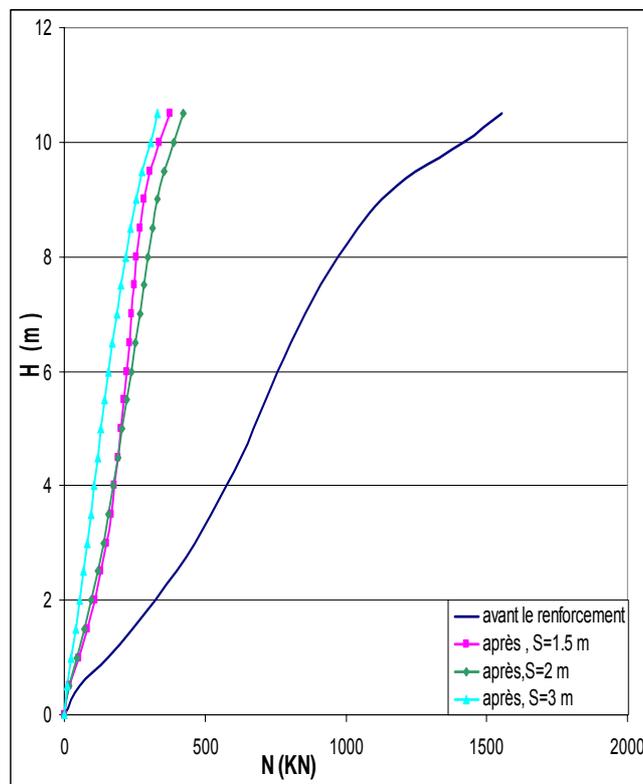
Tableau 3.4 Influence de l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans les micropieux de renforcement.



a) Moment fléchissant



b) Effort tranchant



c) Effort normal

Figure 3.9. Influence de l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur

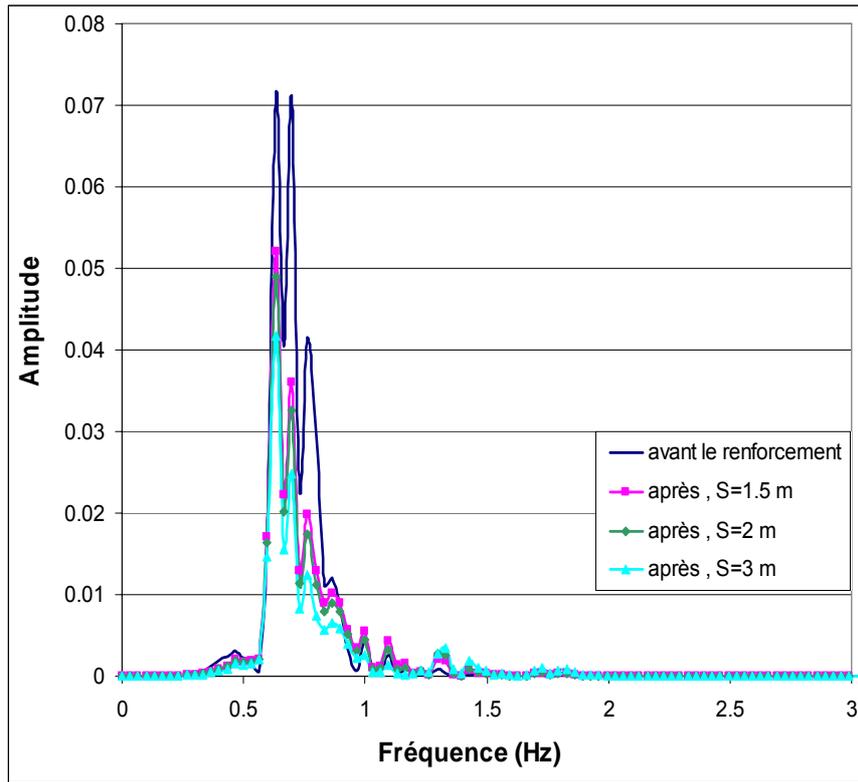
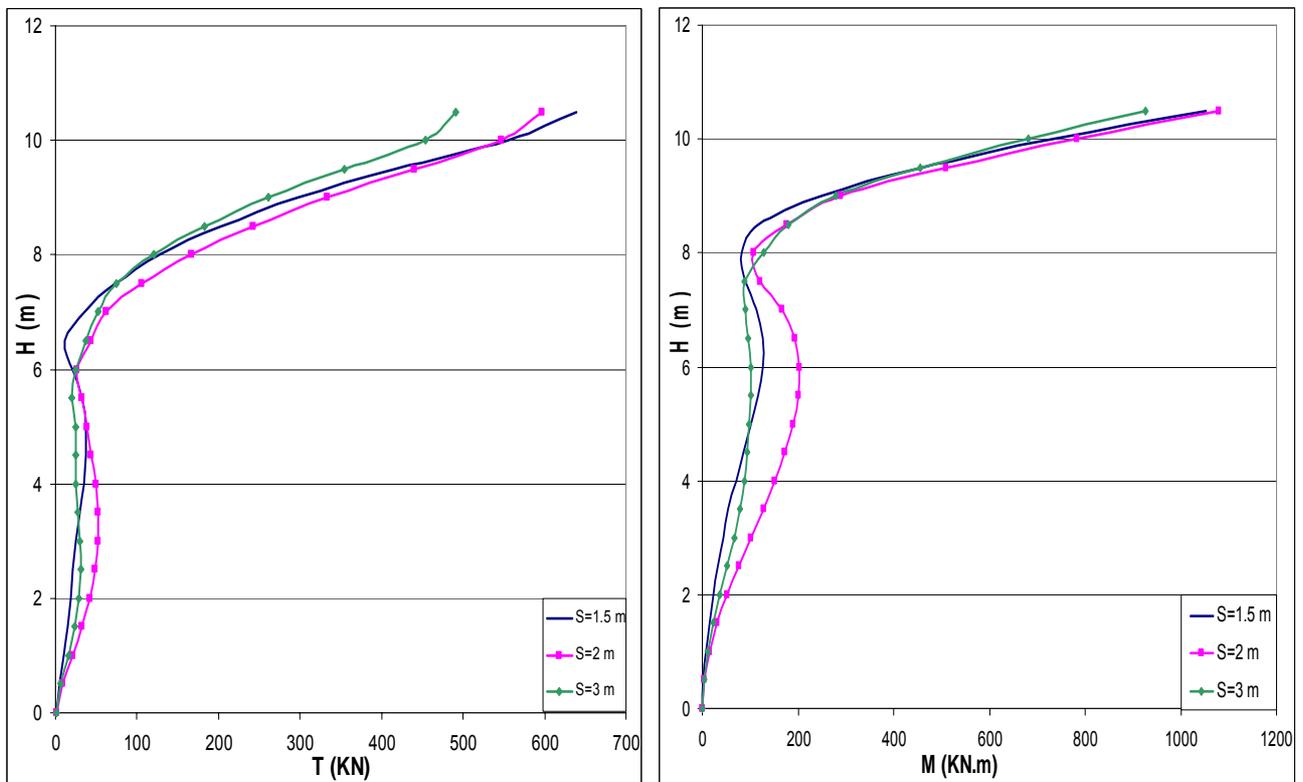
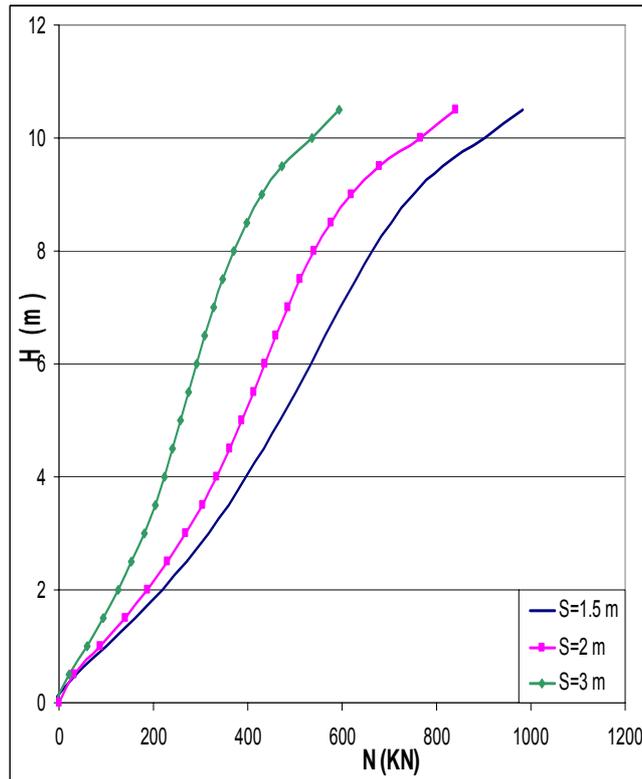


Figure 3.10. Influence de l'espacement pieu-micropieu sur la vitesse spectrale en tête de superstructure.



a) Moment fléchissant

b) Effort tranchant



c) Effort normal

Figure 3.11. Influence du l'espacement pieu-micropieu sur les efforts dynamiques dans les micropieux de renforcement

### 3.4.2. Effet de la liaison micropieux/chevêtre

On propose dans cette section d'analyser l'effet de la liaison micropieu/chevêtre sur la réponse sismique du système. Deux types de liaison sont étudiés : encastrement et articulation. L'analyse est effectuée pour un espacement pieu-micropieu ( $S=2$  m). Les figures 3.12 ,3.13 et les tableaux 3.5 ,3.6 donnent les résultats obtenus pour les deux configurations étudiées. En examinant les efforts induits dans les pieux, on constate que la solution avec des micropieux articulés n'est pas très efficace en comparaison avec les micropieux encastrés. Pour la première configuration, le moment plastique est atteint sur le quart supérieur du pieu. En plus, le profil de l'effort tranchant obtenu avec les micropieux articulés montre une valeur maximale supérieure de 45 % à celle obtenue dans le cas d'un renforcement par micropieux encastrés. Ceci est accompagné par une différence de l'amplification de l'accélération au niveau du chevêtre. Ce qui traduit une rigidité inférieure du système dans le cas d'un renforcement avec micropieux articulés. L'effort normal montre des valeurs maximales comparables dans les deux cas.

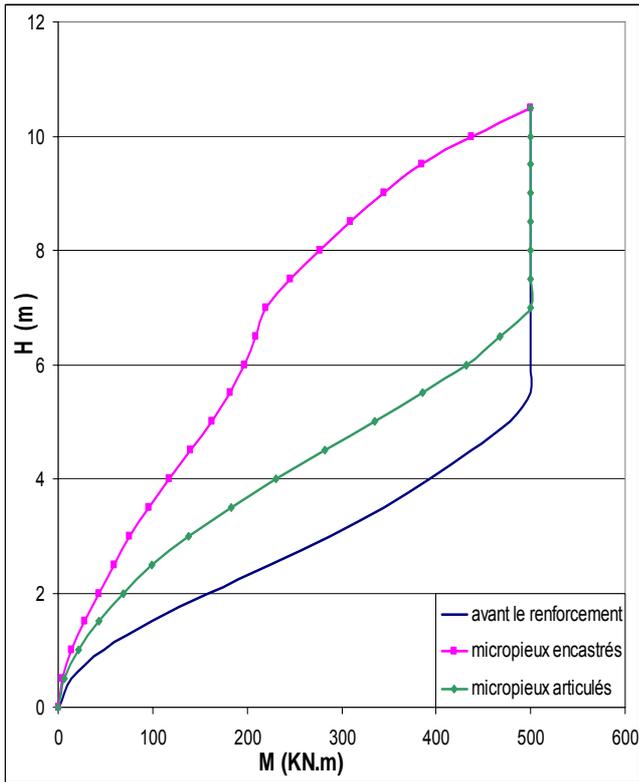
Concernant les efforts développés dans les micropieux, la présence de l'articulation permet de les soulager en tête. Dans ce cas, le moment maximal obtenu à une profondeur de 2m est nettement inférieur à celui développé en tête des micropieux encastrés  $M=1080$  KN.m. Ce résultat est concordant avec les résultats trouvés par Sadek (2003). Le profil de l'effort tranchant montre également une diminution dans le cas d'une articulation en tête, ce qui n'est pas en faveur des efforts dans les pieux existants.

Modèle (béton) $M_p=500$ kn.m	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques					
			Pieu central			Pieu extérieur		
			$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (kN.m)
Micropieux encastrés	8,358	8,759	0,5	281,9	500	422,6	339,7	500
Micropieux articulés	8,179	14,28	18,7	381,2	500	406,1	499,4	500

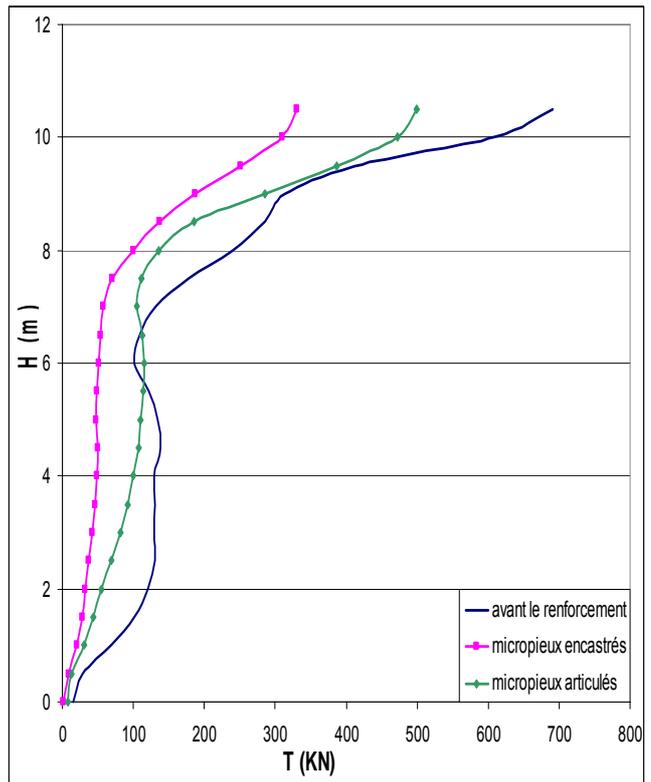
Tableau 3.5 Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans les pieux (séisme de la Turquie ( $V=0,6$  m/sec), sol frottant ( $\varphi=30^\circ$ ,  $C=2$  KPa,  $\psi=20^\circ$ )).

Modèle	Efforts dynamiques		
	$N_{max}$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
encastré	841,3	596,6	1080
articulé	655,8	359	529,7

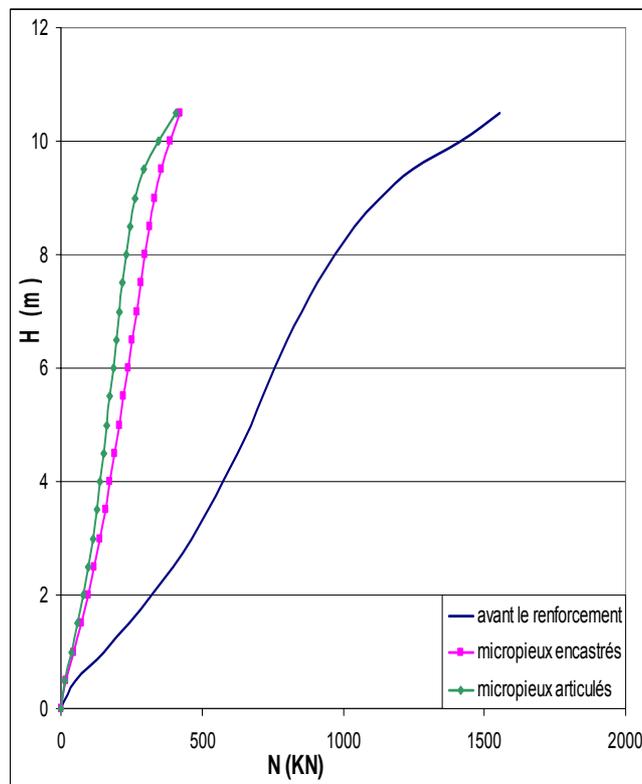
Tableau 3.6 Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans le micropieu



a) Moment fléchissant

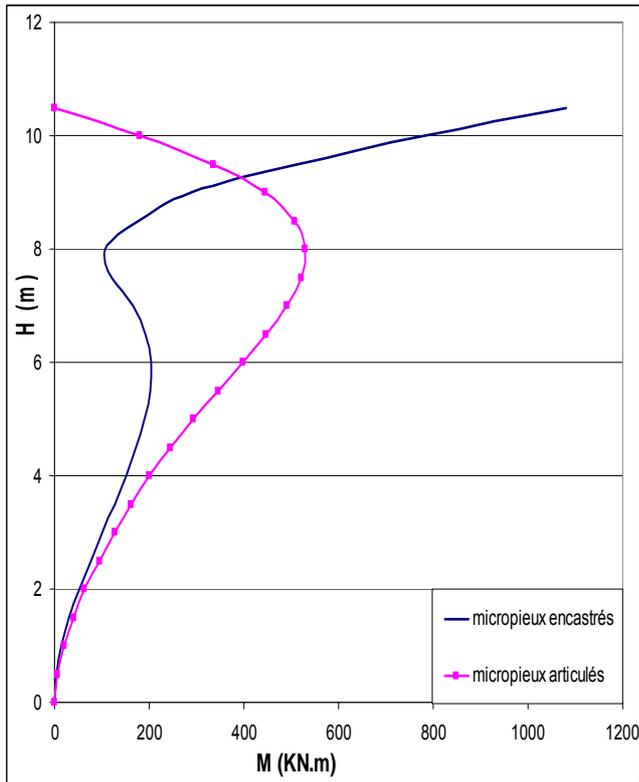


b) Effort tranchant

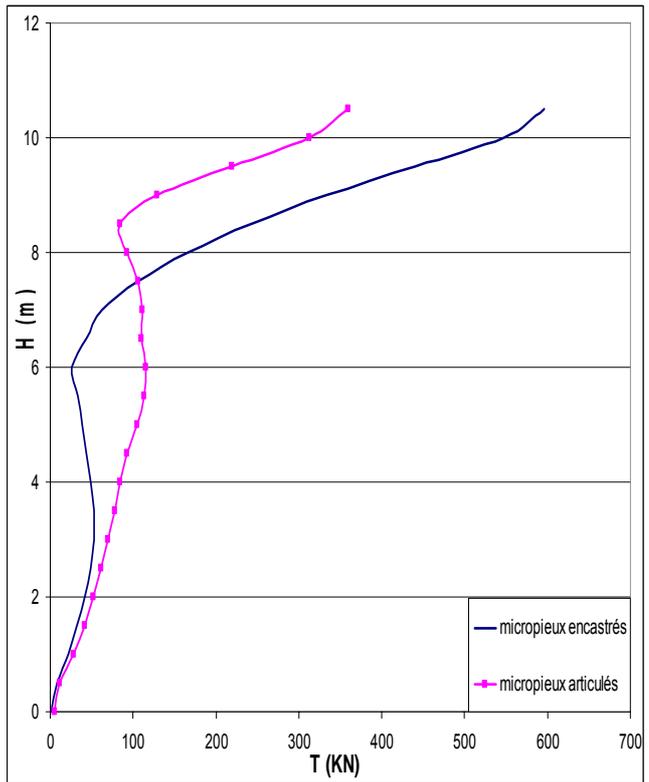


c) Effort normal

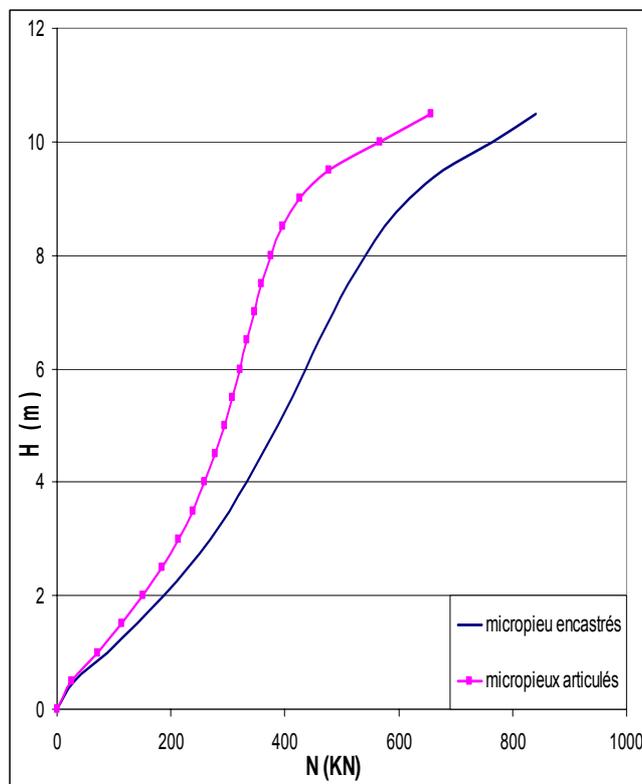
Figure 3.12. Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur.



a) Moment fléchissant



b) Effort tranchant



c) Effort normal

Figure 3.13. Influence de la liaison micropieux/chevêtre sur les efforts dynamiques dans les micropieux

### 3.5. Influence de l'inclinaison des micropieux

Dans cette section on s'intéresse à l'analyse de l'effet de l'inclinaison des micropieux, qui peut être bénéfique comme l'ont déjà signalé Sadek (2003) et Saleh (2006) pour les micropieux utilisés comme nouvelles fondations. L'influence de l'inclinaison sera examinée sur la réponse de la structure existante (superstructure + pieux) ainsi qu'à la réponse des micropieux eux-mêmes. Les liaisons sol-pieux et sol-micropieu sont supposées parfaitement rigides.

Les figures 3.14, 3.15 et les tableaux 3.7, 3.8 donnent les résultats des simulations numériques pour deux inclinaisons des micropieux ( $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ) en cas d'un sol frottant ( $C=2$  KPa,  $\phi=30^\circ$ ,  $\psi=20^\circ$ ). Dans le cas de micropieux inclinés, on constate une diminution de l'effort tranchant parallèlement à l'atténuation de l'accélération latérale au niveau de la superstructure et du chevêtre. Cette diminution dans l'effort tranchant est de l'ordre de 30% par rapport à un renforcement vertical. Concernant le moment fléchissant dans les pieux, le moment plastique est atteint en tête dans les deux cas, par contre on observe une atténuation en allant vers pointe dans le cas d'un renforcement incliné. L'inclinaison est également très bénéfique pour l'effort normal dans les pieux où on obtient une réduction significative de l'effort normal tout au long du pieu comme la montre la figure 3.14c.

Cet effet bénéfique de l'inclinaison confirme les résultats des essais réalisés en centrifugeuses par Fukui et al. (2001).

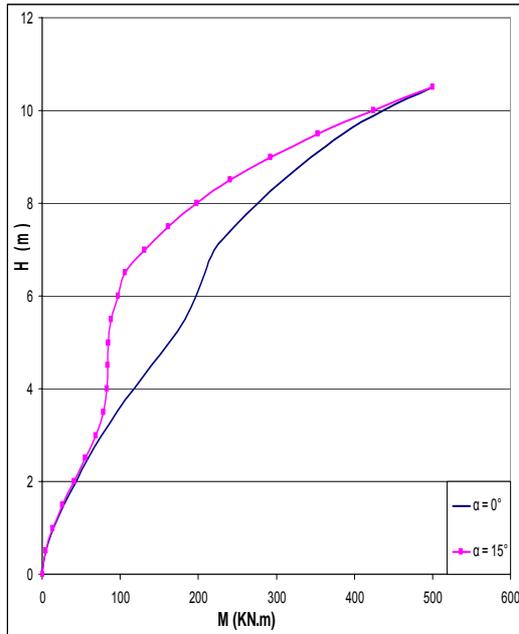
En examinant les efforts induits dans les micropieux de renforcement, on constate que l'inclinaison des micropieux aboutit à une réduction significative de l'effort tranchant et du moment fléchissant maximaux. Cette diminution atteint 53% pour l'effort tranchant et 42 % pour le moment fléchissant ce qui améliore significativement la résistance des éléments de renforcement sans mettre en péril les pieux existants. A signaler que l'inclinaison conduit à une augmentation modérée de l'effort normal dans les micropieux de l'ordre de 15 %.

$\alpha$ ( $^\circ$ )	Acc masse (m/s <sup>2</sup> )	Acc chevêtre (m/s <sup>2</sup> )	Efforts dynamiques					
			Pieu central			Pieu extérieur		
			N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)
0	8.358	8.759	0.5	281.9	500	422.6	329.7	500
15	6.473	6.897	0.3	206.5	500	126	231.9	500

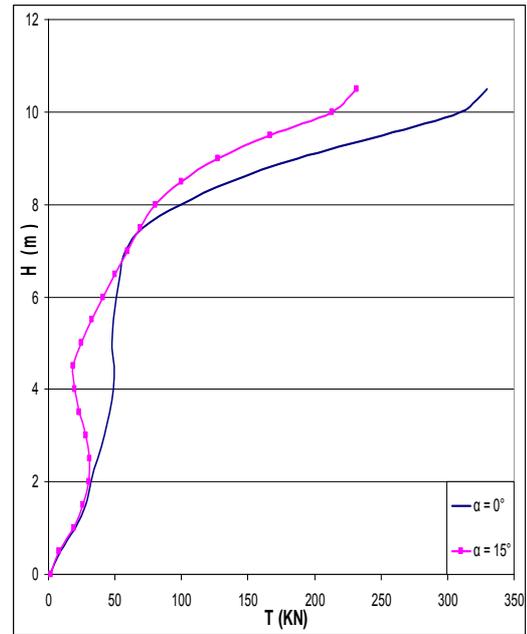
Tableau 3.7. Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans les pieux. (Sol frottant ( $\phi=30^\circ$ ,  $C=2$  KPa,  $\psi=20^\circ$ ), Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 60$  cm/s).

$\alpha$ (°)	Efforts dynamiques		
	N <sub>max</sub> (KN)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)
0	841,3	596,6	1080
15	978,5	276	624

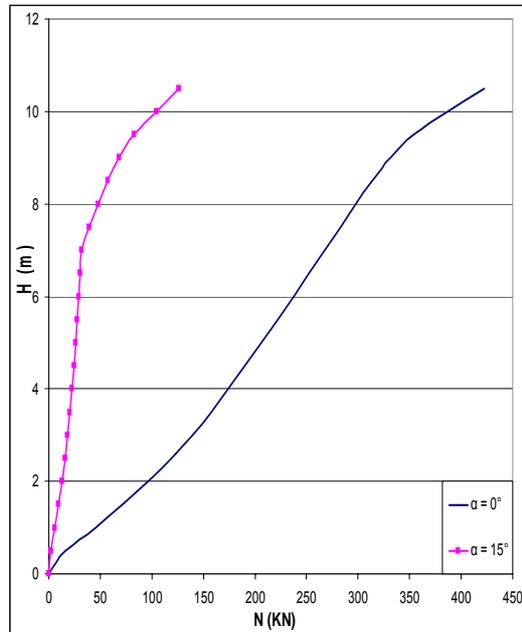
Tableau 3.8. Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans les micropieux.



a) Moment fléchissant

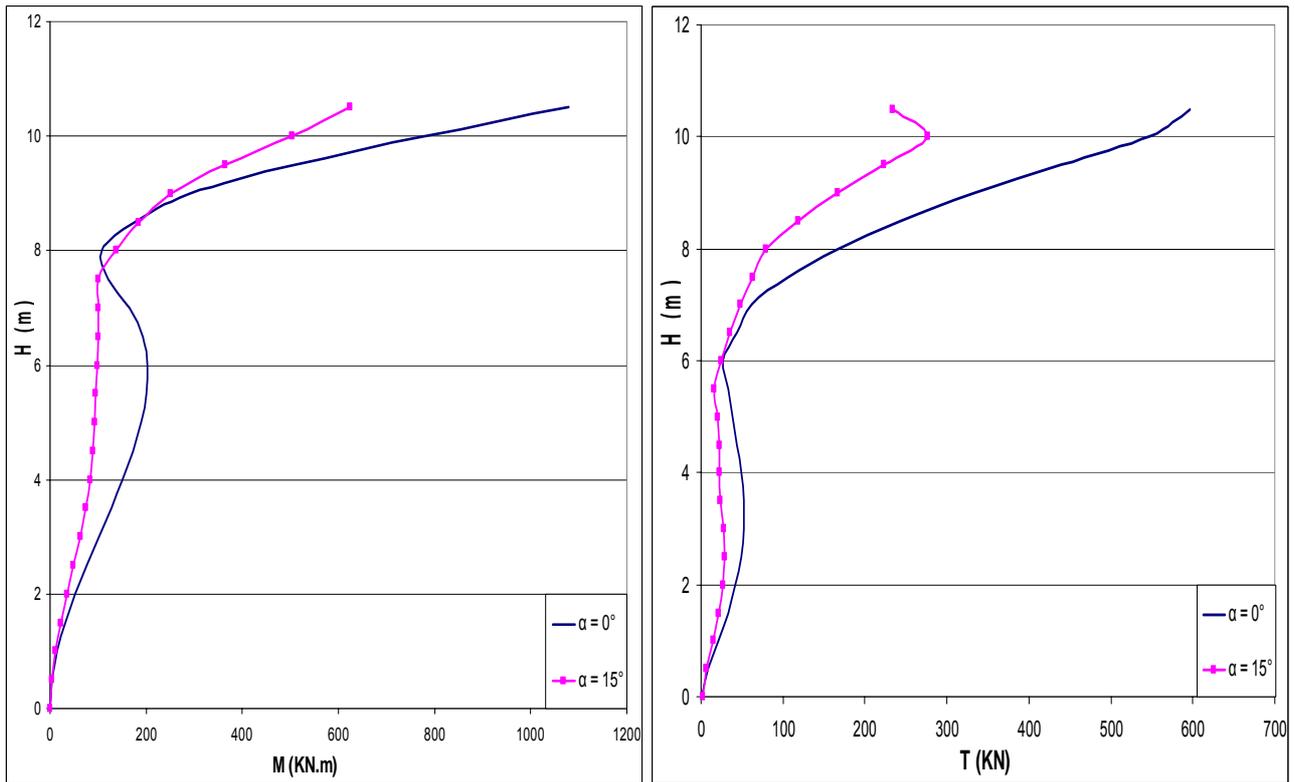


b) Effort tranchant



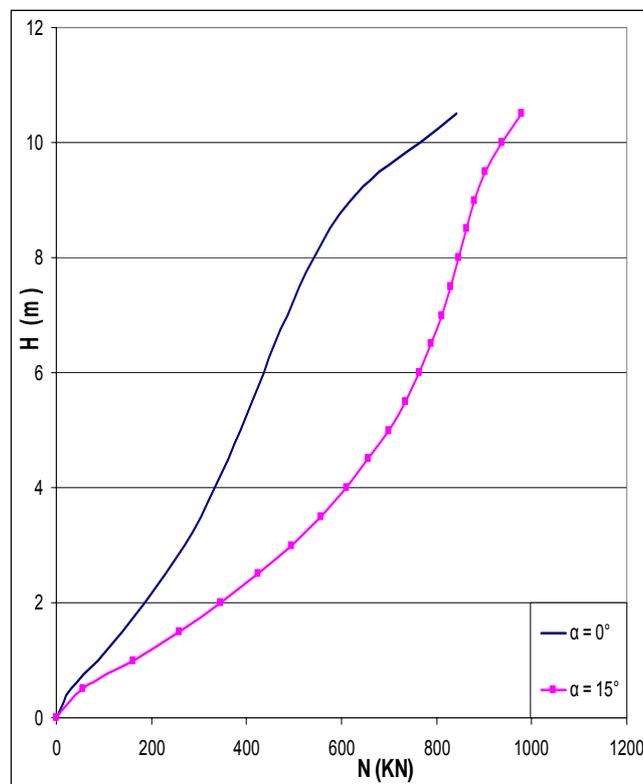
c) Effort normal

Figure 3.14. Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans le pieu extérieur



a) Moment fléchissant

b) Effort tranchant



c) Effort normal

Figure 3.15. Influence de l'inclinaison des pieux sur les efforts dynamiques dans le micropieu (séisme de la Turquie ( $V=0,6$  m/sec), sol frottant ( $\varphi=30^\circ$ ,  $C=2$  KPa,  $\psi=20^\circ$ )).

### 3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, l'influence du comportement élastoplastique de l'interface sol-pieu a été analysée et comparée avec l'hypothèse d'une liaison parfaite sol-pieux. La plasticité du sol et le glissement à l'interface sol-pieu induit une dégradation de la rigidité de la fondation. Dans le cas d'une résistance médiocre de l'interface sol-pieux, on remarque une grande augmentation du moment fléchissant accompagnée avec une baisse des efforts tranchant et normal dans les pieux. Pour une résistance moyenne ou élevée de l'interface, Les résultats montrent que les efforts dans les pieux s'approchent de celui du cas de liaison parfaite. La prise en compte de la plasticité de sol est suffisante.

La prise en compte du comportement non linéaire du béton est important surtout si la capacité portante de ces derniers risque d'être dépassée. Elle permettra de savoir si le système peut résister ou non sous un chargement quelconque. Le développement des rotules plastiques entraîne une atténuation de la réponse globale. On constate que la plastification des pieux change le rapport sur la répartition des efforts tranchant et normal entre le pieu central et extérieur. Ce type de comportement permet de prévoir la rupture du système dans le cas de l'extension de la plasticité dans le pieu, ce qui n'est pas le cas avec un comportement linéaire.

Le comportement des structures existantes renforcées a été analysé. Le système de renforcement par micropieux constitue une solution efficace pour les pieux existants. L'implantation des éléments de renforcements joue un rôle décisif. L'espacement n'a pas un impact très significatif. Si un choix doit se faire le renforcement est plus efficace pour un espacement plus important entre les pieux existants et les micropieux. L'encastrement des micropieux dans le chevêtre permet une meilleure atténuation des efforts. L'utilisation des micropieux inclinés comme éléments de renforcement est très bénéfique pour les pieux existants et les micropieux eux-mêmes.

## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique globale du problème d'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. Une attention particulière est accordée à l'influence des non linéarités du sol, du développement des rotules plastiques dans les pieux et du comportement de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure. Les travaux de recherche dans le cadre de cette thèse ont été menés en utilisant une modélisation tridimensionnelle en différences finies. Les effets des principaux paramètres sont analysés comme le nombre de pieux, leurs espacements et dispositions, la rigidité sol/pieu, le chargement sismique (contenu fréquentiel et amplitude) tout en tenant compte du comportement élastoplastique de sol. Les résultats des simulations effectuées sont en bon accord avec les observations post-sismiques et les travaux antérieurs ; les forces inertielles de la superstructure induisent des efforts significatifs dans les pieux et contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes. Les efforts induits par l'interaction inertielle dépendent sensiblement de la fréquence fondamentale de la superstructure et de celle du massif du sol en comparaison avec le contenu fréquentiel du chargement.

La plasticité du sol influence d'une manière importante la réponse sismique du système. L'analyse a été réalisée pour deux sols types : sol cohérent et sol frottant. Pour un sol cohérent, la plasticité se propage à partir de la base du massif ce qui amortie la transmission de l'énergie en surface et à la superstructure. La prise en compte de la plasticité du sol aboutit à une atténuation des efforts en particulier pour les sols meubles à faible cohésion. Pour un sol frottant la plasticité se propage à partir de la surface en raison du faible confinement du sol dans cette zone ce qui dégrade la liaison sol-pieu. Dans ce cas la plasticité du sol conduit à une réduction de l'amplification latérale dans la structure sans que les pieux soient soulagés. La plastification du sol autour de la tête des pieux, les rend plus vulnérables en raison de l'absence de la butée ce qui peut conduire à des moments fléchissant de forte ampleur. Les observations post sismiques des pieux endommagés en tête montrent la formation d'un vide autour de la tête des pieux.

L'analyse paramétrique en fonction de la fréquence de chargement montre la nécessité de la prise en compte de la plasticité dans le cas d'un sol meuble ou si la fréquence de

chargement est proche de la fréquence fondamentale du sol. Pour un séisme d'amplitude moyen avec un contenu fréquentiel loin de la fréquence fondamentale du sol, un calcul visco-élastique est acceptable. Les simulations numériques avec une loi élastoplastique pour le sol révèlent un effet de groupe positif jusqu'à une limite au dessous de laquelle la forte interaction entre pieux altère le sol qui se plastifie et on obtient une forte augmentation du moment fléchissant. Avec un espacement 3D, l'effet de groupe devient préjudiciable. Cette conclusion contredit les résultats obtenus dans le domaine élastique où on obtient toujours un effet positif avec la diminution de l'espacement.

L'introduction des éléments spécifiques d'interface sol-pieux est devenue possible avec les avancées dans les moyens de calcul. Les simulations effectuées montrent qu'avec une résistance médiocre de l'interface sol-pieux, l'utilisation des éléments d'interface conduit à une augmentation du moment fléchissant accompagnée avec une baisse des efforts tranchant et normal dans les pieux. Pour une résistance moyenne ou élevée de l'interface les efforts dans les pieux s'approchent de celui du cas de liaison parfaite. La prise en compte de la plasticité de sol est suffisante et le recours à un modèle plus coûteux incluant des éléments d'interface n'est plus justifié.

La prise en compte du comportement non linéaire du béton est important surtout si la capacité portante de ces derniers risque d'être dépassée. Elle permet une meilleure prédiction de la rupture du système à un chargement quelconque. Le développement des rotules plastiques entraîne une atténuation de la réponse globale. On constate que la plastification des pieux change le rapport sur la répartition des efforts tranchant et normal entre le pieu central et extérieur. Ce type de comportement permet de prévoir la rupture du système dans le cas de l'extension de la plasticité du béton dans le pieu, ce qui n'est pas le cas avec un comportement linéaire. D'un autre côté il permet d'analyser le comportement des structures existantes nécessitant un renforcement. Le système de renforcement par micropieux constitue une solution efficace pour les pieux existants. L'implantation des éléments de renforcements joue un rôle décisif. L'espacement n'a pas un impact très significatif. L'encastrement des micropieux dans le chevêtre permet une meilleure atténuation des efforts dans les pieux et la structure. L'utilisation des micropieux inclinés comme éléments de renforcement est très bénéfique pour les pieux existants et les micropieux eux-mêmes. Ces conclusions confirment les résultats des essais récents réalisés en centrifugeuse sur des groupes des pieux renforcés par micropieux.

## REFERENCES

1. Abghari A. and Chai, J. (1995) « Modeling of Soil-Pile-Superstructure Interaction in the Design of Bridge Foundations » Performance of Deep Foundations under Seismic Loading, John Turner, Ed., Geotechnical Special Publication No. 51, ASCE, New York, N.Y., pp. 45-59.
2. AFPS; Association française de Génie Parasismique. Recommandations AFPS 90, Presses des Ponts et Chaussées, 1990.
3. Ahmad, S., and Mamoon, S. M. (1991) « Seismic Response of Piles to Obliquely-Incident Waves », Proc. 2nd Int. Conf. Recent Advances Geotech. Earthq. Engng Soil Dyn., St Louis 1, pp. 805-814.
4. Alsaleh, H. (2007), Thèse de doctorat « Modélisation non-linéaire en Trois Dimensions de L'interaction Sol-Micropieux-Pont Sous Chargement Sismique », Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.
5. Anandarajah, A., Rashidi, H. & Arulanandan, K., (1995) « Elasto-Plastic Finite Element Analyses of a Soil-Structure System Under Earthquake Excitation », Computers and Geotechnics, Vol.17, pp. 301-325.
6. Anandarajah, A., Rashidi, H. & Arulanandan, K., (1995) « Elasto-Plastic Finite Element Analyses of a Soil-Structure System Under Earthquake Excitation », Computers and Geotechnics, Vol.17, pp. 301-325.
7. Baguelin, F., Jezequel, J., (1972) « Etude Expérimentale du Comportement de Pieux Sollicités Horizontalement, » Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées No. 62, pp.129-170.
8. Balendra, S. (2005). « Numerical Modeling of Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction » Master Of Science In Civil Engineering, Washington State University, Pullman, WA.
9. Ball, R.P (2002) « Partial Retrofit of Bridges Using Micropiles: Project 4ST-20A of the Consequence Minimization Program Partial Retrofit of Bridges », University of Illinois at Urbana-Champaign
10. Banerjee P. and Davies T. (1978) « The Behavior of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in non-Homogeneous Soils » Géotechnique, London, 28 (3), pp. 309- 326.
11. Bardet J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, Adachi, N., Hamada, M., and Ishihara, K., (1996) « North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma

- Prieta, and Northridge Earthquake », Report No. 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, and Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan.
12. Barton, Y. O. et Pande, G. N., (1982) « Laterally Loaded Piles in Sands: Centrifuge Tests and Finite Element Analyses », International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 749-758.
  13. Basack S. (2008) «A Boundary Element Analysis of Soil-Pile Interaction Under Lateral Cyclic Loading in Soft Cohesive Soil ". Asian Journal of Civil Engineering., vol. 9, no 4, pp.379-390.
  14. Bentley K. J. (1999), « Lateral Response Of Piles Under Extreme Events » Master, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario, London.
  15. Berrill, J.B., Christensen, S.A., Keenan, R.J., and Okada, W. (1997) « Lateral-Spreading Loads on Piled Bridge Foundation » Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures, P.Seco e Pinto, Ed., Balkema, pp. 173-183.
  16. Blaney G.W., Kausel E.G, Roesset J.M. (1976) « Dynamic Stiffness of Piles » 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, ASCE, Vol. 2, pp. 1001-1012.
  17. Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L, Wilson, D. W. & Abghari, A. A., (1999) « Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 9, pp. 750-759.
  18. Bowles J. (1996) « Foundation Analysis and Design ». Fifth Edition. McGraw Hill, New York.
  19. Brown D., Morrison C. and Reese L. (1988) « Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand » Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (11), pp. 1261-1276.
  20. Butterfield, R and Banerjee, P. K. (1971) « The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups » Geotechnique, Vol. 21, 43-60.
  21. Cai et al. (2000) « Nonlinear Analysis of 3D Seismic Interaction of Soil-Pile-Structure Systems and Application », Engineering structures No. 22, pp. 191-199.
  22. Chang, G.-S. and Kutter, B. L., (1989) « Centrifugal Modeling of Soil-Pile-Structure Interaction », Engineering Geology and Geotechnical Engineering, Watters (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 327-334.
  23. Chung, Y., (2000) « Etude Numérique de L'interaction Sol-Pieu-Structure Sous

- Chargement Sismique » Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille.
24. Cundall, P. A., H. Hansteen, S. Lacasse and P. B. Selnes. (1980) « NESSI — Soil Structure Interaction Program for Dynamic and Static Problems » Norwegian Geotechnical Institute, Report 51508-9, December 1980.
  25. Dobry, R. and Gazetas, G. (1988) « Simple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups » *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, 557-574.
  26. Dou, H. & Byrne, P. M., (1996) « Dynamic Response of Single Piles and Soil-Pile Interaction », *Can. Geotech. J.* Vol. 33, pp. 80-96.
  27. Dou, H., and Byrne, P.M. (1996) « Dynamic Response of Single Piles and Soil-Pile Interaction », *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 80-96.
  28. Elgamal (2003), « Reese's Stiff Clay below Water Table »  
<http://geotechnic.ucsd.edu>
  29. Escoffier, S., Chazelas JL, Derkx F, Thorel L, Rault G, Buttigieg S, Cottineau LM and Garnier J (2006) « Physical modelling of earthquakes in the LCPC's centrifuge ». In: 1st Europ Conf on Earthq Eng and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8/09/06, Paper Number 1064.
  30. Escoffier, S., Chazelas, J. & Garnier, J., (2008) « Centrifuge Modelling of Raked Piles », *Bulletin of Earthquake Engineering* Vol. 6, pp. 689-704.
  31. Escoffier, S., Derkx F, Thorel L, Chazelas JL, Rault G, Buttigieg S, Cottineau LM (2006) « Dynamic tests and simulation of earthquakes in the LCPC's centrifuge ». In: Ng CMM, Zhang LM, Wang YH (eds) *Physical modelling in geotechnics—6th ICPMG'06*. Taylor and Francis Group, London, pp 181–186.
  32. Fan K., Gazetas G., Kaynia A., Kausel E., & Ahmad, S. (1991) « Kinematic Seismic Response of Single Piles and Pile Groups », *J. Geotech. Engng Div., ASCE*, Vol. 117, No. 12, 1860-1879.
  33. Fiegel, G., (1995) « Centrifugal and Analytical Modeling of Soft Soil Sites Subjected to Strong Shaking », Ph. D. Dissertation, Univ. of California, Davis.
  34. Fiegel, G., Hudson, M. Idriss, I., Kutter, B. & Zeng, X., (1994) « Effect of Model Containers on Dynamic Soil Response », *Proc. of centrifuge '94*, Singapore, pp. 145-150.
  35. Finn, W.D, N. Fujita (2002) « Piles in Liquefiable Soils: Seismic Analysis and Design Issues », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22, 731–742.

36. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) USER'S GUIDE, Version 3.0, Itasca Consulting Group, Inc.
37. FOREVER (FOndations RENforcées VERTicalement) « Synthèse des Résultats et Recommandations du Projet National sur Les Micropieux » (1993 à 2001), Opération du Réseau Génie Civil et Urbain – IREX, Presses de l'ENPC /LCPC (2002), Fracne.
38. Gazetas, G. (1983) « Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art », *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 2, No. 1, pp. 2-41.
39. Gazetas, G. and Dobry, R., (1984) « Horizontal Response of Piles in Layered Soil », *Journal of the Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 110, No. 1, pp. 20-40.
40. Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998) « Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues », *Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication No 75, ASCE, Vol III.*, pp. 1119-1174.
41. Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998) « Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues », *Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication No 75, ASCE, Vol 2.*, pp. 1119-1174.
42. Gazetas, G., (2008) « Evidence of Beneficial Role of Inclined Piles: Observations and Summary of Numerical Analyses » *Bull Earthquake Engineering*, Vol. 6, pp. 705-722.
43. Gazetas, G., Fan, K. and Kaynia, A., (1993) « Dynamic Response of Piles Groups with Different Configuration » *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 12, pp. 239-257.
44. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T. and Shimizu K. (1993) « Seismic Response of the Pile Foundation of Ohba-Ohashi Bridge » *Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, June 1-4, SOA No.2 pp.1803-1809.
45. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Markis, N. (1992) « Seismic Pile-Group-Structure Interaction », *Piles under Dynamic Loads*, ASCE, S. Prakash, ed., pp. 56-93.
46. Gerolymos, N., Gazetas, G. and Mylonakis, G., (1998) « Fundamental Period and Effective Damping of Pile-Supported Bridge Piers », *Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Topic 3, Paris.
47. Gohl, W., (1991) « Response of Pile Foundations to Simulated Earthquake Loading Experimental and Analytical Results », *Ph. D. Dissertation*, Univ. of British

- Colombia.
48. Hadjadji T. (1993) « Analyse du Comportement Expérimental de Pieux Sous Chargements Horizontaux » Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
  49. Hamada, M (1992) « Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake, 1983 Nihonkai-Chubu earthquake case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake » Technical Reports NCEER-92-0001, Volume -1.
  50. Herbst, T.F., (1994) "The GEWI-PILE, a micropile for retrofitting, seismic upgrading and difficult installation", Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Sponsored by the US Federal Highway Administration (FHWA), Vol. (2), pp. 913-930.
  51. Itani, M., Onodera, S., and Oshita, T., (2002) « Centrifuge Model Test on Pile Group Effect of Pile Foundation Reinforced by Micropile », Public Works Research Institute, Japan.
  52. Juran, I., Benslimane, A., and Hanna, S., (2001) « Engineering Analysis of the Dynamic Behavior of Micropile Systems, » Transportation Research Record No.1772, Soil Mechanics 2001, pp.91-106.
  53. Kagawa, T. and Kraft, L. M., Jr., (1980) « Seismic  $p$ - $y$  Response of Flexible Piles », Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT8, pp. 899-918.
  54. Kana, D. D., Boyce, L. and Blaney B. W., (1986) « Development of a Scale Model for the Dynamic Interaction of a Pile in Clay », Journal of Energy Resources Technology, ASCE, Vol. 108, pp. 254-261.
  55. Kausel, E., and Peek, R. (1982) « Boundary Integral Method for Stratified Soils », Res. Re. R82-50, MIT, Cambridge, MA.
  56. Kausel, E., Roesset, J.M., and Waas, G. (1975) « Dynamic Analysis of Footings on Layered Media » Proc. ASCE, Engrg. Mech. Division, No. EM5.
  57. Kavvadas, M., and Gazetas, G. (1993) « Kinematic Seismic Response and Bending of Free-Head Piles in Layered Soil » Géotechnique 43, No. 2, pp. 207-222.
  58. Kaynia, A. M. (1982) « Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups » Research Report R82-03, Order No. 718. Cambridge, Massachusetts: Department of Civil Engineering.

59. Kishishita T., Oshita T., Fukui J., Saito And., Sagara M. (2002) « Liquidizing Model Shaking Tabel Test of an Existing Foundation Reinforced with Micropiles » International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
60. Kishishita Takahiro, Oshita Takeshi, Fukui Jiro, Saito Eturo, Sagara Masao (2002) « Liquidizing Model Shaking Tabel Test of an Existing Foundation Reinforced with Micropiles », International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
61. Kobayashi, K., Nakamura, S., Sato, K., Yoshida, N., and Yao,S. (1991) « Soil-pile interaction in liquefied sand layer », Fifth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Karlsruhe, Germany, pp. 351-361.
62. Kuhlemeyer, R. L., and J. Lysmer. (1973) « Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems » J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.
63. L.JASON. (2004): Relation Endomangement-Perméabilité Pour Les Bétons : Application au Calcul de Structures,.Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.
64. Lieu, H. and Chen, K., (1991) « Test on Behavior of Pile Foundation in Liquefiable Soils », Proc. 2<sup>nd</sup> Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Vol. 1, pp. 233-235.
65. Liu, L. and Dobry, R. (1995) « Effect of Liquefaction on Lateral Response of Piles by Centrifuge Model Tests », National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin, Vol. 9, No. 1, January, pp. 7-11.
66. Lizzi, Fernando and Carnevale, G. (1981) « The static restoration of the leaning AL Hadba Minaret in Mosul (Iraq) », Proceeding 3rd International Symposium of Babylon, Ashur and Haditha, Baghdad. November.
67. Luco, J.E. (1974) « Impedance Functions for a Rigid Foundation on a Layered Medium », Nuclear Engrg. and Design, Vol. 31, pp. 204-217.
68. Lysmer, J., and R. L. Kuhlemeyer. (1969) « Finite Dynamic Model for Infinite Media » J. Eng. Mech., 95(EM4), pp. 859-877.
69. Lysmer, J., Ostadan, F., Tabatabaie, M., Vahdani, S. & Tajirian, F. (1988) « SASSI - a System for Analysis of Soil-Structure Interaction » Users Manual. Berkeley: University of California, Berkeley 1988.
70. Mahadevan, I and Bruce, K (2005) « centrifuge modelling for soil-pile-bridge interaction»,  
[http://www.nees.org/About\\_NEES/Announcements/NEES4AM/Wednesday/AdvanceToolsPlenarySession/b\\_Kutter\\_abstract.pdf](http://www.nees.org/About_NEES/Announcements/NEES4AM/Wednesday/AdvanceToolsPlenarySession/b_Kutter_abstract.pdf).

71. Maheshwari et al. (2004) « Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* No. 24, pp. 343-356.
72. Maheshwari, Truman, El-Naggar, Gould (2004) « Three-Dimensional Finite Element Nonlinear Dynamic Analysis of Pile Groups for Lateral Transient and Seismic Excitations » *Can. Geotech. J.* Vol. 41.
73. Maheshwari, Truman, Gould and El-Naggar (2005) « Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Single Piles Using Finite Element Model: Effects of Plasticity of Soil », *International Journal Of Geomechanics*, ASCE /ISSN 1532- 3641/2005/1-35–44.
74. Makris, N. and Gazetas, G., (1992) « Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction, Part II: Lateral and Seismic Response » *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp.145-162.
75. Makris, N., Badoni, D., Delis, E., and Gazetas, G. (1994) « Prediction of Observed Bridge Response with Soil-Pile-Structure Interaction » *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 10, pp. 2992-3011.
76. Makris, N., Gazetas, G., and Delis, E., (1996) « Dynamic Soil-Pile-Foundation-Structure Interaction : Records and Predictions », *Géotechnique* 46, No. 1, pp. 33-50.
77. Mandolini A. and Viggiani C. (1997) « Settlement of Piled Foundations ». *Géotechnique.*, vol. 47, no 4, pp.791-816.
78. Marti, J., and P. Cundall. (1982) « Mixed Discretization Procedure for Accurate Modelling of Plastic Collapse » *Int. J. Num. & Analy. Methods in Geomech.*, 6, 129-139.
79. Masayuki, H., and Shoichi, N., (1991) « A Study on Pile Group in Layered Soil Under Seismic Loadings » *Proc. 2nd Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn.*, St. Louis, Paper No. 5.58, pp. 2079-2086.
80. Mason, J.A., (1993) "CALTRANS full scale lateral load test of a driven pile foundation in soft bay mud; Preliminary results", California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structure, Sacramento, California, 31pp.
81. McVay, M., Zhang, L., Molnit, T. & Lai, P., (1998) « Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in Sands », *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 10, pp. 1016-1026.
82. Meimon, Y., Baguelin, F., and Jezequel, J., (1986) « Pile Groupe Behaviour Under Long Time Lateral Monotic and Static Loading, » *Int. Conf. On Numerical Methods in*

- Offshore Piling, France, pp.286-302.
83. Meyerhof G., Mathur S. and Vamsankar A. (1981) « Lateral Resistance and Deflections of Rigid Walls and Piles in Layered Soils » Canadian Geotechnics Journal, Ottawa, 18 (2), pp.159-170.
  84. Meymand, P. J., (1998) « Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Structure Interaction in Soft Clay », Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley.
  85. Micropile Design and Construction Guidelines; Implementation Manual » Publication No. FHWA – SA – 97 – 070, US Department of Transportation Federal Highway Administration, Priority Technologies Program, June 2000.
  86. Mitchell, D., Tinawi, R., and Sexsmith, R.G. (1991) « Performance of Bridges in the 1989 Loma Prieta Earthquake, Lessons for Canadian Designers » Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 18, Issue n4, 1991, pp. 711-734.
  87. Miura, F. (2002). « Some typical Examples of Damage to Pile Foundation by the 1995 Hyogoken Nambu earthquake», International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Detailed Seismic Design and Performance Issues ,Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
  88. Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R., and Hushmand, B., (1992) « Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit During Strong Earthquakes, Centrifuge Test for Pile Foundation Model and Correlation Analysis », Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ. , No.439, pp. 49-63.
  89. Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R., and Hushmand, B., (1992) « Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit During Strong Earthquakes, Centrifuge Test for Pile Foundation Model and Correlation Analysis », Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ., No. 439, pp. 49-63.
  90. Mizuno, H., Iiba, M. and Kitagawa, Y., (1984) « Shaking Table Testing of Seismic Building-Pile-Two-Layered-Soil Interaction », Proc. 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.
  91. Mizuno, H., Iiba, M., Kitagawa, Y., (1984) « Shaking Table Testing of Seismic Bbuilding Pile-two-Layered-Soil Interaction », Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.
  92. Nomura, S., Shamoto, T. and Tokimatsu, K., (1991) « Soil-Pile-Structure Interaction During Liquefaction », Proc. 2<sup>nd</sup> Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and

- Soil Dyn., St. Louis, Vol 1, pp. 743-750.
93. Novak, M. and Aboul-Ella, F., (1978) « Impedance Functions of Piles in Layered Media », Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 104, No. EM6, pp. 643-661.
  94. Novak, M., (1991) « Pile Under Dynamic Loads », Proc. 2<sup>nd</sup> Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Vol 3, pp. 2433-2456.
  95. Oka, F., Lu, C.W., Zhang, F (2004) « Liquefaction Analysis of the Seismic Behavior of a Single Pile Foundation During Earthquakes »  
[http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/okalabo1/studies/15jiban/pdf/lu\\_JGS.pdf](http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/okalabo1/studies/15jiban/pdf/lu_JGS.pdf)
  96. Ostadan, F. (1983) « Dynamic Analysis of Soil-Pile-Structure System » Dissertation. Berkeley: University of California, Berkeley.
  97. Ousta R. (1998), Thèse de doctorat « Etude du Comportement Sismique des Micropieux », Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.
  98. Patra N. and Pise P. (2001). « Ultimate Lateral Resistance of Pile Groups in Sands ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, june, pp.481-487.
  99. Pearlman, S. L., Wolosick, J. R. and Gronek, P. B. (1993). « Pin Piles for Seismic Rehabilitation of Bridges » Proceedings, 10th International Bridge Conference, Pittsburgh.
  100. PEER Strong Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center,  
<http://www.peer.berkeley.edu>
  101. Penzien, J. (1970) « Soil-Pile Foundation Interaction » Earthquake Engineering, Ch. 14, Prentice-Hall, pp.349-381.
  102. Poulos H. (1971) « Behavior of Laterally Loaded Piles. I: Single Piles » Journal of Soil Mechanics and Foundations div. ASCE, 97 (5), pp. 711-731.
  103. Poulos H. (1971) « Behavior of Laterally Loaded Piles. II: Pile Groups ». Journal of Soil Mechanics and Foundations div. ASCE, 97 (5), pp. 733-751.
  104. Poulos H. (1972) « Behavior of Laterally Loaded Piles. III: Socketed Piles ». Journal of Soil Mechanics and Foundations div. ASCE, 98 (4), pp. 341-360.
  105. Poulos H. and Davis E. (1990) « Pile Foundation Analysis and Design ». Robert Krieger Publishing Company. Florida.
  106. Randolph M. (1994) « Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts » XIII International Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, pp.61-82.
  107. Reimer, M. and Meymand, P., (1996) « Modeling of Seismic Soil-Pile-Structure

- Interaction in Soft Clay », Proc. 4<sup>th</sup> Caltrans Seismic Research Workshop, Sacramento, July.
108. Roesset, J. M. (1977) « Soil Amplification of Earthquakes » Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C.S., & Christian, J.T, eds., McGraw-Hill, Ch. 19, pp. 639-682.
  109. Sadek, M. (2003), Thèse de doctorat «Etude Numérique du Comportement des Micropieux Sous Chargement Sismique: Analyse de L'effet de Groupe et de L'inclinaison », Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.
  110. SEAOC; Structural Engineers Association of California (1991) « Reflections on the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake » Ad Hoc Earthquake Reconnaissance Committee, Sacramento.
  111. Seed, H. B., P. P. Martin and J. Lysmer. (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.
  112. Seed, R., Dickenson, S., Riemer, M., Bray, J., Sitar, N., Mitchell, J., Idriss, I., Kayen, R., Kropp, A., Harder, L. Jr., and Power, M. (1990) « Preliminary Report on the Principal Geotechnical Aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake » Rpt. No.UCB/EERC-90/05, Earthquake Eng. Research Ctr., Univ. of California.
  113. Shahrour and I. Juran (2004) « Seismic Behaviour of Micropile Systems », Thomas Telford journals/ Ground Improvement, Volume: 8, Issue: 3, P.109-120.
  114. Shahrour I, Ousta R., Chung Y.S. (2000) « Modélisation Tridimensionnelle du Comportement Sismique des Sols Renforcés par Micropieux » 3ème Coll. int. ``Prédiction et Réduction de l'aléa Sismique``, ALGERIE.
  115. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Analyse du Comportement Sismique de Micropieux Articulés en Tête » 6ième Colloque National AFPS, Paris.
  116. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Influence de L'inclinaison des Micropieux Sur leur Comportement Sismique » XVIème Congrès Français de Mécanique, Nice.
  117. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Influence of Boundary Conditions on the Seismic Behaviour of Micropiles Foundations » International Workshop on soil – structure interaction - TC 4 Earthquake Geotechnical Engineering of the ISSMGE, Prague.
  118. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Seismic Behavior of Pinned-Headed Micropiles » 2<sup>nd</sup> International Young Geotechnical Engineering Conference IYGEC, Romania.

119. Shahrour I, Sadek M., (2004) « Three-Dimensional Finite Element Analysis of The Seismic Behavior of Inclined Micropiles » journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering vol. 24, pp 473 – 485.
120. Shahrour I, Sadek M., (2006) « Influence of the Head and Tip Connection on the Seismic Performance of Micropiles » International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering (Int J Soil Dynam Earthquake Eng), vol. 5, pp 461 – 468.
121. Shahrour I. et Ata N. (1995). « Calcul des Groupes de Micropieux à L'aide de la Méthode des Modules de Réaction (p-y) ». Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/10.
122. Shahrour I. et Ata N. (1996). « Construction Numérique des Courbes de Réaction (p-y) Pour Les Groupes de Micropieux : Vérification sur les Calculs Tridimensionnels ». Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/07.
123. Shahrour I. et Ata N. (1997). « Etude du Comportement des Micropieux Sous Chargement Latéral Avec Prise en Compte du Couplage Fluide-Squelette ». Rapport Interne du P. N. Forever No FO/96/06.
124. Shahrour I., Sadek M. and Ousta R. (2001) « Three-Dimensional Finite Element Modelling of the Seismic Behavior of Micropiles Used as Foundation Support Elements » Transportation Research Record, J. of the Transportation Research Board, vol.1772, pp.84 – 90.
125. Shahrour, I., (1992) « PECPLAS : a Finite Element Software for The Resolution of Earthwork Problems », Actes du colloque International 'Géotechnique & Informatique', Edition Presse ENPC, Paris, pp. 327-334.
126. Shahrour, I., (1992) « PECPLAS: a Finite Element Software for the Resolution of Earthwork Problems » Actes du Colloque International 'Géotechnique and Informatique', Edition Presse ENPC, Paris, pp. 327-334.
127. Shahrour, I., and Chehade W. (1992) « Development of a Constitutive Elastoplastic Model for Soils », XI International Congress on Rheology, Bruxelles, Edition P. Moldenaers and R. Keuning, Elsevier.
128. Sreerama, K., (1993) « Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction Using Model Tests Under Simulated Earthquakes », Ph.D. Dissertation, Univ. of Missouri-Rolla.
129. Tabatabaie, R. (1982) « The Flexible Volume Method for Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis » Ph.D. Dissertation. Berkeley: University of California, Berkeley.
130. Tabesh, A. (1997) « Lateral Seismic Analysis of Piles », Ph.D. thesis, University of

Sydney.

131. Tajimi, H. (1969) « Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum », Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago, pp. 53-69
132. Tao, X., Kagawa, T., Minowa, C. & Abe, A., (1998) « Verification of Dynamic Soil-Pile Interaction », Proc. 3<sup>rd</sup> Conf. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Seattle, pp. 1199-1210.
133. Tazoh, T., Shimizu, K. & Wakarara, T., (1987) « Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles », in Dynamic Response of Pile Foundations – Expériment, Analysis, and Observation, Geotech. Spec. Pub. 11, ASCE, pp. 1-20.
134. Wilson, D. W. (1998) « Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites », PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.
135. Wilson, D. W. (1998) « Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites », PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.
136. Wolf, J.P. & Von Arx, G.A. (1978) « Impedance Function of a Group of Vertical Piles », Proc. of the Specialty Conf. on Earthq. Engng and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, California, Vol. 2, pp. 1024-1041.
137. Wong, H.L., and Luco, J.E. (1985) « Table of Impedance Functions for Square Foundations on Layered Media » International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 4(2), pp. 64-81.
138. Wong, J. C. (2004). « Seismic Behavior of Micropiles » Master Of Science In Civil Engineering, Washington State University, Pullman, WA.
139. Yang, S.-C. and Yun, C.-B., (1992) « Axisymmetric Infinte Elements for Soil-Structure Interaction Analyse », Eng. Struct, Vol. 14, pp. 361-370.