



**Université des Sciences et Technologies de Lille**

**THESE DE DOCTORAT**

*Discipline : Génie Civil*

**Modélisation non-linéaire en trois dimensions de  
l'Interaction Sol-Micropieux-Pont sous  
chargements sismiques**

*Préparée au*

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

*Présentée et soutenue publiquement par*

**Hassan ALSALEH**

*le 10 juillet 2007*

Directeur de la thèse :

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

Membres du jury :

**M. Roger FRANK**, Professeur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Président

**M. Jean-Georges SIEFFERT**, Professeur, INSA de Strasbourg

Rapporteur

**M. Mohammed HJIAJ**, Professeur, INSA de Rennes

Rapporteur

**M. Ammar DHOUIB**, Ingénieur Principal, GTM Construction

Examineur

**M. Christophe PETIT**, Professeur, Université de Limoges

Examineur

## RESUME

Les observations post-sismiques révèlent que les non-linéarités des matériaux devraient être prises en compte dans le dimensionnement des ouvrages en zone sismique. Des observations post-sismiques, des essais expérimentaux et des modélisations numériques indiquent une bonne performance de pieux en acier de petit diamètre sous chargements sismiques. Ces observations plaident en faveur de l'utilisation de micropieux en site sismique ayant comme principaux avantages la bonne flexibilité et ductilité. La faible rigidité des micropieux au chargement latéral est l'un des facteurs qui militent en faveur du choix de micropieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement de sols.

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse fournissent une analyse approfondie de différentes interactions du système sol-micropieux-structure sous chargements sismiques. On s'intéresse en particulier à l'influence de la non-linéarité de sol et au glissement à l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par différences finies intégrant en un seul calcul les différentes composantes du système. Les effets des principaux paramètres indépendants agissant sur la réponse sont analysés, comme la rigidité de sol et sa variation avec la profondeur, la résistance de l'interface sol- micropieux, le nombre de micropieux et leur espacement, la distribution de la charge latérale entre les micropieux du groupe, les propriétés de la superstructure, le contenu fréquentiel du chargement sismique et son amplitude. La performance de micropieux inclinés, encastés ou articulés a été largement examinée pour des chargements harmoniques et des chargements sismiques pour bien juger l'utilité de ce type de configurations en zone sismique.

Le mémoire est présenté en quatre chapitres. Le premier chapitre est dédié à la présentation de la technique des micropieux et les travaux de recherche consacrés à l'interaction sol-pieux-structure. Le second présente une analyse de l'interaction sol-micropieux-structure sous chargement sismique dans le domaine élastique du problème. Le troisième chapitre traite l'influence des non-linéarités de sol et de l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système. Le dernier chapitre analyse la performance de micropieux verticaux et inclinés utilisés comme un système des fondations sous une pile de pont.

*Mots Clés* : sol-micropieux-structure, réponse sismique, interaction, ponts, fondations pieux, groupe, espacement, nombre, non-linéarité, plasticité, interface, glissement, vertical, inclinaison, incliné, articulé, chargement sismique, fréquence, modélisation numérique.

## ABSTRACT

Post-earthquake observations have shown that material nonlinearity should be taken into account when designing pile foundations. Moreover, Post-earthquake observations, experimental evidence and numerical modeling indicate a good performance of friction steel piles under seismic loading. These observations plead in favor of the use of micropiles in seismic area, having as principle advantages a good flexibility and ductility. The low rigidity of the micropiles to lateral load is one of factures that militate in favor of the choice of inclined micropiles, to improve the stability of a foundation and decrease soil movement.

The research tasks undertaken within the framework of this thesis provide a deep understanding of different interactions mechanisms of soil-micropiles-structure system under seismic loading. It focuses on the influence of soil nonlinearity and sliding at micropile-soil interface on the seismic response of the system. The effects of the main major independent parameters acting on its response are investigated, such as soil rigidity and its variation with depth, the micropile-soil interface resistance, the micropiles spacing, the number of micropiles, load distribution in micropiles group, the natural period of superstructure, the frequency content of input motion and its intensity. The inclined micropiles performance, fixed our pinned headed, is extensively investigated for various harmonic and seismic loading to give will judgment of the utility of using this type of configurations in seismic zone.

The study is carried out using the finite differences method integrating in one calculation all components of the system. The thesis consists of four chapters. The first chapter presents the micropiles technique and a literature survey of works conducted on soil-piles-structure interaction. The second deals with the analysis of the soil-micropiles-structure interaction under seismic loading in the elastic domain. The third chapter analyses the influence of soil nonlinearity and sliding at micropile-soil interface on the seismic response of the system. The last chapter analyses the performance of vertical and inclined micropiles for micropiles supported bridges.

*Keywords* : soil-micropiles-structure, seismic response, interaction, bridges, piles foundations, group, spacing, number, non-linearity, plasticity, interface, sliding, vertical, inclination, battered, pinned, seismic loading, frequency, numerical modeling.

## **Remerciements**

*À ma famille*

*À ma femme & mon fils*

*Ce travail de recherche n'aurait pas été possible sans le soutien de quelques personnes à qui j'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance.*

*Je tiens tout d'abord à remercier tous les membres du Jury d'avoir accepté de faire partie du Jury de cette thèse ainsi que pour le diplôme qu'ils m'ont accordé.*

*Je remercie du fond de cœur le Professeur Isam SHAHROUR pour l'encadrement de cette thèse, pour le soutien et l'encouragement qui m'a donné tout au long de ces années de travail. La clarté de ses raisonnements scientifiques et ses qualités pédagogiques ont été pour moi très riches d'enseignement.*

*Un remerciement à toute personne qui a contribué à l'avancement de ce travail même par un simple mot d'encouragement.*

*Je remercie M. Daniel BILLAUX et M. Xavier RACHEZ du groupe HCITASCA pour leur disponibilité et leurs réponses à des nombreuses questions concernant le code FLAC3D. J'adresse également un remerciement à M. Daniel DIAS, Maître de conférence de l'INSA de Lyon pour son soutien dans l'utilisation de ce code.*

*Je remercie M. Lauren LANCELOT, Maître de conférence de l'université de Lille I et Hussein MROUEH, Maître de conférence de l'université de Lille I, avec qui j'avais l'occasion d'enseigner.*

*Un remerciement particulier à M. Marwan SADEK, Maître de conférence de l'université de Lille I pour son amitié et son aide dans la découverte de ce domaine de recherche.*

*Je remercie tous mes collègues et mes amis et en particulier, M. Sebastien BURLON pour tout le partage de connaissance et aussi pour son amitié.*

*Encore des remerciements à tous l'équipe de laboratoire 3MSGC, université de Limoges, là où j'avais ma deuxième chance de pouvoir enseigner : je remercie particulièrement M. Christophe PETIT, et Mm. Annabelle PHELIPOT-MARDELE.*

*Je remercie également tous ce qui sont venus à ma soutenance pour m'encourager et me féliciter dans ce grand jour.*

*Je n'oublie jamais de remercier du fond de cœur mes parents qui ont fait l'impossible pour que je puisse continuer mes études.*

*Les dernières personnes, mais les plus chères dans ma vie, que je remercie, Afaf ma femme et Farouk mon fils.*

*Lille 17 juillet 2007.*

## **Table des matières**

## TABLE DES MATIERES

Table des matières .....	8
Introduction générale et problématique .....	11

### CHAPITRE I : Analyse bibliographique

#### Interaction Sol-Pieux-Structure

<b>1.1. Introduction</b> .....	16
<b>1.2. Bref historique sur la technique de micropieux</b> .....	17
<b>1.3. Définition, classification, comportement et applications des micropieux</b> .....	18
1.3.1. Définition de micropieux .....	18
1.3.2. Classification de micropieux .....	19
1.3.3. Comportement de micropieux .....	20
1.3.4. Applications de micropieux .....	23
<b>1.4. Les observations post-sismiques</b> .....	28
<b>1.5. Interaction Sol-Pieux-Structure</b> .....	35
1.5.1. Phénomène d'interaction .....	35
1.5.2. Modélisation et méthodes de résolution de l'interaction Sol-Pieux-Structure .....	36
1.5.3. Méthodes de calcul des micropieux .....	38
1.5.4. Modélisation de comportement statique de pieux et de micropieux .....	42
1.5.5. Modélisation de comportement dynamique de pieux et de micropieux .....	42
<b>1.6. Comportement de pieux et de micropieux : étude paramétrique et observations</b>	
1.6.1. Influence de la rigidité de sol et sa variation avec la profondeur .....	51
1.6.2. Influence de la rigidité relative pieu- sol .....	53
1.6.3. Influence de l'inclinaison de pieux .....	56
1.6.4. Influence des propriétés de la superstructure .....	58
1.6.5. Effet de groupe .....	60
1.6.6. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique .....	65
1.6.7. Influence de l'articulation de micropieux dans leur chevêtre .....	67
1.6.8. Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide .....	68
1.6.9. Influence de la non-linéarité de sol .....	69
<b>1.7. Conclusions</b> .....	73

### CHAPITRE II : Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure

#### sous chargement sismique : système élastique

<b>2.1. Introduction</b> .....	76
<b>2.2. Modèle numérique de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure</b> .....	76
2.2.1. Approche numérique et méthode de résolution .....	77
2.2.2. Maillage et discrétisation temporelle .....	77

2.2.3. Amortissement de Rayleigh .....	78
2.2.4. Frontières du modèle .....	81
2.2.5. Chargement .....	82
<b>2.3. Exemple de référence .....</b>	<b>85</b>
2.3.1. Présentation .....	85
2.3.2. Résultats .....	87
<b>2.4. Influence de la rigidité de sol .....</b>	<b>91</b>
2.4.1. Chargement harmonique .....	91
2.4.1.1. Sol à module constant .....	91
2.4.1.2. Sol à module variable .....	94
2.4.2. Chargement sismique .....	97
<b>2.5. Effet du groupe .....</b>	<b>100</b>
2.5.1. Chargement harmonique .....	100
2.5.1.1. Influence de l'espacement .....	100
2.5.1.2. Influence du nombre de micropieux .....	102
2.5.2. Chargement sismique .....	106
<b>2.6. Influence du contenu fréquentiel du chargement sismique .....</b>	<b>107</b>
<b>2.7. Influence de l'inclinaison de micropieux .....</b>	<b>111</b>
2.7.1. Chargement harmonique .....	111
2.7.2. Chargement sismique .....	114
<b>2.8. Conclusions .....</b>	<b>117</b>

CHAPITRE III : Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure  
sous chargement sismique : système non-linéaire

<b>3.1. Introduction .....</b>	<b>120</b>
<b>3.2. Modélisation de la réponse non-linéaire de sol sous chargement sismique .....</b>	<b>120</b>
<b>3.3. Exemple de référence .....</b>	<b>123</b>
3.3.1. Présentation .....	123
3.3.2. Résultats .....	124
<b>3.4. Influence de la rigidité de sol .....</b>	<b>130</b>
3.4.1. Chargement harmonique .....	130
3.4.1.1. Sol à module constant .....	130
3.4.1.2. Sol à module variable .....	133
3.4.2. Chargement sismique .....	136
<b>3.5. Effet du groupe .....</b>	<b>140</b>
3.5.1. Chargement harmonique .....	140
3.5.1.1. Influence de l'espacement .....	140
3.5.1.2. Influence du nombre de micropieux .....	143

3.5.2. Chargement sismique .....	146
3.5.2.1. Influence de l'espacement .....	146
3.5.2.2. Influence du nombre de micropieux .....	149
<b>3.6. Influence du contenu fréquentiel du chargement sismique .....</b>	<b>153</b>
<b>3.7. Influence de l'inclinaison de micropieux .....</b>	<b>156</b>
3.7.1. Chargement harmonique .....	156
3.7.2. Chargement sismique .....	159
<b>3.8. Influence de l'articulation de micropieux .....</b>	<b>164</b>
3.8.1. Micropieux verticaux .....	164
3.8.2. Micropieux inclinés .....	166
<b>3.9. performance de micropieux inclinés articulés .....</b>	<b>168</b>
3.9.1. Chargement harmonique .....	168
3.9.2. Chargement sismique .....	168
<b>3.10. Influence de l'interface sol-micropieux .....</b>	<b>171</b>
3.10.1. Présentation de l'interface sol-micropieux .....	171
3.10.2. Micropieux verticaux .....	172
3.10.3. Micropieux inclinés .....	178
<b>3.11. Conclusions .....</b>	<b>182</b>

## CHAPITRE IV

### Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Pont sous chargement sismique : système non-linéaire

<b>4.1. Introduction .....</b>	<b>186</b>
<b>4.2. Présentation du modèle Sol-Micropieux-Pont .....</b>	<b>186</b>
<b>4.3. Chargement harmonique .....</b>	<b>190</b>
4.3.1. Micropieux verticaux .....	190
4.3.2. Micropieux inclinés .....	197
<b>4.4. Chargement sismique .....</b>	<b>205</b>
<b>4.5. Conclusions .....</b>	<b>210</b>

<b>CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>211</b>
---	------------

<b>REFERENCES .....</b>	<b>216</b>
-------------------------	------------

<b>ANNEXE A .....</b>	<b>236</b>
-----------------------	------------

<b>ANNEXE B .....</b>	<b>242</b>
-----------------------	------------

<b>ANNEXE C .....</b>	<b>247</b>
-----------------------	------------

<b>ANNEXE D .....</b>	<b>262</b>
-----------------------	------------

<b>ANNEXE E .....</b>	<b>270</b>
-----------------------	------------

## **Introduction générale & problématique**

## INTRODUCTION GENERALE & PROBLEMATIQUE

La réponse sismique d'un ouvrage est fortement influencée par plusieurs facteurs, et en particulier, la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol et de la structure elle-même. On y ajoute l'influence de l'interaction entre les différentes composantes du système sol-fondation-structure.

On s'intéresse dans ce travail de thèse au comportement sismique d'un type particulier de pieux appelés micropieux «micropiles» utilisés comme éléments de fondations des ouvrages d'art. Les micropieux sont des pieux forés de petit diamètre (inférieur à 250 mm) dans lesquels le frottement latéral, en général élevé, est privilégié par rapport à la pointe. Ils comportent des armatures métalliques scellées dans un coulis de ciment. L'utilisation des micropieux a fortement augmenté depuis leur création dans les années cinquantes. Cette technique de fondation profonde a été adoptée pour des applications diverses, principalement, dans les domaines de la reprise en sous oeuvre, pour le renforcement des sols (la stabilité des pentes et les excavations) et comme éléments de fondation de nouveaux ouvrages. En raison de leur bonne flexibilité et ductilité et la facilité de leur installation dans les sites à accès difficile, les micropieux sont aussi beaucoup utilisés pour le renforcement et la réparation des ouvrages exposés ou ayant été exposés au risque sismique, et en particulier, pour les ponts routiers et ferroviaires. Ces pieux élancés de faible diamètre sont rarement mis en place par éléments isolés, mais sont plutôt disposés en groupes ou en réseau. Cette technique est ainsi une solution simple, économique et avantageuse mettant en œuvre selon le projet un ou plusieurs privilèges qui les rendent plus compétitives dans plusieurs projets que les pieux traditionnels. A titre d'exemple, des pieux foncés de grand diamètre étaient envisagés pour le renforcement d'une usine à Costa-Rica située dans une zone sismique. Cette solution a dû être abandonnée en faveur d'une solution en micropieux en raison de faible encombrement des équipements utilisés pour leurs installations (en comparaison avec ceux utilisés pour les pieux) ce qui était un grand avantage pour la réalisation de renforcement dans un Limon très lâche, Fulvio et al. (2004). Du même, des pieux à large diamètre étaient écarté en faveur d'une solution en micropieux pour des viaducs autour de la ville de Naples à cause de l'existence de vastes blocs de roche et des difficultés d'exécution des pieux (Mason J. A. 2001).

Plus d'un demi siècle après leur première utilisation et malgré l'essor rapide de leur usage et la performance approuvée pour des applications diverses, le dimensionnement de micropieux, quand à lui, était souvent empirique, voire simplifié. Leur comportement à ce jour n'est pas totalement compris en raison du nombre limité d'expérimentations à grande échelle ou sur des modèles réduits destinés à l'analyse de leur comportement sismique, ainsi la petite quantité de l'étude numérique consacrée à leur modélisation. L'étude du comportement des micropieux

est récente, elle a démarré en France dans le cadre du projet National FOREVER (FO/93/01) en collaboration avec l'Université Polytechnique de New York et la FHWA (Federal Highway Administration). Toutefois, l'analyse de leur comportement peut bénéficier d'une littérature abondante sur le comportement 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).

D'ailleurs, des expérimentations, des observations sur site et des études numériques, tous indiquent une bonne performance des micropieux sous chargements sismiques grâce à leur flexibilité et ductilité, (Lizzi & Carnevale 1981, Pearlman et al. 1993, Mason 1993, Herbst 1994, FOREVER, Shahrour et Sadek 2003). De plus, des observations post-sismiques sur le séisme de Kobe ont révélé une bonne performance des pieux en acier de petit diamètre en comparaison avec des pieux en béton armé de grand diamètre (Tokimatsu et al. 1996).

La faible rigidité des micropieux au chargement latéral et le risque d'écoulement des sols en zone liquéfiée sont des facteurs qui militent en faveur du choix de micropieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement du sol. Cependant, des observations post-sismiques et bien d'autres ont été à l'origine de plusieurs codes déconseillant ou interdisant l'utilisation des pieux 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. Toutefois, la plupart des dommages des pieux inclinés ont été constatés au niveau de leur liaison avec le chevêtre, comme par exemple 'Port of Oakland' lors de séisme de Loma Prieta en 1989. Ces dommages ne sont pas causés en réalité par la mauvaise performance des pieux inclinés mais très probablement par la mauvaise connexion de ces pieux avec leur chevêtre (Mitchell et al. 1991).

Le calcul de pieux ou de micropieux 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. L'analyse du comportement des micropieux nécessite ainsi des méthodes très avancées qui permettent de prendre en compte tous les aspects du système à savoir : les propriétés du sol et sa non-linéarité et son amortissement, les caractéristiques des micropieux (flexibilité et ductilité) et leur configuration (nombre, espacement, inclinaison, articulation, disposition en groupe ou en réseaux..), l'interface sol-micropieux et la discontinuité du système, les propriétés de la superstructure et ses fréquences naturels (masse, rigidité) et l'intensité de séisme et son contenu fréquentiel.

Dû à la complexité de l'analyse non-linéaire de l'interaction dynamique sol-pieux-structure, la plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une

liaison rigide à l'interface sol-pieu. L'analyse de dommages subis par les fondations lors des récents séisme dévastateurs (Bhuj de 2001, Chi-Chi 1999, Kocaeli 1999..) a révélé, cependant, que les non-linéarités des matériaux devraient être prises en compte dans le dimensionnement des ouvrages sur des pieux en zone sismique.

La méthode des éléments finis ou des différences finies est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux ou des micropieux (si on les compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elles restent dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Ces outils permettent, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois éléments, à savoir le sol, la fondation et la structure. Elles permettent ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de micropieux et du massif de sol. L'avancé dans le domaine informatique permet et permettra de plus en plus l'utilisation de ces méthodes.

Les travaux de ces recherches ont été menés au laboratoire de Mécanique de Lille. Ils visent à apporter une meilleure compréhension des différents mécanismes de l'interaction sol-micropieux-structure sous chargement sismique. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par différences finies intégrant en un seul calcul les différentes composantes du système sol-micropieux-structure. On s'intéresse en particulier à l'influence de la non-linéarité de sol et au glissement à l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système. Les différents aspects du problème ont été abordés. Les effets des principaux paramètres indépendants agissant sur la réponse sont analysés, comme la rigidité de sol et sa variation avec la profondeur, la résistance de l'interface sol- micropieux, le nombre de micropieux et leur espacement, la distribution de la charge latérale entre les micropieux du groupe, l'influence des propriétés de la superstructure, le contenu fréquentiel du chargement sismique et son amplitude. La performance de micropieux inclinés, encastrés ou articulés a été largement examinée pour des chargements harmoniques et des chargements sismiques pour bien juger l'utilité de ce type de configurations en zone sismique.

Le mémoire est présenté en quatre chapitres. Le premier chapitre est dédié à la présentation de la technique des micropieux et les travaux de recherche consacrés à l'interaction sol-pieux-structure. Le second présente une analyse de l'interaction sol-micropieux-structure sous chargement sismique dans le domaine élastique du problème. Le troisième chapitre traite l'influence des non-linéarités de sol et de l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système. Le dernier chapitre analyse la performance de micropieux verticaux et inclinés utilisés comme un système des fondations sous une pile de pont.

**CHAPITRE I**  
**Analyse bibliographique**  
**Interaction Sol-Pieux-Structure**

# CHAPITRE I : Analyse bibliographique

## Interaction Sol-Pieux-Structure

### 1.1. Introduction

Les fondations sur micropieux sont utilisées pour la construction de nouveaux ouvrages et pour le renforcement des ouvrages existants. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Leur utilisation en site sismique présente de grands avantages, car ce système de fondation est caractérisé par de bonnes caractéristiques de flexibilité et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Ces pieux élancés de petit diamètre (généralement inférieur à 250 mm) sont rarement mis en place par éléments isolés, mais sont plutôt disposés en groupes ou en réseau.

L'étude du comportement sismique des micropieux bénéficie d'une littérature abondante sur l'interaction dynamique sol-pieux-structure (Tajimi, 1969; Novak et Aboul-Ella, 1978; Kagawa et Kraft, 1980; Mizuno et al., 1984; Tazoh et al., 1987; Kaynia et Kausel, 1982; Gazetas et Dobry, 1984 et Shahrour et Ata 1995). Ces travaux montrent que 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 superstructure.

Les recherches menées en France en collaboration avec l'Université polytechnique de New York et la FHWA (Federal High Way Administration) sur le comportement de micropieux ont donné un élan à la maîtrise de cette technique à l'échelle internationale. Ces travaux ont mis en oeuvre d'importants moyens expérimentaux et de modélisation, notamment des essais en centrifugeuse (Juran et al. 97/01, FOREVER. 98/01) et une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Shahrour et al. 95/03).

Ce chapitre est dédié à la présentation de la technique des micropieux et les travaux de recherche consacrés à leur comportement. Après un bref historique sur le développement de cette technique et son expansion en Europe et dans le monde, nous présentons la définition des micropieux, leurs classifications reconnues en France, en Europe, et aux Etats Unis, les diverses applications de cette technique en France et à l'étranger, les mécanismes d'interaction sol-pieux-structure et les différentes méthodes de calcul des micropieux (isolés, en groupes ou en réseaux). Une synthèse de travaux réalisés sur le comportement des pieux et des micropieux sera ensuite présentée.

## 1.2. Bref historique sur la technique de micropieux

L'utilisation des micropieux a fortement augmenté depuis leur création au début des années 50. Le besoin de la restauration des bâtiments historiques et des ouvrages endommagés par la deuxième guerre mondiale était à l'origine de la naissance de cette nouvelle technique. L'ingénieur Fernando Lizzi, qui fut le directeur technique de l'entreprise Fondedile, est considéré comme l'initiateur de micropieux qu'il appela "pali radice" ou "Palo radice" (pieux racines, root piles). L'objectif est de créer un réseau dense d'inclusions formant de véritables «racines» sous l'ouvrage.

Cette technique devait rapidement se développer dans toute l'Europe après les reprises en sous-œuvre en 1952 des usines Krupp en Allemagne et du Barrage de Kerkeni en Grèce. Par la suite des centaines de travaux de confortation de fondations par micropieux furent réalisés par l'entreprise Fondedile, parmi lesquels on peut citer le Pont aux Trois Arches à Venise, le campanile de Burano, le minaret de la mosquée Hal Hadqua à Mossoul en Irak, la cathédrale Notre Dame de Paris, (Lizzi 1981, Mason 2001, Lizzi 2002).

Le système de "Palo radice" est constitué des pieux de très petit diamètre ( $B = 100 \text{ mm}$ ) forés et scellés au terrain par un mortier (Figure 1.1). Actuellement, les micropieux sont souvent injectés à forte pression par l'intermédiaire d'un tube à manchettes, ce qui permet de créer une forte adhérence avec le massif.

L'utilisation des micropieux n'est pas limitée seulement aux domaines de la reprise en sous œuvre mais elle est étendue aux applications diverses comme le renforcement des sols (la stabilité des pentes et les excavations), les fondations de nouveaux ouvrages et pour le renforcement et la réparation des ouvrages exposés ou ayant été exposés au risque sismique, en particulier pour les ponts routiers et ferroviaires.

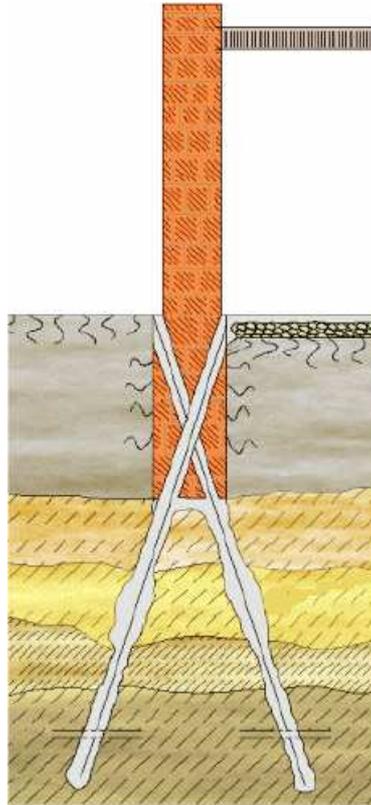


Figure 1.1. Schéma typique de l'application des pieux racines (Lizzi 1982).

### 1.3. Définition, classification et comportement des micropieux.

#### 1.3.1. Définition des micropieux

Lizzi a défini le pieu racine comme un pieu foré ayant un diamètre de 100 mm et rempli de mortier de ciment. Ces pieux de petit diamètre fournissent une portance, essentiellement par frottement allant jusqu'à 400 kN. Néanmoins, la définition actuelle des micropieux varie selon les pays. La définition internationale des micropieux propose la même diversité de mise en place des micropieux : le forage est équipé d'armatures et rempli, gravitairement ou à l'aide d'un tube plongeur, par du mortier de ciment ou par du coulis injecté à faible ou forte pression. La définition du diamètre maximal d'un micropieu, quand à lui, diverge entre les pays de 150 mm par exemple en Belgique (Van Impe, 1997) à 400 mm en Allemagne (Lizzi, 1982). Aux Etats-Unis, les diamètres conventionnels sont inférieurs à 300 mm (Bruce et Juran, 1997). En France, on définit les micropieux comme étant des pieux ayant un diamètre inférieur à 250 mm (Fascicule 62 – Titre V, 1993). La norme européenne (CEN TC 288, 2002) considère comme micropieu tout pieu ayant un diamètre extérieur inférieur à 300 mm pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et à 150 mm pour les pieux mis en place avec refoulement du sol.

La figure A-1 de l'Annexe A illustre quelques exemples des micropieux. Le tableau A-1 de cet Annexe donne la charge limite et la charge admissible des micropieux de type TITAN.

### 1.3.2. Classification des micropieux

Pour les pieux, on distingue deux catégories différentes selon leur mise en place: avec refoulement et sans refoulement du sol en place. Dans la première catégorie, le sol est refoulé latéralement lors de l'installation du pieu : c'est le cas des pieux foncés, lancés, ou battus. Dans la deuxième catégorie, le sol existant est prélevé et remplacé par le pieu : c'est le cas des pieux forés ou moulés en place. Quand aux micropieux, ils ont leur propre classification qui diverge selon le pays. Cette classification, cependant, s'appuie généralement sur deux critères : le mode de construction ou de mise en place et le mécanisme de comportement.

La classification actuelle reconnue en France, (D.T.U. 13-2 / Additif, 1991, Fascicule 62 – Titre V, 1993, FOREVER 2001) considère que les micropieux sont classés en 4 types, selon leur mode de mise en place :

- micropieu de type I est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli de mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en le mettant sous pression au-dessus du mortier ;
- micropieu de type II est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;
- micropieu de type III est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est globale et unitaire (IGU). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;
- micropieu de type IV est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage.

Le règlement (chapitre 7 du DTU 13.2) exige au moins un essai de portance dans le cas de l'utilisation de 200 micropieux travaillant en compression ou de 50 micropieux travaillant en traction. Pour les micropieux de types II, III et IV la section d'acier est seule prise en compte

dans les calculs et une vérification au flambement est exigée. La contrainte de calcul de l'acier sous sollicitations ELS "Etat Limite de Service" est égale à la moitié de la limite élastique et sous sollicitations ELU "Etat Limite Ultime" est égale à 3/4 de la limite élastique. Sauf dispositions particulières, des facteurs réducteurs de la section de l'acier (selon l'agressivité de sol et la durée de vie de l'ouvrage) sont utilisés pour prendre en compte l'effet de la corrosion (tableau A-2 de l'Annexe A). Le frottement latéral du sol est celui d'un pieu foré simple dans le cas des pieux type I et II (chapitre 11 du DTU 13.2). Pour les deux autres types, ce frottement est calculé couche par couche en supposant que le fût du micropieu a le diamètre de l'outil de forage, multiplié par 1,2 pour les micropieux type III et par 1,5 pour les micropieux type IV.

La norme européenne (CEN TC 288, 2002) relatif à l'exécution des micropieux donne une classification informative sur les méthodes de mise en place des micropieux, distinguant deux catégories principales : les micropieux foncés et les micropieux forés. Cette distinction est comparable à celle des pieux. Leur vérification est celle d'un pieu traditionnel (Eurocode7, ENV 1997). Les tableaux A-3 de l'annexe A donnent cette classification des micropieux.

Au Japon, on distingue trois types de micropieux (Fukui 2002) : HC (High capacity micropile), ST (strong tubix micropile) et MH (Multi-Helix Micropile).

Aux Etats-Unis, on distingue deux classifications de micropieux (FHWA 2000, Bruce et Juran, 1997). La première classification est basée sur le mode de comportement des micropieux et s'adresse aux projeteurs et classe les micropieux en deux cas, qui seront présentés dans le mode de comportement de micropieu. La deuxième classification, quant à elle, concerne la méthode de mise en place des micropieux et s'adresse essentiellement aux entrepreneurs et n'est autre qu'une reprise détaillée des quatre types de la classification française présentée précédemment. Ces deux classifications sont présentées dans l'Annexe A (Figures A-2, Tableau A-4).

### 1.3.3. Comportement des micropieux

Les nouvelles techniques de mise en œuvre des micropieux ont permis d'assurer des portances importantes pour les micropieux. Des essais de chargement axial de micropieux relèvent une très grande portance allant jusqu'à 4500 kN (Bruce et Juran, 1997). Les fortes portances atteintes sont essentiellement dues à l'armature des micropieux et une forte adhérence entre le micropieu et le sol. En effet, pour atteindre des portances élevées, les entrepreneurs ont recours à des profilés métalliques comme armatures et à une mise en place par injection de coulis sous forte pression. Les micropieux transmettront les charges des superstructures vers

le sol voisin principalement par frottement. La figure 1.2 montre la séquence de la construction d'un micropieu injecté.

On a déjà cité dans le paragraphe précédent qu'il existe une deuxième classification autre que celle basée sur la méthode de construction, c'est la classification qui est fondée sur la philosophie du comportement des micropieux (Figure 1.3). Selon cette classification, on distingue le cas I, les micropieux forment un groupe recevant directement les charges axiales ou latérales et les transmettront au sol voisin par frottement et à la pointe. Tandis que dans le cas II, les micropieux forment avec le sol un bloc composite qui résiste aux charges appliquées (FHWA 2000, Bruce et Juran, 1997).

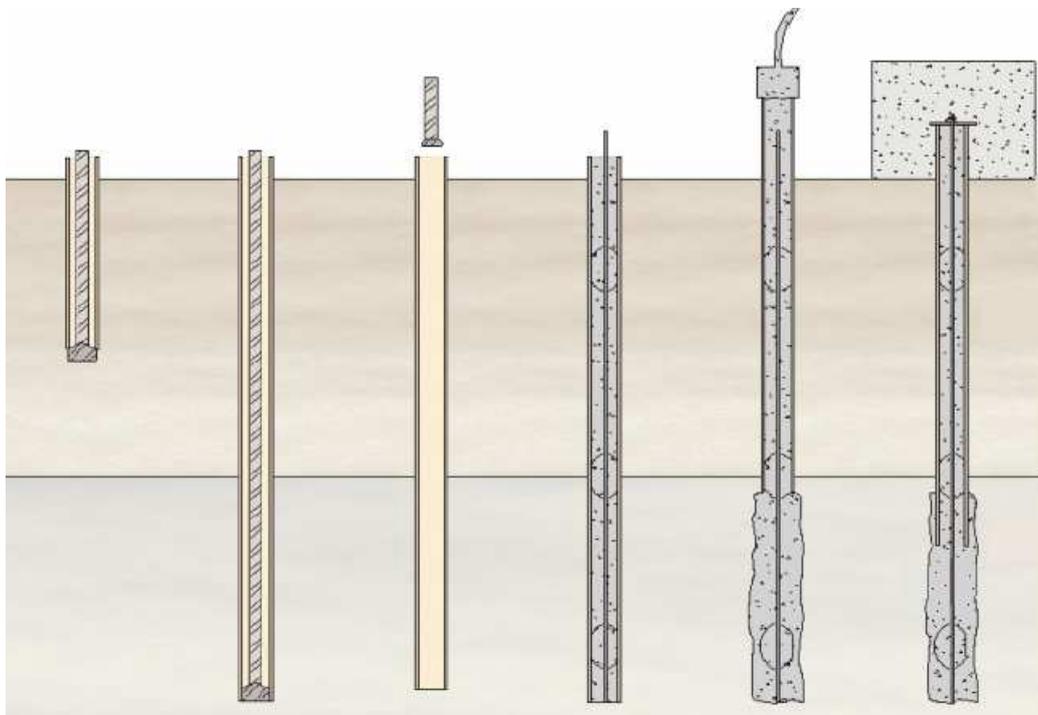


Figure 1.2. Séquence de construction d'un micropieu tubé (FHWA 2000).

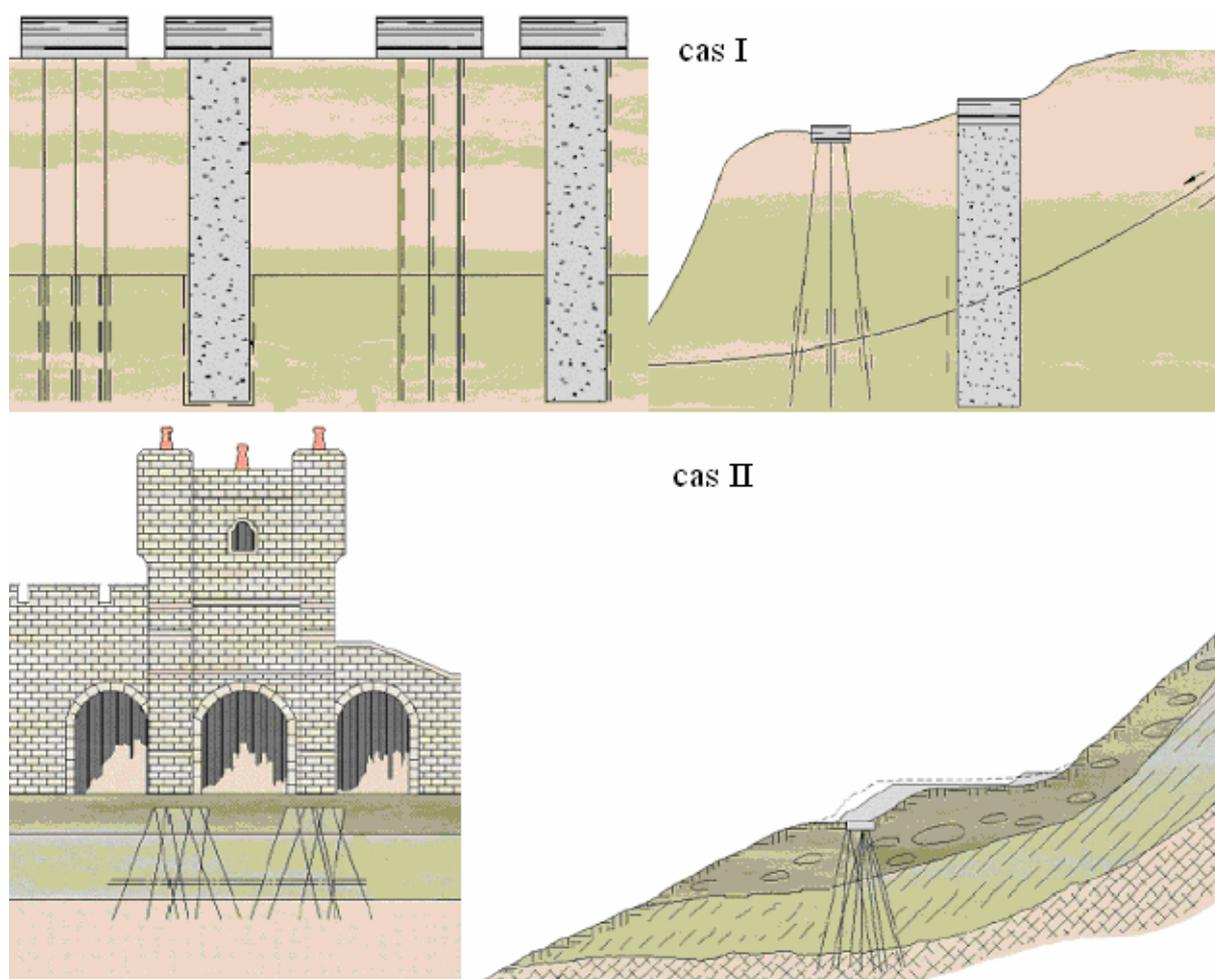


Figure 1.3. Classification de micropieux selon leur comportement (FHWA 2000).

Sous un chargement sismique, les forces inertielles conduisent à un moment de renversement et à un effort latéral dans le système micropieux-sol-chevêtre. Le moment de renversement est repris par des forces de compression et de traction dans les micropieux. L'effort latéral induit un effort tranchant, un moment fléchissant et un effort normal dans les micropieux. Ceci montre que pour les applications sismiques, il est nécessaire de bien vérifier la capacité des micropieux à supporter le moment fléchissant, l'effort tranchant, l'effort normal, et la capacité de la liaison micropieux-chevêtre à transmettre ces efforts.

Des essais en centrifugeuse et des modélisations tridimensionnelles par éléments finis sur des micropieux sans chevêtre de liaison en tête, ont montré que lors d'un chargement sismique, les micropieux suivent la déformée du sol en champ libre (Shahrour et Ousta, 2001, Benslimane, 1998, Juran et al., 1999, FOREVER 2001). Ceci est dû à l'haute flexibilité des profilés métalliques utilisés comme armatures de micropieux. Ce constat plaide en faveur de l'utilisation de micropieux pour les ouvrages en zone sismique. Dans le cas d'une interaction sol-micropieux-structure, on note un effet inertiel avec une amplification importante de la déformée du micropieu dans sa partie supérieure, (Juran et al., 1999, Shahrour et al, 2001).

#### 1.3.4. Applications des micropieux

Les micropieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Le tableau A-5 de l'annexe A donne les critères de choix entre les différents types de pieux (Document de l'entreprise Franki). Les applications internationales de micropieux relèvent au moins 90% du cas I, (FHWA 2000). On peut classer leurs applications dans deux grandes catégories : les micropieux utilisés comme éléments de fondations et les micropieux destinés au renforcement de sol.

La majorité des cas où on a eu recours aux micropieux comme solution à la place des pieux traditionnels relève une ou plusieurs restrictions :

- l'accès difficile au site avec moins de 3,5 m d'hauteur usuelle,
- la restriction de la vibration induite par la réalisation de grands pieux, en raison de la sensibilité de l'ouvrage lui-même ou de son voisinage,
- la restriction du bruit,
- la restriction de l'élargissement de la fondation existante,
- l'exigence de maintenir le trafic sur une autoroute lors de remplacement ou de renforcement d'un pont,
- le besoin d'une grande capacité portante en compression comme en traction,
- la rigidité importante de sol écarte l'utilisation de gros pieux,
- la complexité géologique de site qui présente une variation importante de cette rigidité,
- les ouvrages en zone sismique qui nécessitent une fondation relativement flexible avec une grande capacité portante.

La figure 1.4 montre un exemple du renforcement par micropieux de deux ponts. Ceci illustre le grand intérêt de l'utilisation des micropieux dans des sites à accès difficile.



Figure 1.4. Réalisation du renforcement de deux ponts avec de micropieux (FHWA 2000).

On présente ci-après quelques exemples d'utilisation de micropieux pour la reprise en sous-œuvre, les fondations neuves et pour le renforcement des ouvrages en zone sismique.

### Reprise en sous-œuvre

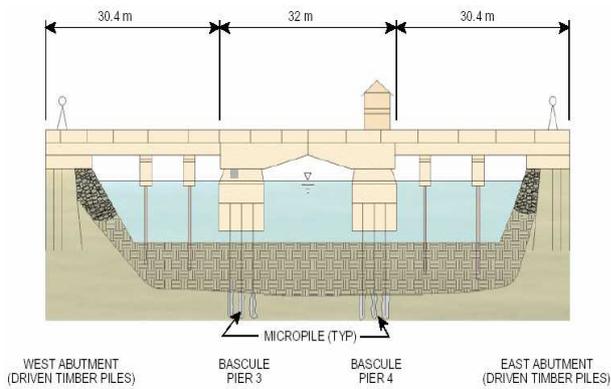
Les micropieux sont utilisés comme technique de renforcement des ouvrages anciens et historiques. Les exemples d'utilisation des micropieux pour les travaux de reprise en sous-œuvre sont multiples. La reprise partielle ou totale de la charge de la structure et la limitation des tassements subits par l'ouvrage exigent souvent le recours aux micropieux comme solution. On a eu recours aux micropieux, par exemple (Figure 1.5), pour arrêter les tassements différentiels constatés sur le casino de Mandalay de 43 étages à Las Vegas ; 536 micropieux ont été installés entre les pieux existants (ASCE News 2001). Le renforcement des fondations de pont de Pocomoke à Maryland était réalisé par des micropieux qui étaient installés entre les pieux existants sans causer de tassement additionnel à cette structure âgée de plus de 75 ans (Bruce et al. 1990). Le renforcement des piles du pont Pierre à Bordeaux construit en 1819-1822 (Nadeau et Faure 1997). La reprise en sous-œuvre par micropieux de la gare d'Orsay pour l'aménagement du musée (SOLETANCHE). Les micropieux ont été utilisés pour la reprise en sous-œuvre et le confortement de plusieurs tours de grande hauteur ; la cathédrale de Nicosie en Sicile, l'église de Burano à Venise, le campanile de la cathédrale de Pisa, et le confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris (Lizzi, 1982).

### Fondations neuves de bâtiments et d'ouvrages d'art

La figure 1.6 monte quelques cas d'applications des micropieux dans le domaine des fondations. Les travaux de remplacement du viaduc Brooklyn-Queens à New York ont comporté des micropieux à la place des pieux en raison de l'accès difficile au site et la contrainte de maintenir le trafic sur cette autoroute (Bruce et Gemme, 1992). Du même les micropieux ont été utilisés comme système de fondations pour un mur antibruit sur l'autoroute A4 à Saint-Maurice (Borel, 2002). Mentionnons également l'utilisation des micropieux par radier général avec injection (au lieu d'utiliser des gros pieux) pour une tour de trente étages à Marseille en raison de la complexité géologique du site (SOLETANCHE).

### Ouvrages en zone sismique

On trouve dans la littérature de nombreux exemples d'utilisation de micropieux pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages en zone sismique. Beaucoup de ponts en Californie, Los Angeles, San Francisco, New York et Southern Illinois ont été renforcés pour augmenter leur résistance sismique. A titre de l'exemple, la figure 1.7 montre le renforcement du pont I-110 reliant Los Angeles et la Californie et le pont de San Rafael, Richmond, aux Etats-Unis, le renforcement d'une fondation lors de la réparation du connecteur du «CAL TRANS North Connector» (Pearlman et al., 1993) et l'utilisation d'un réseau de micropieux pour améliorer la stabilité du tour inclinée Al-Hadba (XIIème siècle), exposé à un risque sismique dans la ville de Mossoul en Irak (Lizzi et Carnevale, 1981).



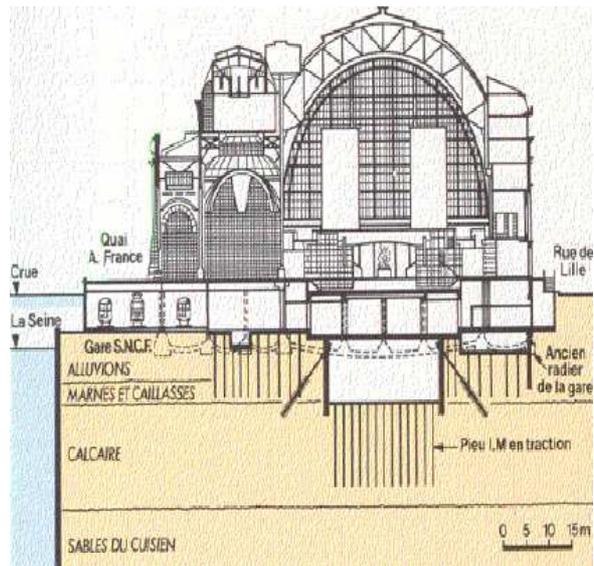
Renforcement du pont Pocomoke à Maryland (Bruce et al. 1990).



Renforcement par Micropieux du Casino Mandalay à Las Vegas (ASCE News 2001).

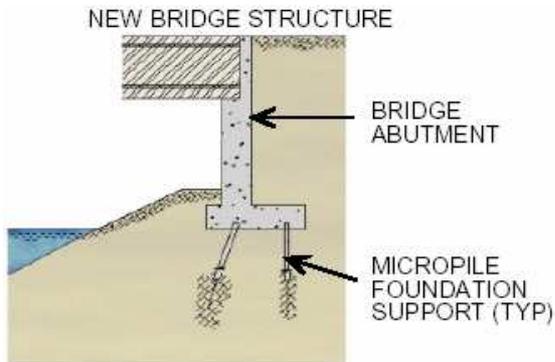


Renforcement du pont Pierre à Bordeaux (Nadeau et Faure 1997).

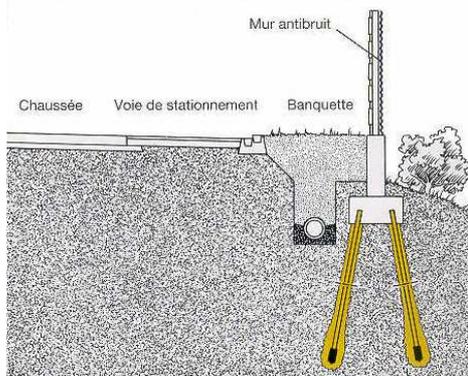


Rénovation de la gare du quai d'Orsay (SOLETANCHE).

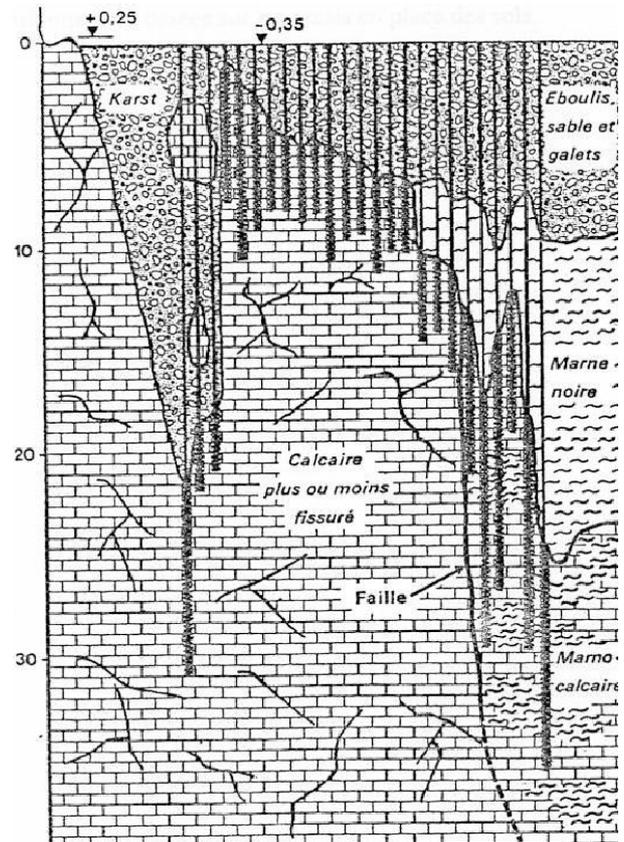
Figure 1.5. Exemples d'applications de micropieu dans le domaine de la reprise en sous-œuvre.



Fondations neuves d'un pont.

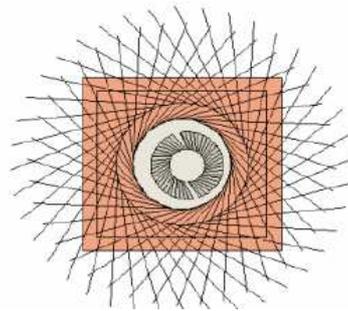
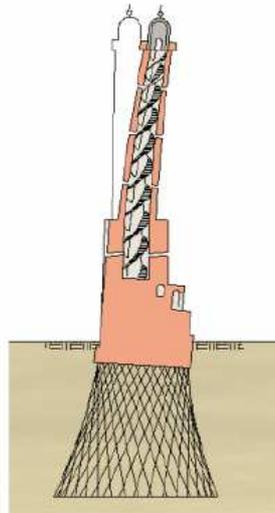


Mur antibruit sur une autoroute.  
(ISCHEBECK)



Site complexe à Marseille  
(SOLETANCHE).

Figure 1.6. Exemples d'applications de micropieux comme fondations neuves.



Tour Al-Hadba en Irak (Lizzi, 1982).



Pont sur l'autoroute I-110 à USA  
(FHWA 2000).



Pont de Richmond San Rafael à USA,  
(Ben C. Gerwick, Inc, 2004).

Figure 1.7. Exemples d'applications de micropieux pour le renforcement des ouvrages en zone sismique.

#### 1.4. Les observations post-sismiques

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 récents séismes dévastateurs (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli 1999..) ont révélé que la non-linéarité des matériaux devrait être prise en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage sur des pieux. Différents degrés de dommage ont été observés sur des pieux supportant ou non une superstructure. Les paragraphes suivants présentent une synthèse de plusieurs observations post-sismiques.

##### Séisme d'Alaska (27 mars 1964, Mw=8,3)

Le Séisme d'Alaska a causé l'effondrement de plusieurs ouvrages. Selon Ross et al. (1973), la cause principale des dommages induits dans la majorité des ouvrages par ce séisme est la liquéfaction de sol (Figures 1.8).

Le pont 605A sur l'autoroute Seward sur la rivière de Snow était encore en construction lors de ce séisme. Les piles supportées par des pieux tubes aciers remplis de ciment ont subi un déplacement latéral de 8 ft avec une inclinaison de 15° suite à la liquéfaction de sol.

Parmi les quinze ponts sur l'autoroute Seward (Turnagain Arm Area), dix ont été détruits partiellement ou complètement. Tous les ponts endommagés sont constitués d'une superstructure en béton armé, fondée sur des pieux en bois inclinés. Le sol est constitué de couche de sable et de silt (N=15-30 en surface et 35-85 à la pointe). Les dommages présentent typiquement une pénétration des pieux dans le tablier.

Le célèbre viaduc de 'Million dollar Bridge' s'est effondré à cause d'un mouvement excessif induit par la liquéfaction de sol. Un tassement excessif résultant de la liquéfaction de sol a causé l'effondrement de plusieurs ponts comme par exemple le pont de 'Flagg point' ; les pieux dans un sable ont subi un tassement de 10 ft, les tassements différentiels ont causé son effondrement.

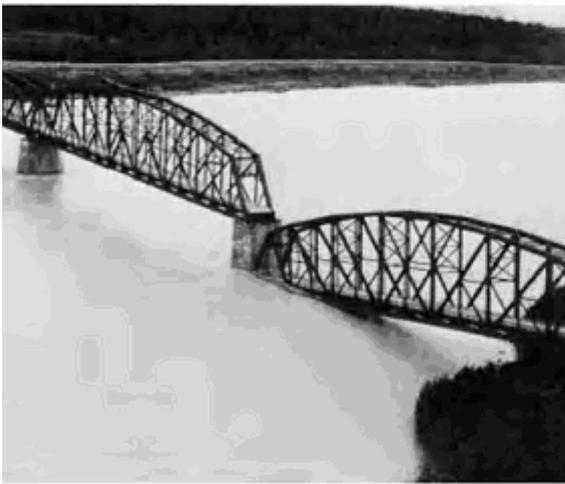
Toutefois, la liquéfaction de sol n'est pas toujours la cause de l'effondrement des ouvrages. Par exemple, Margasson (1977) rapporte que le port de Anchorage ville a été fondé dans une argile raide et qu'il a subi des dommages importants (ouvrage moderne en béton armé supporté par des pieux tube en acier ; 16 à 42 in verticaux et 14 à 20 in inclinés). Sa partie dans l'océan, fondée sur des pieux en bois, a été également endommagée. On a attribué l'effondrement de l'ouvrage à la défaillance des pieux inclinés du fait qu'ils transmettront beaucoup plus de la charge sismique à la superstructure.



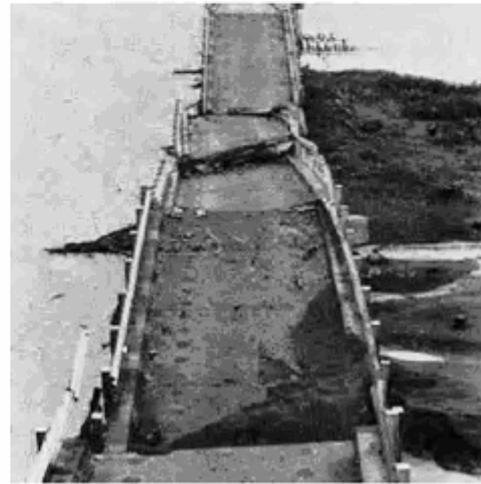
Inclinaison de 15° induit par la liquéfaction de sol autour des pieux de pont 605A sur la rivière de Snow.



Pénétration des pieux inclinés dans le tablier causant l'effondrement de pont Twentynine Mile.



Effondrement de viaduc de 'Million dollar Bridge' par un déplacement excessif induit par la liquéfaction de sol.



Effondrement de pont de 'Flagg point 331' par un tassement excessif des pieux induit par la liquéfaction de sol

Figure 1.8. Exemples des dommages des ouvrages causés par le Séisme de Alaska 1964.



Figure 1.9. Effondrement du pont de Showa par la liquéfaction de sol (Séisme de Niigata 1964).

### Séisme de Niigata (16 juin 1964, Mw=7,3)

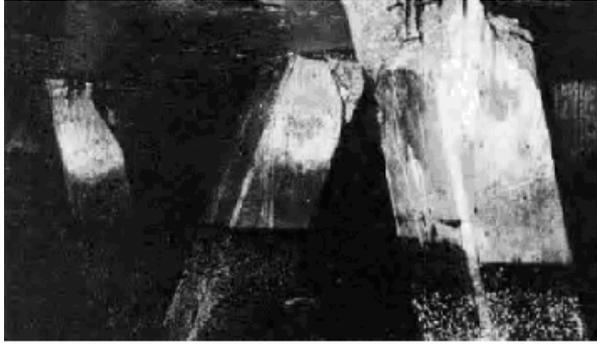
Ce séisme a causé des dommages importants dans plusieurs ouvrages fondés sur des pieux. Par exemple, la liquéfaction de la couche supérieure de sable lâche a causé l'effondrement du pont de Showa (Figure 1.9), fondé sur des pieux inclinés (tubes en acier de 60cm de diamètre). Les dommages importants dans les pieux ont été amplifiés par la résonance du pont avec ce séisme (Fukuoka,1966).

### Séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989, Mw =7.1)

Le séisme de Loma Prieta en 1989 donne des résultats intéressants sur la performance des pieux. SEAOC (1991) a rapporté des dommages importants dus à la traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre (carrés de 16 in précontraints), supportant le 'Public Container Wharf on 7th Street Terminal Complex' (Figure 1.10). Le sol est constitué d'un sable lâche qui a été liquéfié. Des dommages similaires ont été également observés sur des pieux verticaux (Matson Terminal Wharf on 7 Street).

Des pieux en béton armé supportant le terminal Charls P.Howard ont subi des dommages en flexion au niveau de liaison avec leur chevêtre. Des pieux inclinés ont également subi des dommages importants au niveau de leur connexion avec le chevêtre ou près de celle-ci, supportant le port d'Oakland Outer Harbor (pile n°7, pieux de 16 in précontrainte carrés inclinés). La liquéfaction de sol a été constatée. Des pieux précontraints carrés de 20 in également inclinés supportant les piles n°27 et 29 du port Ferry Plaza, ont subi aussi la rupture en traction en tête.

Près de Wastonville, plusieurs pieux supportant un pont sur l'autoroute 1, ont pénétré dans le tablier causant l'effondrement d'une grande partie de ce pont. Il semble que ce n'est pas la liquéfaction de sol qui a causé ces dommages étant donné que la couche supérieure de sol est d'argile mou. On a constaté la formation d'un grand fossé de 30-45 cm autour des pieux (Figure 1.11). La grande déformation des pieux avec une rupture en flexion et en cisaillement en tête, a entraîné la défaillance de ces pieux incapables de supporter la charge latérale induite par ce séisme (Seed et al, 1990). 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 inférieurs à ceux d'autres structures.



Port of Oakland 7th Street Terminal



Port of San Francisco, piles 27&29

Figure 1.10. Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur cheville (Séisme de Loma Prieta 1989).



Figure 1.11. 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 une liquéfaction importante des sols causant un grand déplacement vertical et horizontal du sol. La plupart des ouvrages d'art qui ont souffert des dommages importants durant ce tremblement de terre était construit selon le règlement JRA de 1964. À cette époque le règlement ne contenait pas des règles spécifiques sur la réponse dynamique de l'ouvrage et sa ductilité ni sur la non-linéarité et la liquéfaction de sol. La cause principale de l'effondrement de la majorité des ponts durant ce séisme est liée à la rupture de piles par le dépassement de leur résistance au cisaillement. Le viaduc de Fukae, sur l'autoroute de Hanshin, (Figure 1.12) est un exemple de ce mécanisme de rupture. Les colonnes ont été supportées par des pieux en béton armé de 1m de diamètre et de 10 à 15m de longueur implantés dans un sol moyennement résistant. Des dommages similaires ont été constatés sur le pont de Takashio sur cette même autoroute (Kawashima 1995, Kawashima et Unjoh 1997, Saeki et al. 1997).

Par ailleurs, l'analyse des dommages subis par les fondations lors de ce séisme a montré que les pieux en acier de petit diamètre ont bien résisté aux efforts sismiques en comparaison avec des pieux en béton armé de grand diamètre (Tokimatsu et al., 1996). De plus, l'analyse des dommages causés par ce séisme (Tokimatsu et al., 1996, Gazetas et Mylonakis, 1998) montre aussi que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages inférieurs à ceux d'autres structures.

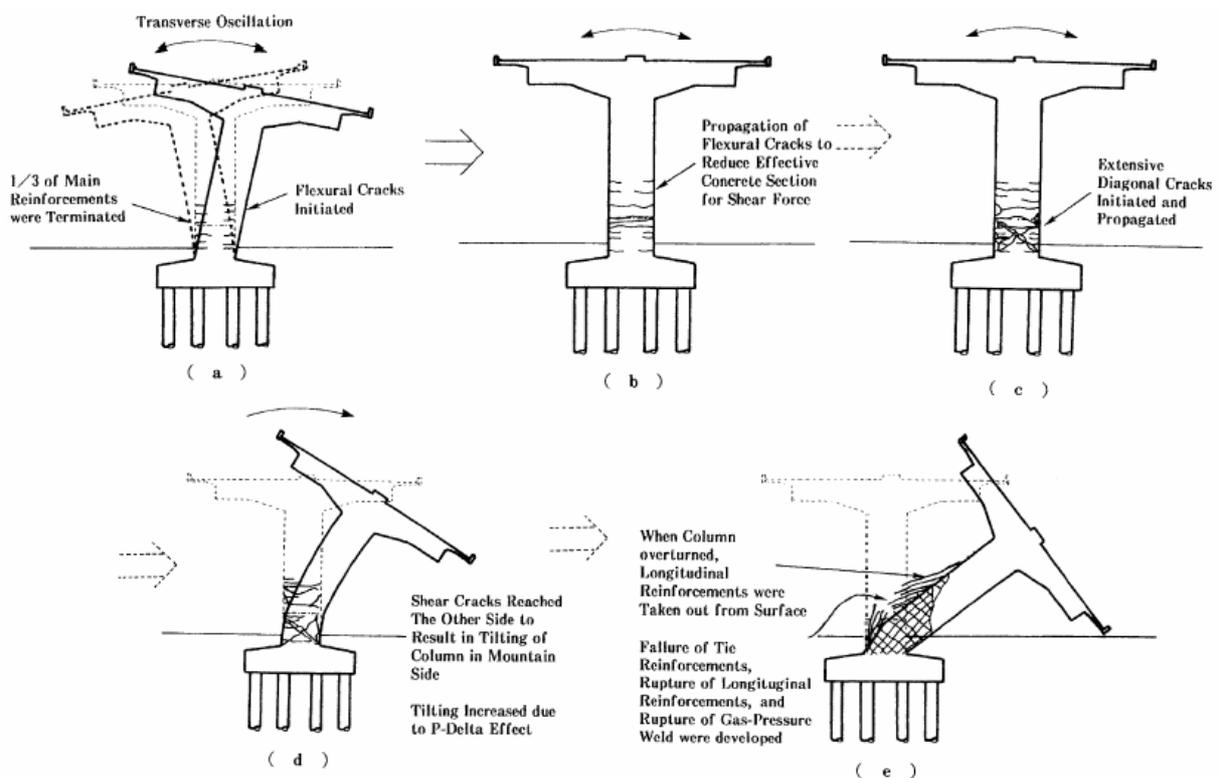


Figure 1.12. Mécanisme de rupture du viaduc de Fukae (Séisme de Kobe 1995).

Le pont le plus long du monde, Akashi Straight, était juste dans la phase finale de sa construction lors qu'il a subi ce tremblement de terre. L'ouvrage a résisté au séisme sans dommages important dans sa structure mais un déplacement et une rotation ont été causés par ce tremblement de terre (Saeki et al 1997, Yasuda et al 2000), figure 1.13.

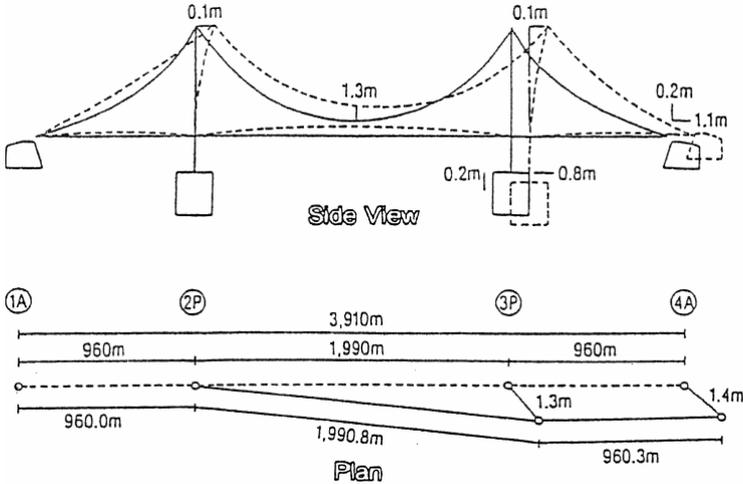


Figure 1.13. Déplacement et rotation permanente du pont Akashi Straight, (Séisme de Kobe 1995).

Séisme de Chi-Chi (21 Septembre 1999, Mw=7,6)

Plusieurs ponts ont souffert des dommages importants durant ce séisme (Chang et al 2000, Kawashima et Shoji 2000). La plupart d'entre eux ont été endommagés à cause de déplacements excessifs et de l'insuffisance de la longueur d'appuis. Le pont de Bei-Fong et Wu-Shi présentent deux exemples de mécanismes d'effondrement (Figure 1.14, pont de Wu-Shi).

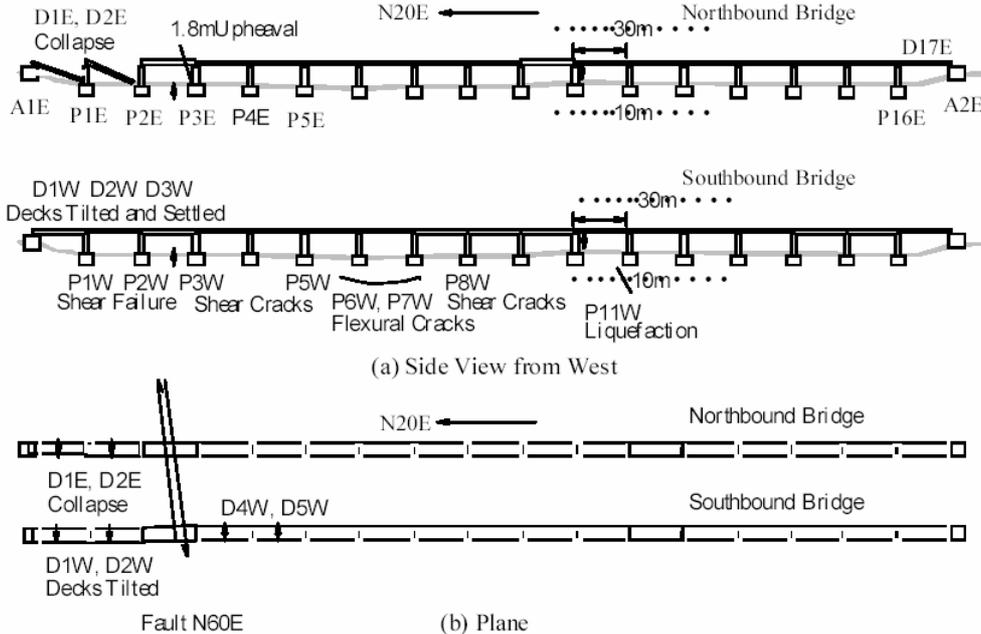


Figure 1.14. Déplacement excessif causant la chute de tabliers du pont Wu-Shi (Séisme de Chi-Chi 1999).

Par ailleurs, Wilson (1998), Boulanger et al. (1998) ont décrit plusieurs modes de rupture d'un groupe de pieux soumis à un chargement sismique (Figure 1.15).

On résume les cause principales de rupture des pieux par :

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.
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 de deux couche une liquéfié et l'autre non.
5. Rupture de chevêtre par déplacement 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 détournement ou par glissement.

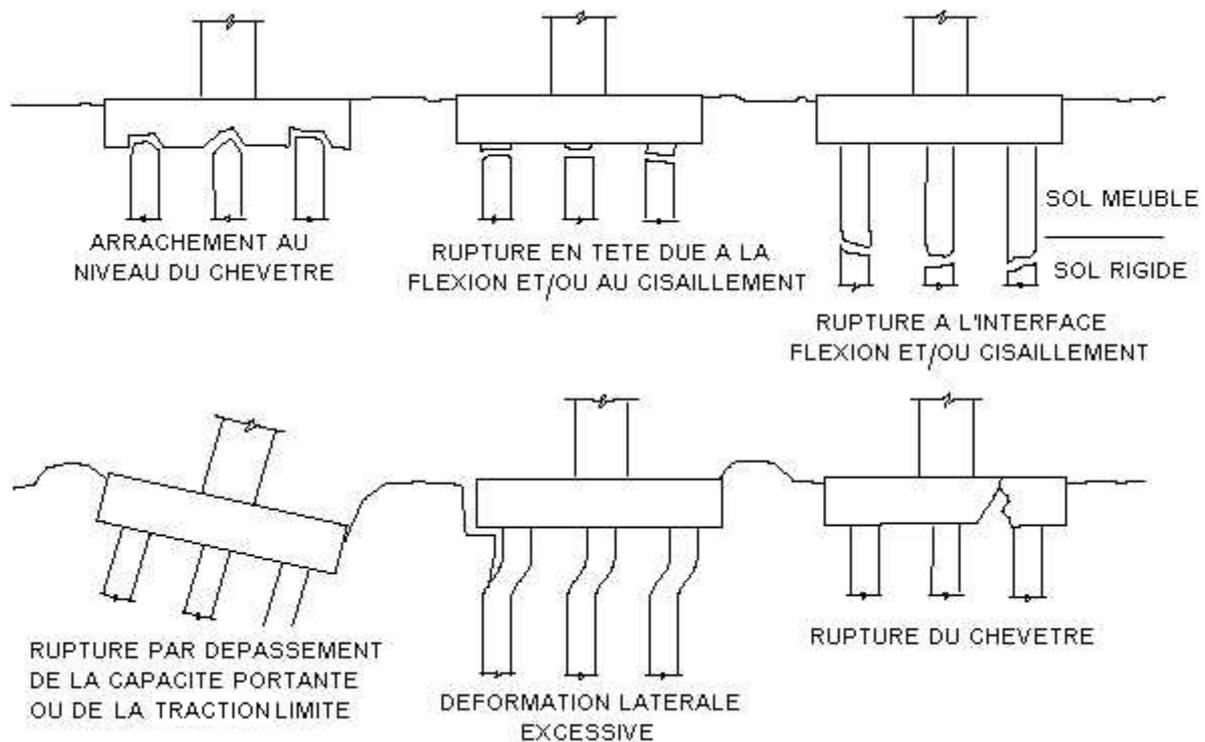


Figure 1.15. Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

## 1.5. Interaction sol-pieux-structure

### 1.5.1. Phénomène d'interaction

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol et de la structure. 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.

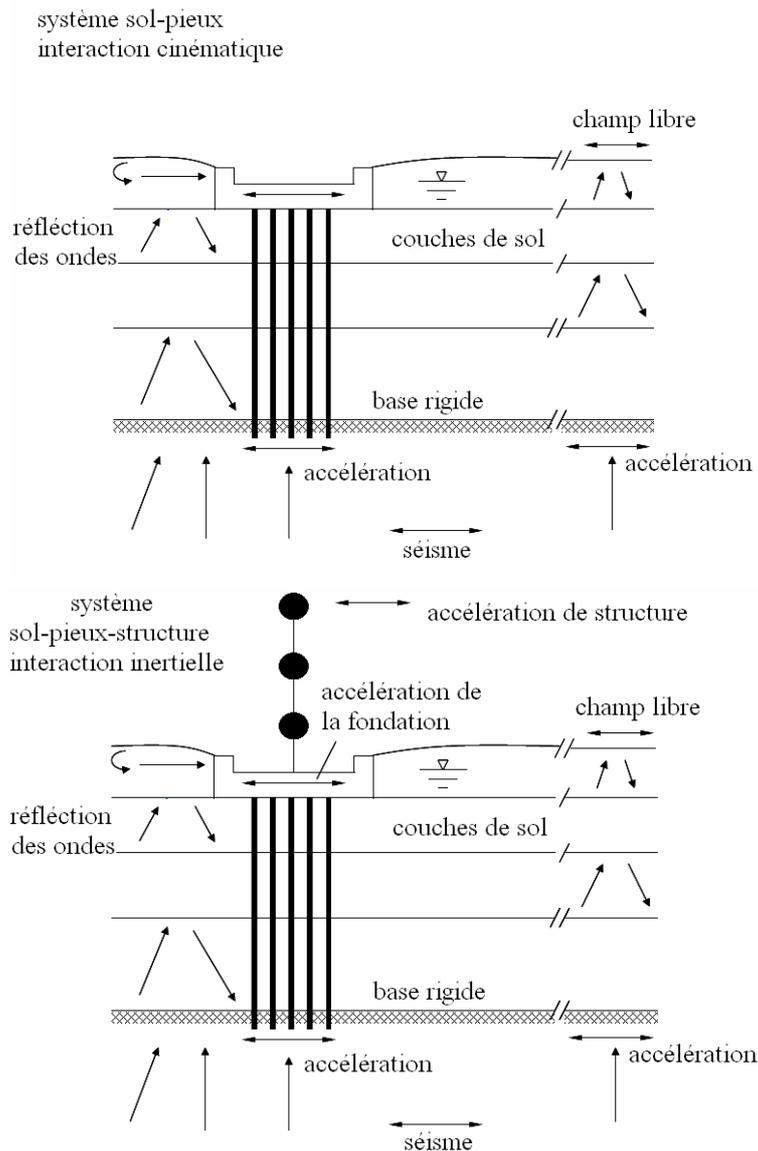


Figure 1.16. Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (modifiée, Gazetas et al. 1998).

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. L'analyse nécessite alors des méthodes très avancées qui permettent de prendre en compte les différents aspects du système sol-micropieux-structure, à savoir : les propriétés du sol, les caractéristiques des micropieux (flexibilité et ductilité) et leur configuration (nombre, espacement, inclinaison, groupes ou réseaux..), l'interface sol- micropieux, les propriétés de la superstructure (masse, rigidité) et l'intensité de séisme et son contenu fréquentiel. Par conséquent, une solution analytique devient très difficile et une technique numérique est utilisée pour modéliser ce phénomène, comme l'approche par la méthode non-linéaire de Winkler, la méthode des éléments aux frontières, la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies.

D'après les observations post-sismiques présentées précédemment, on constate que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle important dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures. Les forces inertielles contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages lors des précédents séismes (Kawamura et al., 1985, Yoshida et Hamada 1990, Matsui et Oda 1996, Tokimatsu et al. 1996, 1998, Fuji et al. 1998, Nishizawa et al. 1998, Adachi et al. 1998, Taji et al. 1998).

Des travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse, et des modélisations numériques montrent deux phénomènes importants d'interaction sol-pieux-structure :

1. 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.
2. 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 se produisent avec un petit décalage de temps. Ils correspondent respectivement à l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique désigne l'interaction entre le sol et les micropieux sous chargement sismique en l'absence de la structure. Elle correspond à la réponse d'un massif de sol renforcé par pieux ou à la réponse des pieux utilisés comme éléments de fondation pour des structures légères dans lesquelles on peut négliger les forces d'inertie induites par la superstructure (Figure 1.16).

#### 1.5.2. Modélisation et méthodes de résolution de l'interaction dynamique sol-pieux-structure

Deux approches sont utilisées dans la modélisation de l'interaction sol-pieux-structure. La première approche est fondée sur la méthode des sous-structures. 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 1.17) :

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 structure. Cette phase permet de calculer le mouvement sismique à appliquer aux fondations de la structure.
2. La seconde phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations; elle permet de remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. La rigidité et l'amortissement sont estimés, en pratique, 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 qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant la raideur des fondations déterminée dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

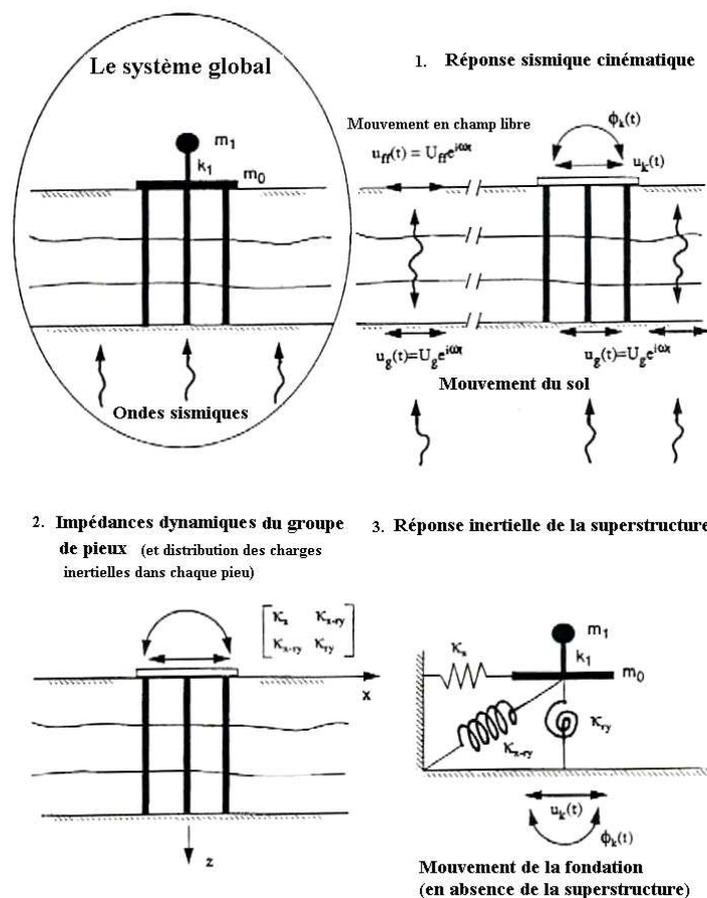


Figure 1.17. Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation-structure (Gazetas et al. 1992).

La deuxième approche est dite «globale». Elle intègre en un seul calcul tous les éléments du problème à savoir le sol, les pieux, le chevêtre et la structure. Cette approche est complexe et coûteuse.

Le calcul global et l'interaction cinématique dans la première approche sont traités à l'aide de deux approches. La première approche considère le sol comme un milieu continu; elle donne lieu à un problème tridimensionnel qu'on peut résoudre en utilisant des méthodes analytiques ou numériques. La seconde approche s'appuie sur le modèle de Winkler qui consiste à remplacer le sol par des éléments ressorts et amortisseurs. Cette dernière approche est plus facile à mettre en oeuvre, ce qui explique sa large utilisation dans la pratique.

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 et Chai 1995, Tabesh 1997). Toutefois, Kimura et al. (2000) ont montré que l'approche indirecte sous-estime les efforts dans les pieux.

### 1.5.3. Méthodes de calcul des micropieux

Les méthodes du calcul de micropieux sont variées et la plupart de ces méthodes ont été développées, à l'origine, pour les pieux. Ces méthodes, toutefois, peuvent être classées en deux catégories (Roger 2003):

#### Approche par des méthodes simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe ; les méthodes empiriques et les méthodes des modèles équivalents (Bowles 1996, Patra et Pise 2001, Meyerhof et al. 1981, 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).

#### Approche numérique

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, de l'aspect dynamique et éventuellement du caractère non-linéaire de la réponse sol-pieux-structure, on peut citer : la méthode des éléments finis, la méthode de différences finies, la méthode des équations intégrales et des éléments aux frontières, la méthode des couches minces (Thin Layer Method) et les méthodes de Winkler et des fonctions de transfert de charge (courbes 'p-y', 't-z' et 'q-z').

Étant donné que ce travail est consacré à l'étude de l'interaction sol-micropieux-structure par une approche numérique, les paragraphes suivants donnent une brève présentation de ces

différentes méthodes et détaillent les résultats obtenus par la méthode des éléments finis et des différences finies.

➤ *Méthode des fonctions de transfert de charge*

On trouve des approches très variées mais ces modèles réfèrent souvent au modèle de Winkler (Beam Winkler Foundation). Cette méthode reste la plus courante pour le calcul des groupes de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques (Figure 1.18), (Penzien 1970). Le principe de cette méthode consiste à modéliser le sol par des ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu et sous sa base (modèle de Winkler / méthode du module de réaction).

A la base de cette méthode, Ashour et al. (2002) ont développé un modèle pour étudier la réponse latérale d'un pieu isolé et en groupe, (Strain Wedge model, Norris 1986, Ashour et al 1998, 2001) avec le courbe p-y semi empirique de Matlock-Reese (Matlock 1970, Reese et al.1974).

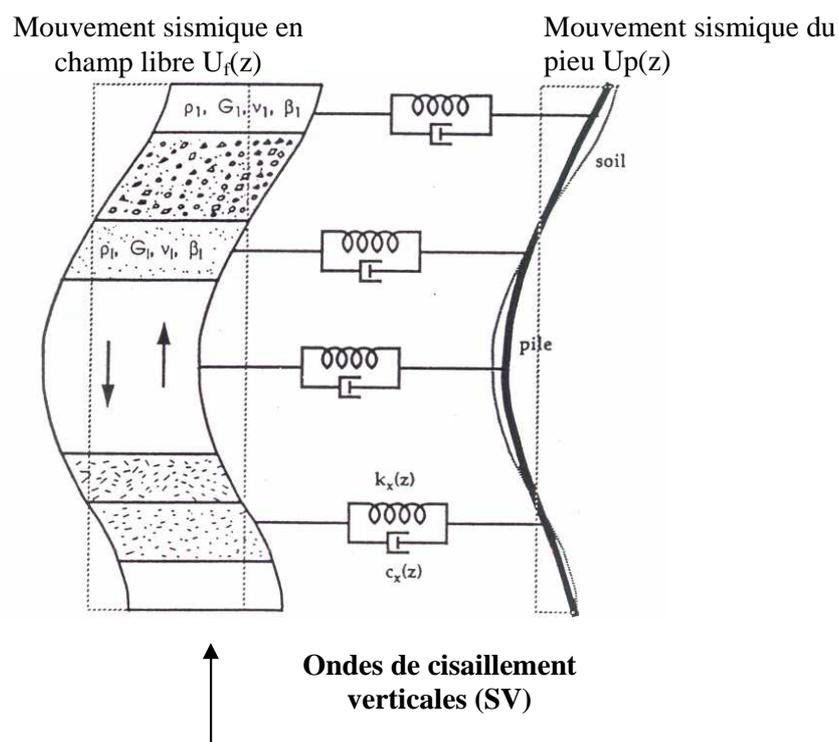


Figure 1.18. Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).

Dans le cas 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). Il 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,

notamment les essais pressiométriques, le CPT, ou le SPT, 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).

Beaucoup de travaux ont été consacrés au développement de ces méthodes (Matlock et al 1960, Ménard 1962, Gambin 1963, Reese et Cox, 1969, Frank et Zhao 1982, Baguelin et al 1982, Briaud 1997, Hirayama 1990, Hadjadjji 1993, Remaud 1999, Zhang et al. 1999..). Les deux restrictions principales de ces modèles sont que d'une part, la nature infinie de sol est souvent négligée ou très simplifiée et d'autre part, que l'interaction de groupe ne peut pas être déterminée directement. L'application de cette technique fait toujours appel à d'autres méthodes pour la prise en compte de l'interaction entre les pieux du groupe, comme la méthode des facteurs d'interaction et la méthode des multiplicateurs de la courbe p-y (Poulos 1971, Poulos et Davis 1980, Nogami 1985, Brown et al. 1988, 1989, Gazetas 1991 et 1992, Makris et Gazetas 1992, Novak 1993, Mylonakis 1995, El-Naggar et Novak 1996, Mylonakis et Gazetas 1998, Zhaohui et Boris 2002, 2005).

Cette approche a été également étendue au domaine non linéaire en utilisant des ressorts non-linéaires (Matlock et al. 1978, Abghari et Chai 1995, Wang et al. 1998, Lok 1999).

➤ *Méthodes des éléments aux frontières (Boundary Element Method)*

Cette méthode, basée sur le principe des équations intégrales, consiste à ramener la résolution de ces équations à la frontière de domaine. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971). Puis elle a été étendue pour un chargement harmonique (Kaynia 1982, Mamoon et al., 1990, Guin 1997). Kaynia (1982) a introduit des fonctions (Green functions) pour pouvoir simuler un sol stratifié. La dissipation de l'énergie peut être traitée dans le domaine de Fourier en utilisant un amortissement hystérésique (Kaynia 1982, Mamoon et al., 1990), ou bien dans le domaine de Laplace en utilisant le modèle de Kelvin (Hillmer 1987, Chouw 1994).

Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique basée sur le principe des équations intégrales pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Le tassement du groupe de pieux est déterminé à partir du tassement d'un pieu isolé soumis à une charge verticale, et du tassement supplémentaire induit par les autres pieux du groupe. Les coefficients d'interaction pieu-pieu sont déterminés à partir des équations de Mindlin (1936).

De même, Poulos (1999) propose une méthode pour calculer le tassement et le déplacement transversal d'un pieu en réseau élémentaire. La méthode est également basée sur le principe des facteurs d'interaction. Cette méthode consiste à déterminer le déplacement vertical et

horizontal ainsi que la rotation induits sur un pieu  $i$  par un autre pieu  $j$  soumis à une force axiale  $P_j$ , une force normale à l'axe du pieu  $T_j$  et un moment  $M_j$ .

➤ *Méthodes de couches minces (Thin Layer Method)*

Cette méthode est semi-analytique. Elle décrit la radiation de l'énergie vers l'infini, Kausel (1999). Elle a été développée pour une couche de sol stratifié reposante sur une base rigide. Par la suite, le modèle est devenu capable à modéliser une base flexible (la méthode de "viscous boundary", Lysmer et al. 1988, la méthode de "pra-axial" Seale et Kausel. 1989).

La méthode est formulée dans le domaine fréquentiel. Cette méthode nécessite seulement une discrétisation de domaine dans une seule direction (la profondeur). La solution dans le plan horizontal est obtenue directement à partir d'une matrice formulée dans le domaine fréquentiel. La solution dans ce plan est exacte mais la solution dans la direction discrétisée dépend de cette discrétisation.

La réponse inertielle de système sol-pieu-structure est simulée d'une façon simplifiée en supposant que la structure est représentée par une masse concentrée (un corps rigide). Cette méthode néglige le couplage entre le sol et les pieux (translation et rotation).

➤ *Méthode des éléments finis*

Cette méthode est peu utilisée dans la pratique pour le dimensionnement des pieux ou des micropieux (si on les compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et de l'autre part, les grands moyens requis pour la réalisation de calculs. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Néanmoins, cette méthode a été largement utilisée dans la recherche pour étudier le comportement d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieux. Elle est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieux-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments. Plusieurs auteurs ont développé et 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).

Cette méthode nécessite une discrétisation du domaine étudié et la réponse dépend de cette discrétisation.

➤ *Méthode des différences finies*

L'utilisation de cette méthode est moins répandue que la méthode des éléments finis. Et comme cette dernière, elle nécessite une discrétisation dans l'espace et dans le temps.

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous utilisons le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Ce code est basé sur la méthode des différences finies. Cette méthode sera présentée avec plus de détail dans le deuxième chapitre.

#### 1.5.4. Modélisation de comportement statique de pieux et de micropieux

Le calcul d'un pieu isolé chargé axialement porte sur l'évaluation de sa capacité portante, le transfert de sa charge au sol voisin et la détermination de son tassement. Quand aux groupes de pieux chargés axialement, les études sont consacrées essentiellement à l'évaluation de l'interaction pieu-sol-pieu pour déterminer la capacité portante et le tassement du groupe. L'étude du comportement de groupes de pieux chargés horizontalement est plus complexe. En effet, l'interaction pieu-sol-pieu ne résulte pas seulement de la méthode de mise en place des pieux et de leur chargement mais aussi de l'effet d'ombre créé entre les pieux.

Plusieurs études et projets de recherches ont été consacrés à l'étude de comportement statique des pieux et des micropieux à l'aide d'une modélisation par la méthode des éléments finis. Deux approches sont utilisées: bidimensionnelle, 2D (en contraintes planes ou en déformations planes) ou tridimensionnelle, 3D. On cite à titre indicatif les travaux de Frank, Guenot et Humbert (1980), Preesly et Poulos (1986), Trochanis et al. 1991, Schad (1992), Shahrouf et Ata (1995, 1996 et 1997), Jeong et al. (1997), De Gennaro (1999) pour le comportement de groupe de pieux sous chargement axial, et les recherches menées par Baguelin et al. (1979), Lane et Griffiths (1988), Brown et al. 1988, Brown et Shie (1990 et 1991), Zhaohui et Boris (2002 et 2005), Comodromos et Ptilakis (2005) sur le comportement de groupe de pieux sous chargement transversal. Dans ces études, le sol est assimilé à un matériau ayant un comportement élastique linéaire isotrope ou élastoplastique avec ou sans écrouissage, associé ou non (Von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb).

#### 1.5.5. Modélisation du comportement dynamique de pieux et de micropieux

##### Modélisation du comportement dynamique de pieux

Blaney et al. (1976) ont étudié la réponse dynamique d'un pieu isolé implanté dans une couche de sol stratifié comme une extension des travaux déjà réalisés par Kausel (1974) et Kausel et al. (1975). Le sol autour de pieu a été modélisé par éléments finis. Le pieu est modélisé par une série des poutres et les frontières du modèle ont été représentées par une matrice "consistent boundary matrix".

Kuhlemeyer (1979) a utilisé des formulations pour extrapoler une bonne approximation du moment fléchissant pour un problème en 3D, statique ou dynamique, à partir des résultats obtenus d'un modèle 2D EF. Deux configurations ont été analysées en se basant sur un

comportement élastique ; un sol bicouche pour un chargement statique et un sol homogène isotrope pour un chargement dynamique.

Trochanis et al. (1988) ont développé un modèle en 3D pour examiner l'influence de comportement non-linéaire de sol sur la réponse d'un ou deux pieux chargés axialement ou latéralement par une charge monotone ou cyclique à basse fréquence. Le modèle a été réalisé en utilisant le code ABAQUS. La figure 1.19 montre le maillage pour un groupe de deux pieux. Le sol est représenté par des éléments quadratiques à 27 nœuds, le glissement et le décollement entre le pieu et le sol ont été introduits en utilisant des éléments d'interface de Coulomb à 9 nœuds. Les pieux ont été considérés comme élastiques et le sol se comporte comme un matériau élastique ou encore comme un matériau inélastique selon le modèle de Drucker-Prager.

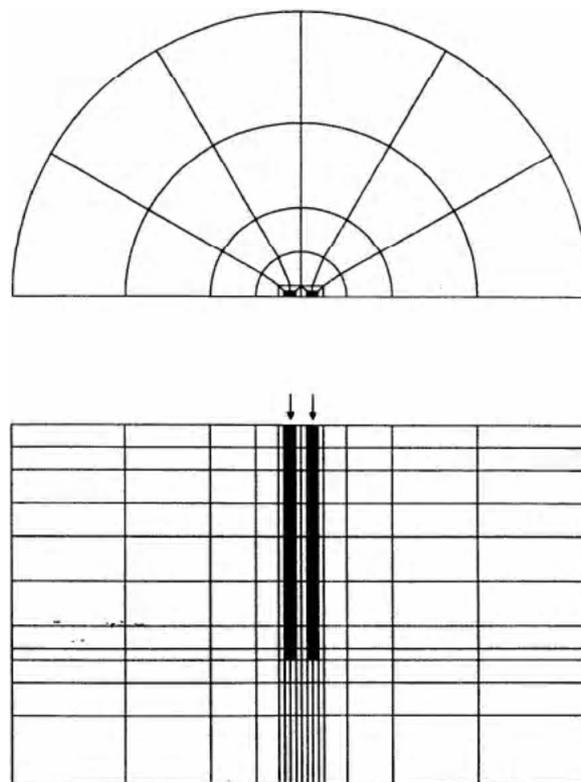


Figure 1.19. Maillage élément finis pour un groupe de 2x2 pieux  
(Trochanis et al. 1988).

Un modèle quasi 3D a été développé pour analyser l'interaction sol-pieux-structure sous chargement dynamique (Wu 1994, Finn et al. 1997, et Wu et Finn 1997). La déformation dans la direction verticale et celle dans la direction perpendiculaire au chargement étaient négligées. L'étude a concerné la modélisation des essais en centrifugeuse réalisés par Gohl (1991) sur un pieu isolé et un groupe de pieux (2x2). Chaque pieu a été modélisé par une poutre à 2 nœuds, le sol est représenté par des éléments cubiques à 8 nœuds. Une interface a

été utilisée pour simuler le glissement et le décollement entre les pieux et le sol. La comptabilité entre l'amplitude de la déformation et le module de cisaillement et l'amortissement a été assurée durant le chargement dynamique. La superstructure dans le modèle d'un pieu isolé, est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse rigide concentrée en tête et d'une colonne relié directement à la tête du pieu. Pour le cas de groupe de pieux, le chevêtre a été modélisé par une masse concentrée reliée aux têtes des pieux par l'intermédiaire d'une poutre sans masse très rigide.

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 nœuds. 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,  $E_s = 20\text{MPa}$ ,  $K_0=0,65$ , chargement Loma Prieta 1989 de  $0,2g$  d'une durée de 20sec, fréquence dominante 2 Hz.

A l'aide d'une modélisation EF en 3D, Chung (2000) a réalisé une étude sur l'effet de l'interaction inertielle sur la réponse sismique sol-pieu-structure. L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe. Plusieurs paramètres ont été abordés 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, etc.. Le sol est homogène reposant sur une base rigide. 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. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme d'une accélération harmonique. La figure 1.20 montre le maillage utilisé pour un pieu isolé.

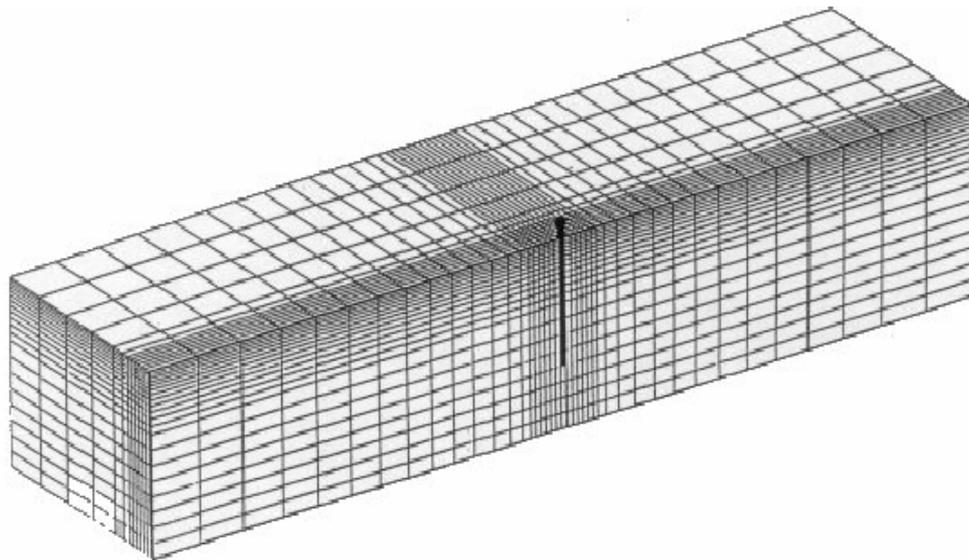


Figure 1.20. Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).

Maheshwari et al. (2004 et 2005) ont étudié l'influence de la non-linéarité de sol sur la réponse sismique d'un pieu isolé et sur un groupe 2x2 pieux ( $L=10\text{m}$ ,  $D=0.5\text{m}$ ,  $E=25\text{ GPa}$ ,  $S/D=5$ ). La figure 1.21 montre le maillage utilisés dans cette étude. Le sol et les pieux sont représentés par des éléments à 8 nœuds. 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). Ce modèle utilise une relation non-linéaire entre la contrainte et la déformation avec écrouissage. La figure 1.22 montre l'évolution de la surface de charge de ce modèle. Le chargement sismique est appliqué à la base du modèle : un chargement sinusoïdal de 1g et un chargement de la composante N-S du séisme de El-Centro 1940 avec une accélération maximale de 0,32g (fréquence dominante 1,83 Hz). La structure est une colonne modélisée par des éléments massifs ( $f_{st}=3,43\text{Hz}$ ). Le chevêtre est considéré comme rigide et sans masse.

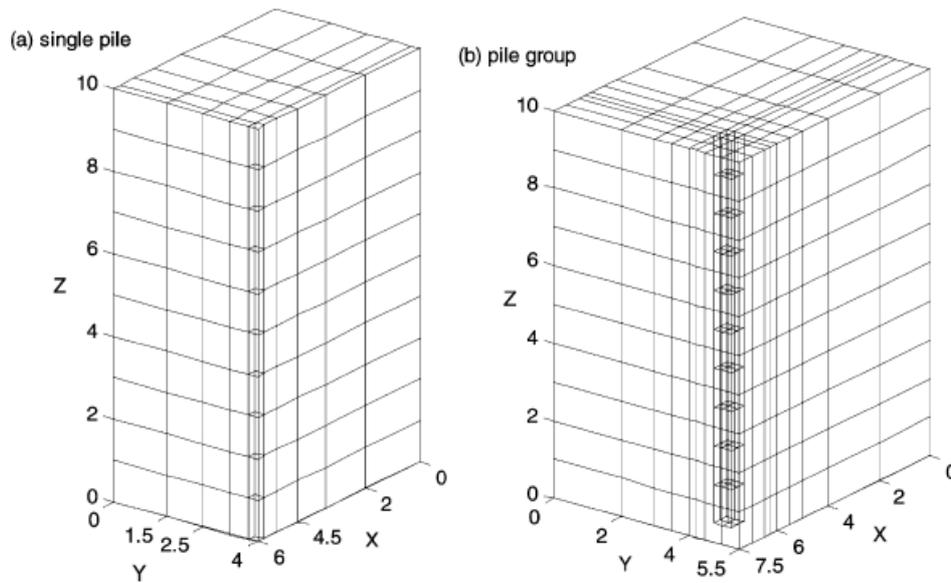


Figure 1.21. Maillage utilisé (Maheshwari et al 2004 et 2005).

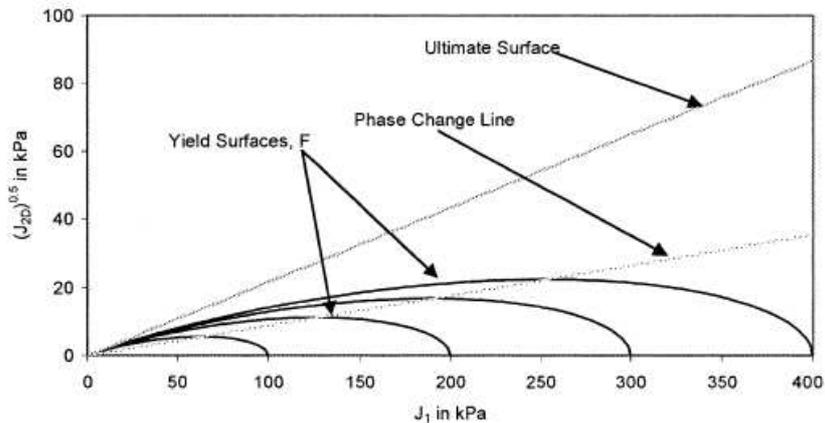


Figure 1.22. Surface de charge du modèle HiSS (Maheshwari et al 2004 et 2005).

### Modélisation de comportement dynamique de micropieux

Kishishita et al. (2000) ont réalisé une analyse par EF en 2D sur le comportement sismique de micropieux. La figure 1.23 montre le maillage utilisé dans cette étude. Le sol est modélisé par une loi de comportement élastique linéaire ou par le modèle modifié de Ramberg-Osgood. Quatre types des pieux ont été considérés dans cette étude; (cast-in-situ piles, pre-cast piles, high-capacity micropiles, and high-capacity raking micropiles). Les enregistrements de séisme de El-Centro (1940) et de Kobé (1995) ont été utilisés comme chargements.

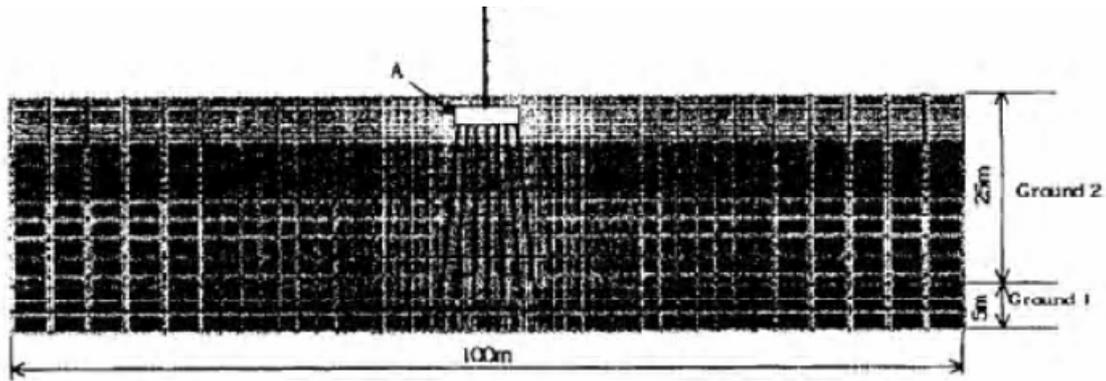


Figure 1.23. Maillage élément finis en 2D (Kishishita et al. 2000).

Shahrour et al. (2001) ont réalisé une étude du comportement des micropieux en utilisant la méthode EF en 3D, programme PECPLAS (Shahrour et al. 1992). La Figure 1.24 montre le maillage utilisé dans cette analyse. Le comportement sismique de micropieu isolé et en groupe (1x3, 3x3, 3x5) a été analysé. Le comportement de système sol-micropieux-structure est supposé élastique avec un amortissement matériel 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. Un déplacement équivalent a été imposé aux frontières latérales. 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 sol.

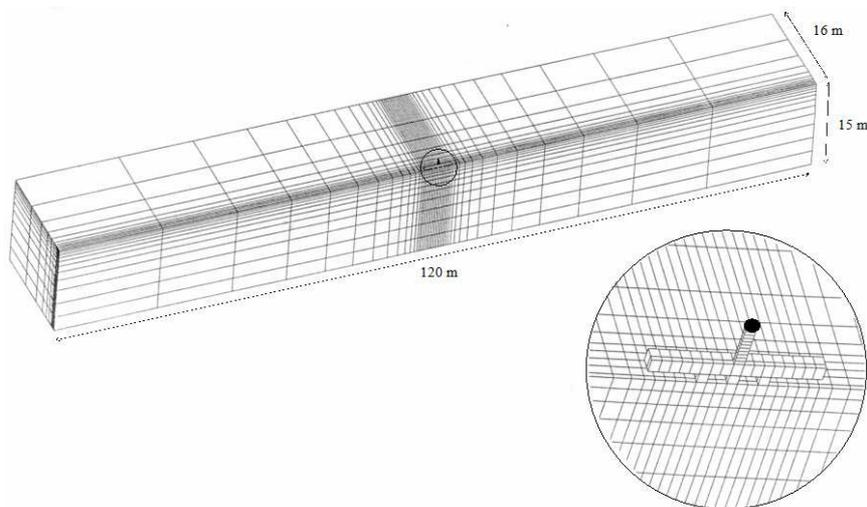


Figure 1.24. Maillage éléments finis pour un micropieu isolé (Shahrour et al. 2001).

Le comportement de micropieux en béton armé «minipieux» dans un sol liquéfié a été étudié à l'aide d'une modélisation EF en 3D à l'aide du programme PECPLAS (Ousta 1998, Shahrour et Ousta 2001, FOREVER 2001). La figure 1.25 présente les paramètres du modèle et le maillage utilisé dans cette étude pour un minipieu isolé. Une approximation (u-p) pour le couplage sol-fluide (Zienkiewicz et al. 1980) est utilisée et le modèle élastoplastique 'bounding surface plasticity' a été développé pour représenter la non-linéarité de sol. Les

minipieux sont élastiques. La charge est une accélération harmonique appliquée à la base de modèle que l'on suppose rigide.

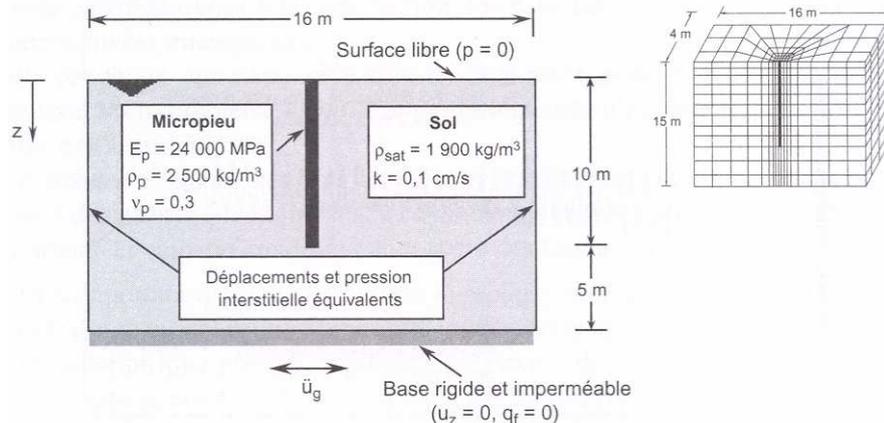


Figure 1.25. Propriétés mécaniques, conditions aux limites et maillage pour un micropieu isolé implanté dans un sol liquéfié (Ousta et Shahrour 2001).

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003, 2004 et 2006) ont étudié l'interaction sol-micropieux-structure à l'aide d'une modélisation 3D (programme PECPLAS). Plusieurs paramètres ont été abordés comme le nombre de micropieux et leur espacement, l'inclinaison des micropieux et l'articulation des micropieux dans leur chevêtre. Le comportement du système sol-micropieux-structure est supposé élastique avec un amortissement matériel 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. Le chargement est appliqué à la base du modèle, que l'on considère rigide, sous forme d'une accélération harmonique. Les micropieux sont représentés par des éléments poutres élastiques connectés en tête à un chevêtre rigide sans contact avec le sol, avec un contact rigide sol-micropieux. Les figures 1.26 montrent un aperçu du modèle et le maillage éléments finis pour 2x2 micropieux inclinés de 20° par rapport à l'axe vertical.

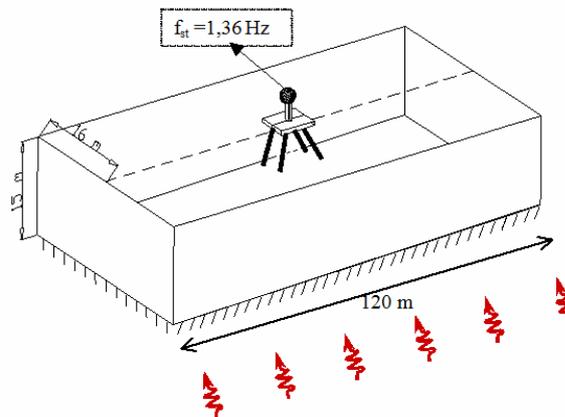
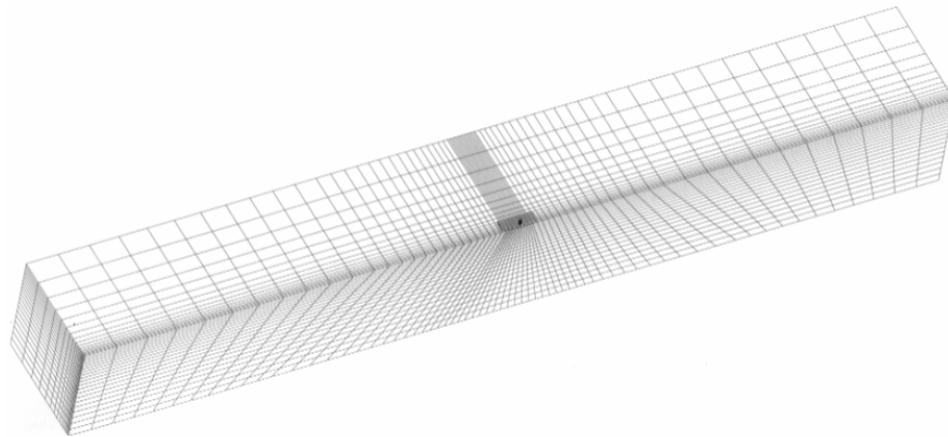


Figure 1.26. Modèle et maillage éléments finis pour un groupe 2x2 micropieux inclinés de 20°, (Sadek et Shahrour 2003).

Wong (2004) a réalisé une étude sur le comportement statique et dynamique de micropieux. Une modélisation en 2D a été réalisée à l'aide du code ABAQUS pour étudier l'influence de la non-linéarité de sol sur la réponse de micropieux supportant une superstructure. Le modèle développé par Borja and Amies (1994) a été utilisé pour représenter la relation non-linéaire contrainte-déformation du sol. Ce modèle est basé sur le modèle de Dafalias and Popov (1977) 'bounding surface plasticity model'. Le contact sol-micropieu est considéré parfaitement rigide. L'étude porte sur la réponse inertielle d'un micropieu isolé et un groupe de 2x2 micropieux verticaux ou inclinés à 20°. La figure 1.27 montre le maillage utilisé. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme du déplacement à la base de l'équation suivante ( $a(t)$  est l'accélération) :

$$a(t) = A \sum_{i=1}^3 (1 - 2\pi^2 f_p^2 t^2) e^{-\left(\frac{\pi}{f_p}\right)^2 t^2}$$

Les trois fréquences ( $1/f_{p1}=0.1$  s,  $1/f_{p2}=0.16$  s,  $1/f_{p3}=0.22$  s) de chargement ont été sélectionnés afin d'obtenir une période proche de la période fondamentale du site pour étudier la résonance.

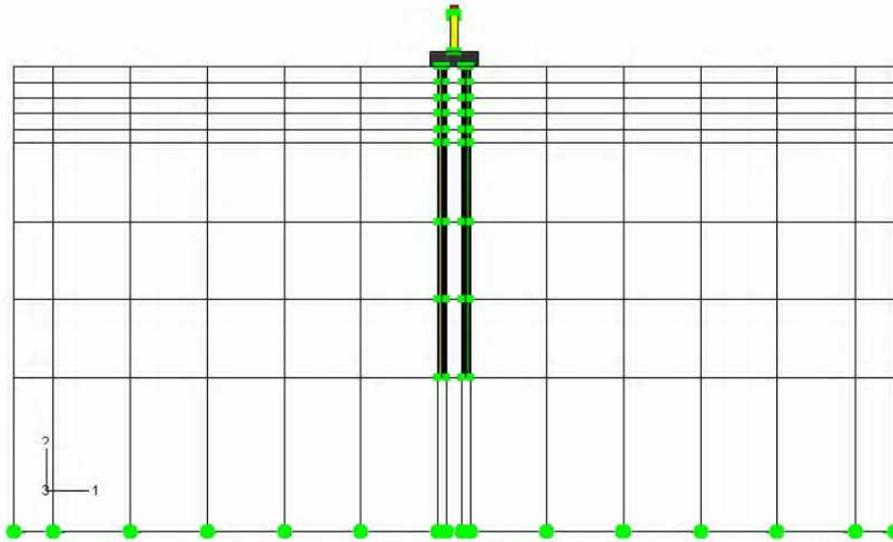


Figure 1.27. Maillage EF en 2D pour un groupe 2x2 micropieux (Wong 2004).

Ramachandran (2005) a utilisé le programme ABAQUS pour étudier l'influence de la non-linéarité de sol et la séparation au niveau de l'interface pieu-sol sur l'interaction des pieux dans le groupe. Le sol et les pieux sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds. Le sol se comporte comme un matériau élasto-plastique selon le critère de Mohr-Coulomb. L'interface pieu-sol est modélisée par des éléments de contact rigide sans frottement avec une possibilité de la séparation pieu-sol dans la direction normale au pieu. Les pieux et le sol ont les caractéristiques suivantes :  $D=0,273$ m,  $L=13,1$ m,  $S/D=2$ ,  $E_p.I_p=1,34e4$  kN.m<sup>2</sup>, argile surconsolidée  $E_s=100$ MPa,  $\nu_s=0,49$ ,  $\phi=\psi=0^\circ$ , cohésion non drainée =47 kPa.

## 1.6. Comportement de pieux et de micropieux : étude paramétrique et observations

### 1.6.1. Influence de la rigidité de sol et de sa variation avec la profondeur

Les résultats obtenus par Zhaohui et Boris (2002, 2005) montrent l'importance de la prise en compte de la présence d'une couche différente dans l'évaluation de la réponse de pieu sous une charge latérale. On constate une forte influence de cette couche sur la résistance latérale de sol et aussi sur la courbe p-y. La résistance latérale de la couche supérieure de l'argile molle dans le modèle argile-sable-argile augmente par la présence de la couche de sable. Dans le modèle sable-argile-sable, la couche argileuse affecte fortement la résistance de la couche supérieure sableuse et réciproquement. La résistance latérale est dominée par la rigidité relative entre les couches pour un déplacement de tête de pieu inférieur à  $1\%D_p$  ( $D_p$  est le diamètre de pieu) tandis qu'elle est plutôt dominée par la résistance de la couche supérieure pour un grand déplacement ( $>5\% D_p$ ).

La figure 1.28 montre une comparaison entre la réponse sismique d'un groupe de minipieux implantés dans un sol de rigidité constante ( $E_s=8\text{MPa}$ ) et celle du même groupe mais implantés dans un sol ayant une rigidité croissante avec la profondeur (rigidité de référence de  $E_{0s}=8\text{MPa}$ ) selon l'équation de Janbu 1963 (voir paragraphe 2.4.1.2 pour plus d'informations sur cette équation). On constate, malgré la diminution de l'amplification de la masse de la superstructure dans le cas d'un module variable pour le sol  $E(z)$  par rapport au cas  $E=\text{cst}$ , une augmentation remarquable de l'effort normal et du moment fléchissant. La contrainte maximale induite dans les minipieux dans le cas  $E(z)$  est le double. Cette augmentation est due à la réduction de la rigidité du sol dans la zone proche de la surface.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 1.29) montrent une influence de la non-linéarité de sol pour une grande gamme des fréquences de chargement : pour un sol rigide  $a_0 \leq 0,8$  et pour un sol souple, cet effet est moins significatif et présent seulement pour des fréquence  $a_0 \leq 0,25$  (avec  $a_0$  est la fréquence adimensionnelle).

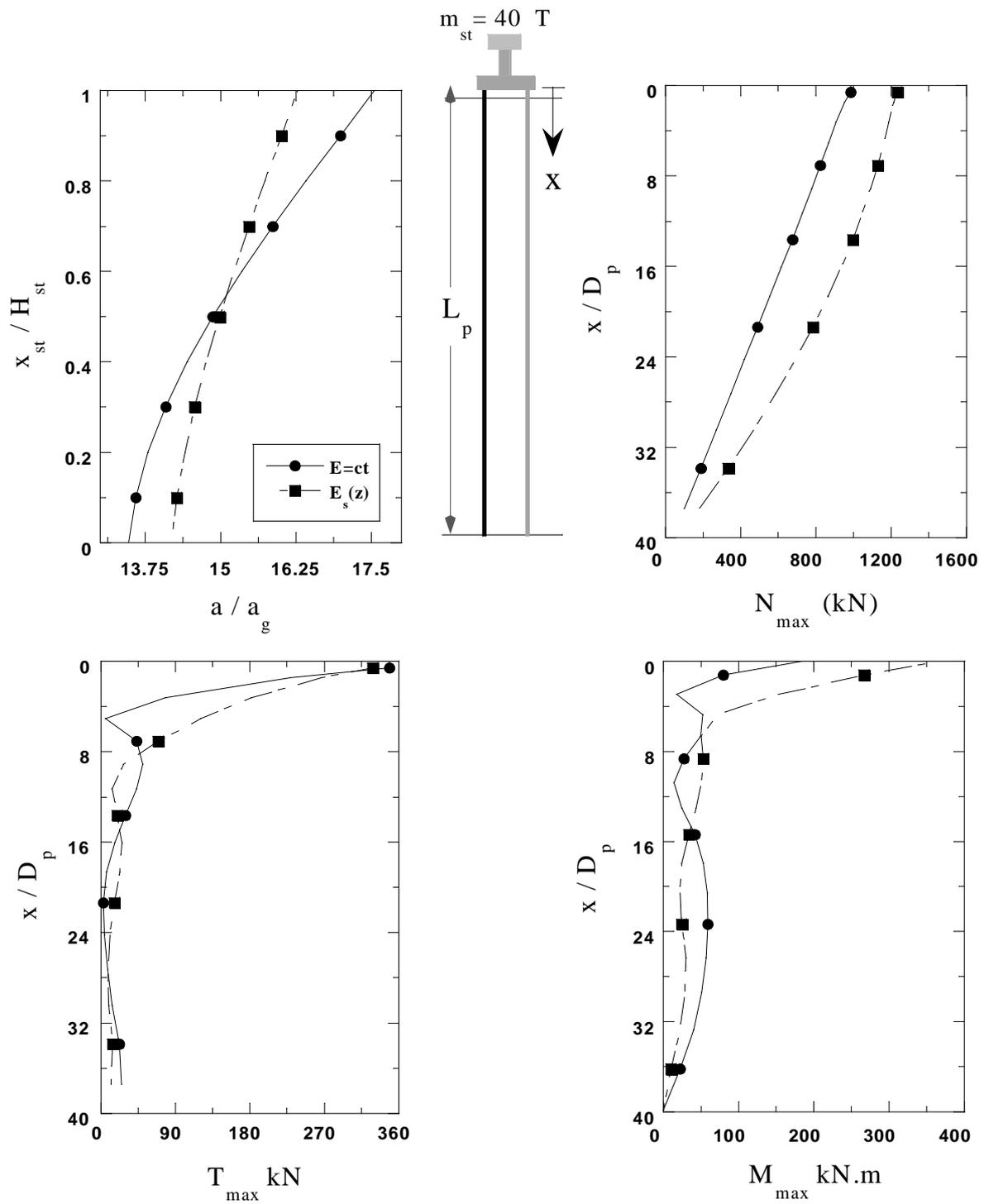


Figure 1.28. Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 minipieux verticaux (Sadek 2003).

### 1.6.2. Influence de la rigidité relative pieu- sol

D'après les essais en centrifugeuse réalisés par Haigh (2002), la contrainte horizontale agissant est beaucoup plus significative sur un pieu rigide que sur un pieu flexible même si le mouvement total différentiel pieu-sol à la fin du chargement sismique est relativement similaire.

Sadek (2003) a comparé la réponse de micropieux en béton armé «minipieux» et celle de micropieux en acier. Il constate que les micropieux donnent une meilleure répartition des efforts sismiques et que l'effet cinématique dans le cas des micropieux est négligeable en comparaison avec celui des minipieux. Les profils du moment fléchissant et de l'effort tranchant montrent une forte atténuation avec la profondeur en raison de la haute flexibilité des micropieux. Ceci réduit fortement l'effet cinématique en travée. On constate globalement que la mobilisation de l'effort normal dans le cas de micropieux est supérieure à celle des minipieux, en particulier dans le cas des éléments inclinés.

De plus, l'auteur a réalisé une comparaison de la réponse sismique d'un groupe de micropieu 3\*3 de 25 cm de diamètre (rigidité axiale  $E_p.A_p = 1100$  MN, rigidité de flexion  $E_p.I_p = 0,85$  MN.m<sup>2</sup>) et un autre groupe équivalent de 19 micropieux de 13 cm de diamètre  $E_p.A_p = 326$  et  $E_p.I_p = 0,157$ ). Il montre que le remplacement d'un groupe de 9 micropieux par un nombre plus important avec une section plus faible, permet de soulager la connexion micropieu-chevêtre. Mais ceci est accompagné d'une augmentation des contraintes dans les micropieux.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 1.29) montrent que la non-linéarité de sol influe la réponse d'un pieu isolé d'une manière plus importante dans le cas d'un sol rigide que dans le cas d'un sol souple.

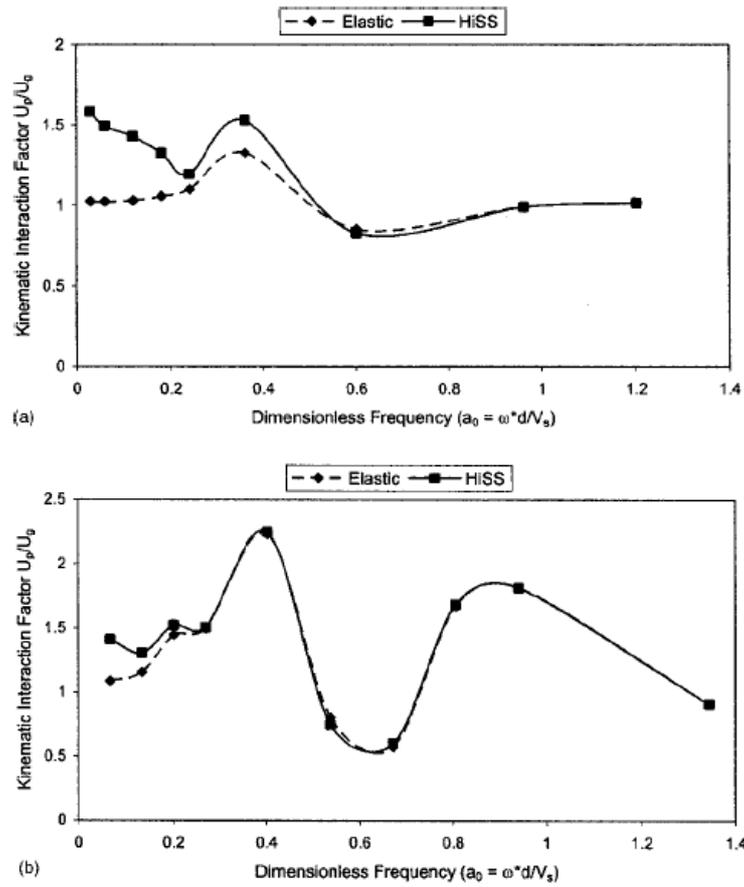


Figure 1.29. Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de pieu/ $u_g$  en surface de sol) ; a) sol rigide  $E_p/E_s=500$ , b) sol molle  $E_p/E_s=10000$ , chargement harmonique avec  $a_{\max}=1 \text{ m/s}^2$ , (Maheshwari et al. 2005).

### 1.6.3. Influence de l'inclinaison de pieux

Des observations post-sismiques et bien d'autres ont été à l'origine de plusieurs codes déconseillant ou interdisant l'utilisation des pieux inclinés. En effet, selon les recommandations de l'Association Française du Génie Parasismiques (AFPS, 90), l'utilisation des pieux inclinés en zone sismique est interdite, tandis que le renforcement de sol peut contenir des éléments inclinés. L'Eurocode EC8 destiné aux ouvrages en zone sismique, indique que les pieux inclinés ne doivent pas être utilisés pour la transmission des charges latérales dans le sol, mais dans le cas où de tels éléments sont utilisés, ils doivent être calculés pour transmettre avec sécurité les sollicitations induites par le chargement sismique (Eurocode EC8, 1994). 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. Cette inclinaison a pour effet une augmentation de l'effet cinématique sur les pieux, ce qui augmente les efforts sismiques induits dans les pieux inclinés. Toutefois, il faut mentionner que la plupart des dommages des pieux inclinés ont été constatés au niveau de leur liaison avec le chevêtre, comme par exemple 'Port of Oakland' lors de séisme de Loma Prieta en 1989. Ces dommages ne sont pas causés en réalité par la mauvaise performance des pieux inclinés mais très probablement par 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 micropieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement de sols. Les micropieux inclinés peuvent être utilisés dans un réseau de micropieux, ce qui constitue une technique de renforcement du sol. L'utilisation de cette technique en zone sismique présente de nombreux avantages, notamment (1) l'amélioration de la rigidité du massif de sol, ce qui permet d'augmenter sa fréquence fondamentale, (2) le confinement du sol, ce qui permet de réduire le mouvement du sol lors du mouvement sismique ainsi que le développement de la pression interstitielle et par suite le risque de liquéfaction.

L'effet de l'inclinaison sur la réponse de pieux, a été étudié par Zaman et al. (1993). Leurs résultats indiquent que l'inclinaison induit une diminution significative du moment fléchissant en tête de pieux inclinés dans le sens de la charge horizontalement appliquée, et une augmentation du moment fléchissant dans les pieux inclinés dans l'autre sens.

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.

L'analyse des séismes de Loma Prieta (Bardet et al., 1996) et de Kobé (Tokimatsu et al., 1996, Gazetas et Mylonakis, 1998) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages inférieurs à ceux d'autres structures. 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.

Les résultats des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (2001) ainsi que des analyses pseudo-statiques ont montré que l'inclinaison de micropieux contribue à : 1) une diminution des déplacements et des moments fléchissant dans les micropieux et le chevêtre, 2) une augmentation des efforts axiaux dans les micropieux, 3) une augmentation de la fréquence fondamentale de système de sol-micropieux. Ces résultats montrent que l'inclinaison fait augmenter la rigidité latérale des micropieux.

L'analyse des résultats des essais réalisés par Kishishita et al. (2002) montre que le modèle de fondation renforcé avec des micropieux inclinés n'a pas été affecté par la liquéfaction.

Zhang et al. (2002) ont étudié en centrifugeuse l'influence de la charge verticale appliquée sur un groupe de pieux inclinés sur leur résistance latérale. La charge verticale appliquée a varié de 20 à 80% de la charge limite verticale. Les résultats montrent que cet effet dépend de l'arrangement de pieux, leur inclinaison et de la densité de sol. Pour un groupe de 4x4 chargé verticalement à 50 à 80% de leur charge limite, la résistance latérale de groupe augmente de près de 26% à 40% par rapport d'un groupe chargé seulement à 20% de sa charge limite verticale. Néanmoins pour un groupe 3x3 pieux, cet effet semble ne pas avoir beaucoup d'influence pour la gamme de charge appliquée.

Les résultats obtenus par Sadek et Shahrour (2003 et 2004) indiquent généralement que l'inclinaison de micropieux en acier (micropieux,  $E_p.I_p = 0,85 \text{ MN.m}^2$ ,  $E_p.A_p = 1100 \text{ MN}$ ) 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. De plus, les auteurs ont examiné cet effet sur les micropieux en béton armé (minipieux,  $E_p.I_p = 4,60 \text{ MN.m}^2$ ,  $E_p.A_p = 1178 \text{ MN}$ ). Leurs résultats (Sadek et Shahrour 2003) montrent que l'inclinaison des minipieux augmente l'effort axial et diminue significativement l'effort tranchant. Cependant, il cause une augmentation importante du moment fléchissant.

Wong (2004) a réalisé une comparaison entre un groupe de 2x2 micropieux verticaux et un autre incliné à 20° (Figure 1.30). Il indique que l'inclinaison réduit l'accélération latérale et réduit le moment fléchissant induit dans les micropieux. L'auteur note que les fréquences dominantes de mouvement restent identiques à celles du groupe vertical.

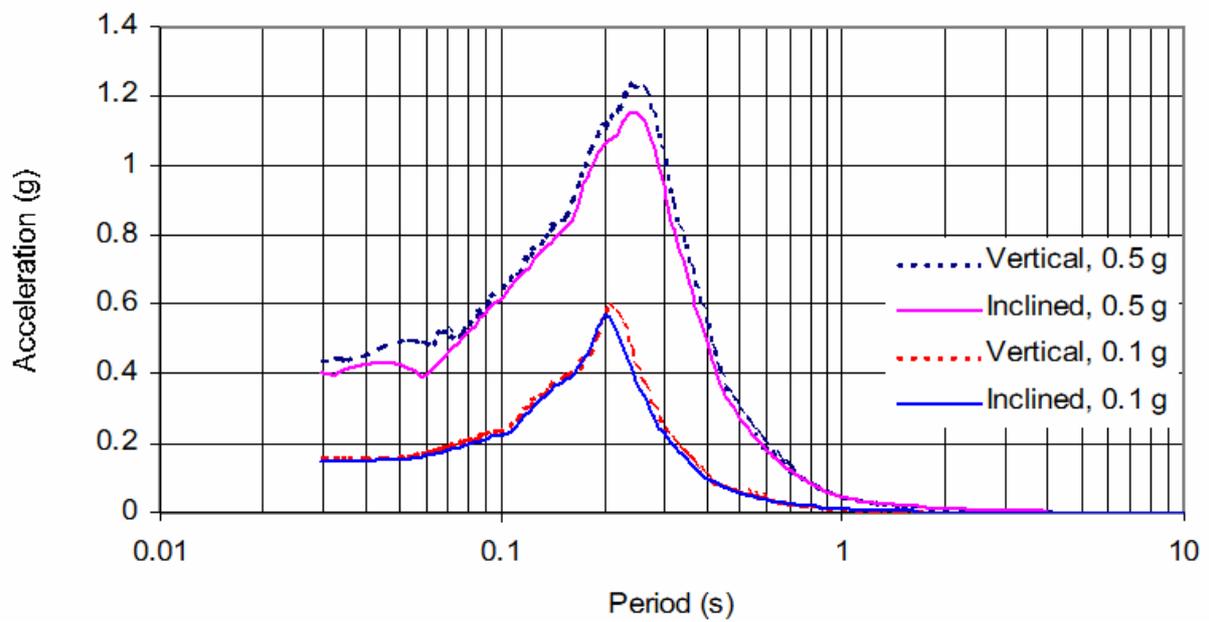


Figure 1.30. Spectre de Accélération en tête de micropieux pour un groupe 2x2 micropieux verticaux et inclinés pour deux intensités de chargement 0,1 g et 0,5 g (Wong 2004).

#### 1.6.4. Influence des propriétés 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.

Les essais réalisés par Meymand (1998) à l'aide d'une table vibrante sur un groupe de pieux supportant une masse en tête montrent également l'importance de l'effet inertiel de la superstructure (Figure 1.31). On note clairement que l'interaction inertielle est prépondérante en présence d'une superstructure. En effet, les efforts dans les pieux dans ce cas (cas S1 et S2) sont sensiblement plus élevés que ceux induits par l'interaction cinématique. Avec des masses moins importantes (pieux S3 et S4), les réponses sont plutôt dominées par les forces cinématiques ce qui fait que le moment fléchissant maximal induit dans les pieux est localisé près du centre de pieux. Ce même aspect a été retrouvé avec une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Chung 2000) qui indique que l'effet inertiel est particulièrement important pour les structures rigides construites sur des sols mous. Les efforts induits par l'interaction inertielle dépendent sensiblement de la fréquence fondamentale de la superstructure et de celle du massif du sol. L'accroissement de la masse de la superstructure induit, généralement, une translation des fréquences propres du système structure-fondation vers les basses fréquences.

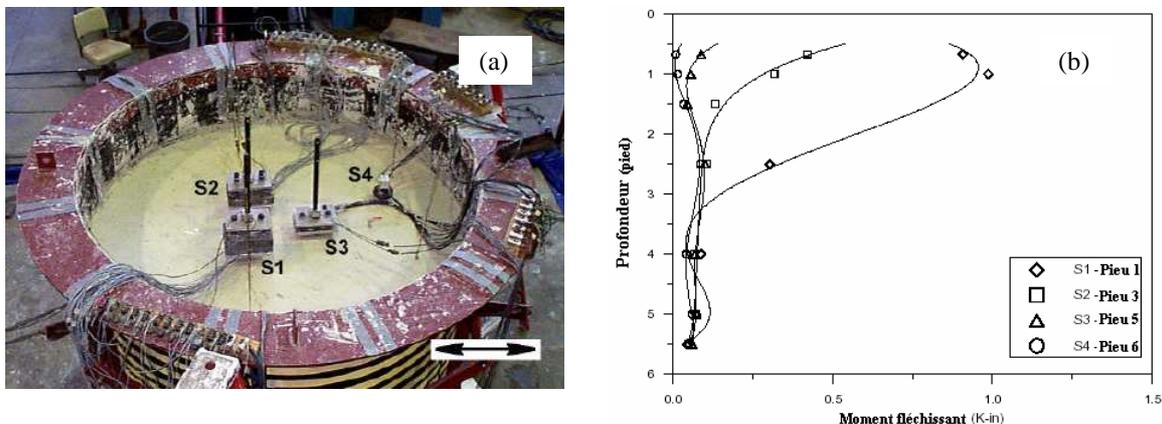


Figure 1.31. Influence de la superstructure sur la réponse sismique des micropieux : a) schéma du test réalisé ; b) enveloppe des moments fléchissants dans les pieux, (Meymand 1998)

Shahrour et al. (2001) notent que la masse et la fréquence de la superstructure a une influence importante sur l'interaction sol-micropieux-structure. Ils montrent que l'augmentation de la masse de la superstructure induit une forte augmentation du déplacement latéral de la superstructure et du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête de micropieu. Cette observation montre le rôle primordial que joue la fréquence de la superstructure dans le dimensionnement de fondations sur micropieux.

L'analyse réalisé par Wong (2004) sur un groupe 2x2 de micropieux sous un chargement 0,5 g montre que l'augmentation de la période de la structure (résultant d'une augmentation de sa masse) conduit à une amplification de l'accélération de la superstructure et à une augmentation des forces inertielles et du moment fléchissant dans le micropieu. Il note également une diminution significative des fréquences dominantes de mouvement avec l'augmentation de la masse. Cela résulte probablement de l'augmentation de la plasticité induite dans le sol et le fait que l'accroissement de la masse diminue la fréquence naturelle de la superstructure.

### 1.6.5. Effet de groupe

L'étude réalisée par Preesly et Poulos (1986) sur des pieux à faible espacement montrent que la rupture du groupe se produit au niveau des faces externes des pieux (rupture du bloc), alors que pour des espacements plus grands la rupture a lieu au niveau de chaque pieu du groupe.

Les essais sur modèle réduit de micropieux verticaux chargés latéralement (Cox et al. 1984, Schmidt, 1981, 1985 et Lieng 1988) montrent que le micropieu avant (dans le sens de chargement) présente un comportement moins résistant que le pieu isolé. Le micropieu avant crée un « effet d'ombre » sur les micropieux arrières. Cet effet est d'autant plus important que l'espacement entre les micropieux est réduit. En se basant sur ces résultats, Reese et al. (1994) donnent des expressions semi-analytiques pour évaluer les coefficients d'efficacité sous chargement horizontal de pieux et de micropieux avant et arrière d'un groupe 3 micropieux disposés en ligne. A noter que dans le cas des micropieux disposés en rang, le fascicule 62 - titre V (1993) propose un coefficient d'efficacité de la réaction transversale du groupe égal à 1, indépendamment de l'espacement entre les micropieux.

Les résultats obtenus par Tazoh et al. (1987-1988) à l'aide d'une table vibrante montre que le pieu central est le moins sollicité, et que les pieux aux coins sont les premiers à subir des dommages. Les mêmes résultats ont été obtenus par Masayuki et al. (1991) et Chung (2000). Ce résultat a été confirmé pour les micropieux par des calculs tridimensionnels par éléments finis menés par Ousta (1998), micropieux sans superstructure, et aussi par des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (1997/2001) et par des calculs tridimensionnels par éléments finis (Sadek 2003) sur des micropieux supportant une superstructure

Les résultats obtenus par Jeong et al. (1997) montrent que l'interaction pieu-sol-pieu, pour l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique, est réduite par rapport à celle déduite d'une hypothèse d'une élasticité linéaire. De plus, l'interaction est fonction de l'entr'axe entre les pieux, le nombre des pieux et la position relative du pieu dans le groupe.

La figure 1.32 donne la déformée et le moment fléchissant du micropieu d'après les essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al (1999 et 2001) sur différents groupes de micropieux. Les résultats illustrés dans cette figure sont pour une structure chargée à 90 % de la charge limite des micropieux (déterminée expérimentalement) et pour une accélération harmonique à la base ayant une amplitude  $a_g = 0,3$  g et une fréquence de 2 Hz. On constate que les résultats obtenus pour un micropieu isolé et le groupe de 2x1 micropieux avec un entraxe  $S = 5D_p$  sont très proches, ce qui indique une faible interaction entre les micropieux. On note également un effet de groupe positif qui se traduit par une réduction du moment fléchissant et de la déformée du groupe de 2x1 micropieux ayant un espacement  $S = 3D_p$  par rapport au groupe

avec un espacement  $S = 5D_p$ . On note également que le moment fléchissant dans le groupe de 2x2 micropieux est inférieur à celui dans le groupe de 2x1 micropieux ayant le même entraxe ( $S = 3B$ ). L'effet de groupe «positif» a été attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des micropieux dans le chevêtre. Cet effet positif de groupe a été également constaté pour les minipieux (groupe de minipieux sans superstructure, le maximum du moment fléchissant se développe près de la moitié de micropieu, Ousta 1998 et Ousta et Shahrour 2001).

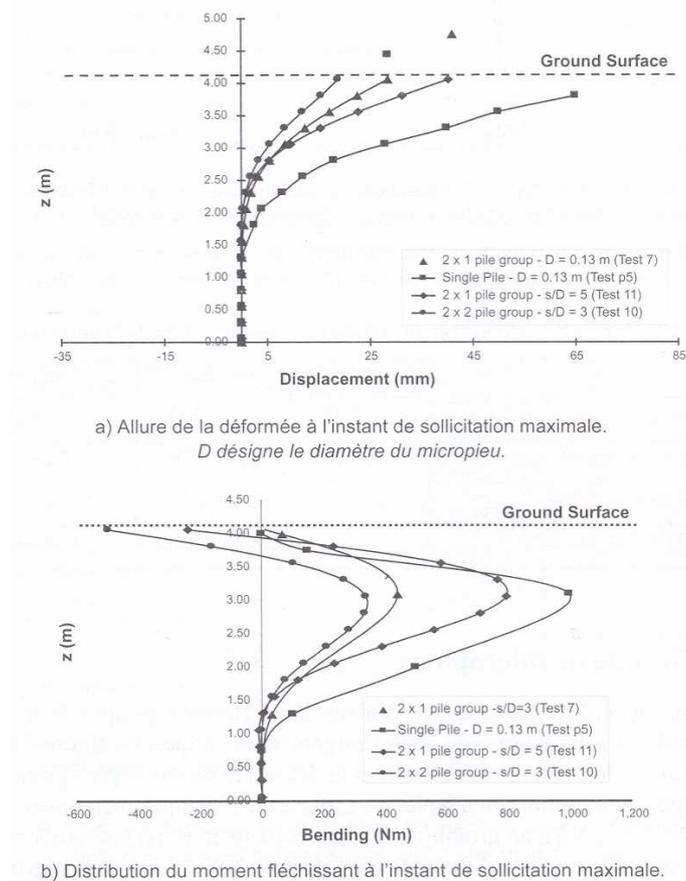


Figure 1.32. Étude en centrifugeuse de la réponse de groupes de micropieux à un chargement sismique (Juran et al. 1999).

Les simulations numériques réalisées par Chung (2000) montrent également un effet positif qui se traduit par une réduction des efforts dans les pieux avec la diminution de l'espacement. L'effet de groupe est observé jusqu'à un espacement élevé ( $S/D = 7$ ). Des résultats analogues sont obtenus par Ousta et Shahrour (2001) pour les minipieux sans superstructure ( $S/D = 6$ ). L'auteur constate que les efforts induits dans les pieux dépendent sensiblement de leur position dans le groupe : ils augmentent en partant du pieu central vers le pieu situé au coin.

Shahrour et al. (2001) ont constaté un accroissement du moment fléchissant en tête avec l'augmentation de l'entraxe entre micropieux (groupe 3x1). Ce résultat est en accord avec les résultats des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (1999, 2001) et les résultats

numériques obtenus par Sadek (2003). Cette augmentation est attribuée à l'effet de structure micropieux-chevêtre. Néanmoins, On note que cet effet est négligeable sur l'effort tranchant Shahrour et al. (2001).

Vanderpool et al. (2002) ont analysé la réponse de 55 micropieux installés jusqu'à une profondeur de 60 m, sous un séisme de 7,1 de magnitude. Les micropieux ont été installés pour améliorer la fondation du casino Mandalay à Las Vegas qui se situe à 196 km de l'épicentre du séisme "Hector Mine". Des jauges de déformations ont été placées à différentes profondeurs dans les micropieux. La figure 1.33 présente la réponse enregistrée dans les jauges H-5 et P-15. L'effet du séisme était modéré, la variation maximale du chargement (compression) en tête des micropieux était de l'ordre de 13% du chargement au repos. Les micropieux proches de la frontière ont subi les plus fortes sollicitations, notamment dans le tiers supérieur.

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 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 le minipieu ou le micropieu du coin dépassent largement ceux induits dans celui au centre.

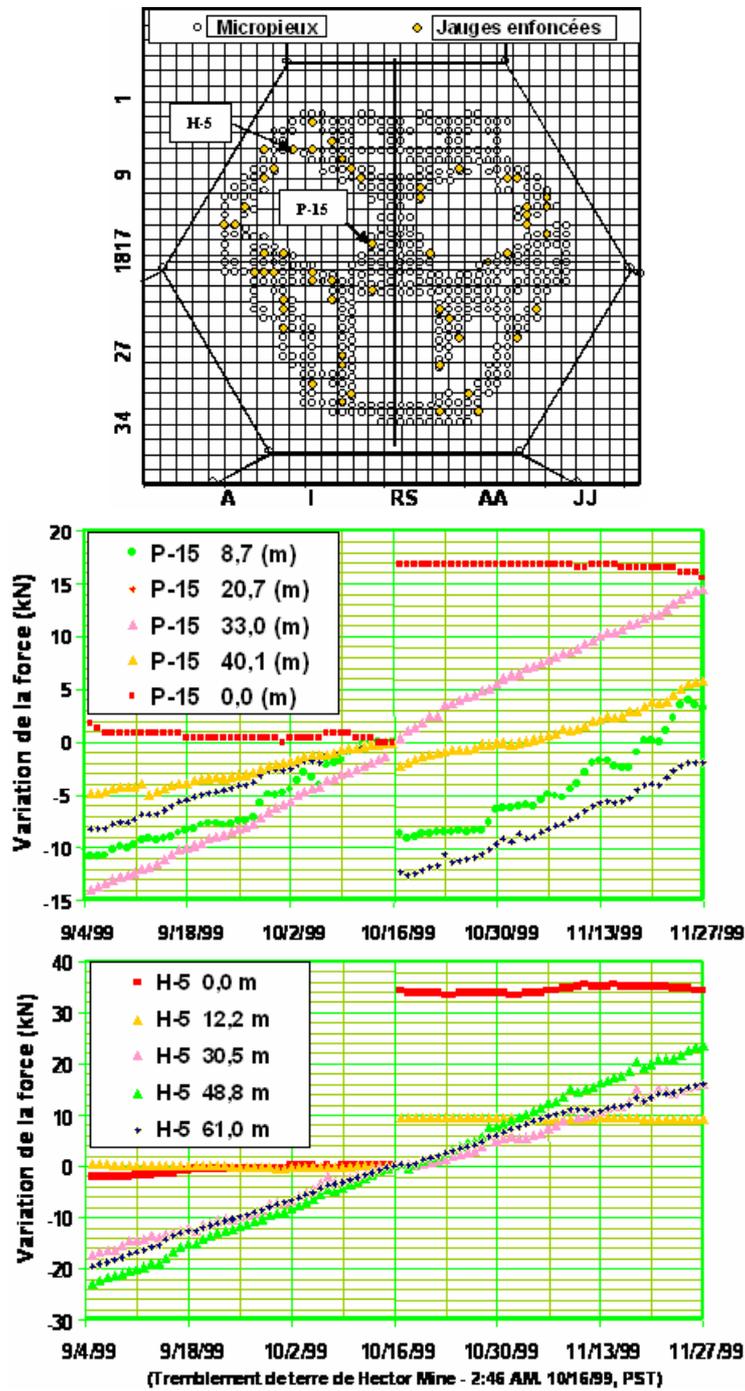


Figure 1.33. Effet de l'interaction inertielle. Réponse des jauges H-5 et P-15 situées respectivement au centre et à la frontière du groupe des micropieux (Vanderpool et al. 2002).

La Figure 1.34 montre les résultats obtenus par Comodromos et Pitilakis (2005) avec le Code FLAC3D en utilisant le critère de Mohr–Coulomb avec une interface pieux-sol de type Coulomb. On constate que la diminution de l’espacement entre pieux cause une diminution de la capacité portante du groupe (effet d’ombre). De plus, l’augmentation du nombre d’éléments cause une diminution de l’efficacité du groupe ( $S=3D$ ). Le pieu du coin prend plus de charge que celui au centre. Cette distribution inégale de la charge dépend de l’espacement entre pieux. Les auteurs notent que la mise en plasticité de sol diminue l’interaction entre les pieux.

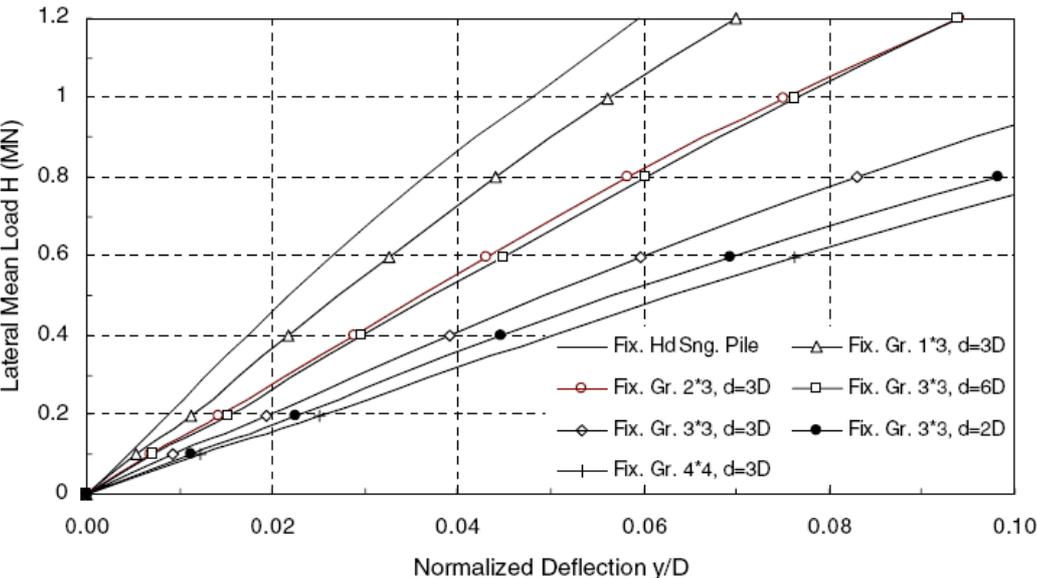


Figure 1.34. Courbe charge-déflexion pour différents groupes de pieux (Comodromos et Pitilakis 2005).

### 1.6.6. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique

La modélisation 2D (modèle bounding surface plasticity) effectuée par Ghosh et Madabhushi (2003) montrent une forte dépendance de la réponse de site avec le contenu fréquentiel du chargement sismique.

La figure 1.35 montre les résultats obtenus par Chung (2000) à partir d'une modélisation en 3D dans le cas 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). On note que le chargement à la fréquence fondamentale de sol induit des moments élevés dans les pieux par rapport à ceux obtenus avec les autres fréquences. Ce moment dans le pieu décroît rapidement avec l'ordre de fréquence. Le calcul effectué avec la fréquence fondamentale de la superstructure ( $f_{st} = 4,18$  Hz) donne des moments relativement élevés, notamment en travée. De plus, l'auteur indique une forte amplification des efforts dans le pieu quand la fréquence fondamentale de la superstructure est proche de la fréquence fondamentale du massif du sol et de celle du chargement.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al (2005) (Figure 1.36) montrent une dépendance de l'effet de la non-linéarité de sol du contenu fréquentiel de chargement. Pour des fréquences adimensionnelles  $a_0 < 0,4$  dans le cas de champ libre et  $a_0 < 0,6$  pour un pieu isolé, la non-linéarité cause une augmentation de l'amplification de déplacement en champ libre et en tête de pieu. Pour des fréquences plus élevées, l'effet de la non-linéarité est pratiquement négligeable.

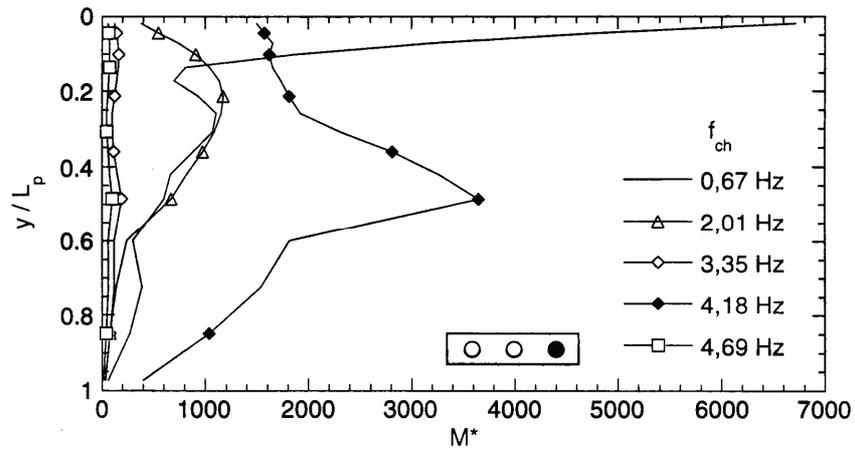


Figure 1.35. Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu extérieur masse=300T (Chung 2000).

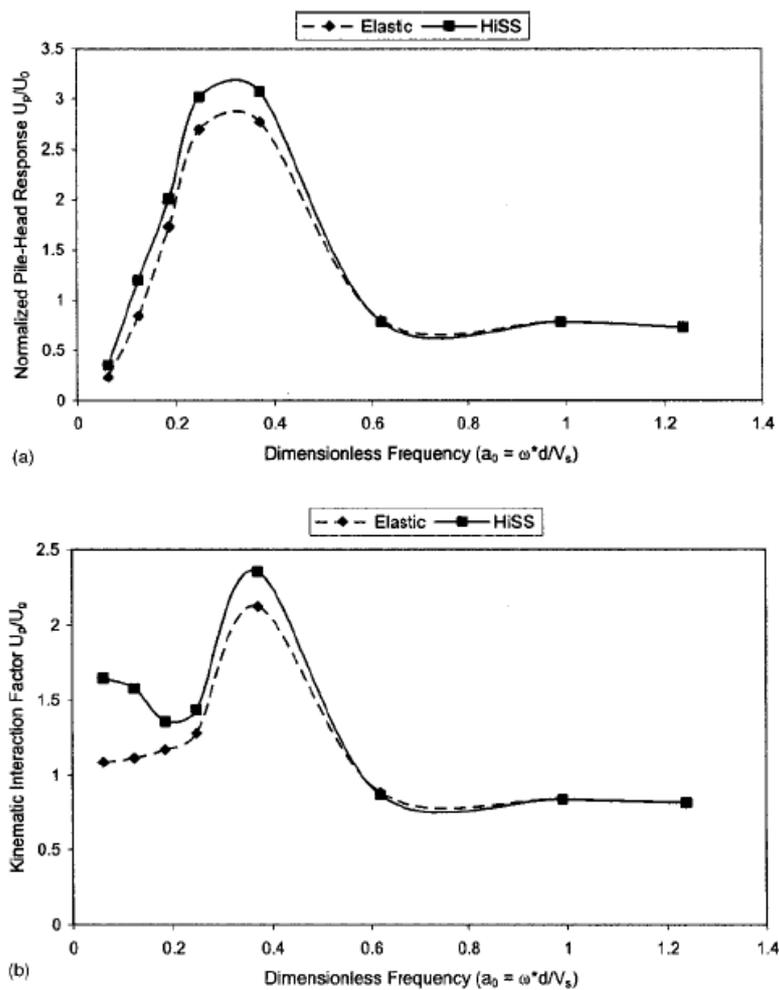


Figure 1.36. Influence de la fréquence de chargement ; amplification de déplacement ( $u_0$  à la base,  $u_g$  en surface de sol élastique et  $u_p$  en tête de pieu),  $EP/ES=2123$ , chargement harmonique avec  $a_{max}=1 \text{ m/s}^2$ , (Maheshwari et al. 2004, 2005).

### 1.6.7. Influence de l'articulation de micropieux dans leur chevêtre

Nous avons constaté d'après les observations post-sismiques que les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont l'une des causes principales des ruptures observées dans les pieux durant les tremblements de terre.

Un rapport technique (Ayyub et Elouseily 1998) signale que dans le cas des pieux articulés en tête et soumis à des charges inclinées, le moment maximal est induit à une certaine distance en dessous du niveau du chevêtre, alors que pour le cas des pieux encastés dans le chevêtre, le moment maximal peut avoir lieu au niveau de la connexion pieu-chevêtre. Un guide de "Caltrans" publié en décembre 2000 évoque plusieurs types de pieux. En particulier, ce guide signale que pour les pieux du type "Standard Plans", la liaison pieu-chevêtre est conçue comme une connexion du type articulation 'pinned connection'.

Elgamal et al. (2003) ont effectué une étude expérimentale et numérique sur les pieux. Ils ont trouvé que le déplacement obtenu en tête dans le cas des pieux articulés dépasse largement celui obtenu dans les pieux encastés. L'examen des profils du moment fléchissant montre l'apparition d'un moment maximal en tête en cas des pieux encastés. L'articulation en tête permet de soulager la tête des pieux. Cependant le moment maximal obtenu pour ce dernier cas se trouve à une profondeur de 1,5 m et il dépasse la valeur maximale obtenue en tête des pieux encastés.

Une comparaison a été publiée dans un rapport de NCHRP (2001) entre un groupe de pieux encastés (6 pieux battus de 1,5 m diamètre) et un groupe de pieux articulés (12 pieux forés de 0,8 m de diamètre). Les résultats montrent un écart très important dans les rigidités et les portances latérales entre ces deux groupes. Les écarts résultent principalement des conditions de liaison entre les pieux et le chevêtre.

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003 et 2006) ont examiné l'influence d'une articulation en tête des micropieux sur l'interaction sol-micropieux-structure dans le cadre de l'élasticité. Il constate que dans le cas de micropieux verticaux ou inclinés l'articulation conduit à : 1) une augmentation de l'amplification de l'accélération latérale en tête de la superstructure, 2) une augmentation de l'effort tranchant normalisé et, 3) une diminution de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés. Il notent que la diminution du moment fléchissant normalisé est beaucoup plus significative dans le cas des micropieux inclinés que verticaux. Cependant, il est important de signaler que la présence d'une articulation en tête conduit à une réduction de la résistance des micropieux au flambement et ceci nécessite une analyse spécifique.

#### 1.6.8. Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide

Les micropieux fonctionnent principalement par frottement. Néanmoins, dans certains projets ils peuvent être encastrés dans des couches de bonne qualité. Dans le cas de pieux, Zacek (1996) note que lorsque la profondeur d'encastrement est importante et aucune rotation des pieux en pointe n'est possible, le moment fléchissant et l'effort tranchant induits dans les pieux sous une charge latérale sont doublés et quadruplés respectivement.

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003 et 2006) traitent cet aspect pour les micropieux verticaux et inclinés dans le cadre de l'élasticité. L'étude porte sur un groupe 2x2 micropieux supportant une superstructure (masse=40 ton). Les résultats montrent que l'encastrement des micropieux verticaux dans un substratum rigide augmente l'amplification de l'accélération latérale de la superstructure. Cet encastrement induit des sollicitations très grandes en tête et au niveau de l'encastrement dans la couche rigide. Par contre, dans le cas des micropieux inclinés, cet encastrement conduit à une forte réduction de l'amplification latérale au niveau de la superstructure et on observe une tendance similaire à celle des micropieux verticaux en ce qui concerne de l'augmentation des efforts internes mais avec une proportion beaucoup plus importante. Cela indique que la zone d'encastrement présente une zone critique autant à la flexion qu'au cisaillement.

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

Les observations poste-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 obtenus par Han et al. (1988) à partir des essais en vraie grandeur sur des pieux indiquent une réponse non-linéaire sous fortes excitations, et une plus grande longueur effective du pieu en comparaison avec un chargement statique en tête (longueur effective : la longueur de la partie du pieu influencée par l'excitation en tête).

Trochanis et al (1991) constate que la non-linéarité de sol peut influencer significativement la réponse de sol et de pieux sous chargement statique et cyclique.

D'après les essais en centrifugeuse réalisés par Robins et al. (1999), on constate que même si la liquéfaction ne s'est pas produite et que la déformation permanente ne soit pas importante, la forte intensité du chargement a causé une très grande déformation transitoire dans la couche d'argile molle, intercalée entre deux couches de sable dense, qui a provoqué la rupture des pieux au niveau de l'interface sable-argile.

D'après les résultats obtenus par Bentley (1999), la non-linéarité de sol cause une augmentation de l'amplitude de Fourier (accélération) aux fréquences dominantes et diminue légèrement l'accélération maximale du mouvement.

Les tests de table vibrante réalisés par Yang et al. (2000) indiquent que lorsque l'intensité de chargement appliqué à la base est inférieure à 0,25g, les micropieux suivent le mouvement de sol et que le maximum de moment fléchissant dans le micropieu est près de la surface. Par contre, pour une forte intensité de chargement (au delà de 0.25g), les micropieux présentent un mouvement différent de celui de sol et l'effet de la non-linéarité de sol affecte clairement leur comportement. Dans ce cas, le moment fléchissant maximal se produit près de la pointe de micropieux. Cette observation indique que la réponse de micropieux dans le cas de forte excitation est dominée par la déformation de sol qui l'entoure et que l'effet inertiel est relativement négligeable.

D'autre part, Yang et al. (2000) indiquent que pour un chargement sismique à forte intensité ou à haute fréquence, l'analyse basée sur le domaine fréquentiel n'est pas appropriée et il est nécessaire de réaliser une analyse dans le temps.

Wong (2004) montre que la non-linéarité du sol cause une augmentation de la déflexion de la tête de micropieu chargé latéralement par une force statique (Figure 1.37). Cette augmentation est d'autant plus grande que le modèle est non-linéaire et que la charge est intense. Cette augmentation de déplacement latéral a pour effet un accroissement du moment fléchissant dans le micropieu. Pour un chargement sismique l'auteur utilise une modélisation en 2D avec un contact rigide sol- micropieu. La figure 1.38 montre que la mise en plasticité de sol cause une diminution significative de l'accélération en tête de micropieu et du moment fléchissant dans les micropieux. Cette diminution de la réponse est accompagnée par une augmentation de la période du mouvement.

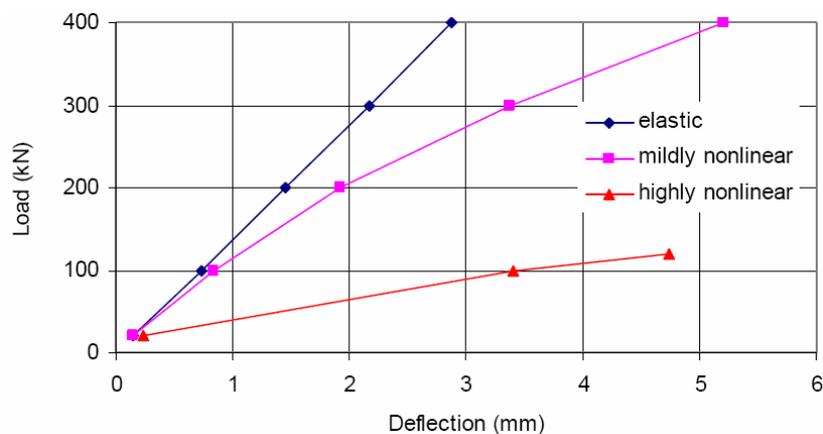


Figure 1.37. Influence de la non-linéarité sur la réponse statique d'un micropieu isolé (Wong 2004).

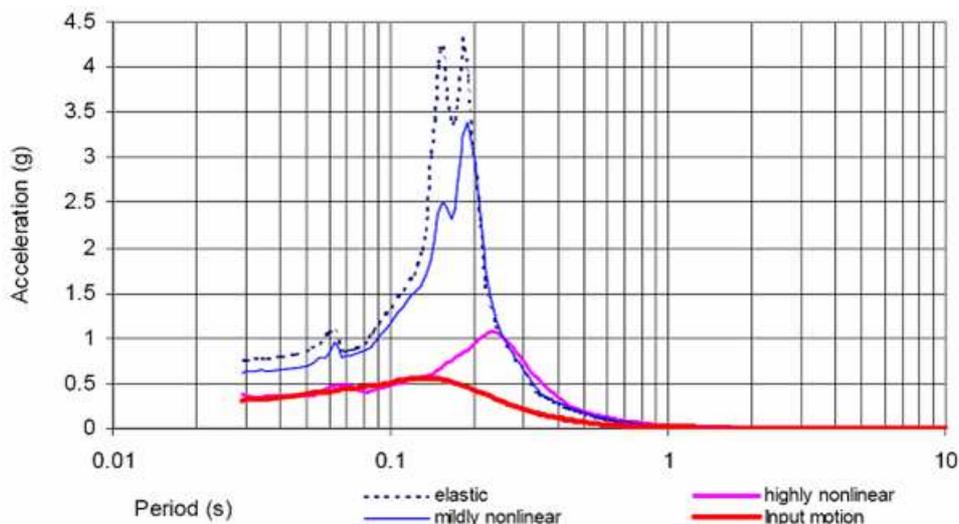


Figure 1.38. Influence de la non-linéarité de sol sur la réponse spectrale en tête d'un micropieu isolé, chargement à la base de 0,3 g (Wong 2004).

D'après Maheshwari et al (2004), la non-linéarité du sol cause une diminution des deux parties de la rigidité mais son influence est plus importante sur sa partie réelle que sur sa partie imaginaire. Cet effet dépend de la fréquence de chargement ; pour des basses fréquences cet effet est très significatif tandis qu'il est négligeable pour les hautes fréquences. De même, la séparation pieu-sol cause une diminution de ces deux parties de la rigidité. La séparation pieu sol est beaucoup plus significative pour un sol élastique que pour un sol inélastique. Les comparaisons des réponses élastiques et inélastiques en champ libre, d'un pieu isolé ou d'un groupe de 2x2 pieux sous le chargement de séisme El-Centro 1940, montre qu'il n'y a pas de changement significatif des fréquences dominantes de mouvement (Maheshwari et al, 2004 et 2005). Néanmoins, la non-linéarité de sol induit généralement une augmentation de l'amplitude de l'accélération pour une grande gamme des fréquences contenues dans ce chargement (Figure 1.39). Pour un chargement harmonique, Maheshwari et al (2004) montrent que la non-linéarité de sol fait augmenter l'amplification en tête de pieux (groupe 2x2). Par contre, elle cause une diminution importante de la l'amplification de la superstructure pour des basses fréquences de chargement (figure 1.40).

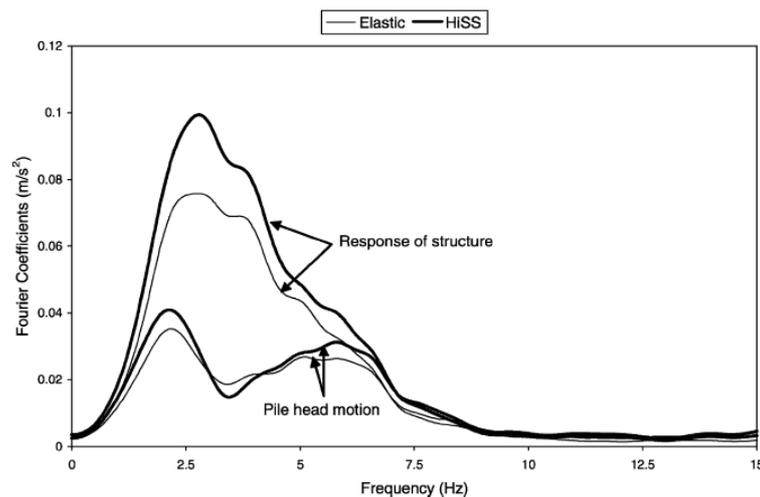


Figure 1.39. Influence de la plasticité de sol sur la réponse d'un groupe de 2x2 pieux sous le chargement de séisme de El-Centro 1940,  $a_{\max}=1 \text{ m/s}^2$ ,  $E_S=11.78 \text{ MPa}$ ,  $E_P=25 \text{ GPa}$ , (Maheshwari et al. 2004, 2005).

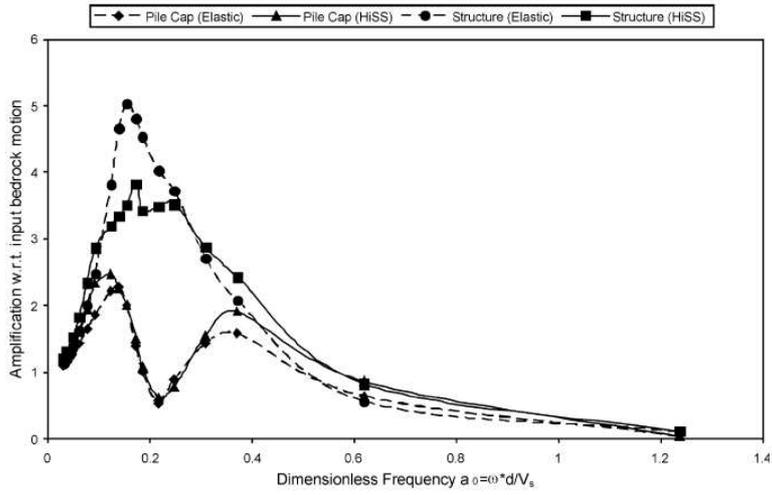


Figure 1.40. Influence de la plasticité de sol pour différentes fréquences de chargement sur la réponse d'un groupe de 2x2 pieux,  $E_S=11.78$  MPa,  $E_P=25$  GPa, chargement harmonique,  $a_{max}=1$  m/s<sup>2</sup>, (Maheshwari et al. 2004).

## 1.7. Conclusions

Les micropieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Ce système de fondation est caractérisé par des bonnes flexibilité et ductilité, des propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Les fortes portances des micropieux sont acquises des profilés métalliques utilisés comme armatures et de la méthode de leur mise en place par injection de coulis sous forte pression.

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 expérimentaux et numériques confirment les 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.

Malgré l'essor rapide de l'usage de micropieux dans divers domaines d'application, le comportement du système sol-micropieux-structure sous chargement sismique n'est pas totalement compris. La plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les micropieux et le sol. Ces travaux ont donné des résultats intéressants sur leur comportement sous chargement sismique. Néanmoins, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux lors des précédents séismes, montre une forte non-linéarité de sol et de l'interface, même pour des chargements sismiques modérés.

La faible rigidité des micropieux au chargement latéral est l'un des facteurs qui militent en faveur du choix de micropieux inclinés. Cependant, la mise en cause de la performance de pieux inclinés par un certains nombres d'auteurs et la contradiction de leurs résultats avec les résultats obtenus par d'autres, nécessitent des recherches sur le comportement du système sol-micropieux-structure, pour bien juger l'utilité de l'utilisation des micropieux inclinés. La rupture fréquente des pieux au niveau de la liaison avec le chevêtre lors de précédents séismes mérite une étude de l'effet de l'articulation sur la réponse du système et l'utilité d'une telle configuration pour les micropieux.

Les chapitres suivants présentent une étude approfondie du comportement du système sol-micropieux-structure sous chargement sismique. Une approche globale en trois dimensions par différences finies est utilisée, intégrant en un seul calcul toutes les composantes du système. Les principaux paramètres agissant sur son comportement sont analysés, comme la rigidité de sol et sa variation avec la profondeur, les propriétés de la superstructure, l'effet du

groupe (nombre et espacement). L'analyse a été réalisée en considérant des charges harmoniques et sismiques. Pour mettre l'accent sur l'influence des non-linéarités de sol et le glissement de l'interface sol-micropieux sur la réponse sismique du système, l'étude est menée en supposant tout d'abord un comportement élastique et puis, les effets de la plasticité de sol et la résistance de l'interface, sont analysés. La performance de micropieux inclinés, encastrés ou articulés a été largement examinée pour bien juger l'utilité de ce type de configurations en zone sismique. Le dernier chapitre analyse la performance de micropieux verticaux et inclinés utilisés comme un système des fondations sous une pile de pont.

## **CHAPITRE II :**

**Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure  
sous chargement sismique : système élastique**

## CHAPITRE II : Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure sous chargement sismique : système élastique

### 2.1. Introduction

L'analyse bibliographique a montré que l'effondrement des ouvrages durant un tremblement de terre résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à l'une de trois composantes du système sol-fondation-structure. Les interactions entre ces différentes composantes jouent un rôle primordial et décisif dans les dommages constatés sur les ouvrages eux-mêmes et sur leurs fondations. Dans ce chapitre, nous présentons une étude de l'interaction sol-micropieux-structure sous chargement sismique dans le cadre de l'élasticité, en utilisant une modélisation tridimensionnelle intégrant en un seul calcul les trois éléments du problème.

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. Le comportement du système sol-micropieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. Une telle hypothèse n'est valide que pour des chargements de petites amplitudes. En effet, les observations sur les récents séismes dévastateurs (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli 1999..) ont révélé que la non-linéarité des matériaux doit être prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages sur des pieux. Néanmoins, l'hypothèse d'un comportement élastique peut donner des indications sur la réponse sismique des ouvrages. L'influence des non-linéarités sur la réponse du système sol-micropieux-structure sera analysée dans le troisième chapitre.

L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol-micropieux-structure, à savoir l'influence de la rigidité du sol et sa variation avec la profondeur, l'effet de groupe (nombre de micropieux et leur espacement), le contenu fréquentiel du chargement sismique et l'influence de l'inclinaison de micropieux.

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

Le modèle consiste en un groupe de micropieux 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-micropieux, micropieux-micropieux, micropieux-chevêtre et l'ensemble micropieux-chevêtre-sol avec la superstructure. Elles doivent aussi prendre en compte les aspects particuliers de

micropieux telles que la flexibilité, la ductilité, et leur utilisation en grand nombre avec éventuellement des éléments inclinés. 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-micropieux-structure sous chargement sismique.

### 2.2.1. Approche numérique et méthode de résolution

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 boîtes dans cette procédure fait la mise à jours des variables à partir des valeurs connues qui restent fixes durant le pas de temps.

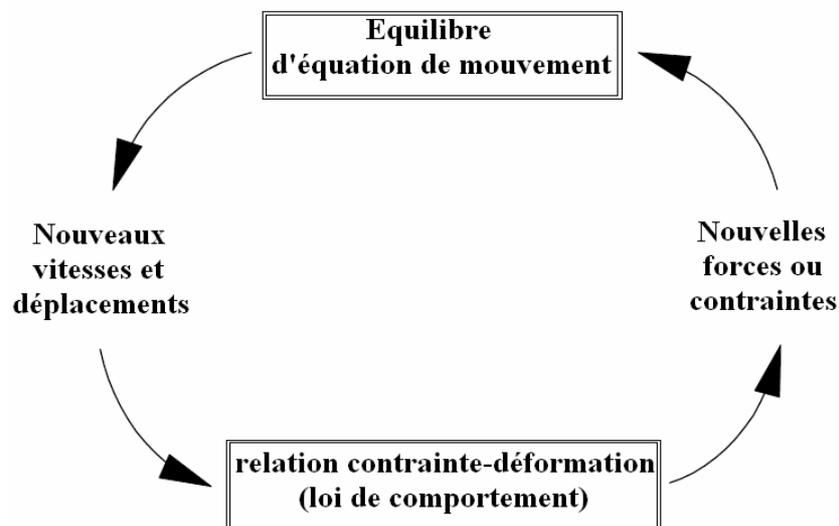


Figure 2.1. Cycle de base de calcul par la méthode explicite de différences finies.

### 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 nœuds. 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 :

$$f = \frac{V}{\lambda} \quad (Eq.2.1)$$

V est la vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement selon le cas. La longueur caractéristique d'onde  $\lambda$  dépend des conditions aux frontières (encastré ou libre..). Dans le cas d'un système particulier où la fréquence fondamentale n'a pas pu être déterminée directement, une simulation préliminaire doit être réalisée pour déterminer la période naturelle du système (comme dans le cas d'un sol non homogène).

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 :

$$f = \frac{V_s}{10.\Delta l} \quad (Eq.2.2)$$

### 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 :

$$C = \alpha.M + \beta.K \quad (Eq.2.3)$$

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

Pour un système à N degrés de liberté, cette construction conduit à (Bathe and Wilson 1976) :

$$\alpha + \beta.\omega_i^2 = 2.\omega_i.\xi_i \quad (Eq.2.4a)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta.\omega_i \right) \quad (Eq.2.4b)$$

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

La figure 2.2 donne la variation de le facteur de l'amortissement normalisée en fonction de la fréquence angulaire pour trois cas : la composante de l'amortissement due à la masse  $\beta = 0$ , celle due à la rigidité  $\alpha = 0$  et la combinaison des deux. On peut constater que la contribution de la masse à l'amortissement est beaucoup plus importante pour les basses fréquences tandis que la contribution de la rigidité est dominante pour les hautes fréquences. La courbe qui représente l'amortissement total (masse et rigidité) atteint une valeur minimale qui permet de déterminer le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh :

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (Eq.2.5)$$

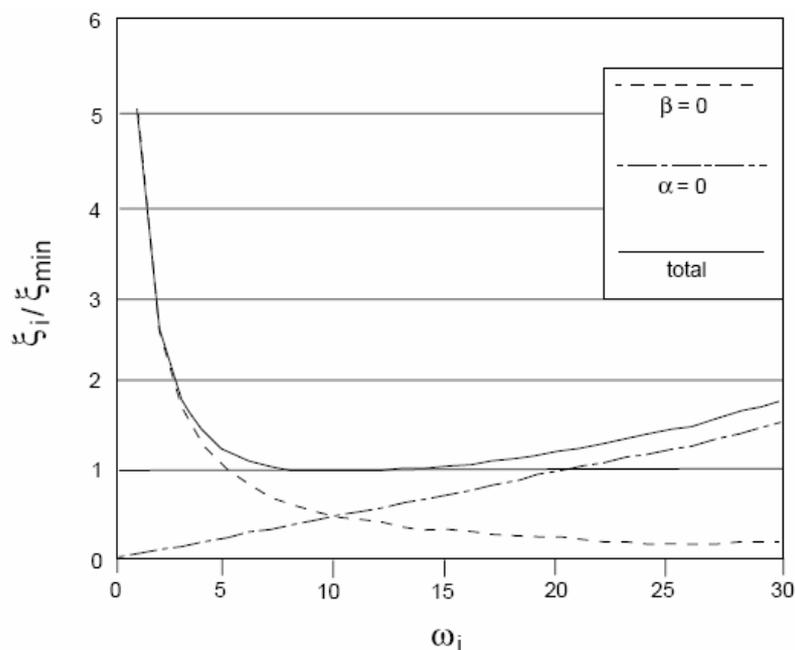


Figure 2.2. Variation de l'amortissement avec la fréquence.

Il est intéressant de signaler que pour  $f_{\min}$  et seulement à cette fréquence la contribution de chaque composante de l'amortissement est égale à l'autre. A noter que la portion de l'amortissement qui dépend de la rigidité cause une diminution du pas de temps de calcul.

### Sélection des paramètres de l'amortissement de Rayleigh

Dans une analyse dynamique, on cherche à 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. Néanmoins, dans le

cadre de la plasticité, il est connu qu'une quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau et par conséquent, un faible amortissement est nécessaire pour éviter la résonance du système en petites déformations.

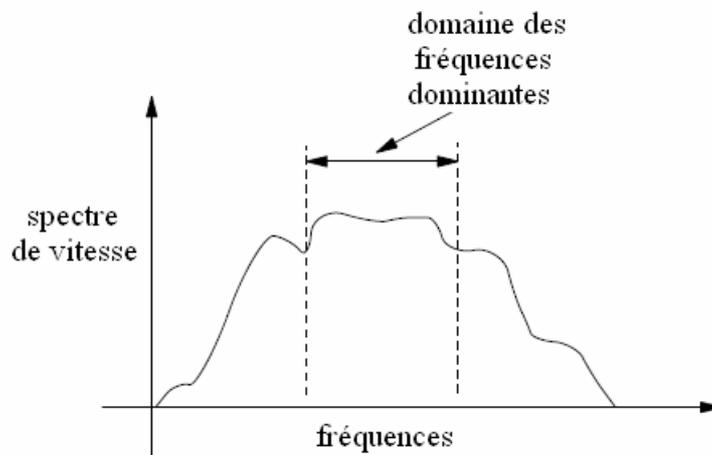


Figure 2.3. Sélection de l'amortissement de Rayleigh.

La sélection de l'amortissement est donc beaucoup plus critique dans une analyse linéaire que dans une analyse non-linéaire. D'autre part, il est évident que la portion de l'énergie dissipée par l'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence utilisée. Néanmoins, cet amortissement a un domaine pour lequel la réponse est pratiquement indépendante de la fréquence utilisée, comme le montre la figure 2.2. Un chargement sismique contient des centaines, voir des milliers des fréquences. 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.

Dans le cas d'un chargement harmonique à une fréquence donnée, la détermination de la fréquence de cet amortissement est relativement simple étant donné que la fréquence du chargement domine le mouvement. Un chargement sismique présente plus de difficultés en ce qui concerne de la détermination de cette fréquence. En effet, dans ce cas, un grand nombre des fréquences agissent sur le système, et la fréquence de cet amortissement n'est pas l'une des fréquences propres du système ni l'une des fréquences du chargement mais une combinaison de ces fréquences. Une estimation préliminaire peut être réalisée par une analyse de Fourier du chargement et en connaissant les fréquences propres du site (Figure 2.3). Ensuite, elle peut être déterminée à la base d'une colonne de sol comme suit : on applique le séisme concerné sur le modèle et on fait varier la fréquence d'amortissement (dans le domaine

intéressé), les réponses montrent généralement un domaine sur lequel leur variation est négligeable. Notons que cette procédure ne prend pas en compte la structure et sa fondation. Cependant, la détermination de celle-ci avec une telle précision nécessite l'exécution de plusieurs calculs du modèle sol-micropieux-structure dans son intégralité.

#### 2.2.4. **Frontières du modèle**

##### Frontières absorbantes

La modélisation dans le domaine de la géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. Par exemple, lors de la modélisation d'une excavation dans un tunnel, on suppose qu'il est entouré par un domaine infini. Et dans le cas d'une structure en surface, celle-ci repose sur un domaine semi infini. La modélisation par une méthode numérique se fait, par contre, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes. Le code utilise les frontières visqueuses développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969). La méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants attachés aux frontières dans les directions normale et tangentielle. Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à  $30^\circ$  ; l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences.

##### Frontières pour Champ Libre

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 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 et irraisonnable. 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.

### 2.2.5. Chargement

Le chargement est appliqué, sous forme d'une vitesse, à la base du massif de sol considérée comme rigide. Deux types de chargement sont utilisés dans ce travail : chargement harmonique et chargement sismique (Figure 2.4). La charge harmonique comporte 25 cycles. Son amplitude et sa fréquence varient selon le modèle étudié. Quatre enregistrements de séismes survenus sont utilisés. Le tableau 2.1 donne les informations relatives à ces enregistrements (PEER Strong Motion Database). Les enregistrements ont été sélectionnés pour couvrir une grande gamme des fréquences de chargement. L'amplitude de ces enregistrements est normalisée pour obtenir une amplitude de 40 cm/s.

Tableau 2.1. Informations relatives aux enregistrements utilisés dans ce travail.

Enregistrement	date	station	Source des données	durée (sec)
Kocaeli, Turquie	17/08/1999	AMBARLI	KOERI	30
El-Centro, Imperial Valley, USA	19/05/1940	117 El-Centro	USGS	8
Kobe, Japon	16/01/1995	Shin-Osaka	CUE	8,2
Chi-Chi, Taiwan	20/09/1999	ALS	CWB	11,8

Pour analyser les réponses et leurs contenus fréquentiels, on utilise la technique de transformation de Fourier proposée par Press et al. (1992) :

$$P_0 = \frac{1}{N^2} * (|f_0|)^2$$

$$P_K = \frac{1}{N^2} * ( (|f_K|)^2 + (|f_{N-K}|)^2 ) \quad (Eq.2.6)$$

$$P_{\frac{N}{2}} = \frac{1}{N^2} * \left( \left| f_{\frac{N}{2}} \right| \right)^2$$

Où : N est la moitié de nombre des points de donnée source ; P est l'amplitude de Fourier obtenue ; f sont les fréquences résultantes de la transformée de Fourier de la donnée source et K varie de 0 à N/2.

La figure 2.5 montre les spectres de vitesse des chargements utilisés. On constate que le contenu fréquentiel de l'enregistrement de la Turquie est plus étroit que les contenus des autres enregistrements. L'énergie de cet enregistrement est concentrée entre 0,2 à 2Hz. L'enregistrement de Taiwan contient des fréquences plus hautes (entre 0,4 et 4 Hz). Les deux autres enregistrements ont un contenu fréquentiel allant jusqu'à 8 Hz. Le tableau 2.2 donne des informations sur le pic majeur de ces enregistrements.

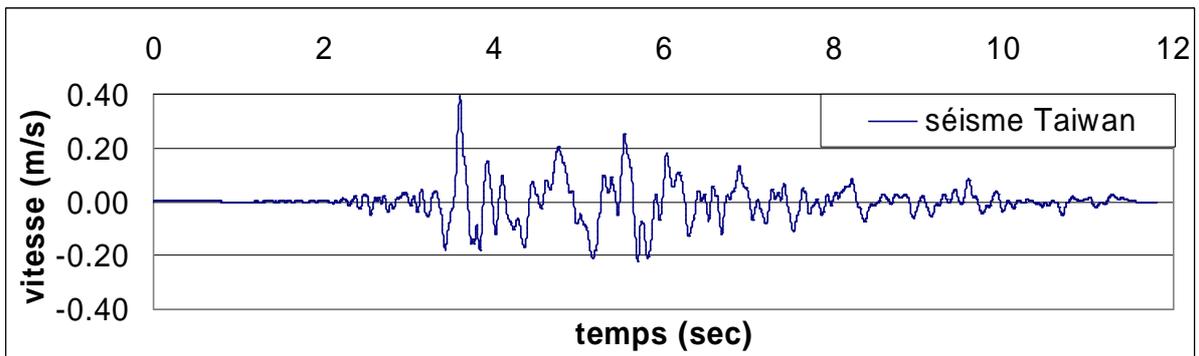
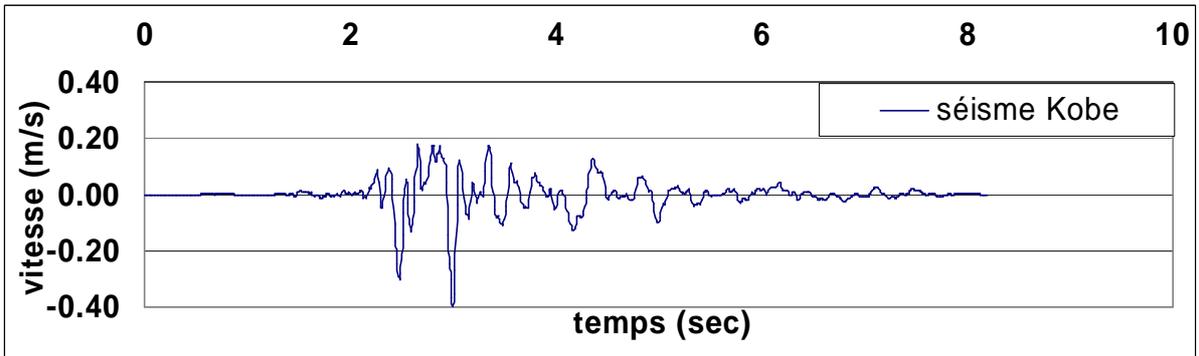
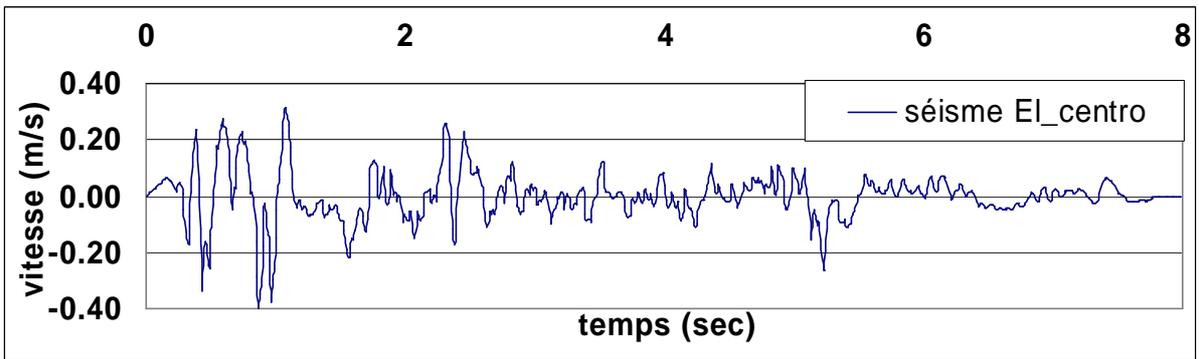
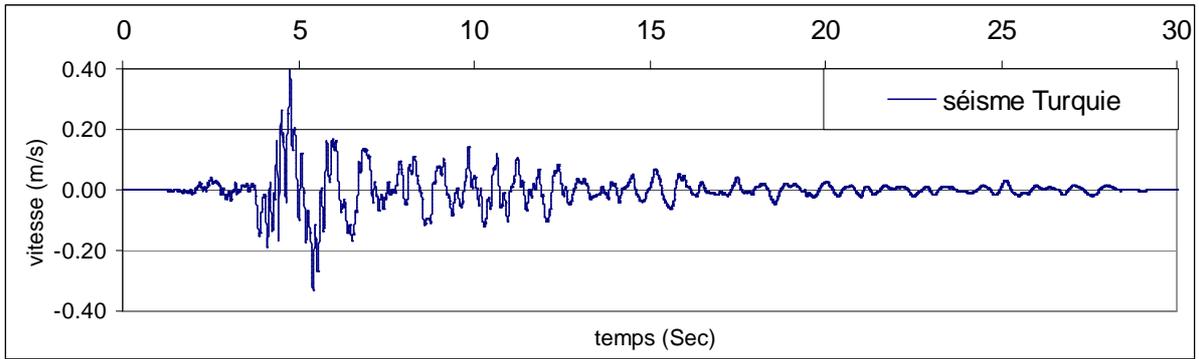


Figure 2.4. Chargements utilisés dans ce travail

Tableau 2.2. Pic majeur des chargements utilisés ( $V_g=40$  cm/s).

Enregistrement	Fréquence (Hz)	Amplitude ( $10^{-4}$ )
Turquie	0,90	3,19
El-centro	1,62	10,40
Kobe	1,83	4,34
Taiwan	1,53	7,76

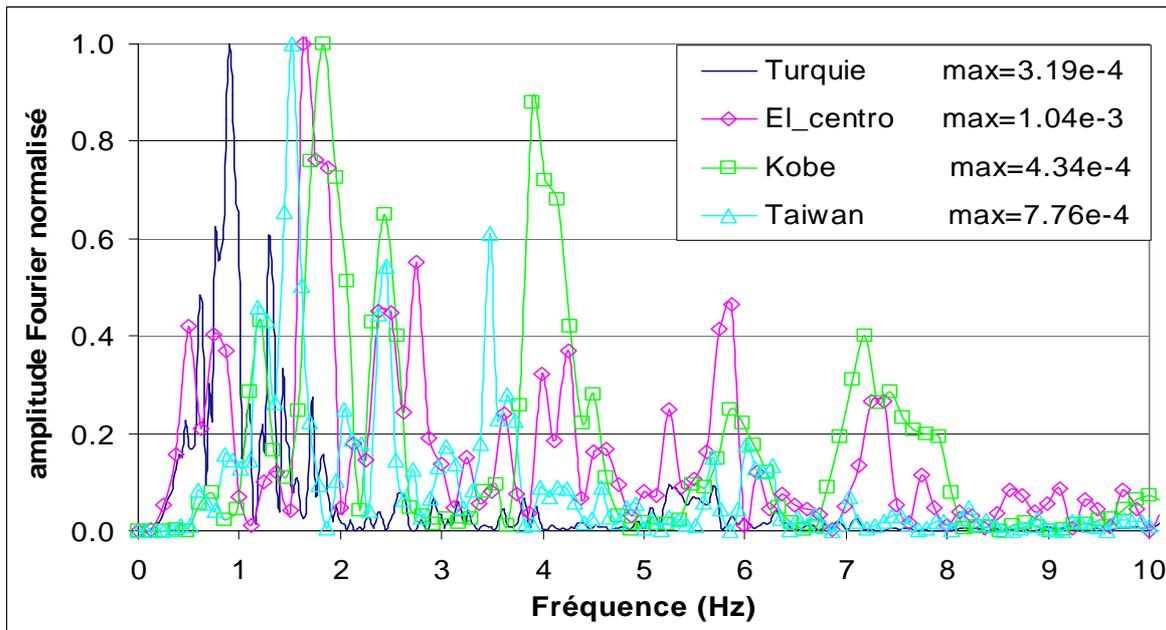


Figure 2.5. Spectres des enregistrements utilisés dans ce travail, (Pics vitesses 40 cm/s).

## 2.3. Exemple de référence

### 2.3.1. Présentation

L'exemple de référence consiste en un groupe de 2x2 micropieux flottants, de longueur  $L_p=10\text{m}$ . Le groupe est implanté dans une couche de sol meuble homogène de 15 m de profondeur (Figure 2.6). Les caractéristiques du sol, des micropieux et de la superstructure sont données dans les tableaux 2.3 et 2.4.

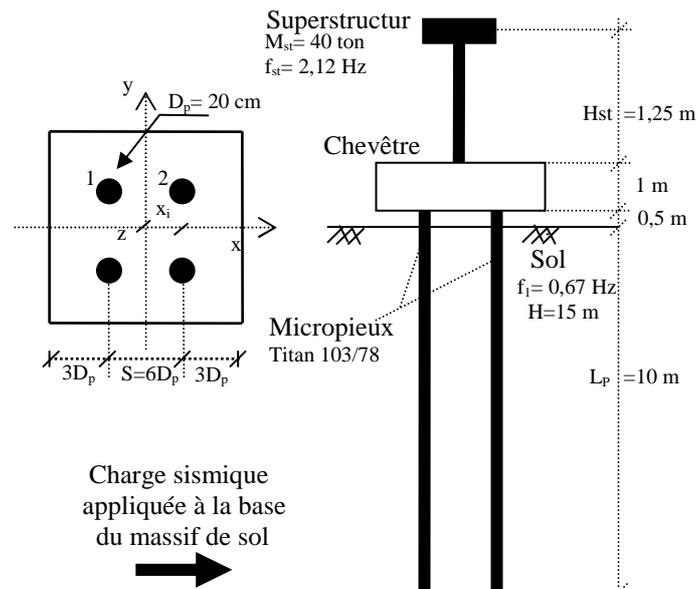


Figure 2.6. Exemple de référence.

Tableau 2.3a. Propriétés du sol.

$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (MPa)	$\nu_s$	$K_0$
1700	8	0,45	0,5

Tableau 2.3b. Propriétés des micropieux (TITAN 103/78mm).

$D_p$ (cm)	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_p$ (GPa)	$\nu_p$	$\xi_p$ (%)	$L_p$ (m)	$E_p A_p$ (MN)	$E_p I_p$ (MN.m <sup>2</sup> )
20	7850/2500	200	0,2	2	10	629,2	0,634

Tableau 2.4. Propriétés de la superstructure.

$\rho_{st}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{st}$ (GPa)	$\nu_{st}$	$\xi_{st}$ (%)	$E_{st} I_{st}$ (MN.m <sup>2</sup> )	Masse (tonnes)
2500	24	0,3	2	4,602	40

$\rho_s$ ,  $E_s$ ,  $\nu_s$  sont la masse volumique, le module de Young et le coefficient de Poisson.  $K_0$  est le coefficient de poussée de terre et  $\xi$  est le facteur de l'amortissement.  $D_p$  est le diamètre taillant du micropieu.  $E.A$  et  $E.I$  sont la rigidité axiale et à la flexion.

Les micropieux sont de type TITAN. Ce micropieu est constitué d'un tuyau de 103/78mm de diamètre (TITAN 103/78), entouré par une couche de béton injecté sous haute pression pour un diamètre taillant  $D_p = 20$  cm. Seule la section de l'acier est prise en compte dans le calcul des rigidités axiale et à la flexion. Par contre nous avons adopté la circonférence de béton et une masse volumique équivalente à celle du béton et de l'acier. Les micropieux sont encastrés dans un chevêtre rigide d'un mètre d'épaisseur sans contact avec le sol. La masse totale du chevêtre est de 14,4 tonnes. L'espacement entre les micropieux est de 1,2 m ( $S = 6D_p$ ).

La fréquence fondamentale du sol vaut 0,67 Hz. La superstructure est modélisée par une colonne supportant en tête une masse de 40 tonnes. La rigidité de la superstructure et sa fréquence (supposée encastrée à sa base) sont égales à  $K_{st} = 7068$  kN/m et  $f_{st} = 2,12$  Hz. Elles ont été déterminées par les expressions suivantes :

$$K_{st} = \frac{3(E_{st} \cdot I_{st})}{H_{st}^3}, \quad f_{st} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{st}}{m_{st}}} \quad (Eq.2.7)$$

L'élément « pieu » est utilisé pour introduire une interface entre les micropieux 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. La rigidité de cette interface est égale au module de cisaillement du sol.

Le comportement du système sol-micropieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type (Rayleigh) pour le sol et de type (local damping) pour l'ensemble des éléments structuraux. Le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh est supposé égal à la fréquence de chargement. Le facteur de l'amortissement est de 5% pour le sol et de 2% pour la structure. Le calcul a été effectué avec une charge harmonique à une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif ( $f_{ch} = f_1 = 0,67$  Hz) et une amplitude  $v_g = 10$  m/s ( $a_g = 0,42$  m/s<sup>2</sup>).

Le maillage retenu est illustré dans la figure 2.7. Il comporte 8876 zones à 8 nœuds et 97 poutres tridimensionnelles à 2 nœuds (chaque zone se constitue de deux couches et chaque couche contient 5 éléments tétraèdres superposés). Le maillage a été raffiné autour des micropieux et dans la zone proche de la superstructure où les forces inertielles induisent des fortes contraintes. Notons que l'étude de la sensibilité du maillage montre qu'un maillage largement moins dense peut être suffisant : près de 5% de différences observées sur les résultats obtenus pour un maillage trois fois moins dense. Cependant, dans le cas du comportement élastoplastique de sol (voir chapitre III), l'étude montre que le comportement non-linéaire de sol nécessite un maillage plus dense que celui du modèle élastique et que la

réponse est beaucoup plus sensible à la densité du maillage, en particulier, sa densité près de la structure et sa fondation. Pour examiner, plus tard, l'influence de la plasticité de sol sur la réponse du système et pour éliminer toute influence autre que celle-ci, on a préféré l'utilisation des maillages qui sont adaptés à la fois au comportement élastique et élastoplastique de sol. Notons également qu'un maillage deux fois plus dense n'influe les résultats, pour une hypothèse de comportement élastoplastique de sol, que de moins de 10%, pour un temps du calcul largement plus grand.

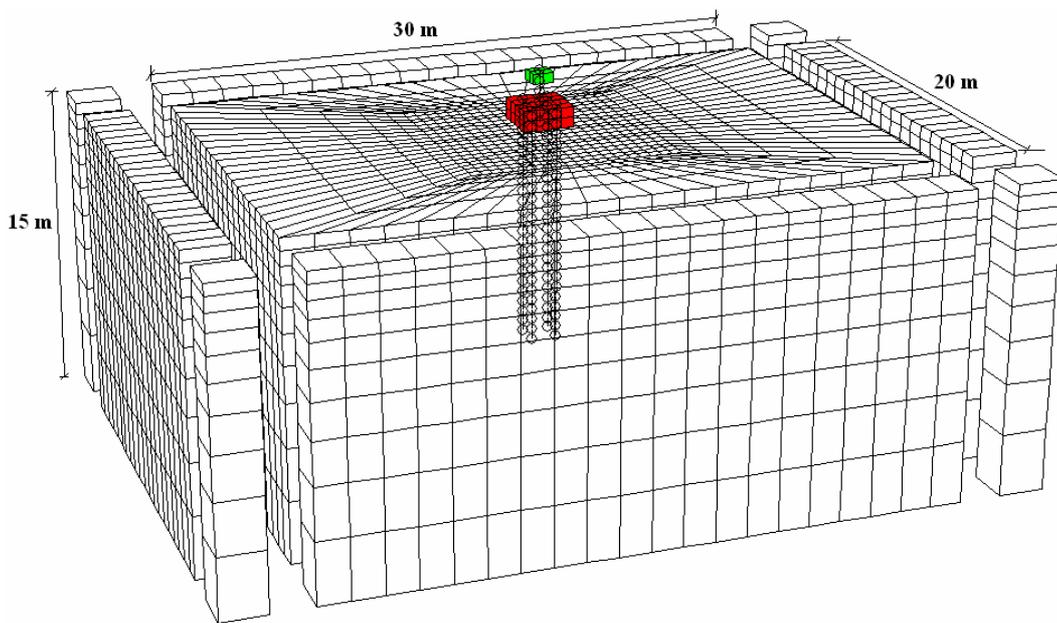


Figure 2.7. Maillage utilisé dans la modélisation numérique de l'exemple de référence (8876 zones à 8 nœuds ; 11368 nœuds ; 97 poutres à deux nœuds).

### 2.3.2. Résultats

La figure 2.8a montre l'évolution de l'amplification du déplacement en différents points du système sol-micropieux-structure. On remarque que les mouvements de la superstructure, du chevêtre et de la surface de sol sont en phase. On note une augmentation de l'amplification avec l'application progressive du chargement. Lorsque ce dernier atteint sa valeur maximale (à la fin du cinquième cycle), l'amplification se stabilise. On obtient une amplification de l'ordre de 32, 22 et 14 pour la superstructure, le chevêtre et la surface de sol, respectivement. L'évolution du moment fléchissant en tête des micropieux est donnée dans la figure 2.8b. On observe une répartition uniforme du moment entre les éléments du groupe. On note que le moment maximal en tête de micropieux correspond au déplacement maximal de la superstructure. La comparaison du déplacement du micropieu avec le déplacement en champ libre (Figure 2.8c) montre que les micropieux suivent le mouvement de sol, sauf au voisinage

de la surface où l'effet inertiel induit une augmentation de la déformée des micropieux. Ces résultats confirment les résultats obtenus en centrifugeuse par Juran et al. 1997 et les résultats EF par Shahrour et al. 2001.

Les efforts dynamiques dans les micropieux sont donnés dans les figures 2.8d et 2.8e. On constate une variation quasi linéaire de l'effort normal. L'effort dynamique maximal de compression (négative) est égal à celle de traction, ce qui vérifie l'équilibre dynamique au cours du chargement. Remarquons que l'effort axial en tête de micropieu dû au chargement dynamique est de 703 kN, tandis que le poids propre induit un effort normal maximal de 135 kN. Le moment fléchissant maximal se produit en tête de micropieux ; il atteint 92 kN.m. Les grands efforts dans les micropieux résultent du fait que la charge est appliquée à la fréquence fondamentale de sol, ce qui génère une importante amplification du mouvement. Il est à noter que la fréquence propre du système sol-fondation-structure n'est pas très loin de la fréquence du chargement ( $f_{ch} = f_1 = 0,67$  Hz, fréquence propre sol-micropieux-structure est de l'ordre de 0,9 Hz, Figure 2.8f). Ces résultats confirment les résultats obtenus par Chung (2000). Ceci montre l'importance de l'effet inertiel de la superstructure et que celui-ci induit des grands efforts dans les micropieux. Ces résultats confirment les observations post-sismiques et les 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). Le tableau 2.5 récapitule les résultats du calcul.

Tableau 2.5. Exemple de référence (Groupe de 2x2 micropieux  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>).

acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
			Tst (kN)	Mst (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)
17,61	10,28	56,7	539	700	703	170	92

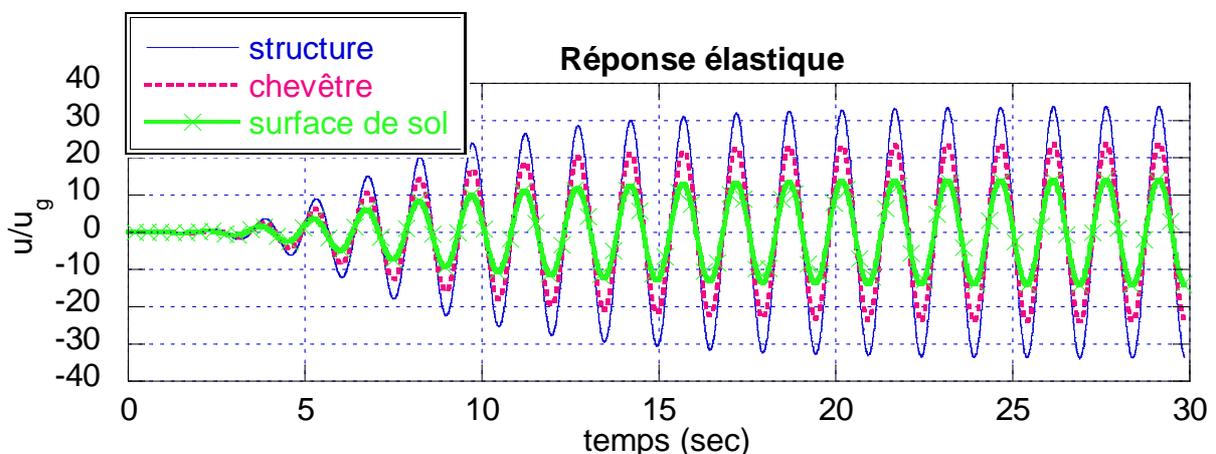


Figure 2.8a. Exemple de référence : Amplification de déplacement latérale (chargement harmonique à  $f_1$ ).

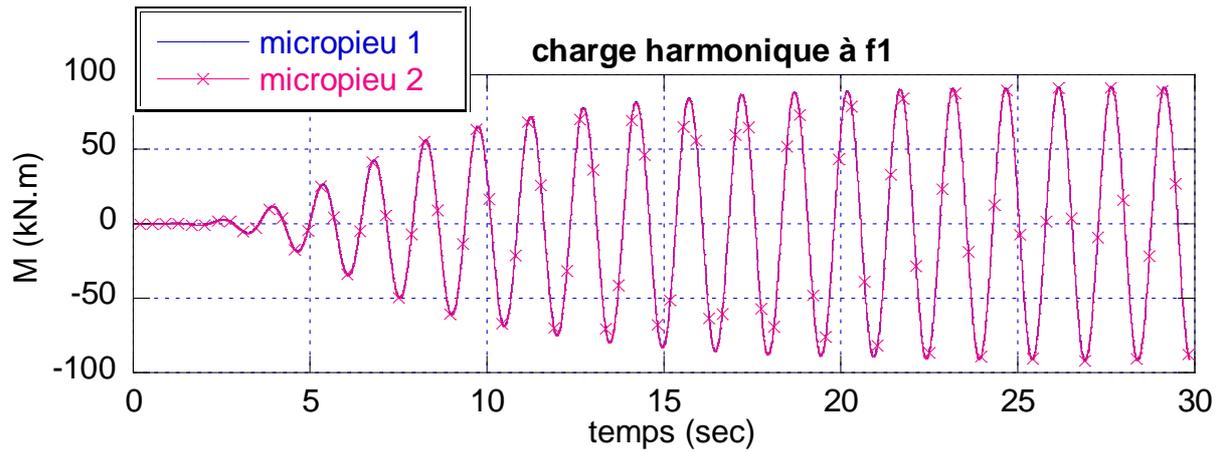


Figure 2.8b. Exemple de référence : Moment fléchissant en tête des micropieux.

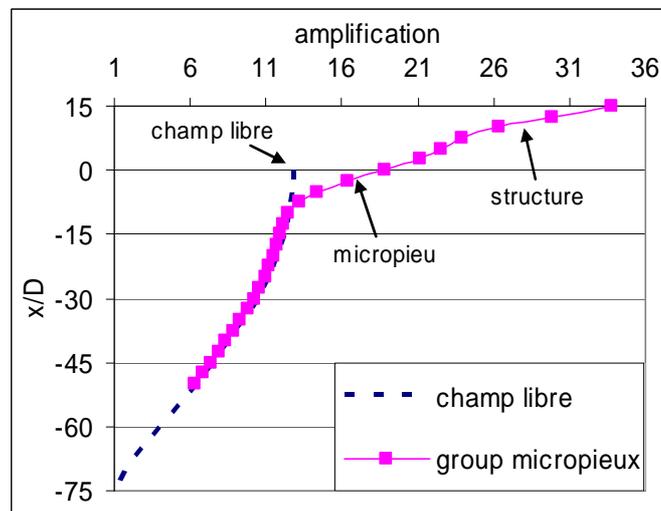


Figure 2.8c. Exemple de référence : Déplacements des micropieux et en champ libre.

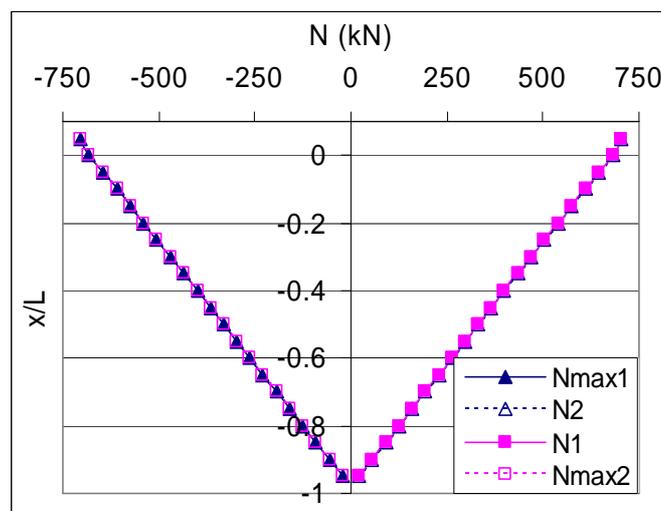


Figure 2.8d. Exemple de référence : Effort normal maximal.

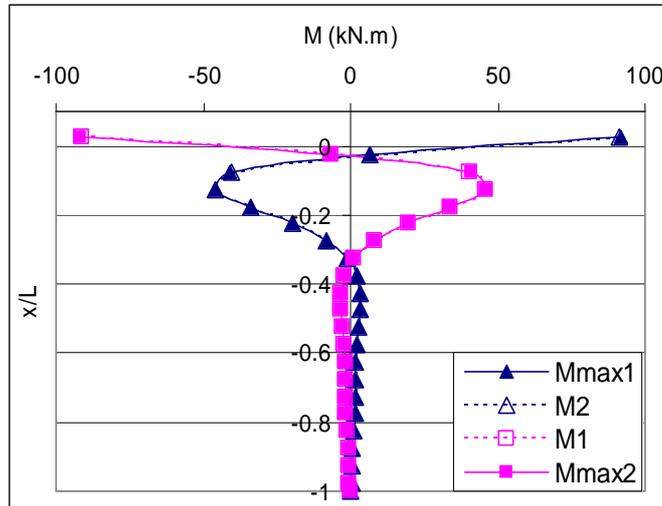


Figure 2.8e. Exemple de référence : Moment fléchissant maximal.

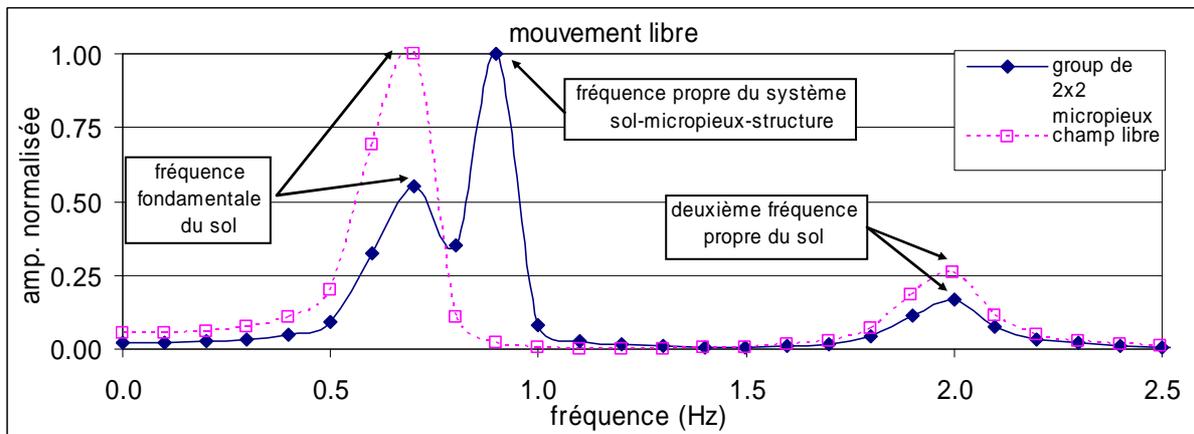


Figure 2.8f. Exemple de référence : Spectres de réponse du système sol-micropieux-structure et en champ libre.

## 2.4. Influence de la rigidité de sol

La rigidité de sol affecte d'une manière importante l'interaction entre le sol et la structure. Dans cette section, on se propose d'étudier son influence sur la réponse dynamique du système sol-micropieux-structure. L'étude est réalisée en faisant varier la rigidité de sol (rigidité constante ou variable avec la profondeur) en considérant des chargements harmoniques et sismiques.

### 2.4.1. Chargement harmonique

#### 2.4.1.1. Sol à module constant

Quatre modèles avec des rigidités différentes pour le sol sont considérés ( $E_s = 8, 21, 32, 72$  MPa). Les autres paramètres sont identiques à ceux de l'exemple de référence. Chaque modèle est soumis à un chargement harmonique avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif du sol et une amplitude de  $a_g=0,1g$ . La fréquence d'amortissement de Rayleigh est prise égale à la fréquence du chargement, car celle-ci domine le mouvement. Les fréquences propres de sol peuvent être calculées par l'équation suivante :

$$f_i = \frac{V_s}{4H} (2i - 1) \quad (Eq.2.8)$$

Le tableau suivant donne les deux premières fréquences propres pour les cas étudiés.

Tableau 2.6. Cas considérés pour l'étude de l'influence de la rigidité du sol sur la réponse des micropieux.

Site N°	$E_s$ (MPa)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
1	8	0,67	2,01
2	21	1,09	3,26
3	32	1,34	4,03
4	72	2,01	6,04

Les résultats obtenus pour les cas étudiés sont résumés dans le tableau 2.7. On note une très grande influence de la rigidité du sol sur la réponse du système. Cela peut être expliqué par la différence d'interaction entre la fréquence du chargement avec celle du système fondation-structure. Afin de comparer les résultats obtenus, les efforts induits sont normalisés par rapport aux forces inertielles de la superstructure comme suit :

$$\begin{aligned} N^* &= N / (M_{st} \cdot x_i / \sum x_i^2) \\ T^* &= n.T / T_{st} \\ M^* &= n.M / M_{st} \end{aligned} \quad (Eq.2.9)$$

Mst et Tst sont le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base de la superstructure, n est le nombre de micropieux ;  $x_i$  est la distance dans la direction du chargement entre l'axe de micropieu et l'axe du groupe (voir figure 2.6). Pour ce groupe  $n = 4$ ,  $S=1,2$  m et  $x_i = 0,6$  m.

Tableau 2.7. Réponse d'un groupe de 2x2 micropieux pour différentes rigidités de sol.  
(charge harmonique,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

$E_s$ (MPa)	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
8	41,01	23,98	132,0	1257	1630	1639	397	214	2,41	1,26	0,52
21	40,51	11,97	25,1	1288	1765	1624	356	182	2,21	1,10	0,41
32	14,19	2,62	1,5	511	733	621	120	59	2,03	0,94	0,32
72	7,53	9,67	4,5	178	317	194	13	3	1,47	0,30	0,04

La figure 2.9 montre les enveloppes des efforts internes normalisés. On constate que l'augmentation de la rigidité du sol induit une diminution significative des efforts normalisés. Autrement dit, pour les mêmes forces inertielles les micropieux sont d'autant moins sollicités que le sol est rigide. Par exemple, la comparaison des modèles  $E_s=72MPa$  et  $E_s=8MPa$  montre une diminution de près de 40, 75 et 90% de l'effort normal, de l'effort tranchant et du moment fléchissant, respectivement. Cela indique que la rigidité de sol a une forte influence sur les efforts induits dans les micropieux.

Remarquons que les pics de l'effort tranchant et du moment fléchissant s'approchent de la surface avec l'augmentation de la rigidité du sol (le pic du moment se produit à  $0,1L$  pour  $E_s=8$  MPa et à  $0,05L$  pour  $E_s=72$  MPa).

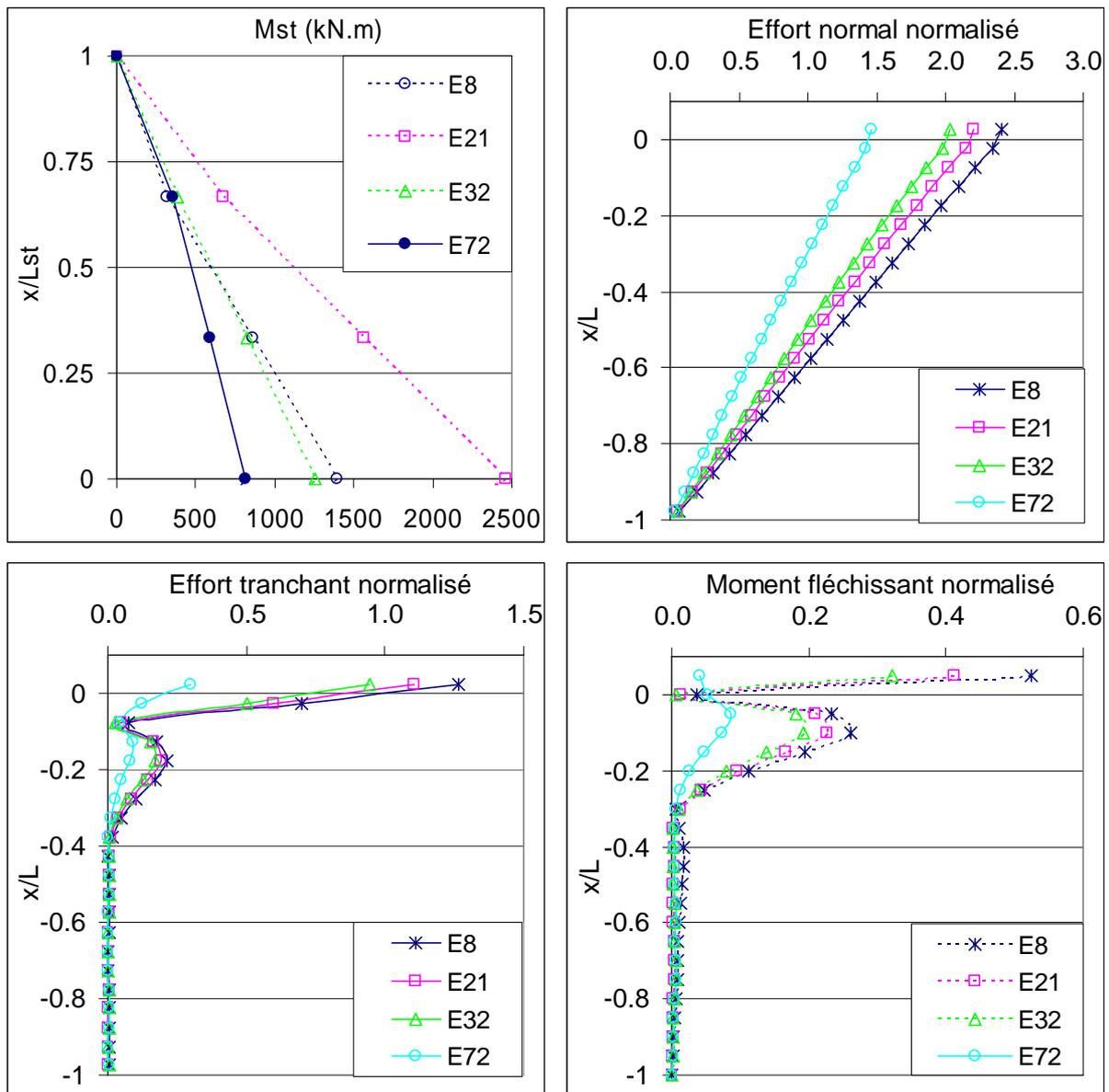


Figure 2.9. Influence de la rigidité du sol sur la réponse du groupe de micropieux ( $f_{st}=2.12$  Hz,  $m_{st}=40$  tonnes,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

$$\diamond N^* = N / (M_{st} \cdot x_i / \sum x_i^2), T^* = n.T / T_{st}, M^* = n.M / M_{st}$$

### 2.4.1.2. Sol à module variable

Quatre modèles sont considérés pour étudier l'effet de la variation de la rigidité de sol avec la profondeur : les modèles N°1, 2 qui sont présentés précédemment (ayant une rigidité constante de 8 MPa et de 21 MPa, respectivement), les deux autres (N°7 et 8) possèdent un module de Young croissant avec la profondeur Z (Figure 2.10) selon l'équation suivante (Janbu 1963, Duncan and Chang 1970) :

$$E_S(z) = E_{0S} \left[ \frac{p(z)}{P_a} \right]^A \quad (2.10)$$

avec :

$$p(z) = \left[ \frac{(1+2K_0)}{3} \right] \rho_s \cdot Z$$

et  $P(z) = P_a$  si  $z < z_0$ ,

$E_{0S}$  : Module de Young de référence pour  $P(z)=P_a$ ,

$E_{0S} = 8$  MPa pour le site N°7 et 21 MPa pour le site N°8,

$P_a$  : pression de référence (100 kPa),

$z_0$  : Épaisseur de la couche de surface à module constant ( $z_0=1,25$  m)

$A$  : paramètre dépendant de la porosité de sol ( $A=0,5$ ).

$\rho_s$  : masse volumique de sol ( $1700$  kg/m<sup>3</sup>)

Chaque modèle est soumis à une charge harmonique à la fréquence fondamentale de sol avec une amplitude de 0,1g. Les fréquences fondamentales pour les sites 7 et 8 ont été déterminées à partir des calculs effectués pour différentes fréquences de chargement. Les résultats de ces calculs sont donnés dans la figure 2.11. On constate que les fréquences fondamentales des sites N° 7 et 8 sont très proches des fréquences des sites à module constant (sites 1 et 2, respectivement). Par ailleurs, on note que la variation du module de Young avec la profondeur conduit à une réduction de l'ordre de 10% de la 2ème fréquence. Le tableau 2.8 donne les deux premières fréquences propres de chaque site.

Tableau 2.8. Les deux premières fréquences propres des sites en Hz.

N°	Site 1	Site 2	Site 7	Site 8
$f_1$	0,67	1,09	0,65	1,09
$f_2$	2,01	3,26	1,80	2,95

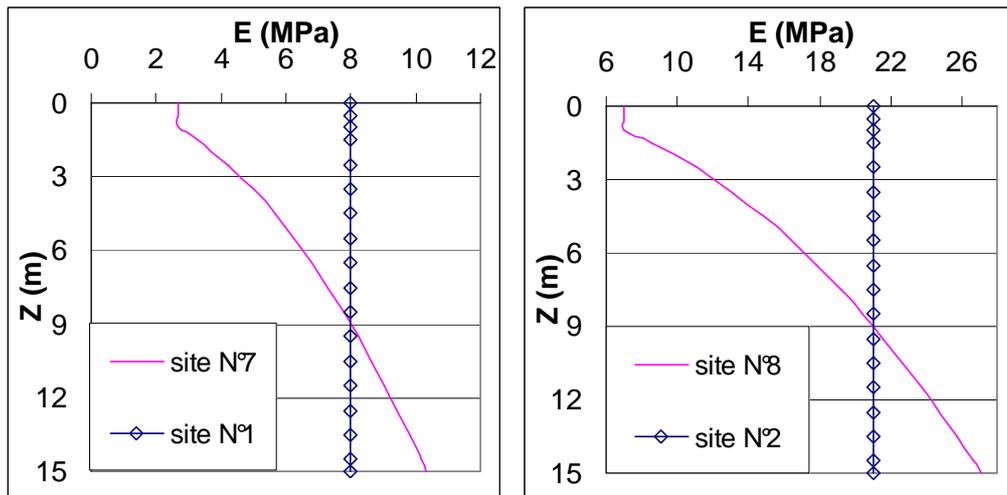


Figure 2.10. Variation de la rigidité de sol pour les sites 7 et 8.

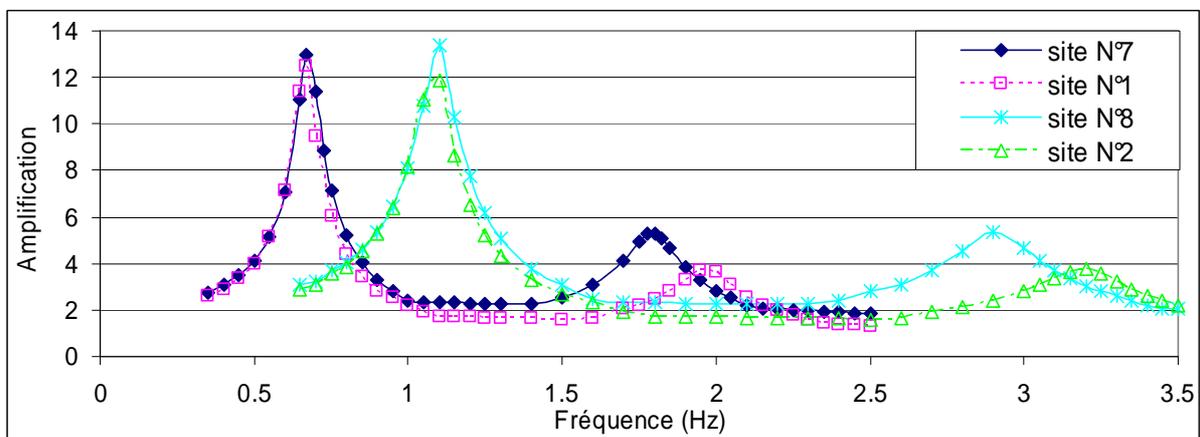


Figure 2.11. Influence de la variation du module de Young sur le spectre de réponse en champ libre.

La comparaison des résultats obtenus pour les modèles sol-micropieux-structure 1 et 7 (Figures 2.12a, 2.12b et le tableau 2.9), montre que la variation de la rigidité du sol avec la profondeur induit une nette augmentation de l'amplification de la superstructure et du chevêtre. Cela se traduit par une augmentation des efforts induits dans les micropieux : une augmentation de 40% pour l'effort normal, 37% pour l'effort tranchant et de 47% pour le moment fléchissant. Cela peut être expliqué par le fait que le modèle sol-micropieux-structure avec un sol ayant une rigidité croissante avec la profondeur a une fréquence propre plus proche de celle du chargement.

Le tableau 2.10 compare les résultats obtenus pour les modèles 2 et 8. On constate, contrairement aux résultats précédents, que la variation du module de Young avec la profondeur conduit à une réduction de l'amplification dynamique. La diminution de l'amplification de la masse pour le modèle dont la rigidité est croissante avec la profondeur est en accord avec les résultats obtenus par Sadek (2003) sur les minipieux. Néanmoins,

l'ensemble des résultats montre que la variation du module avec la profondeur peut conduire à une augmentation ou à une réduction de l'amplification en fonction de l'influence de cette variation sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (rapprochement ou éloignement des fréquences dominantes du chargement). L'influence de la variation de la rigidité avec la profondeur sur les efforts normalisés est, cependant, faible.

Par ailleurs, la comparaison des modèles  $E_S=8.f(z)$  et  $E_S=21.f(z)$  montre que l'augmentation de la rigidité de sol a pour une diminution des efforts normalisés. Ce résultat est en parfait accord avec ceux présentés précédemment.

Tableau 2.9. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur sur la réponse des micropieux ( $f_{ch}=f_1=0,67$  Hz,  $a_g=0,1$ g).

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
$E_S=8$ MPa	41,01	23,98	132,0	1257	1630	1639	397	213	2,41	1,26	0,52
$E_S=8.f(z)$	54,48	32,90	178,5	1731	2246	2290	544	313	2,45	1,26	0,56

Tableau 2.10. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur sur la réponse des micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,1$ g).

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
$E_S=21$ MPa	40,51	11,97	25,1	1288	1765	1624	355	182	2,21	1,10	0,41
$E_S=21.f(z)$	34,64	8,23	20,7	1136	1561	1435	311	161	2,21	1,10	0,41

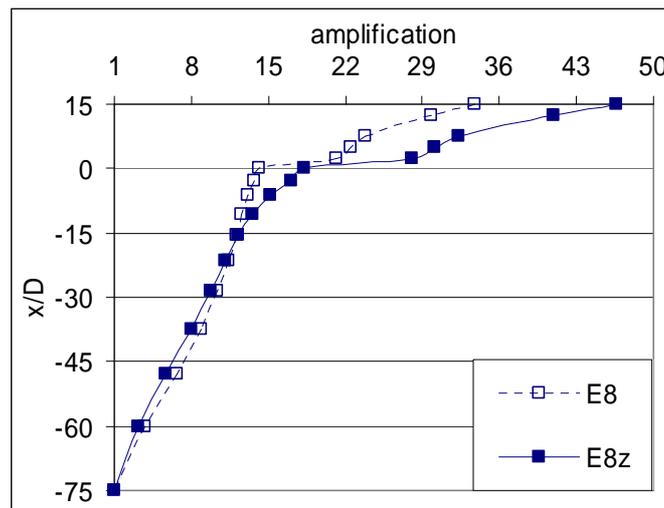


Figure 2.12a. Déformée de sol et de la superstructure.

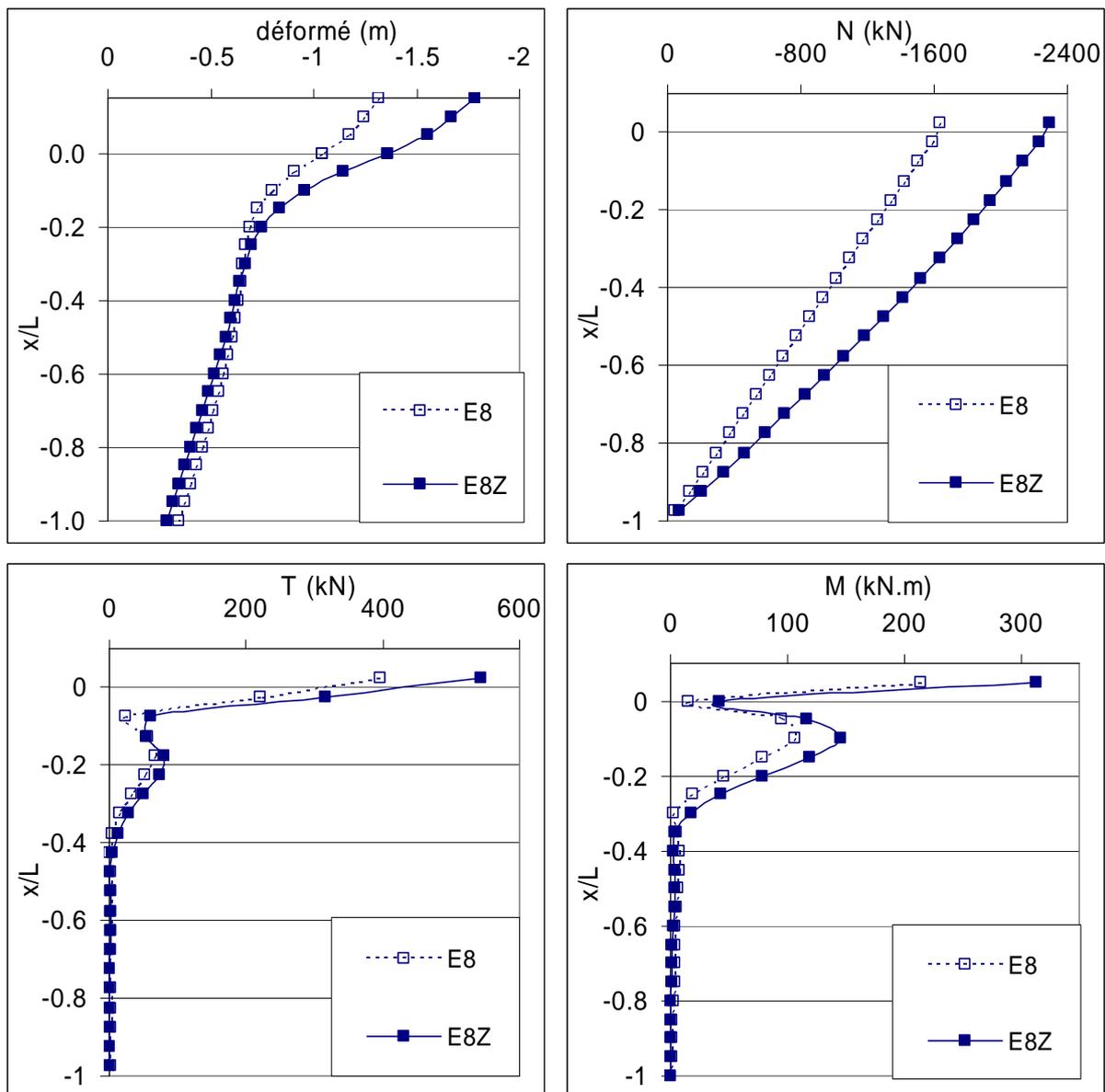


Figure 2.12b. Influence de la variation de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch} = f_1 = 0,67$  Hz,  $a_g = 0,1g$ ).

#### 2.4.2. Chargement sismique (enregistrement de la Turquie)

Le tableau 2.11 donne les résultats obtenus pour les modèles 7 et 8 pour un chargement correspondant à l'enregistrement de la Turquie (Figure 2.4). On constate que la rigidité de sol a une forte influence sur la réponse de système sol-micropieux-structure. La réponse du modèle 8 est supérieure à celle du modèle 7 à l'exception du déplacement du chevêtre qui est moins important pour le modèle ayant la rigidité supérieure. Notons que les forces inertielles et les efforts induits dans les micropieux sous ce chargement pour le modèle 8, sont plus grands en comparaison du modèle 7 tandis que le contraire a été constaté pour un chargement harmonique à  $f_1$ . Cela résulte de l'interaction des fréquences propres de chaque modèle avec

le contenu fréquentiel du chargement. Pour enlever l'effet de l'amplification, les efforts sont normalisés par rapport aux forces inertielles (Eq.2.9). La figure 2.13 illustre les enveloppes des efforts normalisés. On note la même tendance que pour un chargement harmonique; les micropieux sont d'autant plus sollicités que le sol est mou.

Tableau 2.11. Influence de la rigidité de sol (Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	T <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	M <sup>*</sup> <sub>tête</sub>
7 E <sub>S</sub> =8.f(z)	21,75	12,34	55,9	760	999	967	231	130	2,32	1,22	0,52
8 E <sub>S</sub> =21.f(z)	30,32	16,90	39,3	1056	1428	1274	302	159	2,14	1,14	0,45

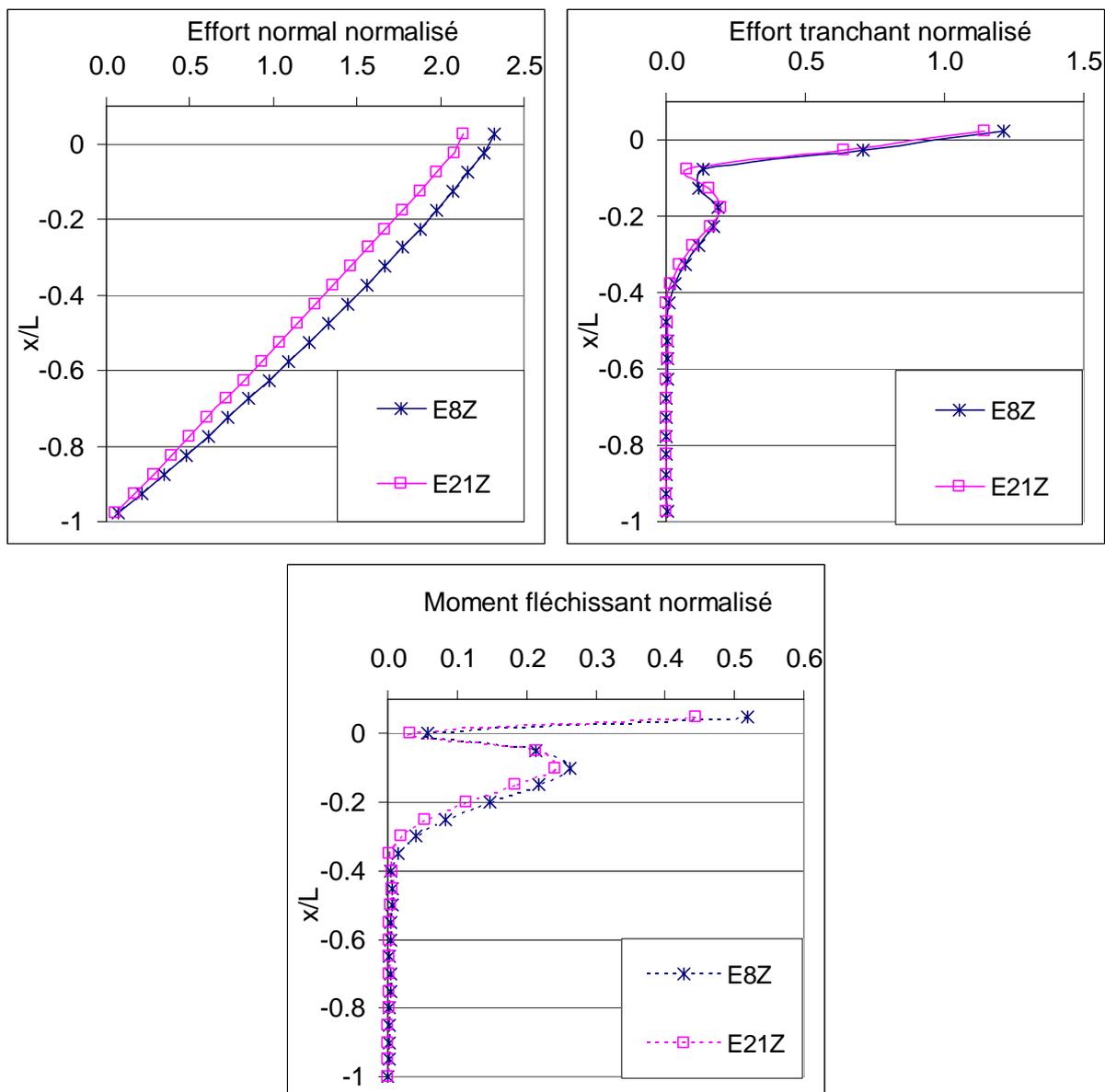


Figure 2.13. Influence de la variation de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure (Enregistrement de la Turquie).

Le tableau 2.12 donne les résultats obtenus avec les modèles 1 et 7. On constate que les réponses sont similaires à celles obtenues pour le chargement harmonique : la variation de la rigidité de sol induit une augmentation de l'amplification au niveau de la masse, du chevêtre et des efforts internes.

Cependant, les efforts normalisés sont peu affectés par la variation du module. Ce constat est en accord avec les résultats obtenus pour un chargement harmonique.

Tableau 2.12. Influence de la variation de la rigidité du sol sur la réponse des micropieux (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
1 E <sub>s</sub> =8 MPa	18,84	11,67	40,8	657	865	834	199	106	2,32	1,21	0,49
7 E <sub>s</sub> =8.f(z)	21,75	12,34	55,9	760	999	967	231	130	2,32	1,22	0,52

## 2.5. Effet du groupe

Les micropieux sont rarement mis en place par éléments isolés, mais ils sont généralement disposés en groupe ou en réseau avec un grand nombre. On présente dans cette section une étude de l'effet de groupe sur leur comportement sous chargement sismique. L'étude est réalisée en faisant varier le nombre de micropieux et leur espacement. Deux types de chargement sont considérés : chargement harmonique et chargement sismique. La figure 2.14 illustre les groupes étudiés.

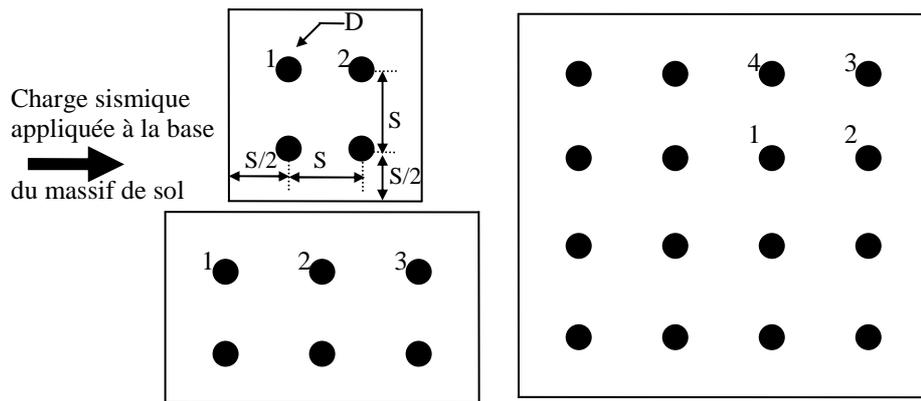


Figure 2.14. Groupes de micropieux étudiés.

### 2.5.1. Chargement harmonique

#### 2.5.1.1. Influence de l'espacement

Le modèle N°8 est utilisé dans cette section. Le sol est caractérisé par un module de Young croissant avec la profondeur avec une rigidité de référence de 21 MPa, la masse et la fréquence de la superstructure sont égales à 40 tonnes et 2,12 Hz, respectivement. Plusieurs espacements ont été examinés ( $S=3D$ ,  $6D$  et  $8D$ ;  $D = 20$  cm est le diamètre taillant du micropieu). La charge est appliquée à la fréquence fondamentale du sol ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz) avec une amplitude de  $v_g=10$  m/s ( $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>). Le tableau 2.13 et la figure 2.15 donnent les résultats obtenus. On constate que l'espacement a une forte influence sur la réponse du système. On note une augmentation considérable de l'accélération de la masse avec l'augmentation de l'espacement. Ces résultats sont en accord avec les essais en centrifugeuse de Juran et al. (99/01). On note également que la diminution de l'espacement réduit les efforts normalisés dans les micropieux. Ces résultats indiquent un effet de groupe positif.

Tableau 2.13. Influence de l'espacement sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

S	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	T <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	M <sup>*</sup> <sub>tête</sub>
3D	9,3	3,81	2,9	220	320	464	52	6	1,74	0,94	0,07
6D	21,7	5,10	13,2	764	1051	964	208	108	2,20	1,09	0,41
8D	37,0	13,31	28,6	1242	1689	1278	387	225	2,42	1,24	0,53

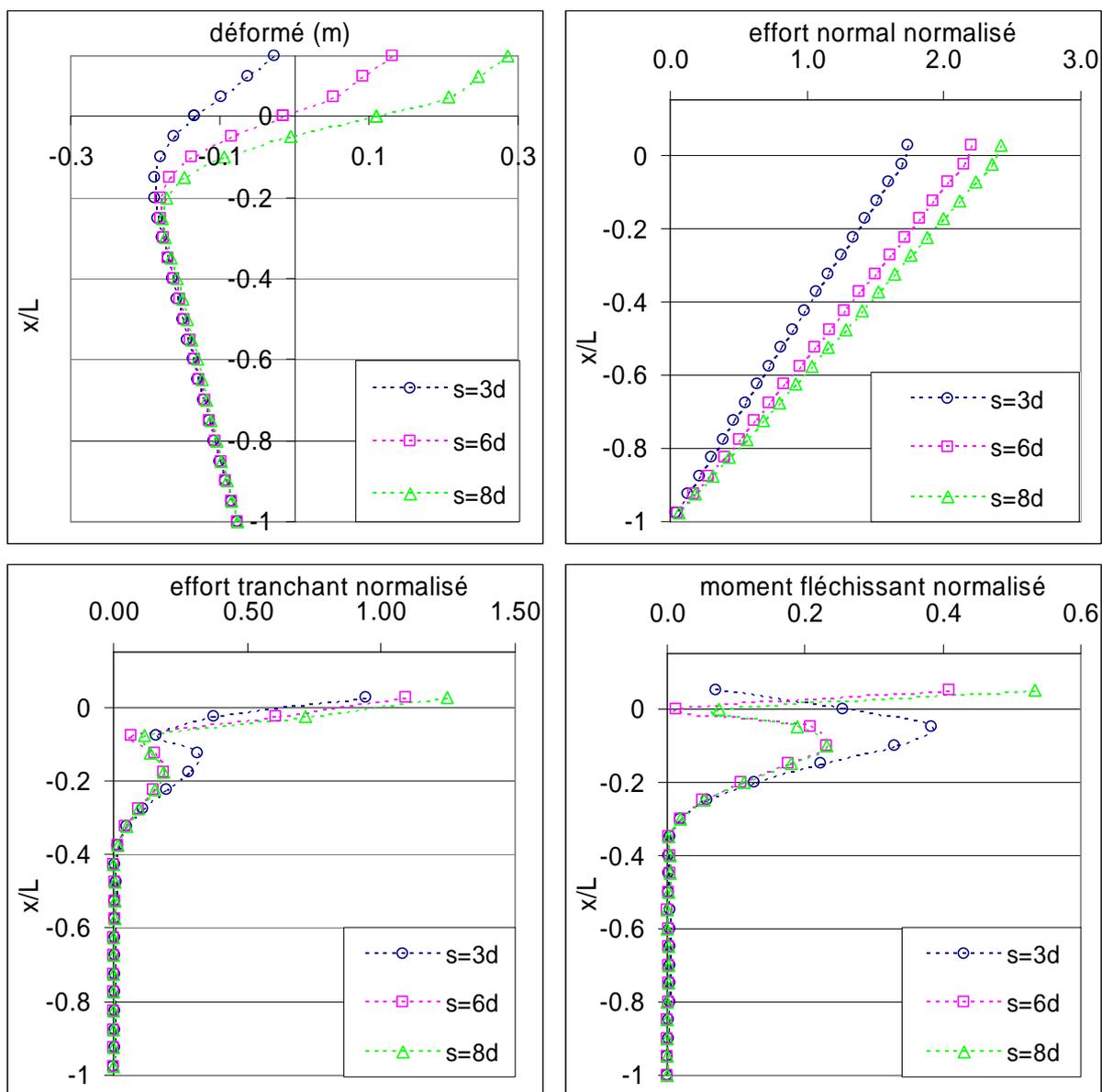


Figure 2.15. Influence de l'espacement sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch} = f_1, a_g = 0,69$  m/s<sup>2</sup>).

### 2.5.1.2. Influence du nombre de micropieux

Des calculs ont été effectués avec trois groupes de micropieux composés de 4, 6 et 16 éléments (Figure 2.14). La masse par micropieu a été gardé constante, la rigidité de la superstructure a été modifiée afin de garder la même fréquence de la superstructure ( $f_{st}= 2.12$  Hz). Les groupes sont implantés dans le site N°8 (le sol est caractérisé par un module de Young croissant avec la profondeur avec une rigidité de référence de 21 MPa).

Le tableau 2.14 et 2.15 donnent les résultats obtenus. On note une importante différence entre les réponses de ces différents groups.

Tableau 2.14. Influence du nombre de micropieux sur leur réponse  
( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie	
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)
2x2	21,7	5,10	13,2	764	1051
3x2	58,46	22,17	48,9	2769	3752
4x4	56,65	27,22	54,0	7693	10380

Tableau 2.15. Influence de nombre de micropieux sur les efforts dynamiques dans le micropieu de coin ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

groupe	efforts dynamiques			efforts normalisés		
	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
2x2	964	208	108	2,20	1,09	0,41
2x3	1839	546	336	2,35	1,18	0,54
4x4	1639	609	390	2,53	1,27	0,60

La figure 2.16 montre les efforts induits dans les micropieux. On note que les efforts induits dans les micropieux augmentent en partant du micropieu central vers le micropieu situé au coin. Ceci a été déjà constaté par plusieurs auteurs, comme les résultats EF obtenus par Chung (2000) sur les pieux, par Sadek (2003) sur les micropieux et les observations en site de Vanderpool (2002) sur les micropieux . De plus, On constate que pour le groupe 2x2, les enveloppes des efforts pour les deux micropieux sont identiques. Par contre, les deux autres groupes présentent une distribution irrégulière des efforts entre les micropieux. En effet, le moment fléchissant induit dans le micropieu de coin est plus important que le moment induit dans les micropieux intérieurs. Cette même tendance a été constatée pour l'effort tranchant. L'écart entre les efforts dans les éléments au coin et au centre augmente avec l'augmentation du nombre de micropieux. Notons, cependant, que cet écart reste modéré ; la différence du moment fléchissant entre les éléments du groupe 4x4 ne dépasse pas le 13%.

D'après le tableau 2.15 on observe une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant avec l'augmentation du nombre de micropieux. Ce constat est en accord avec les

résultats de Sadek (2003). La figure 2.17 illustre la variation des efforts normalisés. On remarque que l'augmentation du nombre de micropieux conduit à une augmentation des efforts normalisés. L'augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant peut être attribuée à la concentration de la charge sur le micropieu du coin, qui s'accroît avec l'augmentation du nombre de micropieux. L'augmentation de l'effort normal montre un bon accord avec les résultats obtenus pour l'espacement ; l'effort normal mobilisable dans le micropieu est d'autant plus important que sa position est excentrée du centre de groupe.

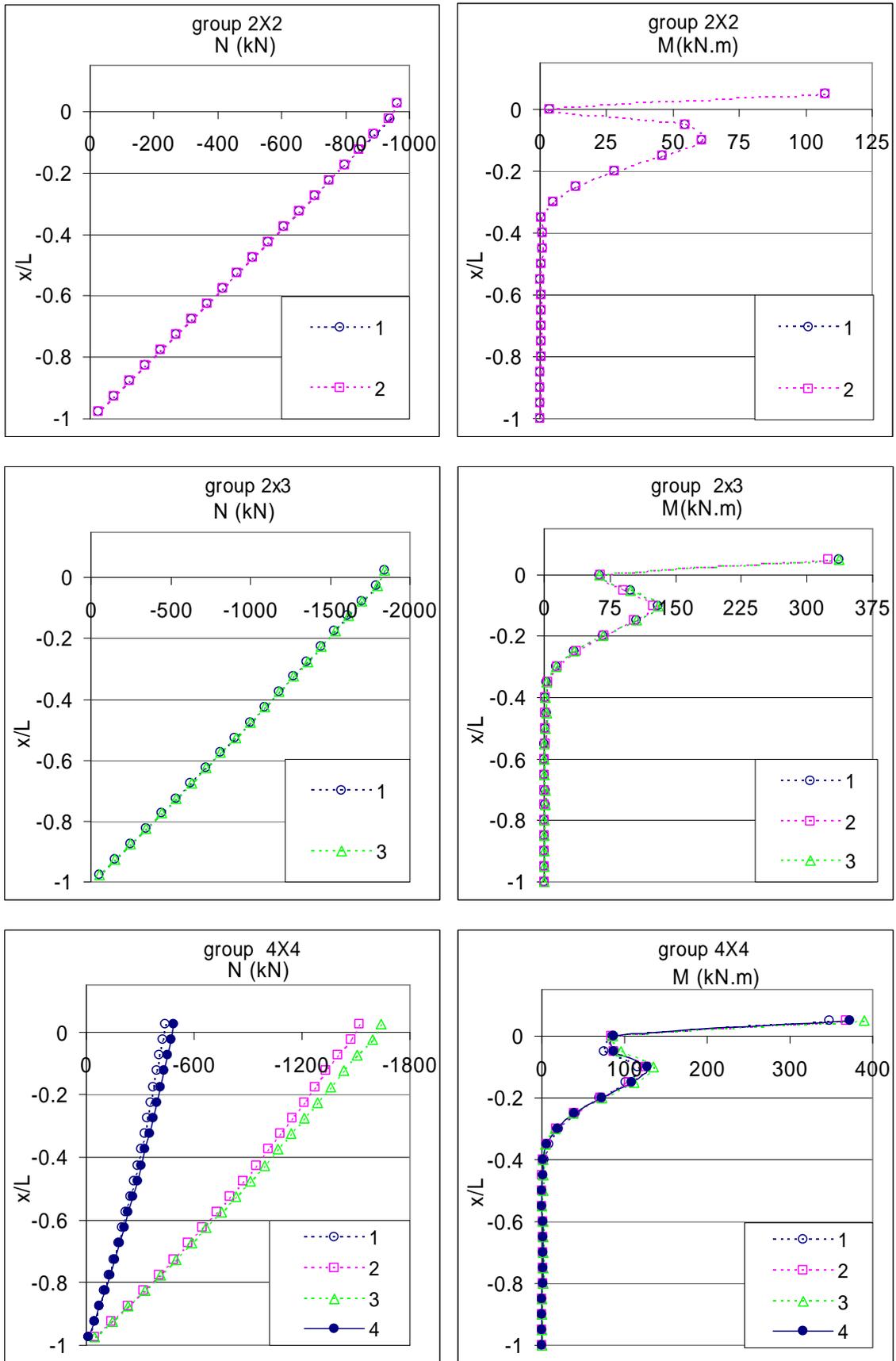


Figure 2.16. Distribution de la charge entre les micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

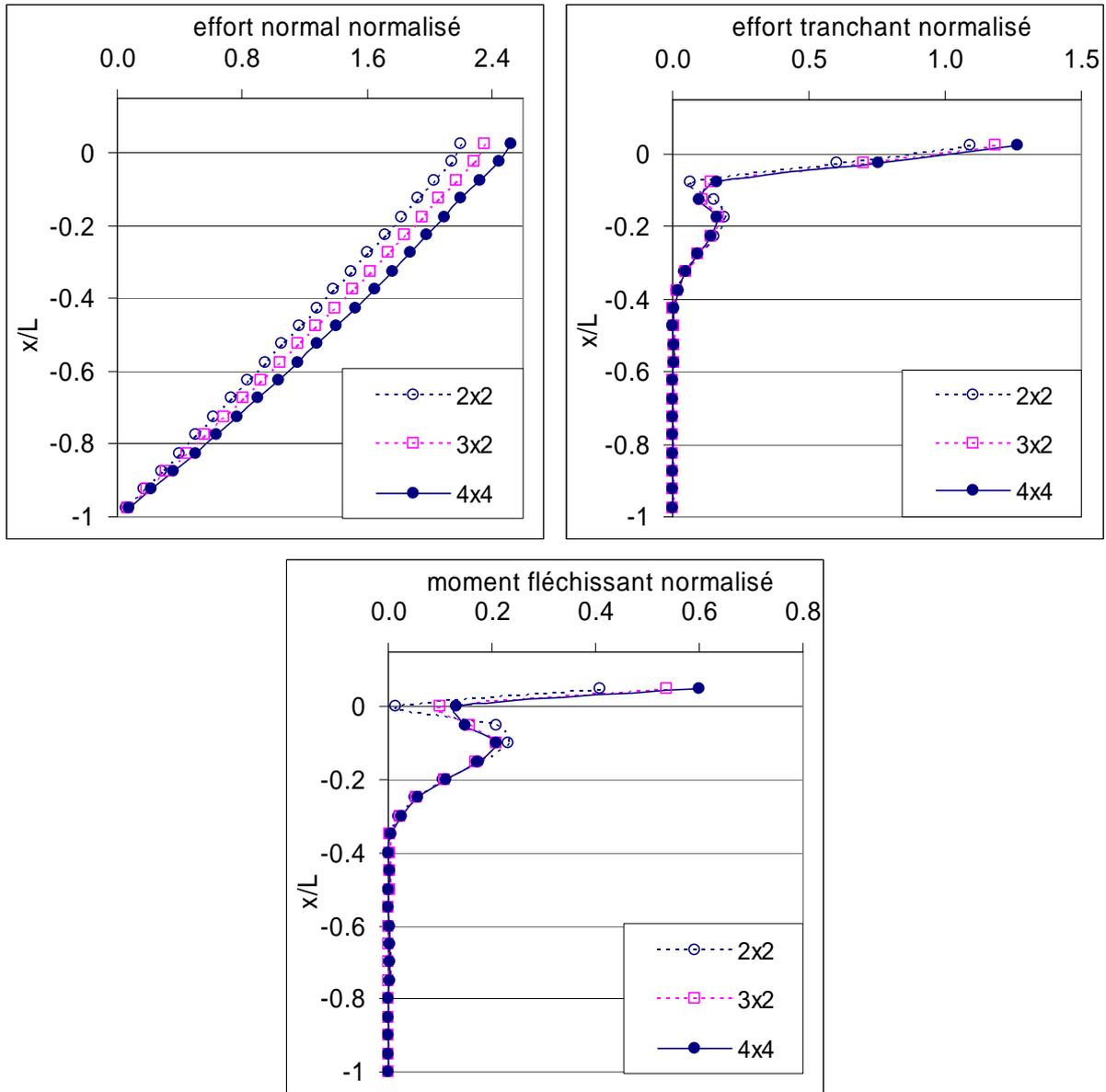


Figure 2.17. Influence de nombre de micropieux sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz).

### 2.5.2. Chargement sismique (Enregistrement de Taiwan)

L'enregistrement du Taiwan est utilisé comme chargement à la base des modèles présentés précédemment avec une amplitude de 40 cm/s. Les résultats obtenus pour le groupe de 2x2 micropieux avec 3 espacements (3D, 6D, 8D) sont donnés dans le tableau 2.16. On note que l'espacement affecte d'une manière importante l'amplification du mouvement et les efforts internes induits dans les micropieux. L'augmentation de l'espacement conduit à une augmentation des forces inertielles et des efforts induits dans les micropieux. Elle conduit aussi à une augmentation de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés. Les figures 2.18a et 2.18b donnent les spectres obtenus au niveau de la superstructure et du chevêtre. On note que l'augmentation de l'espacement conduit à une translation des fréquences dominantes du mouvement de la superstructure vers les hautes fréquences.

Tableau 2.16. Influence de l'espacement sur la réponse du système sol-micropieux-structure (chargement enregistrement de Taiwan,  $v_g=40$  cm/s).

S	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
3D	6,70	15,37	4,2	106	189	233	30	15	1,48	1,13	0,32
6D	12,69	20,65	12,1	397	666	462	128	72	1,67	1,29	0,43
8D	14,68	14,68	15,3	564	805	529	164	98	2,10	1,16	0,49

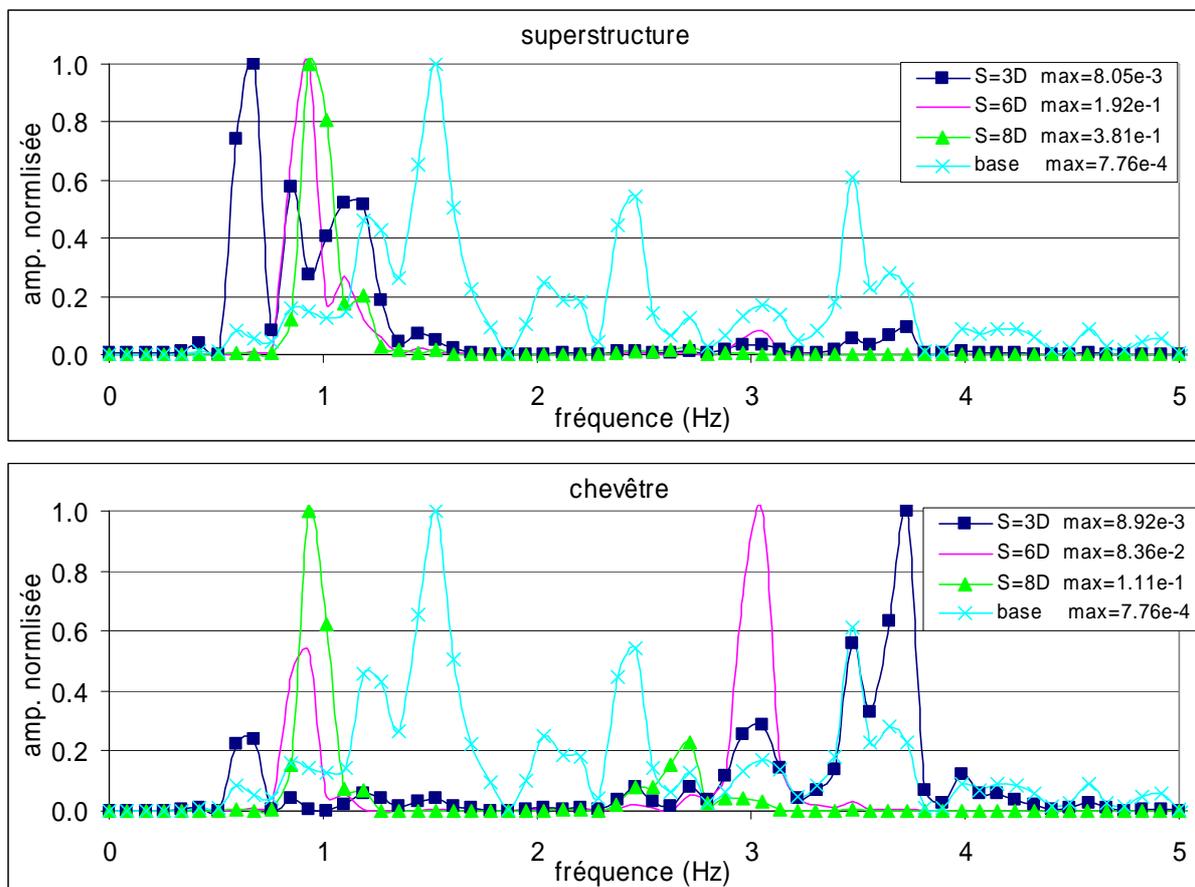


Figure 2.18. Influence de l'espacement des micropieux / Spectres des réponses.

## 2.6. Influence du contenu fréquentiel du chargement sismique

Un tremblement de terre contient des centaines voire des milliers de fréquences qui peuvent agir sur le système sol-fondation-structure. L'interaction entre ces fréquences et les fréquences propres de ce système ont un rôle décisif sur sa réponse sismique. On présente dans cette section une analyse de l'influence du contenu fréquentiel du chargement sismique sur le comportement du système sol-micropieux-structure. L'étude est réalisée avec les propriétés du sol de l'exemple de référence (un module de Young constant  $E_S = 8 \text{ MPa}$ ). La masse de la superstructure est égale à  $m_{st} = 80 \text{ tonnes}$ , ce qui donne une fréquence de  $1,50 \text{ Hz}$  pour la superstructure. Les calculs ont été effectués pour les enregistrements donnés dans la figure 2.4 avec une amplitude de  $40 \text{ cm/s}$ .

La figure 2.19 donne les réponses en champ libre pour ces enregistrements. On note que l'amplification varie fortement avec le chargement appliqué (son contenu en fréquences). Ceci a été également constaté par Ghosh et Madabhushi (2003). On obtient des amplifications en surface de l'ordre de 3,14, 1,53, 1,24, 2,22 pour les enregistrements de la Turquie, de l'El-Centro, de Kobe et de Taiwan, respectivement. Les spectres de réponses pour la vitesse en surface (Figure 2.19b) montrent une variation des fréquences dominantes avec le chargement appliqué avec cependant une concentration sur les fréquences propres du sol. Pour l'enregistrement de la Turquie, les fréquences dominantes sont proches de la fréquence fondamentale du sol ( $f_1=0,67\text{Hz}$ ). Pour les trois autres enregistrements, les fréquences dominantes sont plutôt plus proches de la deuxième fréquence du sol ( $f_2=2,01\text{Hz}$ ).

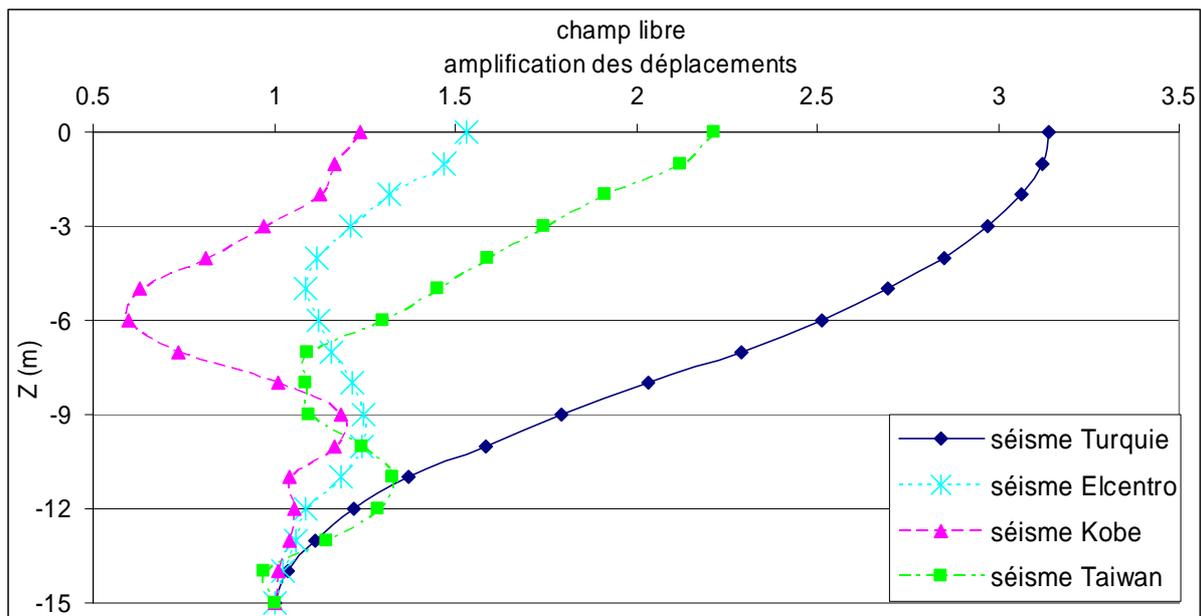


Figure 2.19a. Influence du chargement sur la réponse en champ libre.

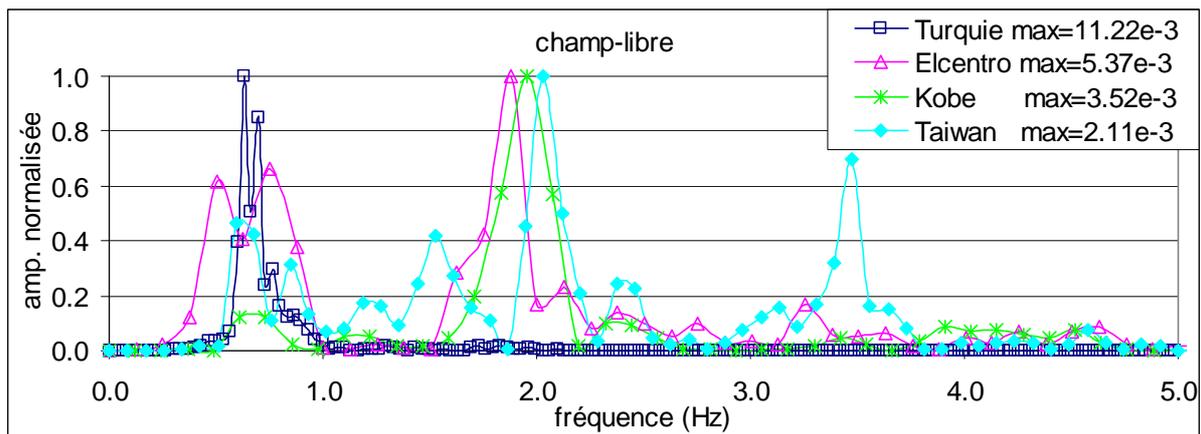


Figure 2.19b. Influence du chargement sur la réponse en champ libre (Spectres du mouvement en surface).

Examinons maintenant la réponse du système sol-micropieux-structure pour ces différents enregistrements. On constate, comme dans le cas du champ libre, que la réponse du système dépend fortement du chargement appliqué (tableau 2.17 et figure 2.20). Ces résultats sont en accord avec les résultats EF obtenus par Chung (2000) pour des pieux à la base d'un modèle chargé par un chargement harmonique à différentes fréquences. Il est clair que la réponse sous le chargement de l'enregistrement de la Turquie est plus élevée que celles des autres enregistrements. Ceci est en accord avec la réponse du champ libre. L'enregistrement de Kobe donne la réponse la plus faible. Les deux autres enregistrements (El-Centro et Taiwan) donnent des réponses relativement proches. On note que les amplifications en surface du sol sont quasi les doubles de celles obtenues en champ libre ; ceci indique la présence d'un effet inertiel significatif. Les spectres de réponses (Figures 2.21a, 2.21b) montrent que malgré le grand nombre de fréquences agissant sur le système sol-micropieux-structure, les fréquences propres de sol dominant sa réponse.

Tableau 2.17. Réponses d'un groupe 2x2 micropieux aux différents enregistrements.

Enregistrement	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
Turquie	15,34	8,85	44,9	1028	1389	1254	285	148	2,17	1,11	0,43
El-Centro	4,52	6,92	14,2	321	448	393	89	47	2,11	1,11	0,42
Kobe	2,23	3,63	5,7	145	210	152	39	21	1,74	1,07	0,39
Taiwan	4,89	5,33	14,7	341	462	419	95	49	2,18	1,11	0,42

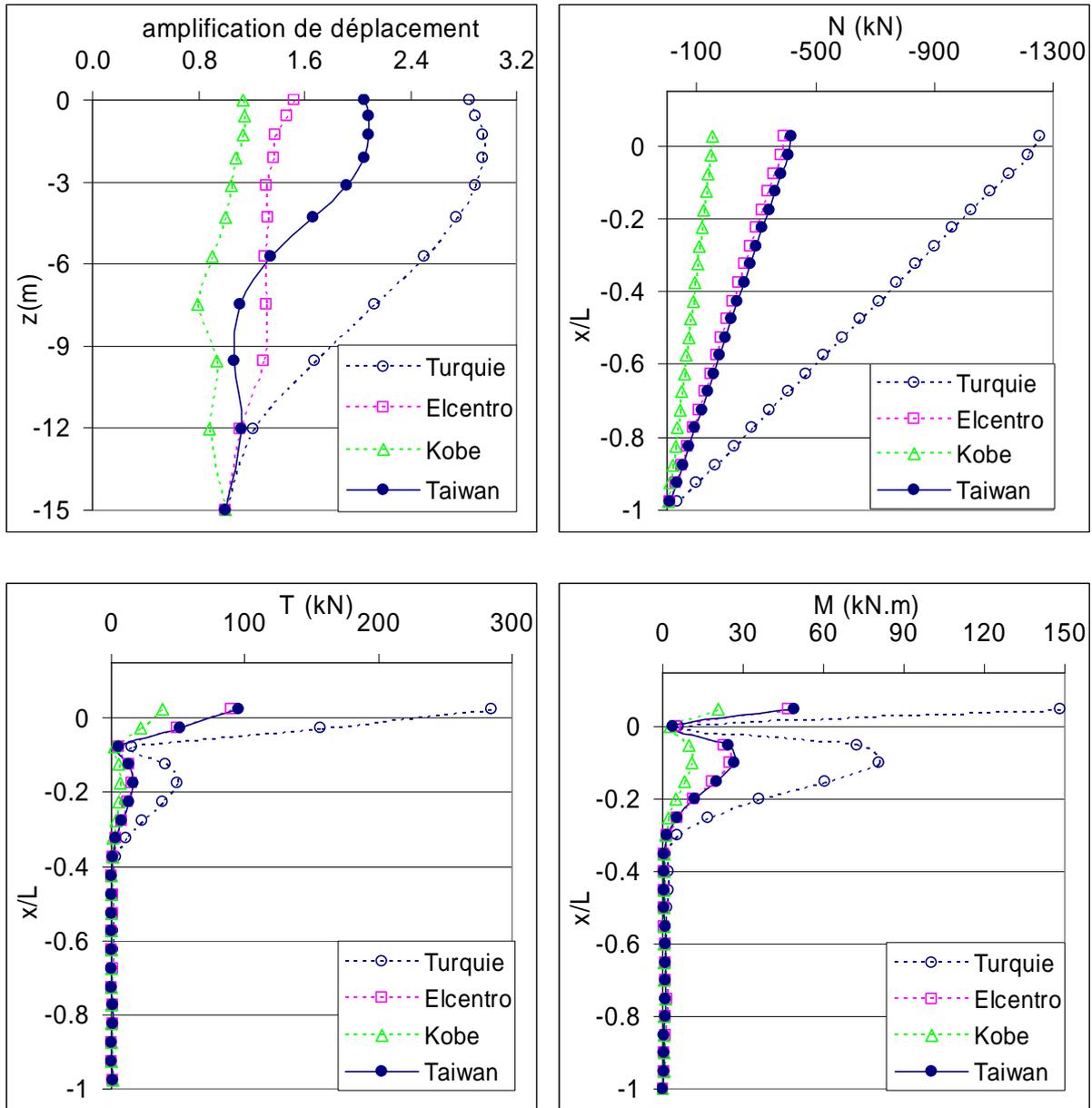
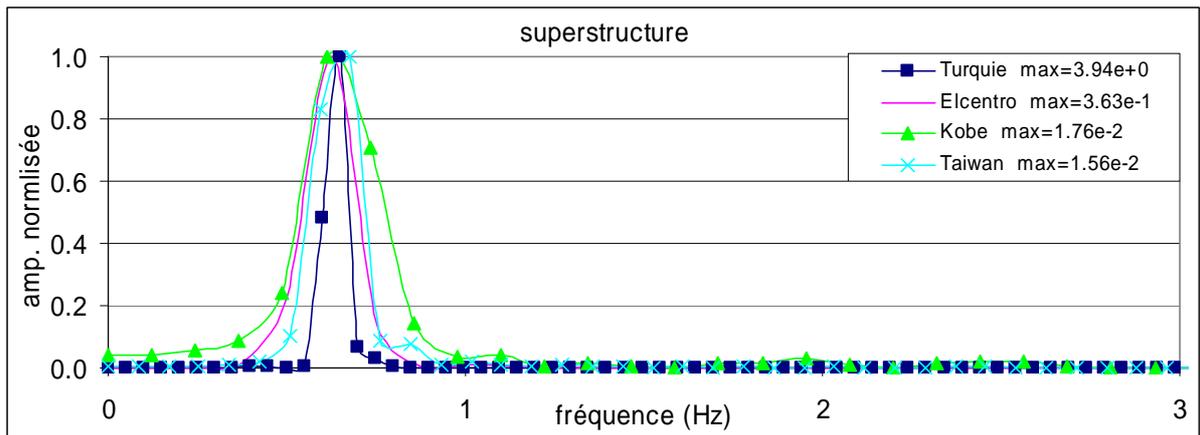
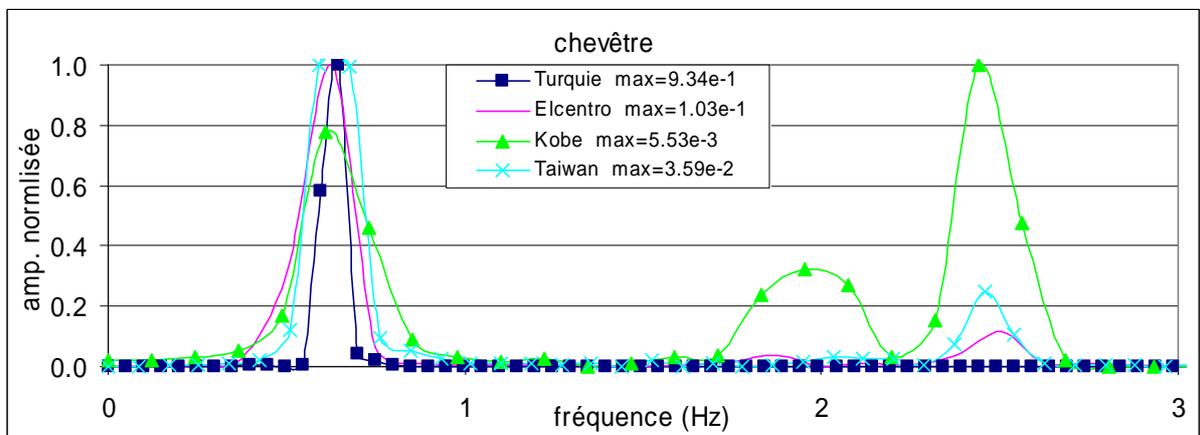


Figure 2.20. Influence du chargement sismique sur la réponse du groupe de 2x2 micropieux.



Figures 2.21a. Influence du contenu fréquentiel : Spectre de réponse de la superstructure.



Figures 2.21b. Influence du contenu fréquentiel : Spectre des réponses du chevêtre.

## 2.7. Influence de l'inclinaison de micropieux

L'inclinaison des micropieux, notamment pour des projets de réhabilitation ou de renforcement des fondations existantes peut présenter plusieurs avantages. L'analyse bibliographique présentée précédemment montre, toutefois, que le comportement des micropieux inclinés nécessitent une étude approfondie pour bien comprendre l'influence de cette inclinaison sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure et pour bien juger, par conséquent, l'utilité de cette configuration en zone sismique.

### 2.7.1. Chargement harmonique

Des calculs ont été effectués sur les données de l'exemple de référence pour différentes inclinaisons des micropieux (Figure 2.22). Les quatre micropieux sont inclinés vers l'extérieur d'un angle  $\alpha = 10, 20$  et  $30^\circ$ . Le tableau 2.18a donne les efforts statiques en tête des micropieux dus au poids propre de la structure. On constate une augmentation de l'effort normale statique avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison  $\alpha$  et l'apparition d'un effort tranchant et d'un moment fléchissant. Les réponses dynamiques pour les différents angles d'inclinaison sont données dans le tableau 2.18b et la figure 2.23. On constate que l'inclinaison induit une diminution des accélérations de la masse et du chevêtre. Ceci se traduit par une diminution de l'effort normal et de l'effort tranchant dans les micropieux avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison. Concernant le moment fléchissant, il diminue avec l'augmentation de l'inclinaison jusqu'à certain angle, puis il augmente légèrement.

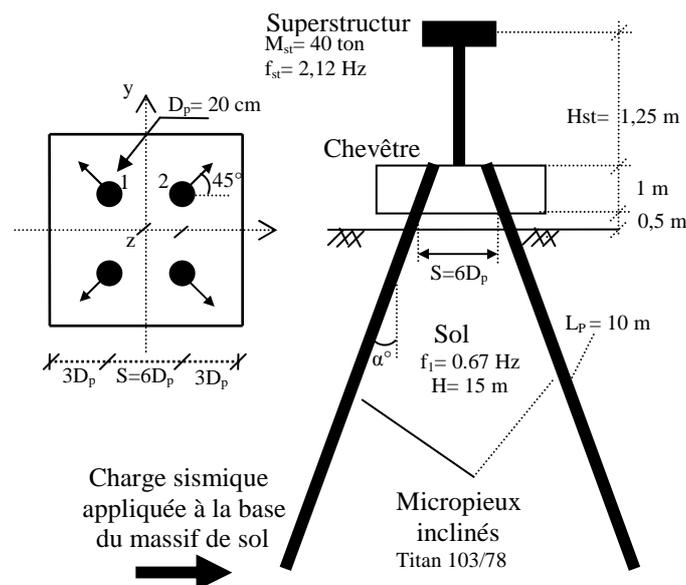


Figure 2.22. Configuration du groupe des micropieux inclinés.

Tableau 2.18a. Influence de l'inclinaison des micropieux sur les efforts statiques.

$\alpha(^{\circ})$	Efforts statiques		
	$N_{t\acute{e}te}$ (kN)	$T_{t\acute{e}te}$ (kN)	$M_{t\acute{e}te}$ (kN.m)
0	135,5	0,0	0,0
10	137,5	0,6	0,6
20	143,6	2,0	1,5
30	154,6	3,7	2,8

Tableau 2.18b. Influence de l'inclinaison des micropieux sur les efforts dynamiques.

$\alpha(^{\circ})$	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chev\hat{e}tre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chev\hat{e}tre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				$T_{st}$ (kN)	$M_{st}$ (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0	17,61	10,28	56,67	540	700	703	171	92	4,12	1,27	0,52
10	9,62	7,00	38,29	335	431	412	58	35	7,08	0,69	0,32
<b>20</b>	<b>7,93</b>	<b>5,85</b>	<b>32,29</b>	<b>273</b>	<b>353</b>	<b>313</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>21,58</b>	<b>0,21</b>	<b>0,11</b>
30	7,72	5,56	30,29	258	332	278	14	12	19,74	0,22	0,14

De plus, la forte variation de l'amplification de la superstructure en fonction de l'angle de l'inclinaison indique que l'inclinaison modifie les fréquences propres du système. En effet, les résultats (voir Annexe B) montrent un décalage des fréquences propres du système vers des hautes fréquences, indiquant une augmentation de la rigidité latérale de la fondation causée par l'inclinaison des micropieux. Ces résultats confirment les résultats obtenus en centrifugeuse par Juran et al. 2001.

En ce qui concerne les efforts normalisés, on note que l'inclinaison des micropieux conduit à une augmentation de l'effort normal et à une réduction de l'effort tranchant et du moment fléchissant, en particulier pour une inclinaison de 20°. Ce résultat indique que l'inclinaison conduit à une meilleure mobilisation de la composante axiale des micropieux, ce qui permet de soulager l'effort tranchant et le moment fléchissant. Ces résultats confirment également les résultats EF obtenus par Sadek et Shahrour (2004).

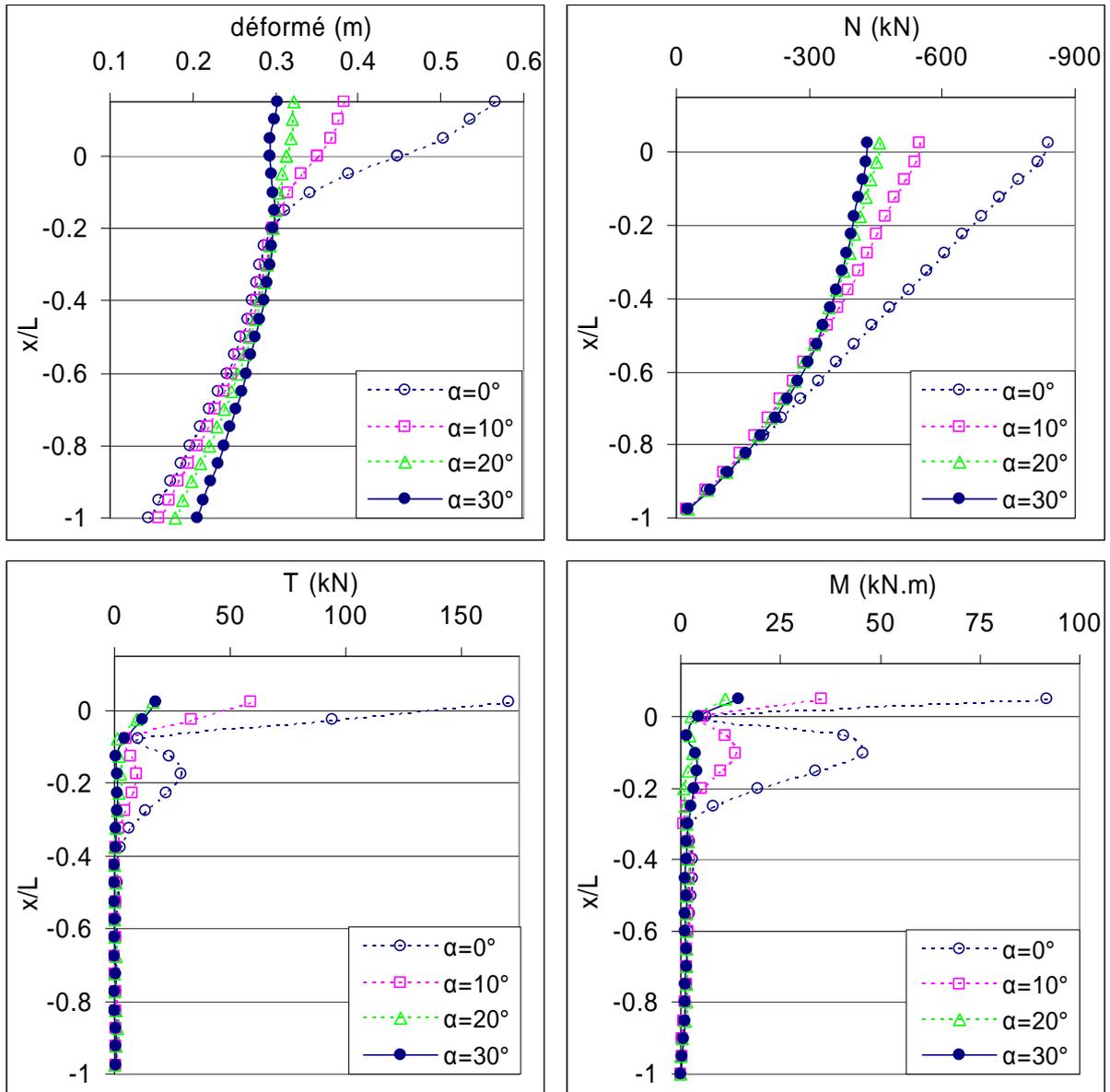


Figure 2.23. Influence de l'inclinaison des micropieux sur les efforts dynamiques (2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,42 \text{ m/s}^2$ ).

## 2.7.2. Chargement sismique

L'analyse est effectuée sur l'exemple de référence avec une masse de la superstructure de 80 tonnes ( $f_{st}=1,50$  Hz). Des calculs ont été effectués avec les 4 enregistrements (Turquie, El-Centro, Kobe et Taiwan) pour une inclinaison comprise entre 0 et 30°. Les résultats obtenus pour l'enregistrement de la Turquie sont présentés dans cette section. Les résultats obtenus pour les autres enregistrements et les résultats obtenus pour une fréquence de la superstructure de 2,12 Hz ( $m_{st}=80$  tonnes), sont donnés en Annexe B. Ils présentent généralement les mêmes tendances que celles présentées dans cette section.

Tableau 2.19a Influence de l'inclinaison sur les efforts statiques en tête des micropieux (2x2 micropieux,  $m_{st} = 80$  tonnes).

$\alpha(^{\circ})$	efforts statiques		
	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)
0	233,6	0,0	0,0
10	237,1	1,1	1,0
15	241,3	2,2	1,7
20	247,5	3,5	2,6
25	255,7	4,9	3,6
30	266,3	6,5	4,8

Tableau 2.19b. Influence de l'inclinaison sur la réponse dynamique (2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie).

$\alpha(^{\circ})$	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				$T_{st}$ (kN)	$M_{st}$ (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0	15,34	8,85	44,9	1028	1389	1254	285	148	4,40	1,11	0,43
10	15,95	8,17	35,8	1123	1516	1279	150	72	8,53	0,53	0,19
15	14,57	6,98	29,1	1062	1441	1124	76	26	14,85	0,29	0,07
<b>20</b>	<b>13,89</b>	<b>5,59</b>	<b>24,1</b>	<b>987</b>	<b>1346</b>	<b>996</b>	<b>19</b>	<b>21</b>	<b>51,33</b>	<b>0,08</b>	<b>0,06</b>
25	13,95	4,84	21,7	936	1276	903	42	54	21,61	0,18	0,17
30	13,35	3,99	20,5	919	1258	846	80	85	10,51	0,35	0,27

Le tableau 2.19a donne les forces statiques en tête des micropieux. Ces efforts sont plus grands que ceux du modèle précédent en raison de l'augmentation de la masse de la superstructure.

Les résultats des calculs sismiques sont donnés dans le tableau 2.19b et la figure 2.24. On constate que le déplacement du chevêtre et son accélération diminuent avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison. L'influence de l'inclinaison sur l'accélération de la masse présente des irrégularités. Elle fait augmenter les forces inertielles pour certaines inclinaisons et les réduire pour d'autres. Ceci résulte de l'influence de l'inclinaison sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure et de son interaction avec les fréquences du chargement.

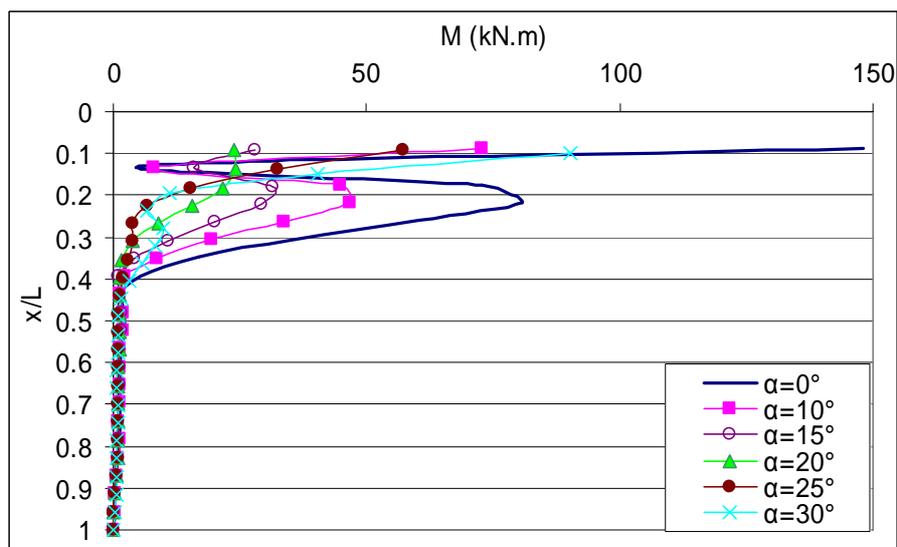
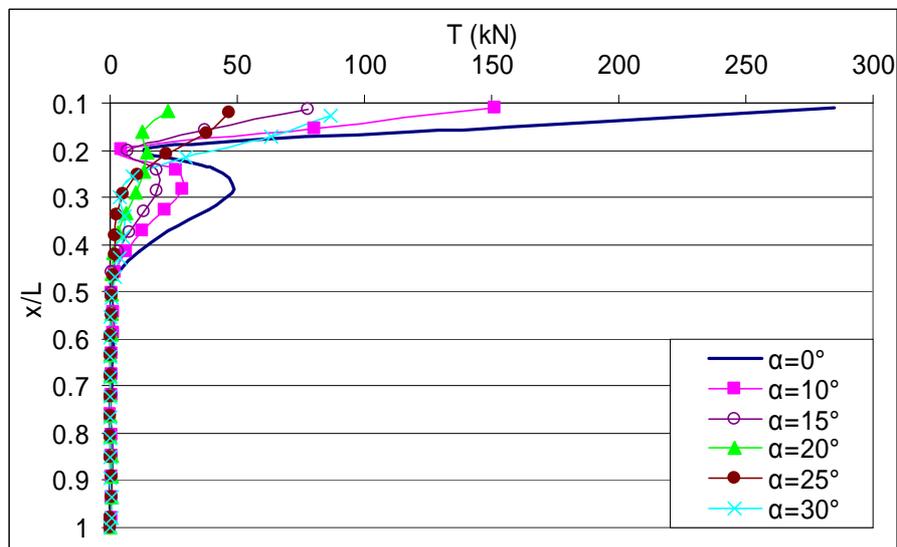
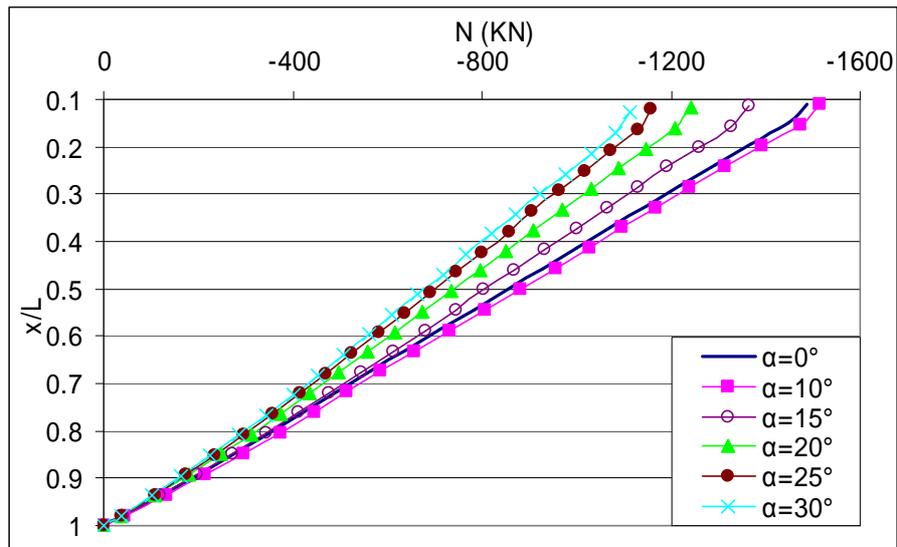


Figure 2.24. Influence de l'inclinaison sur la réponse dynamique (2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie, les efforts sont la somme des efforts statiques et dynamiques).

On note une réduction de l'effort tranchant et du moment fléchissant induit dans les micropieux inclinés en comparaison avec les micropieux verticaux. L'effort normal augmente pour une inclinaison de 10° puis, il diminue. En examinant les efforts normalisés, on observe une augmentation importante de l'effort normal avec l'inclinaison. Sa valeur maximale est obtenue pour une inclinaison de 20°. Pour cette inclinaison, l'effort tranchant et le moment fléchissant normalisés présentent des minima. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus dans la section précédente. Il existe un angle optimal d'inclinaison pour lequel on mobilise le maximum d'effort normal dans les micropieux tout en diminuant l'effort tranchant et le moment fléchissant.

La figure 2.25 illustre l'influence de l'inclinaison sur le spectre du mouvement de la masse de la superstructure. On constate que d'une manière générale l'inclinaison conduit à une augmentation des fréquences dominantes jusqu'à un angle critique, et puis à une diminution des ces fréquences. Ce résultat est en parfait accord avec l'analyse présentée précédemment.

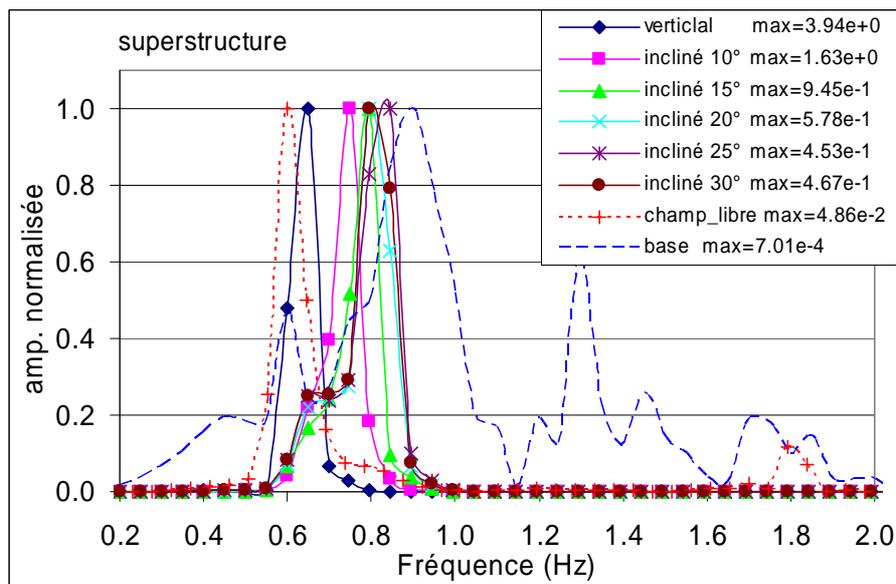


Figure 2.25. Influence de l'inclinaison / Spectres du mouvement de la superstructure (2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie).

## 2.8. Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté une analyse du comportement élastique du système sol-micropieux-structure sous chargement sismique. D'après les analyses présentées nous pouvons conclure que :

Les micropieux suivent fidèlement le mouvement de sol sauf au voisinage de la surface de sol là où les forces inertielles augmentent fortement la déformée. Une grande atténuation des efforts induits dans les micropieux avec la profondeur est constatée. Cela montre la grande flexibilité des micropieux et l'importance de l'effet inertiel de la superstructure.

Une grande dépendance de la réponse de système sol-micropieux-structure de la rigidité de sol, même si la réponse en champ libre, en terme d'amplification, est indépendante de celle-ci. On note que les efforts repris par les micropieux comme pourcentage des forces inertielles de la superstructure sont d'autant plus grands que le sol est mou. Ceci doit être pris en compte dans l'analyse pseudo-statique de la réponse des pieux sous chargement latéral.

La variation de la rigidité avec la profondeur influe la réponse de système sol-micropieux-structure. Elle peut conduire à une augmentation ou à une réduction de l'amplification en fonction de l'influence de cette variation sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (rapprochement ou éloignement des fréquences dominantes du chargement). Néanmoins, son influence sur les efforts normalisés est faible.

La variation du nombre de micropieux et/ou leur espacement affecte la rigidité de la fondation ce qui influe d'une manière significative l'amplification de la superstructure et les efforts induits dans les micropieux. On note une augmentation de l'amplification de superstructure avec l'augmentation de l'espacement. Les résultats montrent un effet de groupe positif qui consiste dans la réduction des efforts normalisés dans les micropieux avec la diminution de leur espacement. L'augmentation du nombre de micropieux conduit à une augmentation des efforts. Le micropieu de coin est le plus sollicité et la concentration de la charge sur celui-ci augmente avec l'augmentation du nombre de micropieux dans groupe. Cet effet reste, néanmoins, modéré pour une hypothèse du comportement élastique de sol.

Les spectres de réponses sous différents chargements sismiques, montrent que malgré le grand nombre des fréquences agissant sur le système sol-micropieux-structure, les fréquences propres du sol dominant sa réponse. Cela met en évidence l'importance de l'interaction sol-fondation-structure sous chargement sismique, en particulier, lorsque la structure repose sur un dépôt du sol ; ceci joue le rôle d'un filtre pour les fréquences contenues dans le tremblement de terre et le rôle d'un amplificateur ou un amortisseur pour son énergie.

La faible rigidité des micropieux au chargement latéral cause des grands efforts de flexion. Ceci un des facteurs qui militent en faveur du choix de micropieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement de sols. Les résultats montrent que l'inclinaison de micropieux fait augmenter la rigidité latérale de la fondation. Cette inclinaison peut être bénéfique sur leur comportement dynamique mais elle peut être, cependant, déterminant sur le comportement de la superstructure, tout dépend de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-micropieux-structure. En effet, l'inclinaison des micropieux conduit à une meilleure mobilisation de la composante axiale des micropieux, ce qui permet de soulager l'effort tranchant et le moment fléchissant. Un angle de l'ordre de  $20^\circ$  semble d'être optimal. La charge transmise de la fondation à la superstructure et réciproquement peut être, cependant, amplifiée d'une manière importante à cause de l'inclinaison des micropieux. L'utilisation des micropieux inclinés nécessite, par conséquent, des précautions particulières dans le dimensionnement de l'ensemble structure-fondation et non seulement de la fondation elle-même.

**CHAPITRE III :**  
**Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure**  
**sous chargement sismique : système non-linéaire**

## CHAPITRE III : Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Structure sous chargement sismique : système non-linéaire

### 3.1. Introduction

Ces dernières années, plusieurs tremblements de terre (Bhuj 2001, Gujarat 2001, Kocaeli 1999, Chi-Chi 1999, Northridge 1994, Kobé 1995, Loma Pritea 1989 etc.) ont causé des grandes destructions des infrastructures. Les observations post-sismiques révèlent que les non-linéarités des matériaux devraient être prises en compte dans le dimensionnement des ouvrages en zone sismique.

L'utilisation des micropieux en zone sismique présente un grand intérêt grâce à leur flexibilité et ductilité. Ces pieux de petit diamètre fonctionnent principalement par frottement le long du fût. Ceci montre le grand intérêt qu'on doit accorder à l'interface sol-micropieux.

Le comportement sismique d'un micropieu isolé ou en groupe ou en réseau n'est pas totalement compris dû au nombre minime des essais expérimentaux en vraie grandeur ou sur des modèles réduits et la faible quantité de la modélisation numérique consacrée sur cet aspect. De plus, due à la complexité de l'analyse non-linéaire de l'interaction sol-pieux-structure, la plupart des recherches dans ce domaine a été réalisée 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. L'avancée dans le domaine informatique permet et permettra de plus en plus de modéliser et d'analyser le comportement d'un système de telle complexité.

Ce chapitre présente une étude de l'influence des non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieux sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure. L'étude est menée sur différents aspects du problème, à savoir l'influence de la rigidité du sol et sa variation avec la profondeur, l'effet de groupe (nombre de micropieux et leur espacement), la distribution de la charge latérale entre les micropieux du groupe, le contenu fréquentiel du chargement sismique et l'influence de l'inclinaison micropieux et leur articulation avec le chevêtre.

### 3.2. Modélisation de la réponse non-linéaire de sol sous chargement sismique

Ces dernières années, on accorde de plus en plus d'attention au comportement non-linéaire du sol. En effet, les analyses des enregistrements de plusieurs séismes montrent un comportement non-linéaire des sols même pour des accélérations relativement modérées.

Durant le séisme de Loma Pritea en 1989 en California, la non-linéarité du sol a été détectée à partir de valeurs d'accélération comprises entre 0,1g et 0,3g (Chin et Aki,1991). C'est d'ailleurs la gamme d'accélération utilisée pour dimensionner les ouvrages en zone sismique. L'analyse réalisée par (Chang et al, 1989; Wen et al, 1994; Beresnev et al, 1995) sur des enregistrements des événements sismiques à Taiwan montre une forte non-linéarité de sol (amortissement et dégradation de la vitesse de propagation des ondes) pour des accélérations supérieures à 0,15g. Au Japon, le comportement non-linéaire de sol a été identifié par Satoh et al. (1995). Le mouvement enregistré en différentes profondeurs de sol durant le séisme de Hyogoken de 1995 a montré une forte non-linéarité de sols. Field et al. (1997) rapportent que l'amortissement (au lieu de l'amplification) du sol durant le séisme de Northridge de 1994 a été supérieure à deux, ce qui indique une forte non-linéarité de sa réponse sismique.

La modélisation du comportement non-linéaire du sol sous chargement sismique remonte à plus d'une cinquantaine d'années. Les deux méthodes les plus utilisées sont la méthode de linéarisation «the equivalent linear method» (Seed et Idriss, 1968, 1969, Schnabel et al., 1972, Idriss et Sun 1992), et les méthodes non-linéaires (Kondner 1963, Streeter et al. (1974), Joyner et Chen, 1975, Lee et Finn, 1978, 1991, Martin et Seed, 1982, Elgamal, 1991, Wang et al., 1992 Pyke 1992, Lok 1999, Borja et Amies, 1994).

Dans la méthode de linéarisation, la réponse d'un site donné est calculée d'une manière approximative et itérative. Le principe de cette méthode consiste à exécuter un calcul linéaire en se basant sur des valeurs initiales estimées pour le facteur de l'amortissement et du module de cisaillement de sol. La valeur maximale de la déformation de cisaillement est déterminé et utilisée ensuite pour déterminer des nouvelles valeurs du facteur de l'amortissement et du module de cisaillement (en se basant sur des résultats dérivés à partir des essais en laboratoire reliant le facteur de l'amortissement avec la déformation de cisaillement pour le site étudié). Ces valeurs sont après utilisées pour un nouveau calcul. Ce processus est répété plusieurs fois jusqu'à la stabilisation. La simplicité de cette méthode la rend la plus populaire pour étudier la réponse de site et pour analyser l'interaction sol-structure sous un chargement dynamique. Beaucoup de recherches ont montré que la méthode de linéarisation ne peut pas reproduire les caractéristiques, mêmes les plus importantes, de la réponse hystérésis de sol, en particulier pour une forte intensité de chargement (Streeter et al. 1974, Finn et al. 1978, Martin et Seed 1982 et Seed et al. 1993, Marsh et al. 1995). Les modèles basés sur la théorie de la plasticité sont les moins utilisés même s'ils sont les plus capables de représenter le comportement du sol sous chargements sismiques. La raison principale est la complexité de la modélisation par une telle méthode et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs. Plusieurs lois de comportement sont utilisées pour représenter le comportement de sol sous chargement sismique. Kramer et Paulsen (2005) ont analysé l'état de la pratique de la détermination de la réponse dynamique non-linéaire de sol.

Ils constatent que les deux modèles les plus utilisés actuellement dans la pratique sont le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle hyperbolique contrainte-déformation. Makdisi et Wang (2004) citent que ces deux modèles reproduisent plusieurs caractéristiques de la réponse dynamique de site.

Dans cette étude, on décrit le comportement de sol par une loi élasto-plastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb. Le choix de ce modèle s'appuie sur plusieurs arguments. D'une part, cette loi est la plus utilisée dans le domaine de géotechnique en raison de sa simplicité et le nombre limité de ses paramètres. D'autre part, ses paramètres ont tous un sens physique et peuvent être déterminés directement par des essais relativement simples en laboratoire ou in-situ. De plus, même si ce modèle n'est pas le mieux adapté pour représenter le comportement cyclique de sol, il est, toutefois, capable de reproduire les principales caractéristiques constatées lors des essais en laboratoire pour un certain rang de la déformation.

### 3.3. Exemple de référence

#### 3.3.1. Présentation

L'exemple de référence (Figure 3.2) consiste en un groupe de 2x2 micropieux flottants (TITAN 103/78) implanté dans une couche de sol de 15m de profondeur. Le sol est constitué d'un sable limoneux et a une rigidité croissante avec la profondeur selon l'équation 2.10 (voir chapitre II ;  $E_{0S} = 21$  MPa,  $P_a = 100$  kPa,  $z_0 = 1.25$  m,  $A = 0.5$ ). La fréquence fondamentale du sol est égale à  $f_1 = 1.09$  Hz. Elle a été déduite de la réponse élastique de sol en champ libre. La superstructure est modélisée par une colonne supportant en tête une masse de 40 tonnes. La rigidité de la superstructure, supposée encastree à sa base, et sa fréquence sont égales à  $K_{st} = 7068$  kN/m et  $f_{st} = 2.12$  Hz.

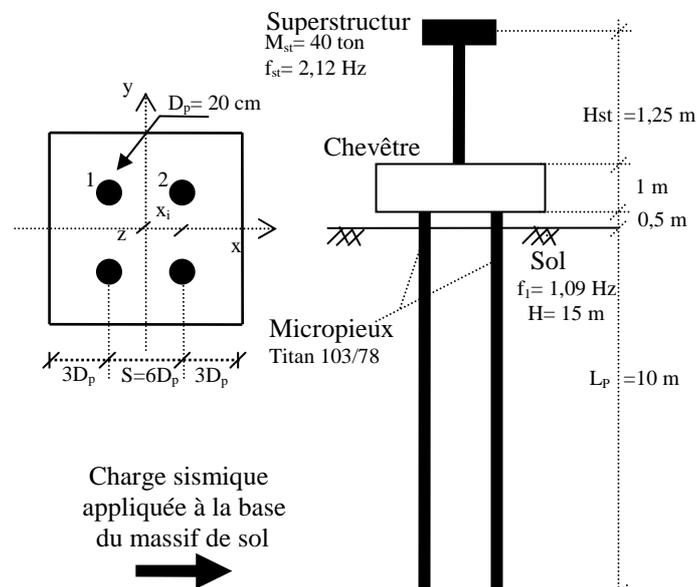


Figure 3.2. Exemple de référence.

Tableau 3.1 Propriétés du sol avec le critère de Mohr-Coulomb.

$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{0S}$ (MPa)	$\nu_s$	$K_0$	$\xi_s$ (%)	$C$	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)
1700	21	0,45	0,5	5	17	30	0

Le comportement du sol est supposé élastoplastique sans écrouissage selon le critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques de cette couche de sol sont données dans les tableaux 3.1. Selon ce modèle, la plasticité de sol est contrôlée par son frottement  $\varphi$ , sa cohésion  $C$  et sa dilatance  $\psi$ . Le modèle est considéré non associé et sans dilatance ( $\psi = 0^\circ$ ). Un amortissement de type (Rayleigh) est utilisé pour le sol pour éviter la pseudo-résonance en petite déformation de cisaillement. Le comportement du système fondation-structure est supposé élastique avec un amortissement de type (local damping). Le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh est supposé égal à la fréquence de chargement. Le facteur de l'amortissement de Rayleigh est de 5% pour le sol et de 2% pour la structure. Le calcul a été effectué avec une

charge harmonique à une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif de sol ( $f_{ch} = f_1 = 1,09$  Hz) et une amplitude  $a_g = 0,1g$ .

Le maillage est identique à celui présenté dans l'exemple de référence du chapitre précédent.

### 3.3.2. Résultats

La figure 3.2a montre l'évolution des déplacements dans la direction du chargement en différents points du système sol-micropieux-structure. L'amplification du chevêtre est légèrement inférieure à celle de la surface du sol, et toutes les deux sont largement inférieures à celle de la masse de la superstructure ; on obtient une amplification des déplacements de l'ordre de 11, 4,5 et 6 pour la superstructure, le chevêtre et la surface de sol, respectivement.

L'évolution du moment fléchissant en tête des micropieux est donnée dans la figure 3.2b. On observe que les moments fléchissants induits dans les micropieux avants ( $M^{av}$ ) et arrières ( $M^{ar}$ ), à un instant donné du chargement, sont différents les uns des autres. Cela résulte de l'effet d'ombre créé derrière les micropieux « avants », résultant de la mise en plasticité du sol. Par ce fait, les micropieux « arrières » reçoivent moins de charge latérale. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par Cox et al. 1984, Schmidt, 1981, 1985 et Lieng 1988 à la base d'un modèle réduit de micropieux verticaux chargé latéralement. Le rapport  $M^{ar}/M^{av}$  est de l'ordre de 50% à l'instant de la sollicitation maximale. Ce résultat montre qu'une hypothèse de comportement élastique pour le sol surestime la rigidité latérale de la fondation sur de micropieux. D'autre part, les enveloppes des efforts dynamiques induits dans les micropieux sont données dans les figures 3.2c et 3.2d. L'effort dynamique maximal de compression (négative) est égal à celui de traction, ce qui vérifie l'équilibre dynamique au cours du chargement. Le moment fléchissant maximal est de l'ordre de 90 kN.m et il se produit en tête de micropieux. Remarquons que les moments fléchissants maximaux sont pratiquement les mêmes pour les quatre micropieux. Cela peut être expliqué par le fait que les micropieux qui sont avants pour une direction du chargement, sont arrières lorsque la charge inverse sa direction. C'est d'une part et de l'autre, la réponse est quasiment symétrique ; le déplacement maximal positif et négatif sont très proches et le déplacement résiduel ne dépasse pas 1cm (voir figure 3.2a).

D'après l'analyse de Fourier du mouvement libre (Figure 3.2e) on constate que la fréquence fondamentale de la couche de sol (champ libre) est de 1,09 Hz. La fréquence propre du système sol-micropieux-structure est relativement proche de celle-ci (0,9 Hz). Cela explique que l'on obtienne des efforts dynamiques importants dans les micropieux à cette fréquence du chargement même si l'amplitude du chargement est modérée (0,1g).

De plus, d'après la figure 3.2f, on a deux types de plasticité de sol, causés par deux effets différents ; a) celle qui est causée par la transmission de l'énergie de la base du massif vers la surface, elle se présente généralement comme des couches horizontales superposées, et b) celle qui est causée par l'effet inertiel de la superstructure et sa fondation, elle forme un cône

inversé autour des micropieux. Remarquons que la présence de la superstructure et sa fondation cause en même temps une diminution et une augmentation de la plastification de sol autour des micropieux.

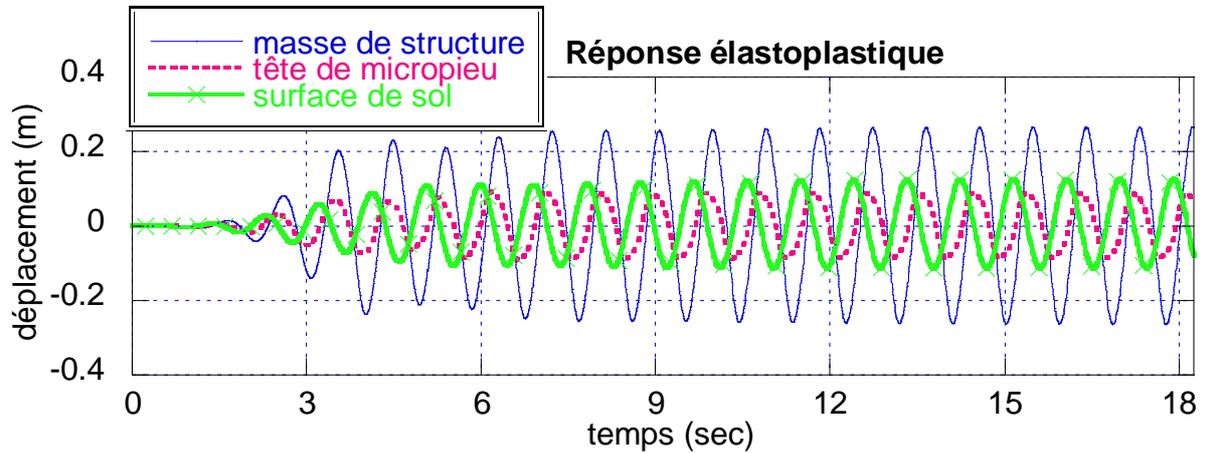


Figure 3.2a. Exemple de référence : amplifications de déplacement latéral ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

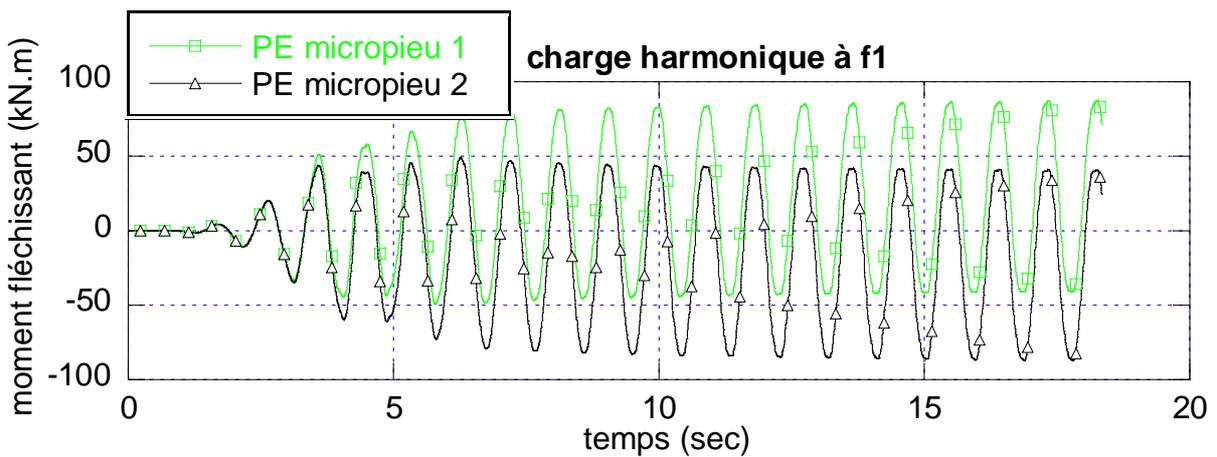


Figure 3.2b. Exemple de référence : Evolution des moments fléchissants en tête des micropieux avants et arrières.

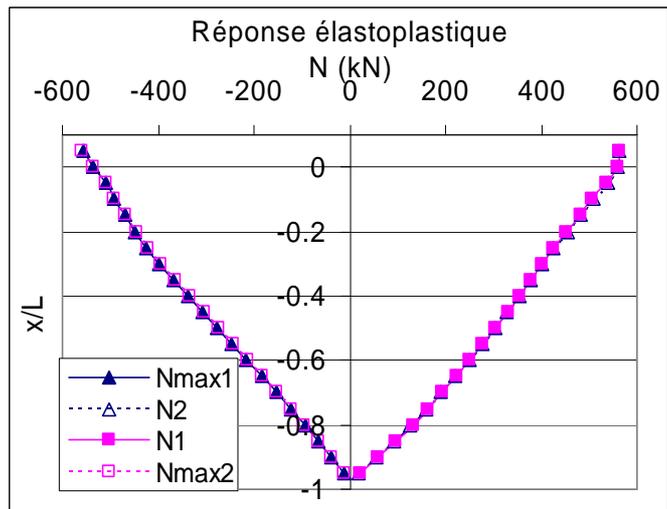


Figure 3.2c. Exemple de référence : Effort normal maximal.

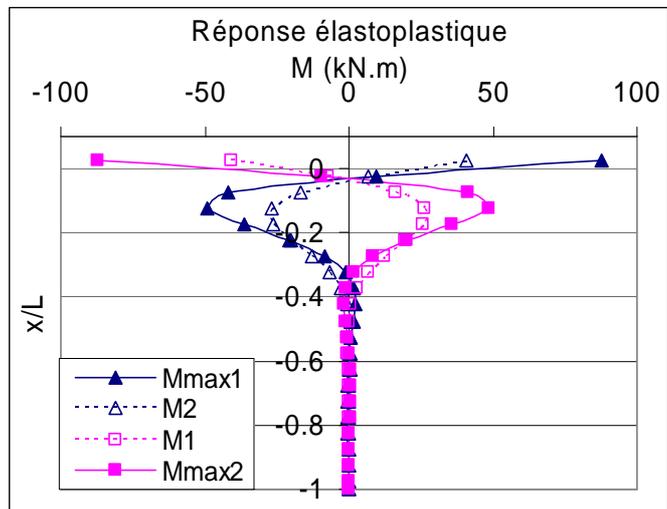


Figure 3.2d. Exemple de référence : Moment fléchissant maximal.

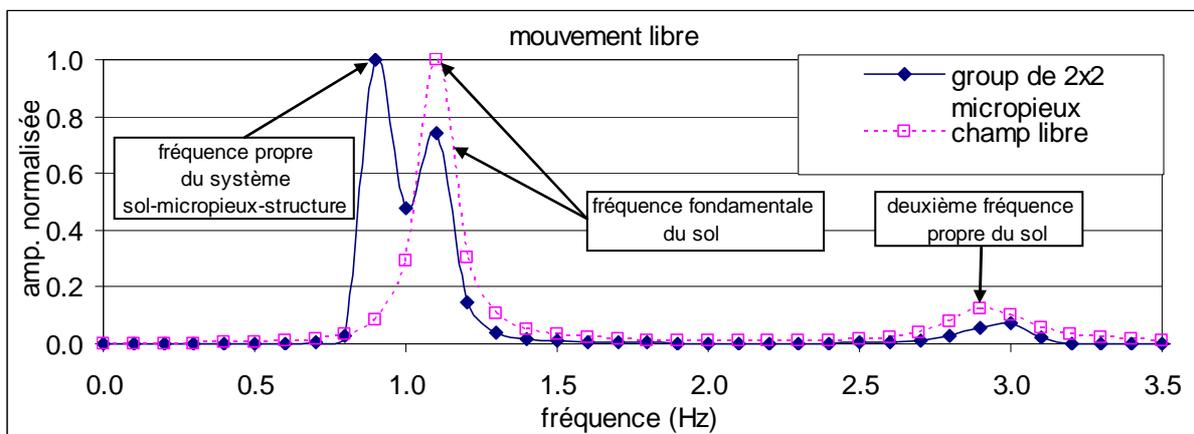


Figure 3.2e. Exemple de référence : Spectres de réponse du système sol-micropieux-structure et du champ libre (mouvement libre).

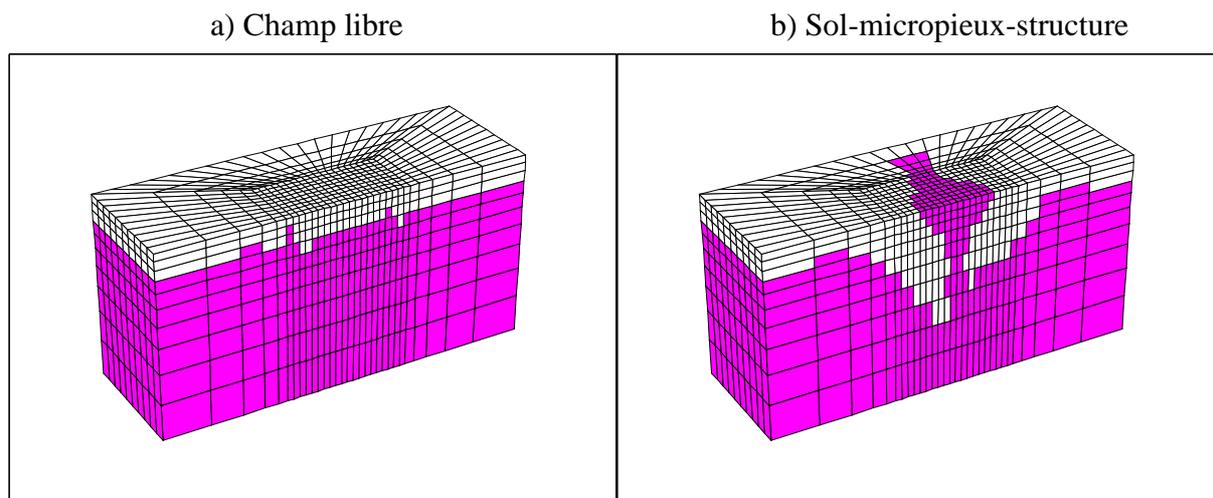


Figure 3.2f. Exemple de référence : Extension de la plasticité de sol.

D'ailleurs, la comparaison entre la réponse élastique et élastoplastique (Figure 3.3.a, 3.3.b) 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. La réponse élastoplastique devient plus amortie en raison de l'amortissement additionnel produit par la plasticité de sol. Cela induit une diminution significative de l'amplification de la masse de la superstructure. Cette diminution se traduit par une diminution des efforts induits dans les micropieux. Cela peut être expliqué par le fait que la mise en plasticité du sol a réduit l'énergie transmise vers la superstructure, et par conséquent celle transmise de la superstructure à la fondation. Le tableau 3.2 donne une comparaison de ces deux réponses en terme d'accélération, de déplacement et d'efforts normalisés. On constate que même si l'accélération de la masse de la superstructure est largement inférieure pour la réponse élastoplastique, l'accélération du chevêtre, quand à elle, reste sensiblement très proche de celle de la réponse élastique. Remarquons que la diminution de l'effort tranchant et du moment fléchissant n'est pas du même ordre que celle de l'amplification de la superstructure. Les efforts normalisés montrent que la plasticité de sol a causé une diminution de l'effort normal normalisé et une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant normalisés. En d'autre terme, pour les mêmes forces inertielles de la superstructure, les micropieux implantés dans un sol supposé élastoplastique reçoivent moins d'effort normal mais plus d'effort tranchant et de moment fléchissant.

Tableau 3.2. Exemple de référence / sol élastique et élastoplastique ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

$E_S=21.f(z)$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
élastique	34,64	8,23	20,7	1136	1561	1435	312	161	2,21	1,10	0,41
élastoplastique	13,58	8,36	9,3	439	632	557	156	88	2,12	1,42	0,55

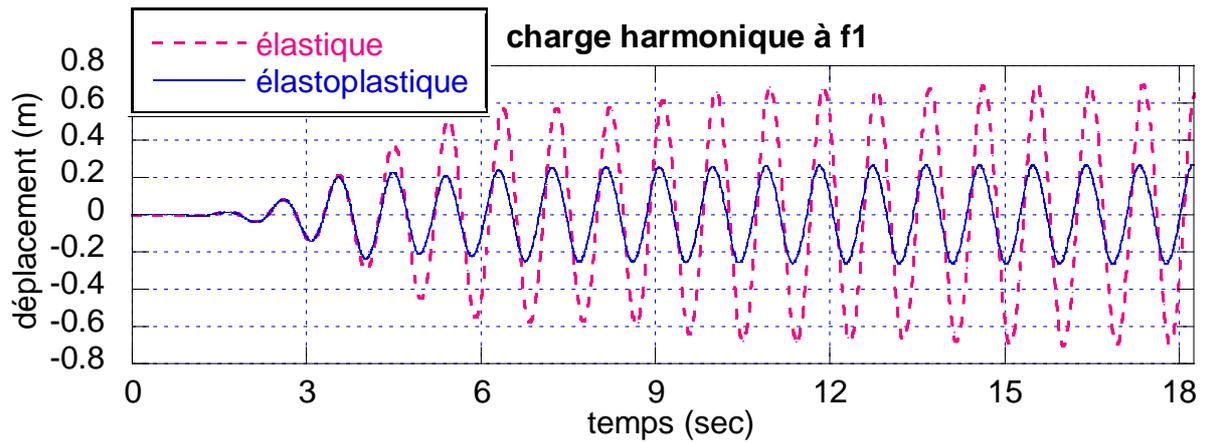


Figure 3.3a. Influence de la plasticité de sol sur les déplacements en tête de la superstructure.

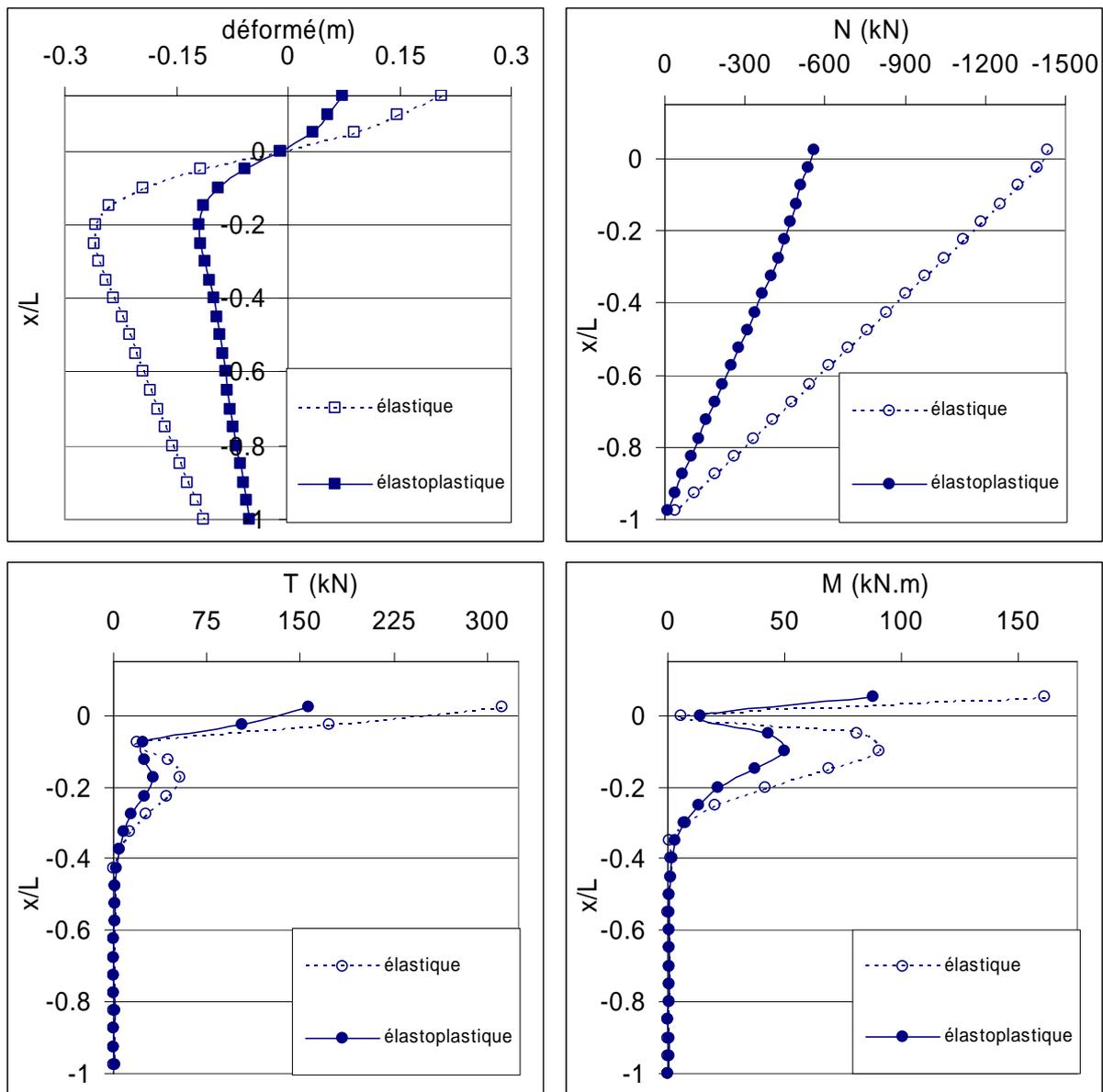


Figure 3.3b. Exemple de référence ; influence de la mise en plasticité de sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

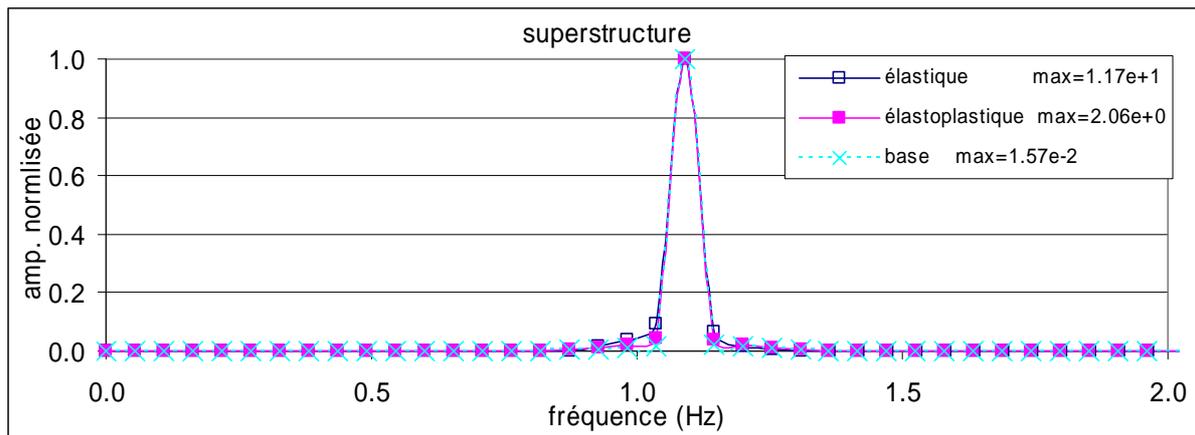


Figure 3.3d. Spectres de réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

Par ailleurs, les analyses de Fourier pour les deux réponses (Figure 3.3d) montrent que la seule fréquence qui domine le mouvement est celle du chargement, quelque soit le comportement de sol. L'effet de la plasticité du sol sur le spectre de la réponse du système se limite à son amplitude. Sa grande diminution montre une forte plastification induite dans le sol, et une grande diminution de l'énergie contenue dans la réponse élastoplastique. Le fait que les fréquences dominantes du mouvement ne changent pas, malgré cette grande plasticité de sol, peut être expliqué par le fait que le mouvement est fortement dominé par la fréquence unique du changement.

Les résultats précédents mettent en évidence une grande influence de la mise en plasticité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure même si le chargement est relativement modéré ( $0,1g$ ). Le calcul a été refait pour une amplitude du chargement moins importante ( $a_g=0,69m/s^2$ ). Les résultats (tableau 3.3) montrent que la non-linéarité de sol a toujours un effet si important sur la réponse. On constate que les efforts normalisés de la réponse élastoplastique pour cette amplitude du chargement sont légèrement inférieurs à celle obtenue pour une amplitude plus importante. Rappelons qu'une accélération de  $0,1g$  est généralement moins importante que les accélérations utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de génie civil (accélération nominale entre 1 et  $4,5 m/s^2$  selon la classe de l'ouvrage et la sismicité de la zone, PS92). Le fait d'appliquer un chargement à la fréquence fondamentale de sol ( $f_{ch}=f_1$ ) et le fait que cette dernière soit relativement proche de la fréquence du système sol-micropieux-structure fait que la plasticité de sol influe d'une manière significative la réponse du système.

Tableau 3.3. Réponse d'un groupe de  $2 \times 2$  micropieux ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,69 m/s^2$ ).

$E_s=21.f(z)$	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie			efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>	
élastique	24,19	5,75	14,5	793	1090	1002	217	112	2,21	1,10	0,41	
élastoplastique	12,00	7,41	7,9	419	605	531	144	79	2,10	1,38	0,52	

### 3.4. Influence de la rigidité de sol

On propose d'étudier l'influence de la rigidité de sol sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure en prenant en compte le comportement non-linéaire de sol. L'étude est réalisée pour différentes rigidités de sol (rigidité constante ou variable avec la profondeur) en considérant des chargements harmoniques et sismiques.

#### 3.4.1. Chargement harmonique

##### 3.4.1.1. Sol à module constant

Les quatre modèles présentés dans l'analyse du comportement élastique du système sol-micropieux-structure ont été analysés en tenant compte de la plasticité de sol ( $E_s = 8, 21, 32, 72$  MPa). Les paramètres de la plasticité sont identiques à ceux de l'exemple de référence. Chaque modèle a été soumis à un chargement harmonique avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif du sol ( $f_{ch} = f_1$  pour chaque site) et une amplitude  $a_g = 0,1g$ . La fréquence de l'amortissement de Rayleigh est prise égale à la fréquence du chargement.

Le tableau 3.4 et la figure 3.4 donnent les résultats obtenus. On note une forte influence de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure. Notons que la diminution de l'amplification de la superstructure et des efforts induits dans les micropieux pour les modèles  $E_s = 21, 32$  et  $72$  MPa, en comparaison du modèle  $E_s = 8$  MPa, résulte non seulement de la différence de la rigidité de sol mais aussi de la différence du taux de plasticité de sol pour chacun de ces modèles. Les efforts dynamiques normalisés induits dans les micropieux confirment les résultats obtenus précédemment en élasticité; les efforts repris par les micropieux par rapport aux forces inertielles, sont d'autant plus grands que le sol est mou.

De plus, On note une forte augmentation de la longueur effective de micropieu dans le cas d'un sol mou. Ce constat est en accord avec les résultats obtenus par Han et al. (1988) à partir des essais en vraie grandeur sur des pieux. D'après le tableau 3.4a, on constate que le déplacement résiduel du chevron augmente avec la diminution de la rigidité du sol. De plus, l'effet d'ombre développé sur les micropieux arrières est d'autant plus significatif que le sol est mou (tableau 3.4b); pour le modèle  $E_s = 8$  MPa, le moment fléchissant induit dans les micropieux arrières est de l'ordre de 40% de celui induit dans les micropieux avants.

Tableau 3.4. Réponse d'un groupe de 2x2 micropieux pour différentes rigidités de sol ( $f_{ch} = f_1, a_g = 0,1g$ ).

$E_s$ (MPa)	acc <sub>masse</sub> ( $m/s^2$ )	acc <sub>chevêtre</sub> ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
8	20.27	18.36	81.4	737	953	1075	348	299	2.70	1.89	1.25
21	14.69	9.69	9.8	480	681	598	172	95	2.11	1.43	0.56
32	8.61	4.27	3.3	269	386	326	83	42	2.03	1.23	0.43
72	3.65	6.12	2.7	108	180	111	13	8	1.48	0.47	0.17

Tableau 3.4a. Déplacement résiduel du chevêtre (en cm)

$E_s$ (MPa)	8	21	32	72
$\Delta U_{ch}$ (cm)	5,5	0,6	0,5	0,1

Tableau 3.4b. Moment fléchissant maximal dans les micropieux avant et arrière

$E_s$ (MPa)	8	21	32	72
$M^{av}$ (kN,m)	300	95	42	8
$M^{ar}$ (kN,m)	125	48	32	7
$M^{ar}/M^{av}$	0,42	0,51	0,76	0,88

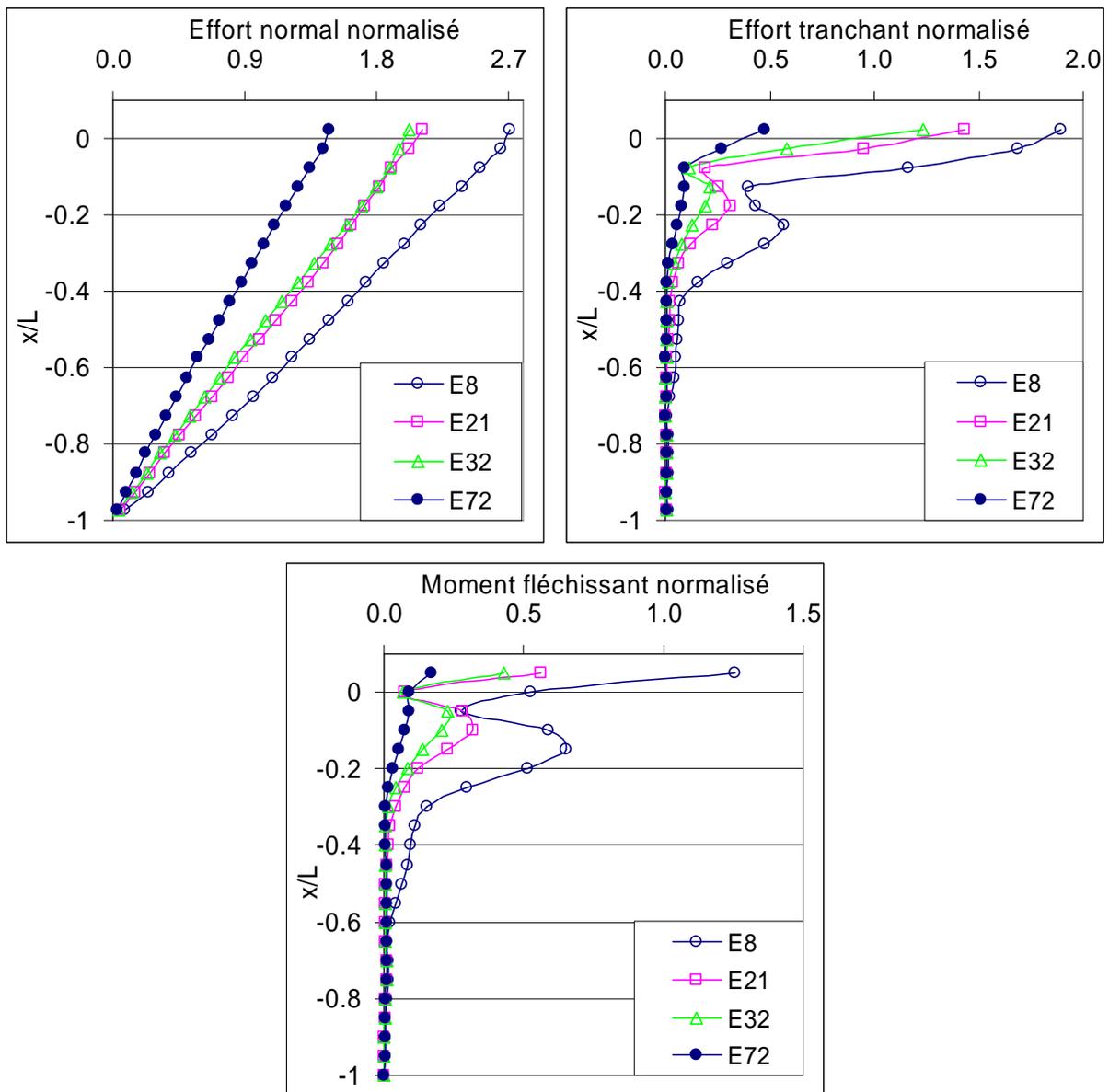


Figure 3.4. Influence de la rigidité du sol sur la réponse du groupe de micropieux ( $f_{st}=2.12\text{Hz}$ ,  $m_{st}=40$  tonnes,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

Par ailleurs, la comparaison de la réponse de chaque modèle pour une hypothèse du comportement élastique et élasto-plastique, montre que la plasticité de sol a causé, comme dans l'exemple de référence, une grande diminution des efforts induits dans les micropieux (voir Annexe C). L'effort tranchant et le moment fléchissant normalisés augmentent. L'effort normal normalisé ne présente pas une tendance régulière, mais on note qu'il est moins sensible à la plasticité de sol que l'effort tranchant et le moment fléchissant normalisés. De plus, on observe que l'effet de la plasticité sur la réponse du système sol-micropieux-structure est d'autant plus important que le sol est rigide. Cette observation peut être faite en comparant les réponses obtenues pour les deux rigidités 8 MPa et 21 MPa ; pour une hypothèse du comportement élastique de sol, les forces inertielles pour les deux réponses sont proches tandis que la plasticité de sol a induit une modification (une diminution) de la réponse beaucoup plus grande pour le modèle ayant un sol plus rigide. Ceci résulte du fait que l'augmentation de la rigidité de sol rend la pente de la courbe contrainte-déformation plus raide, et par conséquent, et comme la résistance de sol est maintenue constante dans ces simulations, on arrive plus rapidement à la plasticité dans le cas d'un sol rigide. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) sur les pieux.

Les tableaux 3.4c 3.4d donnent les réponses obtenues pour le modèle  $E_s=8$  MPa pour deux amplitudes du chargement. Les réponses présentent une tendance significativement différente par rapport de ce que l'on a présenté précédemment ; pour une amplitude du chargement  $v_g=10$  m/s ( $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>), on constate que la plasticité du sol a causé une augmentation de tous les efforts des micropieux, en particulier, l'effort tranchant et le moment fléchissant. Remarquons que la plasticité a fait augmenter l'accélération du chevêtre de près de 40%. Cela explique clairement l'augmentation des efforts induits dans les micropieux pour ce modèle à cette amplitude du chargement. Ce modèle met en évidence que la plasticité de sol peut causer une augmentation importante des efforts induits dans les micropieux, en particulier, l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Tableau 3.4c. Influence de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1=0.67$ Hz,  $a_g=0,1$ g).

$E_s=8$ MPa	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie			efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>	
élastique	41,01	23,98	132,0	1257	1630	1639	397	214	2,41	1,26	0,52	
élastoplastique	20,27	18,36	81,4	737	953	1075	348	299	2,70	1,89	1,25	

Tableau 3.4d. Influence de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1=0.67$ Hz,  $a_g=0.42$ m/s<sup>2</sup>).

$E_s=8$ MPa	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie			efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>	
élastique	17,61	10,28	56,7	540	700	703	171	92	2,41	1,26	0,52	
élastoplastique	17,59	14,56	65,5	610	783	873	287	220	2,67	1,88	1,13	

### 3.4.1.2. Sol à module variable

La Figure 3.5 et le tableau 3.5 donnent une comparaison entre les résultats obtenus pour le modèle avec un sol ayant une rigidité constante de 21 MPa présenté dans la section précédente avec ceux de l'exemple de référence. Rappelons que la seule différence entre ces deux modèles est le fait que l'exemple de référence a une rigidité croissante avec la profondeur avec un module de Young de référence de  $E_{0S}=21\text{MPa}$ . Rappelons également que la charge est harmonique et identique pour les deux modèles ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ,  $a_g=0,1g$ ).

Tableau 3.5. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur.

modèle	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
$E_S=21$	14,69	9,69	9,8	480	681	598	172	95	2,11	1,43	0,56
$E_S=21.f(z)$	13,58	8,36	9,3	439	632	557	156	88	2,12	1,42	0,55

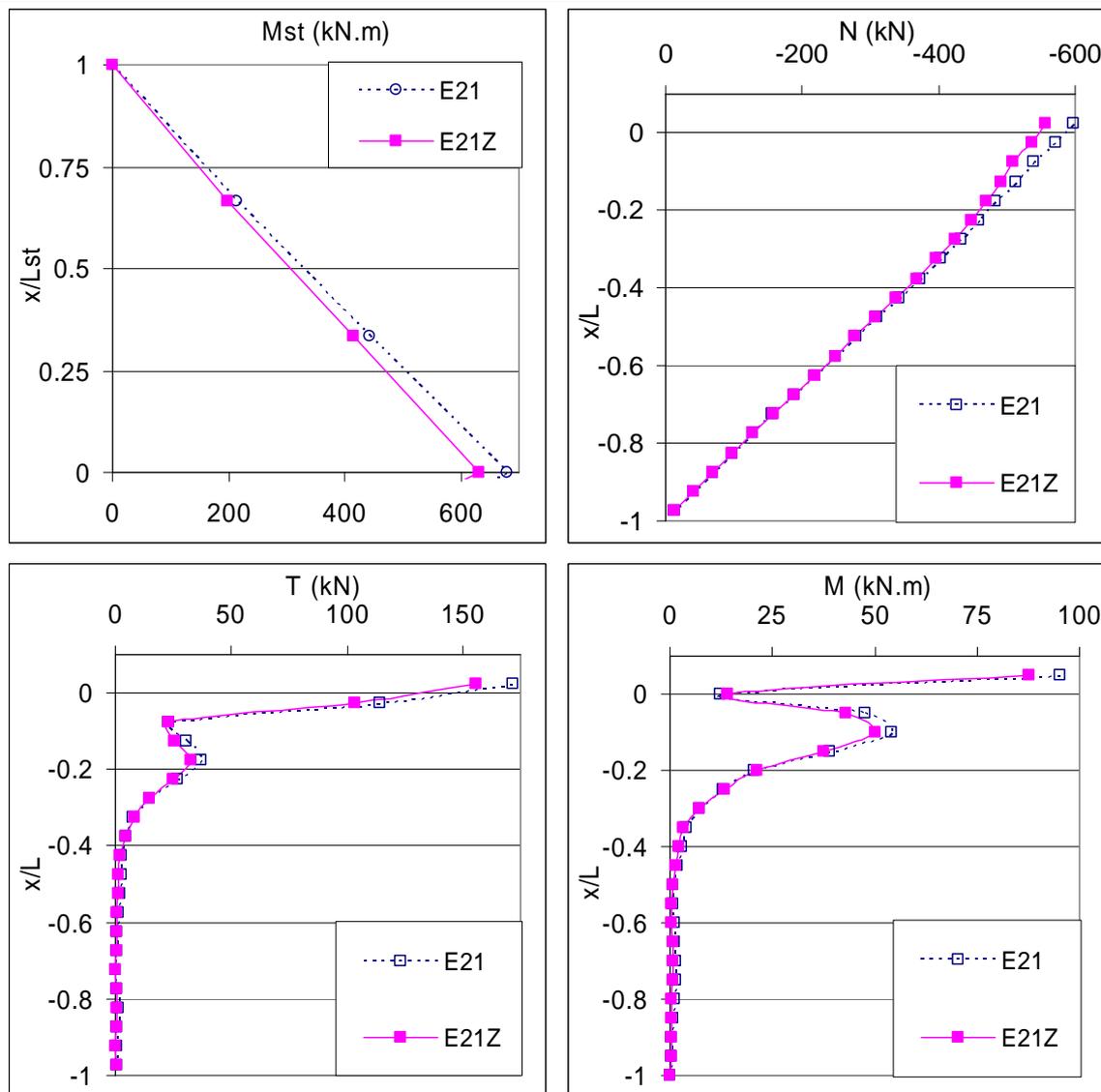


Figure 3.5. Influence de la variation de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ,  $a_g=0,1g$ ).

Cette comparaison montre que la variation de la rigidité du sol avec la profondeur induit une légère diminution de la réponse. Cette tendance a été également constatée sur les réponses élastiques pour ces modèles. Néanmoins, l'effet de la prise en compte de la variation de la rigidité du sol est moins important en plasticité. Quand aux efforts normalisés, la tendance reste pratiquement la même; les fractions d'efforts repris par les micropieux sont peu influencées par le fait de prendre en compte la variation de la rigidité avec la profondeur. Des résultats similaires sont donnés en Annexe C pour une amplitude du chargement moins importante.

D'ailleurs, d'autres modèles ont été construits avec une rigidité de sol moins importante. Les résultats obtenus pour une rigidité de 8 MPa pour deux amplitudes du chargement (les tableaux 3.6a et 3.6b, figure 3.6, 6.3a) présentent des tendances relativement différentes. La prise en compte de la variation de la rigidité de sol induit une augmentation des efforts dans les micropieux pour  $v_g=10$  m/s ( $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>). Par contre, cet effet cause une diminution de leurs valeurs pour une amplitude  $v_g=20$  m/s ( $a_g=0,84$  m/s<sup>2</sup>). Cela met en évidence que l'effet de la variation du module sur la réponse dépend du taux de plasticité induite dans le sol. Cela montre également que la variation du module avec la profondeur peut conduire à une augmentation ou à une réduction de l'amplification en fonction de l'influence de cette variation sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (rapprochement ou éloignement des fréquences dominantes du chargement). Ce dernier constat est en accord avec les résultats obtenus en élasticité. L'augmentation de la plasticité de sol augmente l'effort tranchant et le moment fléchissant normalisés.

Tableau 3.6a. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur

$$(f_{ch}=f_1=0,67\text{Hz}, a_g=0,42\text{m/s}^2).$$

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
E <sub>s</sub> =8	17,59	14,56	65,5	610	783	873	287	220	2,67	1,88	1,13
E <sub>s</sub> =8.f(z)	17,38	15,26	68,8	634	818	921	301	248	2,70	1,90	1,21

Tableau 3.7b. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur

$$(f_{ch}=f_1=0,67\text{Hz}, a_g=0,84\text{m/s}^2).$$

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
E <sub>s</sub> =8	20,65	18,09	78,3	733	951	1070	347	296	2,70	1,89	1,24
E <sub>s</sub> =8.f(z)	19,98	17,44	78,1	688	879	1032	338	299	2,82	1,97	1,36

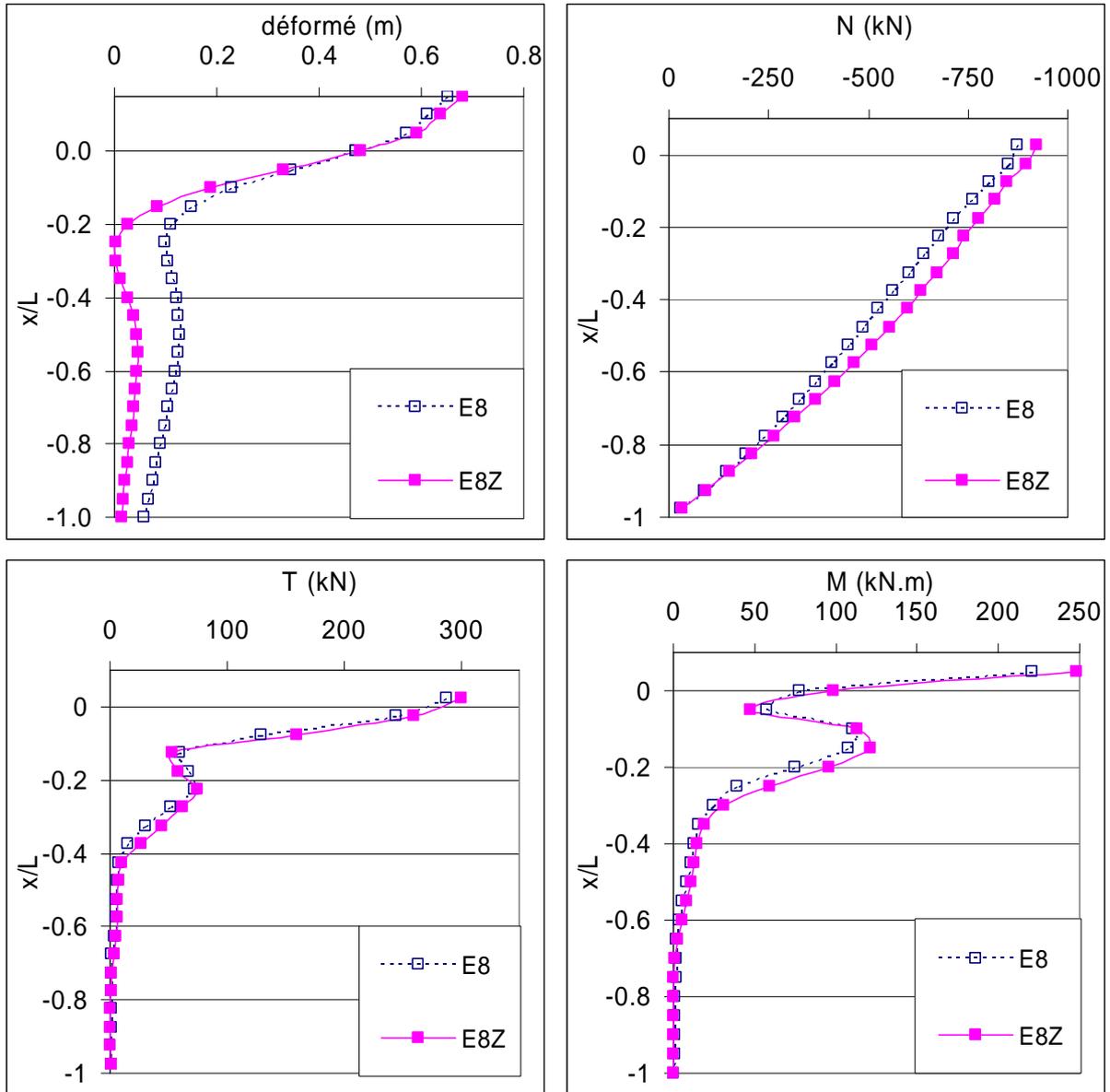


Figure 3.6. Influence de la variation de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch} = f_1 = 0,67\text{Hz}$ ,  $a_g = 0,42\text{m/s}^2$ ).

### 3.4.2. Chargement sismique (enregistrement de la Turquie)

Le tableau 3.8a donne les résultats obtenus pour les modèles 7 ( $E_{0s}=8\text{MPa}$ ) et 8 ( $E_{0s}=21\text{MPa}$ ) pour un chargement correspondant à l'enregistrement de la Turquie. La figure 3.7 illustre les enveloppes des efforts induits dans les micropieux pour ces réponses. On constate une forte influence de la rigidité de sol sur la réponse de système sol-micropieux-structure. Les forces inertielles du modèle 8 sont supérieures à celles du modèle 7. Par contre, les efforts induits dans les micropieux sont inférieurs pour le modèle ayant le sol le plus rigide. Cela met en évidence que les micropieux sont d'autant plus sollicités que le sol est mou. Les efforts normalisés confirment également cette tendance.

D'autre part, on constate que, même si l'amplification de la superstructure est moins grande pour le modèle ayant une rigidité inférieure, le déplacement du chevron de ce modèle est supérieur. Cela montre que lors d'un tremblement de terre, les micropieux implantés dans un sol mou subissent un grand déplacement latéral, ce qui peut être déterminant pour la superstructure. En outre, la comparaison de ces deux réponses avec les réponses élastiques (tableau 3.8a) montre que la mise en plasticité de sol a causé une diminution de l'amplification de la superstructure beaucoup plus importante pour le modèle 8 en comparaison avec le modèle 7. On note également que la diminution de l'amplification de la superstructure résultant de la plasticité est plus importante que celle du chevron : le rapport  $\text{acc}_{\text{masse}}/\text{acc}_{\text{chevron}}$  pour le modèle  $E_{21}.f(z)$  est de l'ordre de 1,8 pour la réponse élastique tandis qu'il est proche de 1 pour la réponse élastoplastique. Cela peut être expliqué par le fait que la mise en plasticité rend le sol autour de la fondation plus déformable.

Tableau 3.8. Influence de la rigidité de sol (Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40 \text{ cm/s}$ ).

modèle	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
	Tst (kN)	Mst (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> <sup>*</sup>	T <sub>tête</sub> <sup>*</sup>	M <sub>tête</sub> <sup>*</sup>
(7) $E_s=8.f(z)$	417	534	584	178	119	2,63	1,71	0,89
(8) $E_s=21.f(z)$	439	581	509	161	97	2,10	1,46	0,67

Tableau 3.8a. Influence de la plasticité de sol (Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40 \text{ cm/s}$ ).

Réponse	élastique			élastoplastique			
	modèle	$\text{acc}_{\text{masse}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$\text{acc}_{\text{chevron}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{\text{chevron}}$ (cm)	$\text{acc}_{\text{masse}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$\text{acc}_{\text{chevron}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{\text{chevron}}$ (cm)
(7) $E_s=8.f(z)$		21,75	12,34	55,9	11,67	9,49	40,8
(8) $E_s=21.f(z)$		30,32	16,90	39,3	12,22	12,42	23,6

Par ailleurs, d'après les analyses de Fourier de ces réponses, on constate que la plasticité cause une diminution de l'énergie contenue dans la réponse. Ceci est analogue à la tendance constatée sur les réponses de la plupart des modèles étudiés sous un chargement harmonique. Néanmoins, le chargement sismique montre une particularité du fait que les fréquences dominantes ne restent pas identiques à celles qui dominent le mouvement du système élastique. En effet, un décalage de ces fréquences vers des basses fréquences est

constaté pour le modèle E8.f(z) (Figure 3.7.a), et le domaine des fréquences dominantes du mouvement du modèle E21.f(z) est élargi (Figure 3.7b). Le changement des fréquences dominantes et/ou la variation de leurs contributions au mouvement peut être expliqué par le fait que la mise en plasticité de sol cause une diminution de la rigidité de sol et par conséquence, de la rigidité globale du système sol-micropieux-structure. Remarquons que les fréquences dominantes du mouvement de ces deux modèles sont différentes. Cela résulte des interactions entre les fréquences propres du système sol-micropieux-structure avec le contenu fréquentiel du chargement ; les fréquences qui dominent le mouvement du modèle E21.f(z) sont plus grandes et les fréquences dominantes de ces deux modèles sont relativement proches de la fréquence fondamentale sol ( $f_1=1,09$ ). Ceci montre l'effet prépondérant des fréquences propres de sol même si le chargement sismique contient un très grand nombre des fréquences.

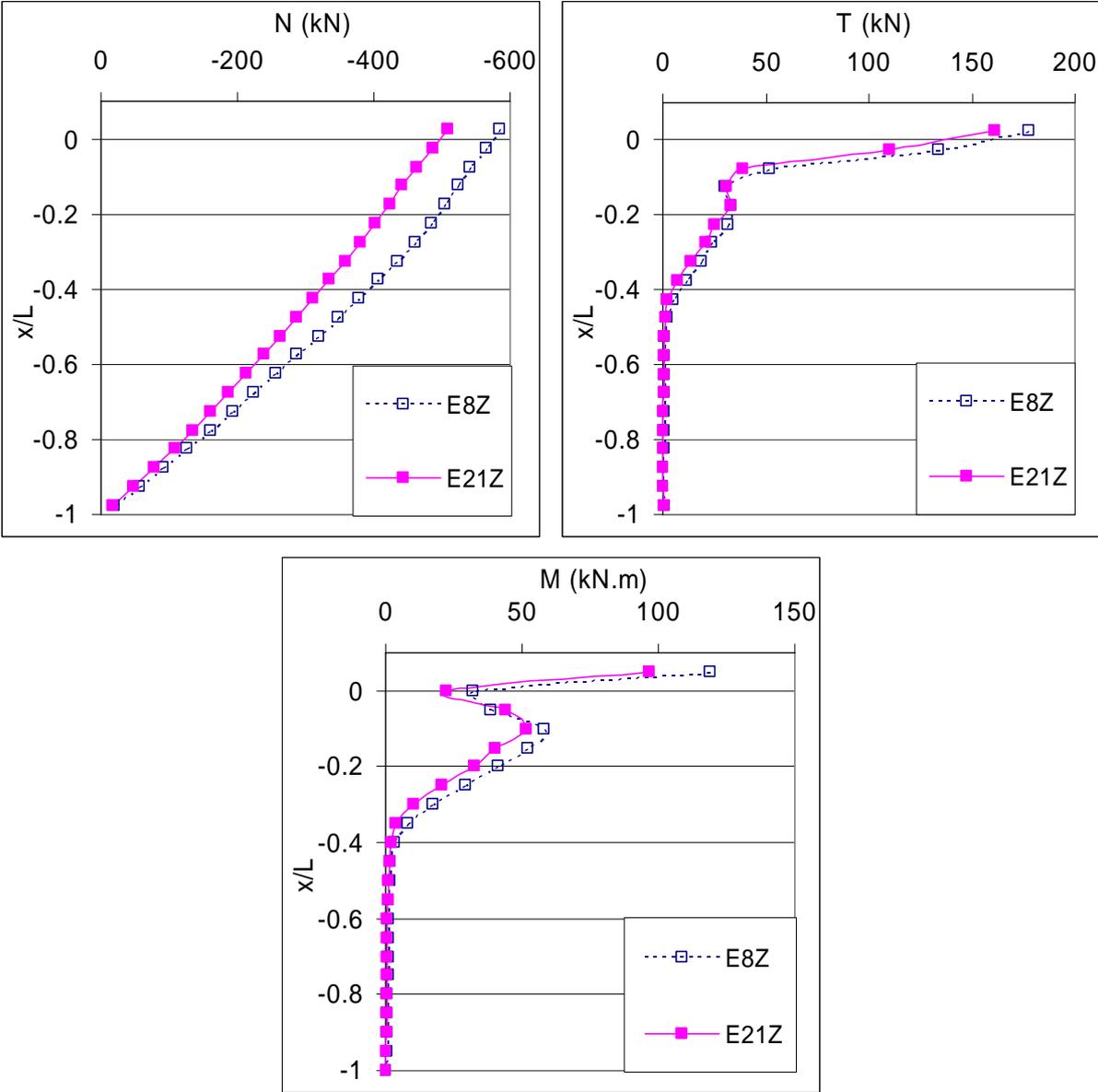


Figure 3.7. Influence de la rigidité du sol sur la réponse du système sol-micropieux-structure (Enregistrement de la Turquie,  $v_g=40$  cm/s).

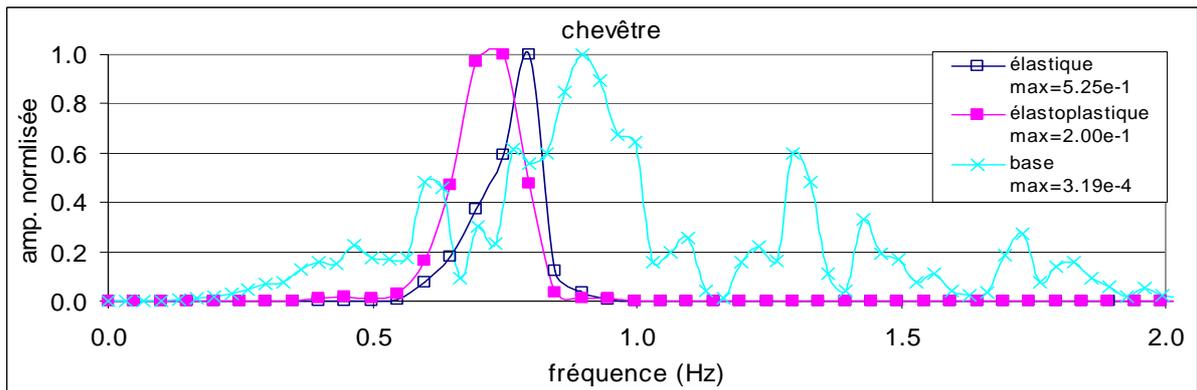
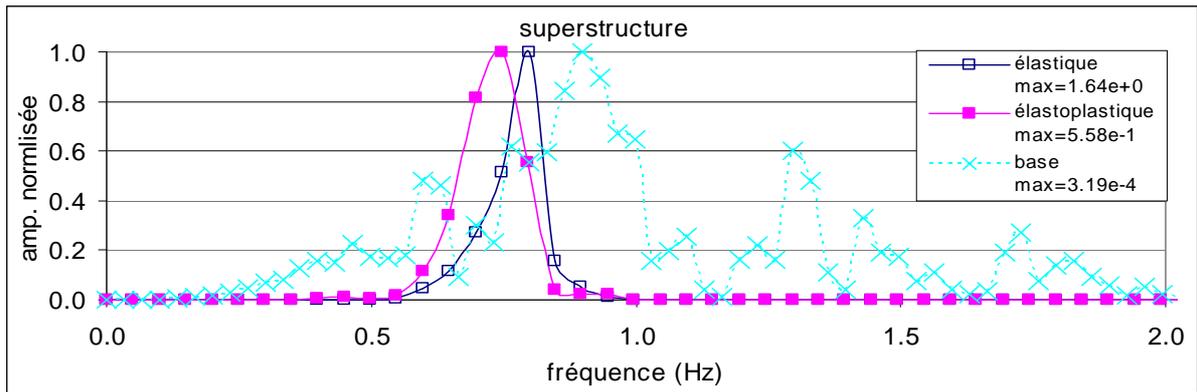


Figure 3.7a. Influence de la plasticité de sol / Spectres des réponses (Modèle E8.f(z), Enregistrement de la Turquie).

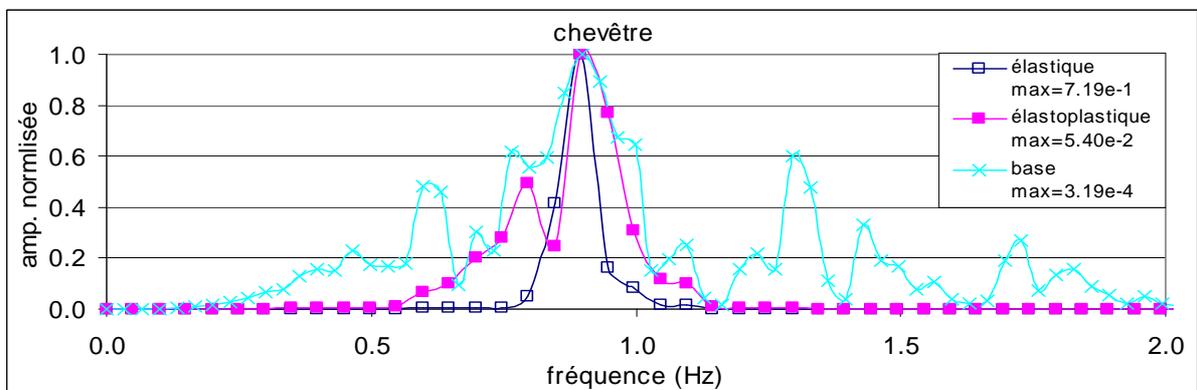
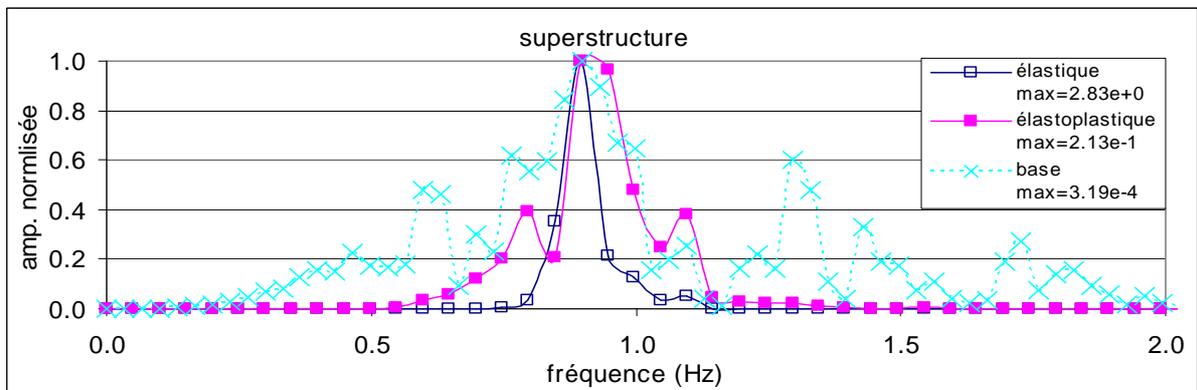


Figure 3.7b. Influence de la plasticité de sol / Spectres des réponses (Modèle E21.f(z), Enregistrement de la Turquie).

Par ailleurs, pour montrer l'effet de la variation de la rigidité de sol avec la profondeur, on donne dans le tableau 3.9 les résultats obtenus pour les modèles 1 ( $E_S=8\text{MPa}$ ) et 7 ( $E_{0S}=8\text{MPa}$ ). On constate que les deux réponses sont relativement proches l'une de l'autre. L'amplification de la superstructure ainsi les efforts induits dans les micropieux sont légèrement diminués à cause de la variation de la rigidité de sol avec la profondeur. Les efforts normalisés montrent que les efforts repris par les micropieux sont un peu supérieurs pour le modèle 7 dont la rigidité est croissante avec la profondeur. Remarquons que le déplacement du chevêtre de ce modèle (7) est plus grand même si l'amplification de sa superstructure est moins importante. Cela résulte du fait que le sol en surface est plus déformable avec le modèle 1. Ces résultats sont globalement en accord avec ceux obtenus précédemment pour un chargement harmonique.

Tableau 3.9. Influence de la variation de la rigidité du sol (Enregistrement de la Turquie,).

modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
1 E <sub>S</sub> =8MPa	11.72	10.29	38.2	434	562	587	179	112	2.51	1.65	0.80
7 E <sub>S</sub> =8.f(z)	11,67	9,49	40,8	417	534	584	178	119	2,63	1,71	0,89

### 3.5. Effet du groupe

On présente dans cette section une étude de l'influence de la plasticité sur l'effet de groupe de micropieux sous chargement sismique. L'étude est réalisée en faisant varier le nombre de micropieux et leur espacement. Deux types de chargement sont considérés : chargement harmonique et chargement sismique. Les paramètres de plasticité sont identiques à ceux utilisés dans l'exemple de référence présenté au début de ce chapitre.

#### 3.5.1. Chargement harmonique

##### 3.5.1.1. Influence de l'espacement

Pour étudier l'influence de l'espacement entre micropieux sur leur réponse sismique, plusieurs espacements ont été examinés pour le modèle de référence présenté au début de ce chapitre (S=3D, 6D et 8D). Notons que ces modèles ont été déjà examinés en élasticité (voir chapitre II). La charge est appliquée à la fréquence fondamentale du sol ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ) avec une amplitude de  $v_g=10\text{ cm/s}$  ( $a_g=0,69\text{ m/s}^2$ ).

La figure 3.8 et le tableau 3.10 donnent les résultats obtenus. On constate que l'espacement a une forte influence sur la réponse du système. On note que l'augmentation de l'espacement induit une augmentation de l'accélération de la masse et les efforts induits dans les micropieux. Les efforts normalisés présentent cette même tendance ; ils sont d'autant plus importants que l'espacement est grand. L'augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant résulte de l'effet de structure micropieux-chevêtre qui s'accroît avec l'espacement. On note pour un espacement de 3D que la distribution de l'effort axial n'est plus linéaire avec la profondeur, et que le moment fléchissant maximal ne se produit pas en tête des micropieux. Ceci résulte probablement de la forte interaction entre les micropieux pour cet espacement.

Tableau 3.10a. Influence de l'espacement ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ,  $a_g=0,69\text{ m/s}^2$ ).

S	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
3D	4,99	4,32	4,0	154	222	335	52	14	1,81	1,35	0,24
6D	12,00	7,41	7,9	419	605	531	144	79	2,10	1,38	0,52
8D	17,79	8,63	13,5	622	889	629	240	146	2,26	1,55	0,66

Tableau 3.10b. Moments fléchissants en tête des micropieux à l'instant de la sollicitation maximale,

S	3D	6D	8D
M <sup>av</sup>	14	79	146
M <sup>ar</sup>	5	39	83
M <sup>ar</sup> /M <sup>av</sup>	0,39	0,50	0,57

Le tableau 3.10a montre un effet d'ombre important, résultant de la mise en plasticité de sol. Cet effet est d'autant plus grand que l'espacement entre micropieux est faible (même si l'amplification de la superstructure est particulièrement supérieure pour un grand espacement). Ceci s'explique par l'augmentation de l'interaction entre les éléments avec la diminution de l'espacement. Ces résultats sont en accord avec les essais en centrifugeuse de Juran et al. (1999).

Remarquons également que pour un espacement usuel, le rapport entre le moment fléchissant induit dans les micropieux avants et ceux induits dans les micropieux arrières est de l'ordre de 0,50. Notons également que cet effet reste important même pour un grand espacement (S=8D).

La figure 3.8a montre l'extension de la plasticité de sol. On constate que la zone plastifiée par l'effet inertiel est plus large pour le modèle ayant le grand espacement. Cela résulte de la grande amplification obtenue pour le modèle S=8D. Remarquons que la rupture de sol au voisinage des micropieux se produit au niveau des faces externes des micropieux (rupture du bloc), même pour le grand espacement.

Par ailleurs, la comparaison de ces réponses avec celles obtenues en élasticité montre une diminution importante des accélérations de la superstructure causées par la mise en plasticité de sol. Cette diminution est d'autant plus importante que l'espacement est grand (amplification supérieur). Par contre, l'accélération du chevêtre augmente pour les modèles S=3D, 6D. Et elle diminue d'une manière moins importante que la diminution de l'accélération de la masse de la superstructure dans le cas S=8D. Du même, les efforts induits dans les micropieux pour S= 6D et 8D sont moins grands à cause de la plasticité de sol. Pour l'espacement 3D (tableau 3.10b), on note, en comparaison de sa réponse élastique, que l'effort tranchant a la même valeur alors que le moment fléchissant croît considérablement. Cela résulte de l'augmentation de l'effet cinématique sur les micropieux et de l'augmentation des forces inertielles provenant de la masse du chevêtre. Ce modèle confirme que la mise en plasticité de sol peut augmenter d'une manière significative la rotation des micropieux, même si les forces inertielles de la superstructure sont réduites. Ceci confirme aussi qu'une hypothèse du comportement élastique peut sous-estimer dans certains cas les efforts induits dans les micropieux, en particulier le moment fléchissant.

Tableau 3.11. Influence de la plasticité de sol (modèle S=3D,  $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

S=3D	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie			efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>	
élastique	9,3	3,81	2,9	220	320	464	52	6	1,74	0,94	0,07	
élastoplastique	4,99	4,32	4,0	154	222	335	52	14	1,81	1,35	0,24	

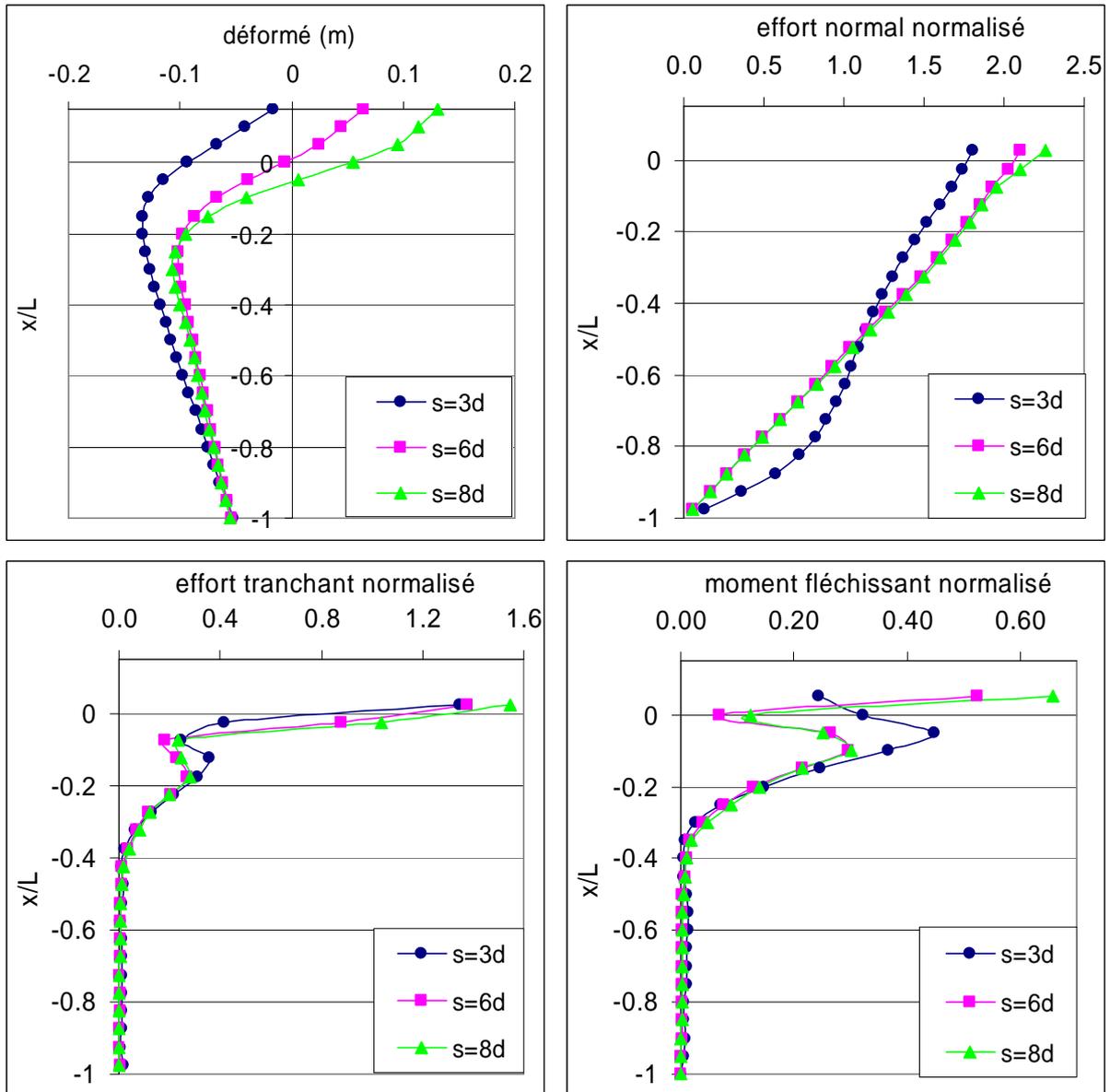


Figure 3.8. Influence de l'espacement sur la réponse du système sol-micropieux-structure ( $f_{ch} = f_1$ ,  $a_g = 0,69 \text{ m/s}^2$ ).

2x2 micropieux (S=3D)

2x2 micropieux (S=8D)

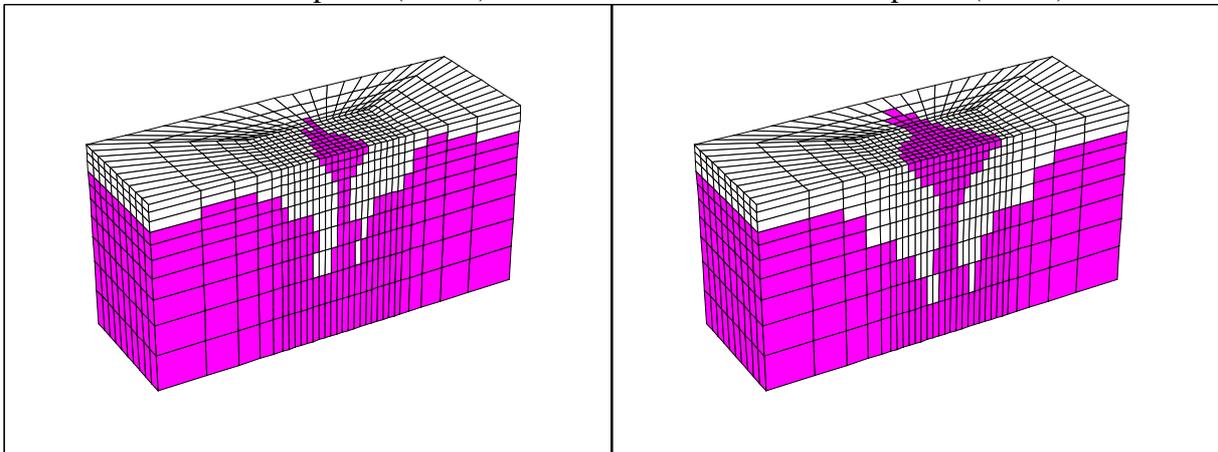


Figure 3.8a. Extension de la plasticité de sol ( $f_{ch} = f_1$ ,  $a_g = 0,69 \text{ m/s}^2$ ).

### 3.5.1.2. Influence du nombre de micropieux

Les calculs présentés dans l'analyse du comportement élastique du système sol-micropieux-structure ont été refaits en considérant un comportement élastoplastique pour le sol. Rappelons que la masse par micropieu a été gardée constante et la rigidité de la superstructure a été augmentée afin de garder la même fréquence de la superstructure ( $f_{st} = 2,12\text{Hz}$ ).

La figure 3.9a montre les enveloppes des efforts induits dans les micropieux pour ces trois groupes. On constate pour le groupe 2x2 que les enveloppes des efforts pour les micropieux avants et arrières sont identiques. Par contre, le moment fléchissant maximal induit dans le micropieu de coin pour les autres groupes est plus important que le moment induit dans les micropieux intérieurs. La figure 3.9b montre le moment fléchissant maximal induit en tête de chaque micropieu par rapport au moment fléchissant induit en tête du micropieu du coin du même groupe, à l'instant de la sollicitation maximale. On remarque que la mise en plasticité de sol accentue d'une manière significative l'inégalité des efforts latéraux repris par les micropieux du même groupe ; la concentration de la charge latérale sur le micropieu du coin est largement plus grande en plasticité. L'effet d'ombre créé derrière les micropieux avants concerne tous les micropieux du groupe. Remarquons que les micropieux intérieurs du groupe 4x4 sont plus concernés par cet effet. Cela résulte du fait qu'ils sont en interaction avec un nombre des micropieux voisins plus grands. Remarquons également que le moment fléchissant induits dans le micropieu (n°8) est de l'ordre de 50% de celui induit dans le micropieu du coin. Cela confirme qu'une hypothèse du comportement élastique de sol surestime d'une manière excessive la rigidité latérale d'un groupe de micropieux. Rappelons que pour un comportement élastique de sol, les moments repris par les micropieux sont identiques pour un groupe de 2x2 et la différence entre eux ne dépasse pas 13% pour un groupe de 4x4 micropieux.

Le tableau 3.11 et la figure 3.9c donnent une comparaison de ces trois groupes. On note une grande différence des forces inertielles et des efforts induits dans les micropieux du coin. On note une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant avec l'augmentation du nombre de micropieux. Les efforts normalisés montrent que l'augmentation du nombre de micropieux conduit à une augmentation de tous les efforts dans les micropieux. Notons que cette tendance a été constatée en élasticité. Néanmoins, cet effet s'accroît avec la plasticité de sol. L'extension de la plasticité de sol est illustrée sur la figure 3.9d. On note qu'elle augmente avec le nombre des micropieux.

Tableau 3.11. Influence du nombre de micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ,  $a_g=0,69\text{cm/s}^2$ ),

groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
2x2	12,00	7,41	7,9	419	605	531	144	79	2,10	1,38	0,52
2x3	16,91	8,68	12,9	818	1160	616	234	159	2,55	1,71	0,82
4x4	13,73	9,69	12,6	1957	2778	527	238	163	3,04	1,95	0,94

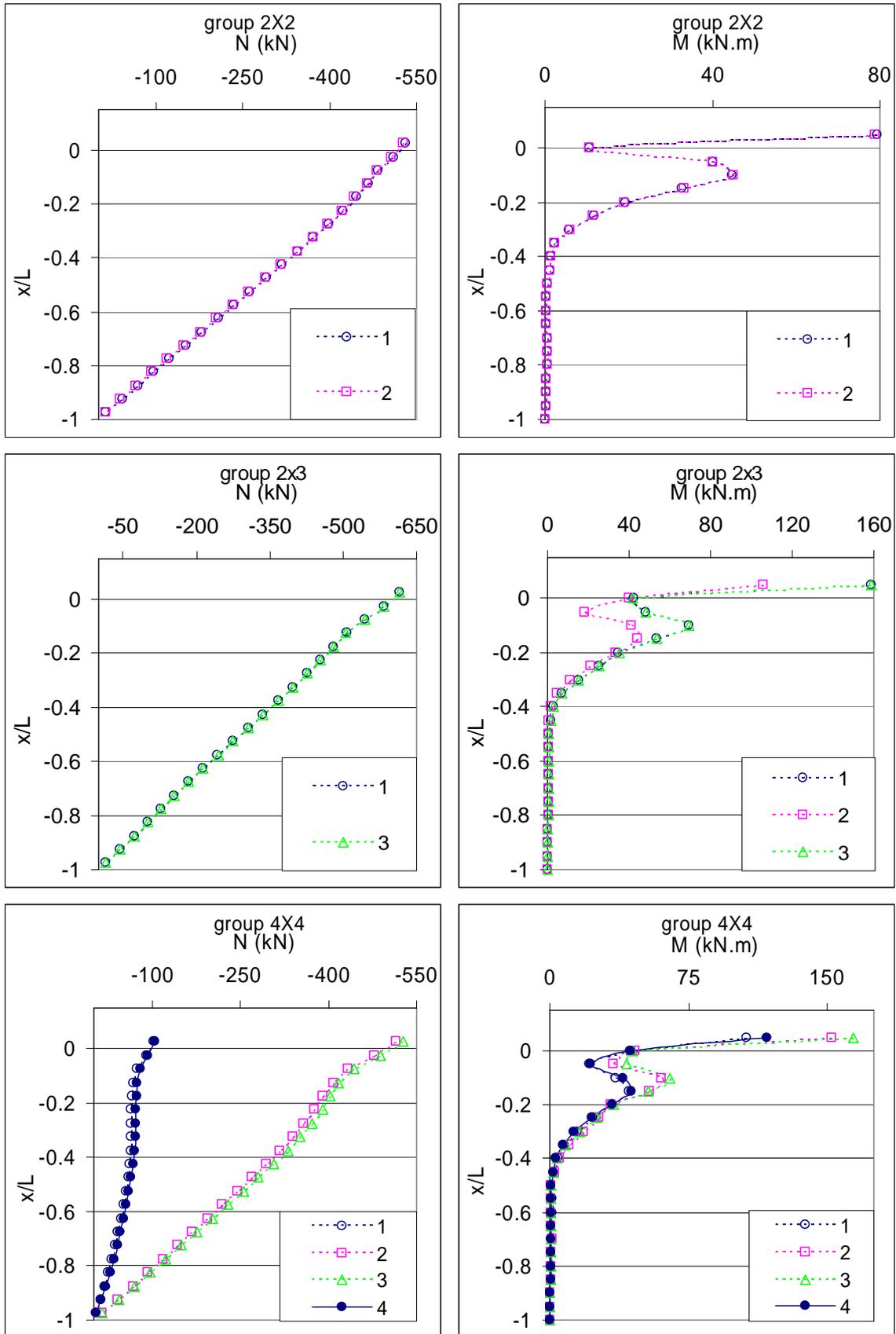


Figure 3.9a. Distribution de la charge entre les micropieux de groupe ( $f_{ch}=f_1=1,09\text{Hz}$ ,  $a_g=0,69 \text{ m/s}^2$ ).

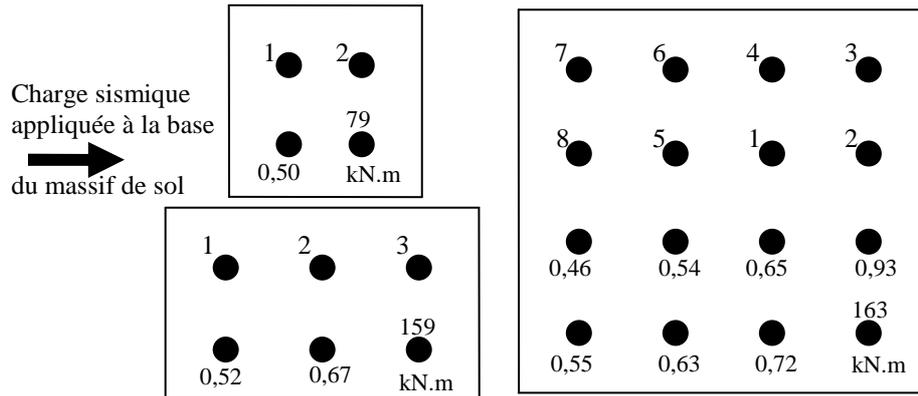


Figure 3.9b. Effet d'ombre pour les différents groupes.

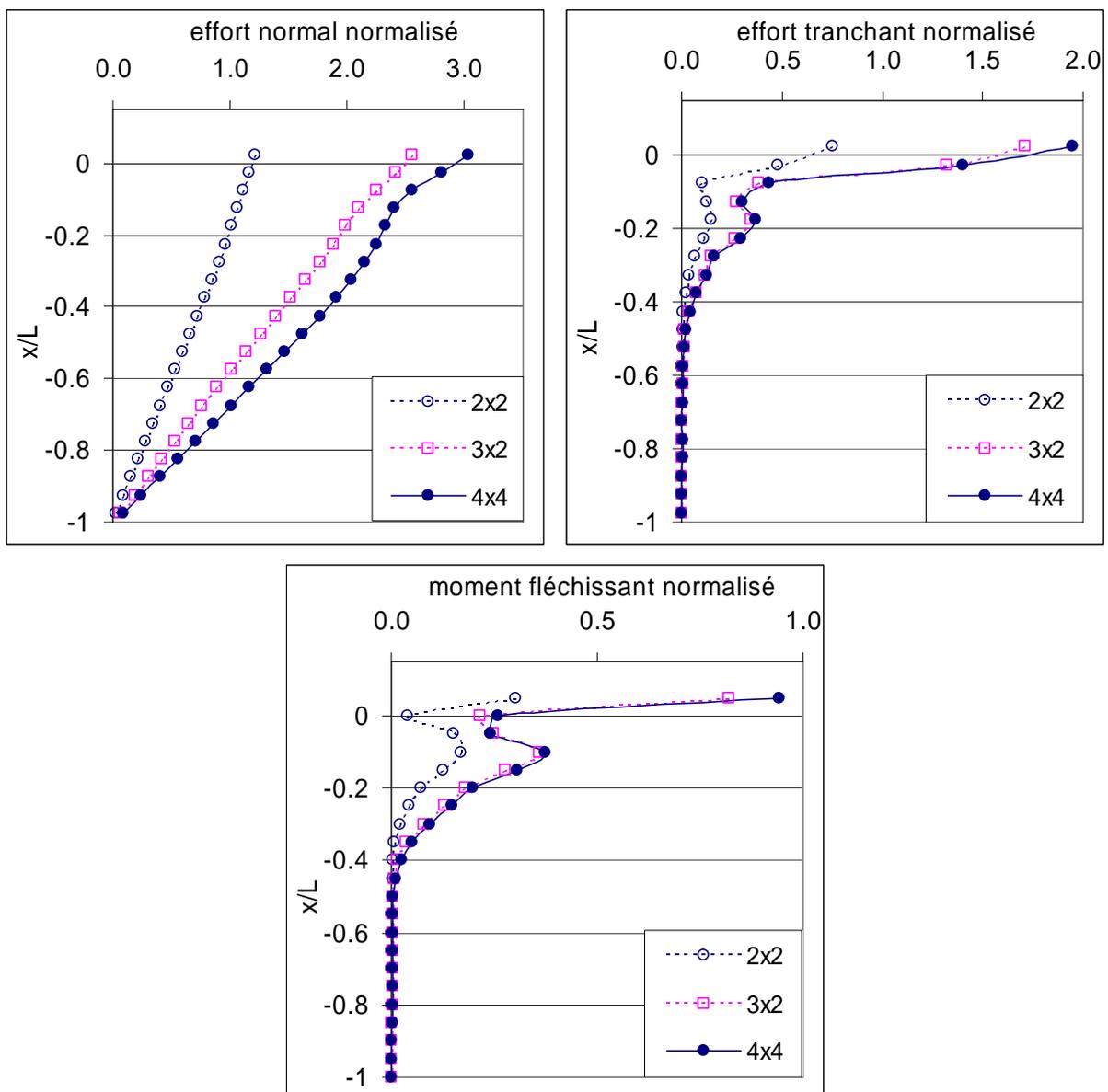


Figure 3.9c. Influence du nombre de micropieux sur leur réponse ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

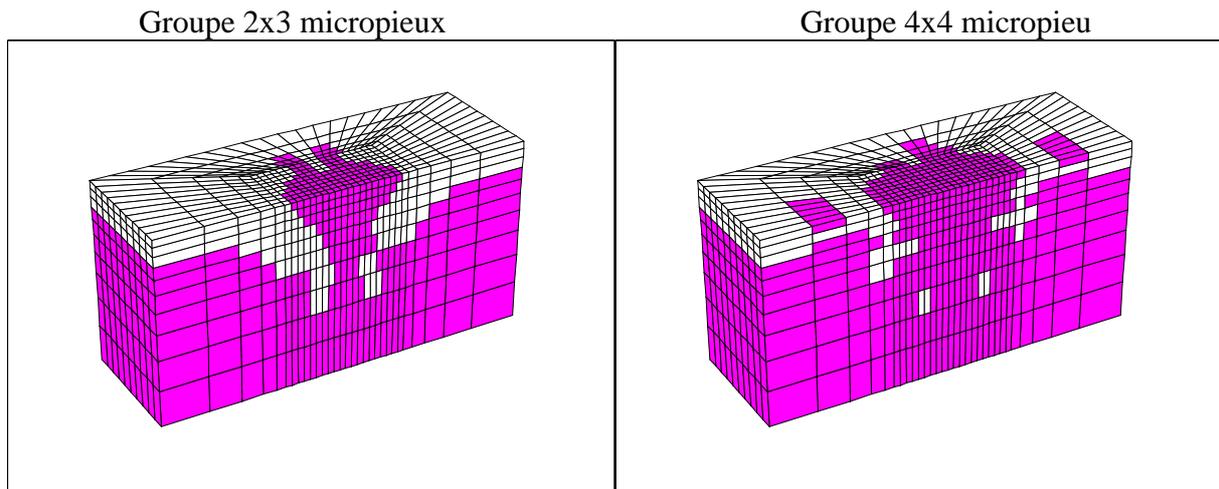


Figure 3.9d. Extension de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

### 3.5.2. Chargement sismique (Enregistrement de Taiwan)

L'enregistrement de Taiwan est utilisé comme chargement à la base des modèles présentés précédemment. L'analyse est présentée pour deux amplitudes du chargement.

#### 3.5.2.1. Influence de l'espacement

Les résultats obtenus pour le groupe de 2x2 micropieux avec 3 espacements (3D, 6D, 8D) sont donnés dans le tableau 3.12a. On note que l'augmentation de l'espacement conduit à une augmentation des forces inertielles et des efforts induits dans les micropieux. Ceci est analogue aux résultats obtenus pour un chargement harmonique. Les efforts normalisés induits dans les micropieux augmentent avec l'espacement. Remarquons que l'accélération du chevron est largement supérieure à celle de la masse de la superstructure.

Tableau 3.12a. Influence de l'espacement (enregistrement de Taiwan  $v_g=40$  cm/s).

S	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevron</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevron</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
3D	5,99	14,89	4,2	105	187	231	29	15	1,48	1,12	0,31
6D	10,41	19,50	10,7	311	494	359	109	63	1,75	1,40	0,51
8D	14,49	14,05	12,0	472	683	444	144	87	2,08	1,22	0,51

Tableau 3.12b. Moments fléchissants maximaux.

S	3D		6D		8D	
	1	2	1	2	1	2
M <sup>+</sup>	14,6	14,5	47,9	44,0	86,9	74,4
M <sup>-</sup>	14,3	14,4	52,2	62,5	63,1	73,2
(M <sup>ar</sup> /M <sup>av</sup> )min	0,99		0,84		0,86	

Le tableau 3.12b donnent les moments fléchissants maximaux positif et négatif dans les deux micropieux. Les moments maximaux induits dans les micropieux ne sont pas identiques. Le groupe avec l'espacement le plus petit montre un effet d'ombre moins important, ce qui est tout à fait inattendu (pour un chargement statique). Cela résulte du fait que la plasticité de sol due à l'effet inertiel de la superstructure est beaucoup moins importante dans le cas de S=3D. A part de cette réponse, on note que l'effet d'ombre est moins important pour le grand espacement.

Tableau 3.13a. Influence de l'espacement (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).

S	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
3D	8,55	21,43	9,0	149	297	341	43	24	1,38	1,16	0,33
6D	11,46	26,38	14,4	405	544	489	120	66	2,15	1,18	0,48
8D	16,31	18,65	18,3	530	805	512	189	118	2,04	1,43	0,59

Tableau 3.13b. Moments fléchissants maximaux (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).,

S	3D		6D		8D	
	1	2	1	2	1	2
M <sup>+</sup>	24,4	22,8	65,6	53,9	97,4	79,8
M <sup>-</sup>	16,0	16,2	47,4	63,4	93,7	118,1
(M <sup>ar</sup> /M <sup>av</sup> )min	0,93		0,75		0,79	

L'augmentation de la charge appliquée induit une augmentation de la réponse (tableau 3.13). Cependant, cette augmentation n'est pas proportionnelle à l'amplitude du chargement. En effet, l'accélération de la masse de la superstructure augmente de près de 40% pour le groupe de S=3D et de 10% seulement pour les deux groupes S=6D et S=8D. Par contre, l'accélération du chevêtre augmente de près de 45% pour le groupe de S=3D et de 35% pour les deux groupes S=6D et S=8D. Cela montre un changement significatif du comportement du système et des interactions entre ses différentes composantes. Les efforts induits dans les micropieux présentent la même tendance constatée précédemment : une augmentation de leurs valeurs avec l'espacement. Remarquons, cependant, que l'effort normal dynamique pour le groupe S=6D devient très proche de celui de S=8D (Figure 3.10). Cet effort est probablement l'effort maximal que l'on peut mobiliser pour cette résistance de sol.

L'effet d'ombre augmente par l'augmentation de l'amplitude du chargement (tableau 3.13a). Notons que l'effet d'ombre pour ce chargement reste inférieur par rapport à celui pour un chargement harmonique à la fréquence fondamentale de sol. L'ensemble de ces résultats met en évidence que l'effet d'ombre est fortement dépendant non seulement de l'amplitude du chargement mais aussi de son contenu fréquentiel et de l'interaction de celui-ci avec les fréquences propres du système.

Les deux figures 3.10b donnent les spectres des réponses au niveau de la superstructure et du chevêtre pour une amplitude du chargement 80 cm/s. Le spectre de la superstructure montre

une translation des fréquences dominantes vers les hautes fréquences avec l'augmentation de l'espacement. Le spectre du chevêtre indique que les fréquences s'approchent de plus en plus des fréquences prédominantes du chargement. On note que la plasticité modifie principalement la contribution des fréquences dominantes avec une nette diminution de l'énergie contenue dans la réponse.

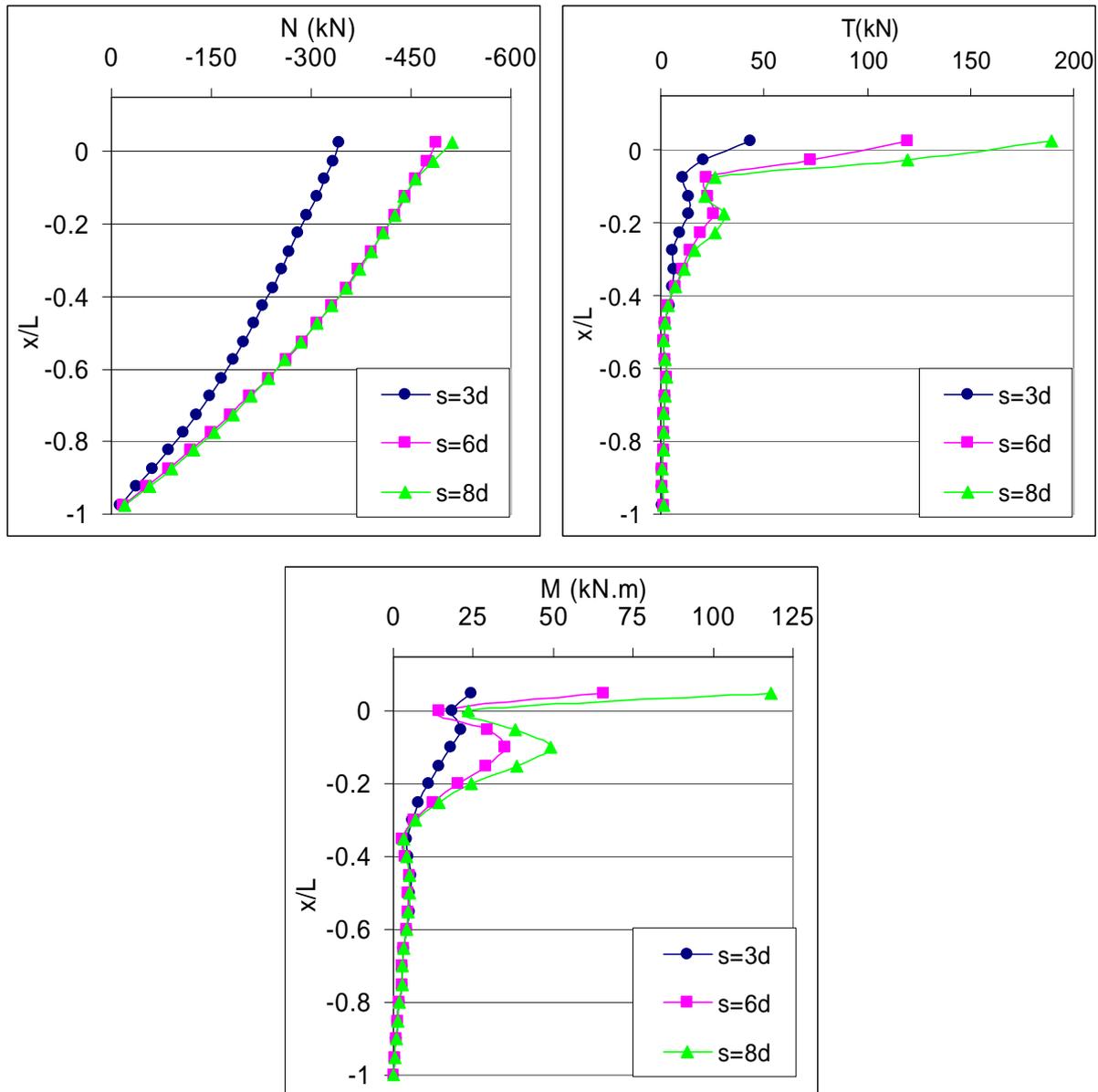


Figure 3.10a. Influence de l'espacement de micropieux sur leur réponse (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).

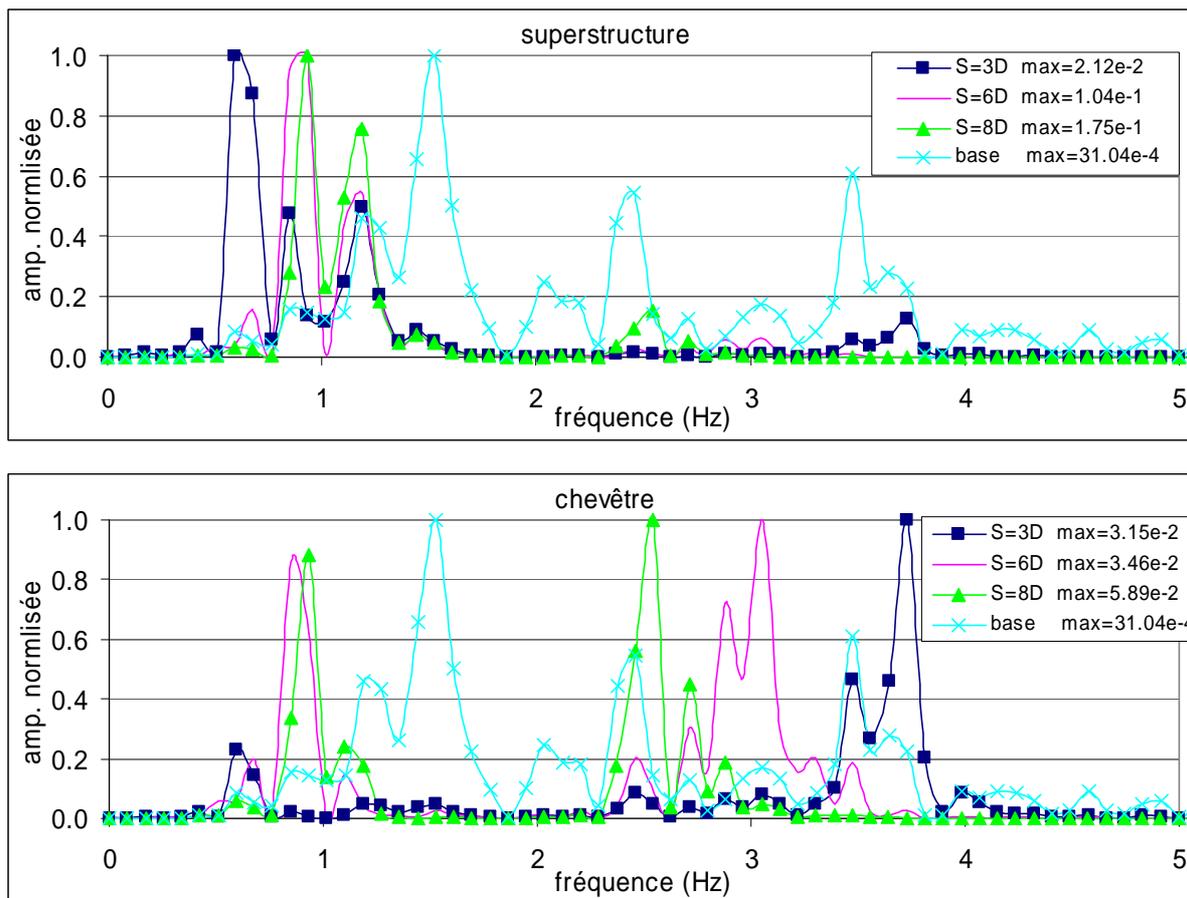


Figure 3.10b. Influence de l'espace des micropieux / Spectres des réponses.

### 3.5.2.2. Influence du nombre de micropieux

Les résultats obtenus pour les trois groupes sous le chargement de Taiwan (40 cm/s) sont donnés dans le tableau 3.14. On note que l'accélération de la masse de la superstructure est relativement proche pour les différents groupes. Le rapport entre les forces inertielles de chaque modèle et le nombre de micropieux a des valeurs également proches pour ces différents groupes. Malgré cela, les efforts induits dans les micropieux sont différents. La comparaison de la réponse du groupe 2x2 avec celle du groupe 4x4 montre une augmentation de la charge sur le micropieu du coin avec l'augmentation du nombre de micropieux. Cependant, le groupe 2x3 donne des efforts normalisés plus grands que les autres groupes.

De plus, le fait de doubler la charge appliquée résulte dans une augmentation des forces inertielles et des efforts induits dans les micropieux (tableau 3.15 et figure 3.11). Les efforts normalisés pour cette amplitude du chargement indiquent que les efforts repris par le micropieu du coin sont d'autant plus grands que les micropieux du groupe sont nombreux. On constate également que le moment fléchissant normalisé augmente à cause de l'augmentation de la plasticité de sol.

Tableau 3.14. Influence de l'espacement (enregistrement de Taiwan  $v_g=40$  cm/s).

groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
2x2	10,41	19,50	10,7	311	494	359	109	63	1,75	1,40	0,51
2x3	10,53	17,89	12,6	503	724	357	155	101	2,37	1,85	0,84
4x4	9,99	15,84	12,1	1361	1849	259	131	81	2,24	1,54	0,70

Tableau 3.15. Influence de l'espacement (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).

groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
2x2	11,46	26,38	14,4	405	544	489	120	66	2,15	1,18	0,48
2x3	13,09	24,39	14,8	649	891	461	187	119	2,49	1,73	0,80
4x4	12,23	21,41	14,2	1621	2248	354	179	129	2,52	1,77	0,91

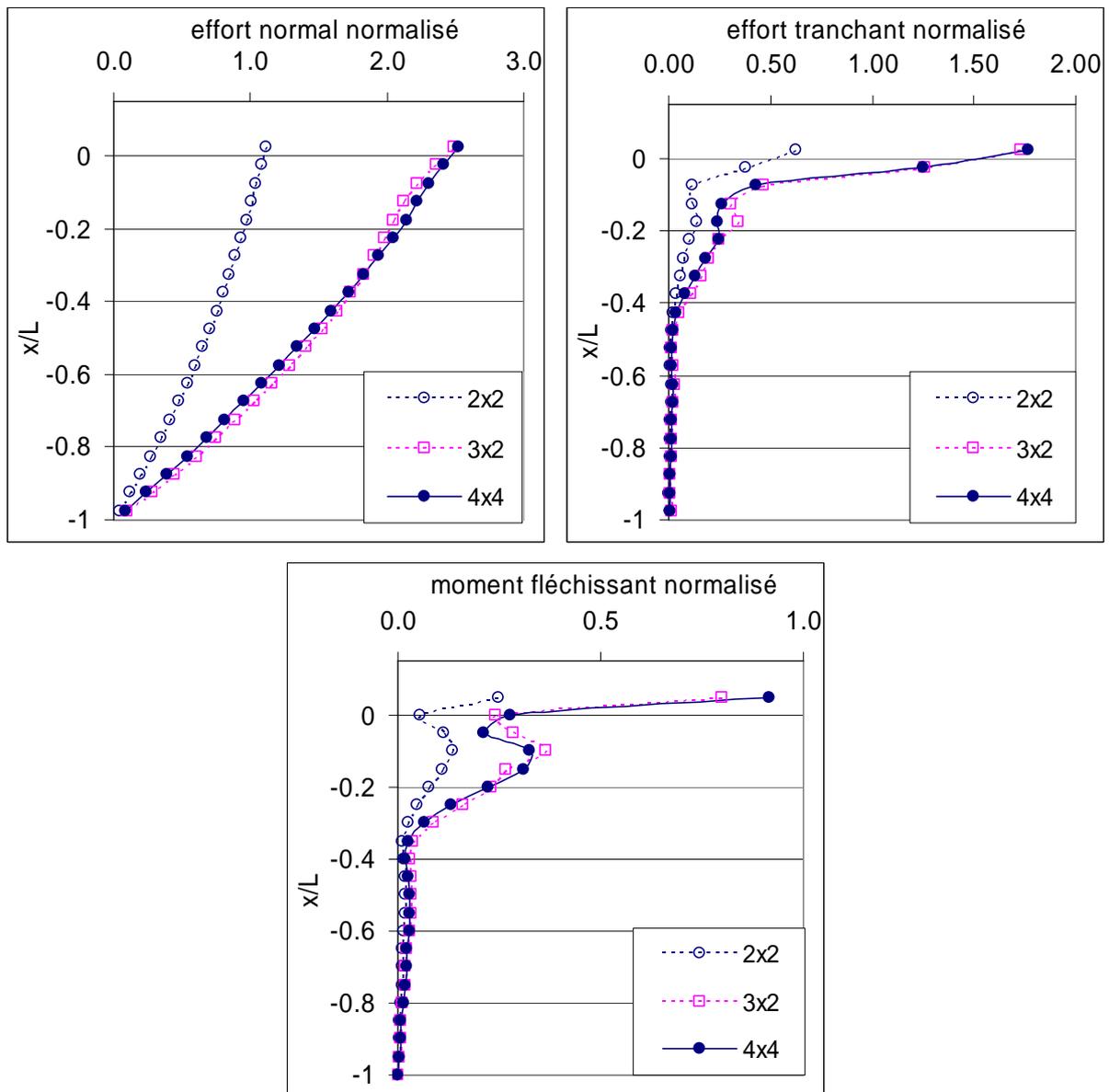


Figure 3.11. Influence du nombre de micropieux sur leur réponse (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).

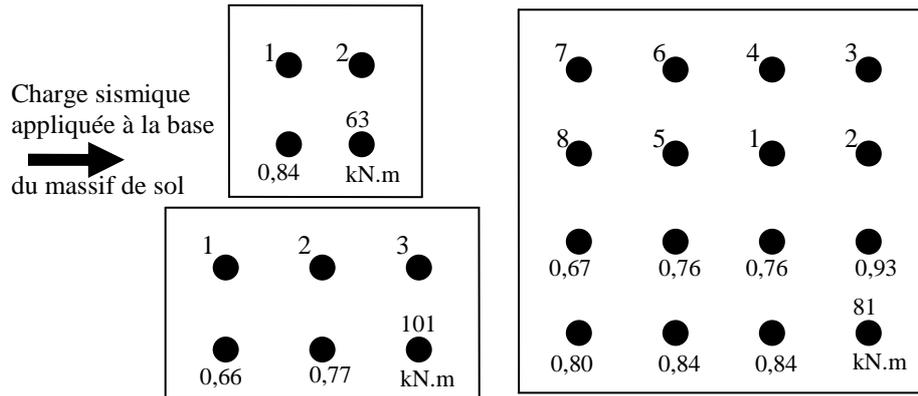


Figure 3.11a. Effet d'ombre pour les différents groupes (enregistrement de Taiwan  $v_g=40$  cm/s).

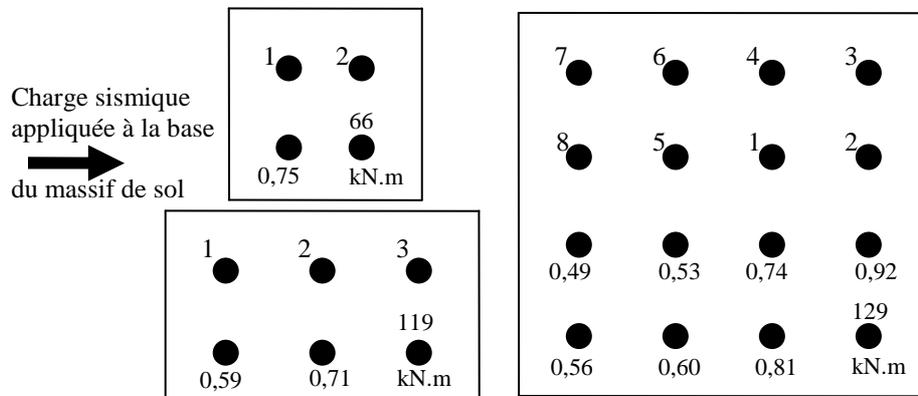


Figure 3.11b. Effet d'ombre pour les différents groupes (enregistrement de Taiwan  $v_g=80$  cm/s).

Les figures 3.11a et 3.11b illustrent l'effet d'ombre pour ces différents groupes et pour les deux amplitudes du chargement. Comme prévu, l'effet d'ombre augmente avec l'augmentation d'amplitude du chargement appliqué. Le moment fléchissant dans Le micropieu (n°8) est de l'ordre de 50% de celui induit dans le micropieu du coin. A noter que beaucoup des bureaux d'études utilisent cette valeur ou proche de celle-ci pour dimensionner les pieux sous une charge latérale.

Avec l'augmentation de nombre de micropieux, les fréquences dominantes du système se rapproche des fréquences dominantes du chargement (figure 3.11c et 3.11d).

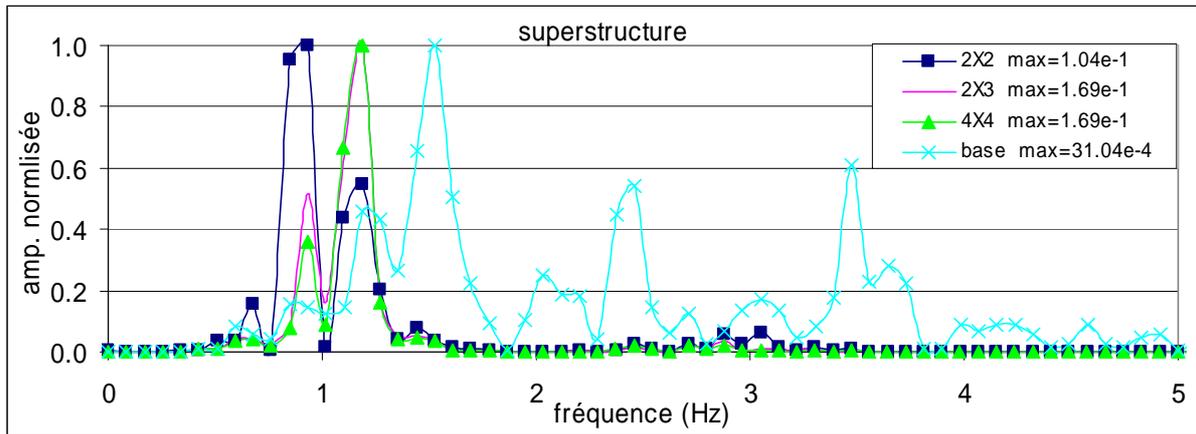


Figure 3.11c. Influence de l'espacement des micropieux / Spectres des réponses de la superstructure.

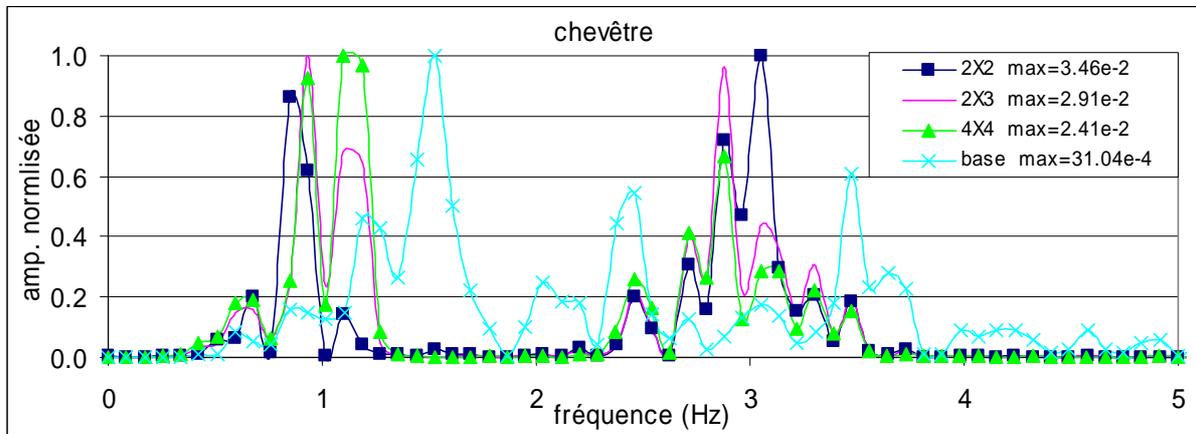


Figure 3.11d. Influence de l'espacement des micropieux / Spectres des réponses du chevron.

### 3.6. Influence du contenu fréquentiel du chargement sismique

Les résultats obtenus pour un comportement élastique du système sol-micropieux-structure (paragraphe 2.6) ont montré une forte dépendance de la réponse de ce système du contenu fréquentiel du chargement sismique. On se propose d'examiner cet aspect pour un comportement non-linéaire de sol. Les paramètres de la plasticité de sol sont ceux utilisés dans l'exemple de référence.

La figure 3.12a et le tableau 3.16 donnent les réponses obtenues pour les différents enregistrements sismiques. On constate que la réponse du système dépend fortement du chargement appliqué. La réponse à l'enregistrement de la Turquie reste la plus élevée. La diminution de cette réponse à cause de la mise en plasticité de sol est également la plus significative. La réponse à l'enregistrement de Kobe est quasiment élastique. Ces résultats montrent clairement que l'effet de la plasticité sur la réponse du système est particulièrement dépendant du contenu fréquentiel du chargement. Cela peut être expliqué par le fait que l'amplification elle-même est fortement dépendante de celui-ci, comme le démontrent les résultats obtenus pour une hypothèse du comportement élastique de sol. Ce constat est en accord avec les résultats de Maheshwari et al. (2005) sur de pieux.

De plus, la dépendance de la réponse concerne également les efforts normalisés de micropieux eux-mêmes. Cela résulte de la différence de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système. La comparaison avec les réponses élastiques montre que la plasticité du sol cause une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant normalisés quelque soit le chargement appliqué. Quand à l'effort normal normalisé, il ne présente pas de tendance régulière.

La figure 3.12b donne l'extension de la plasticité de sol pour ces différents enregistrements. On constate que la plasticité de sol est localisée autour de la fondation en particulier près de la surface de sol. Elle est particulièrement étendue pour le chargement de Turquie tandis qu'elle est très limitée dans le cas du chargement de Kobe. Notons que cette plasticité résulte seulement de l'effet inertiel.

Les spectres de réponses (Figure 3.12c et 3.12d) montrent une variation des fréquences dominantes en fonction du chargement appliqué. Néanmoins, on observe une concentration sur les fréquences propres du sol ( $f_1=0,67$  Hz,  $f_2=2,01$  Hz). Cela confirme que les fréquences propres de sol contribuent d'avantage au mouvement du système sol-micropieux-structure, malgré le grand nombre des fréquences contenues dans un chargement sismique.

Tableau 3.16. Réponses d'un groupe 2x2 micropieux aux différents enregistrements.

Enregistrement	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
Turquie	6,97	7,13	25,2	494	654	562	173	104	2,06	1,40	0,64
El-Centro	4,07	6,85	13,4	294	402	360	91	48	2,15	1,24	0,48
Kobe	2,22	3,63	5,7	144	209	152	39	21	1,75	1,07	0,39
Taiwan	4,20	5,10	12,6	285	389	338	83	43	2,08	1,16	0,44

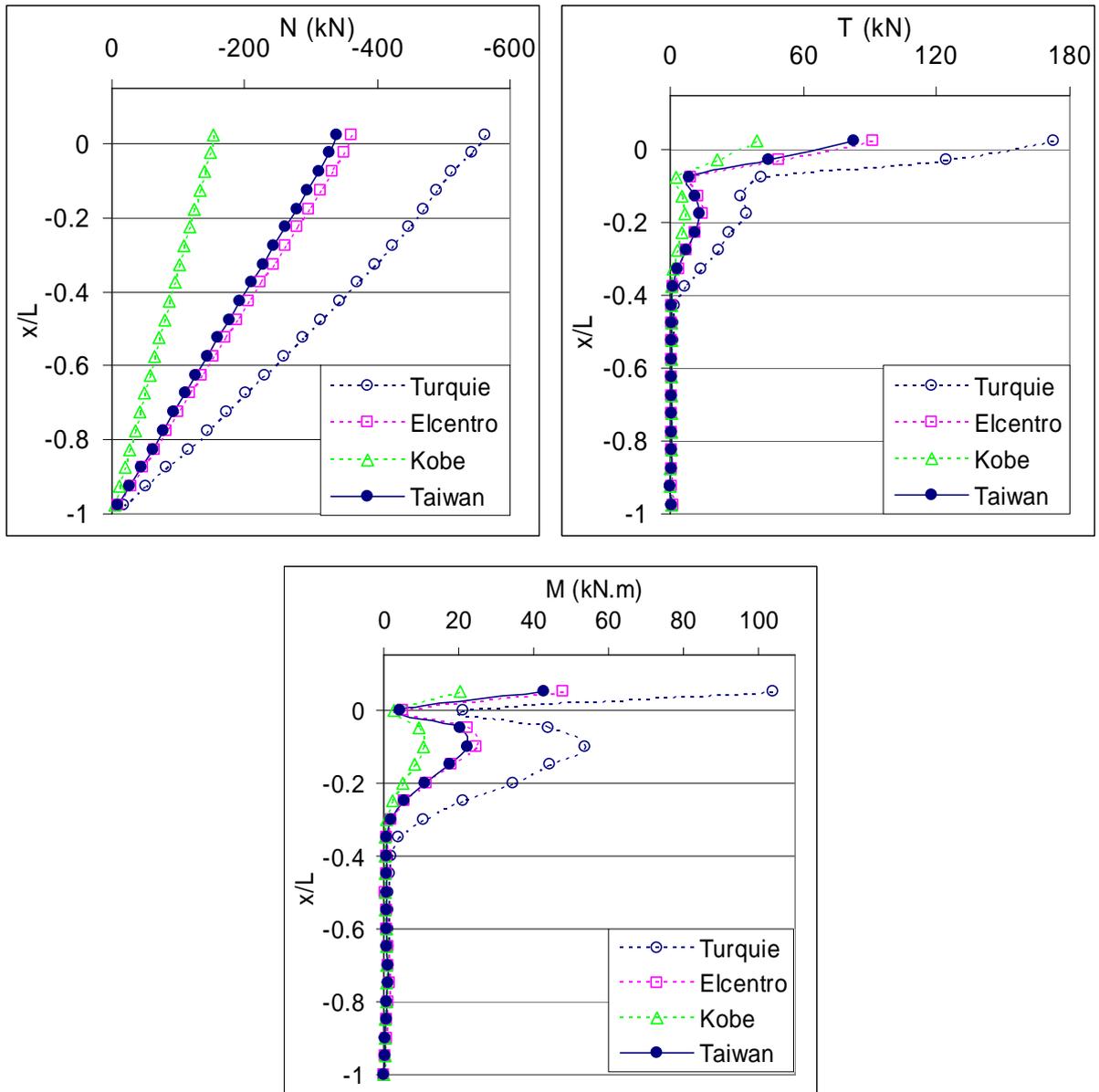


Figure 3.12a. Influence du chargement sismique sur la réponse du groupe de 2x2 micropieux.

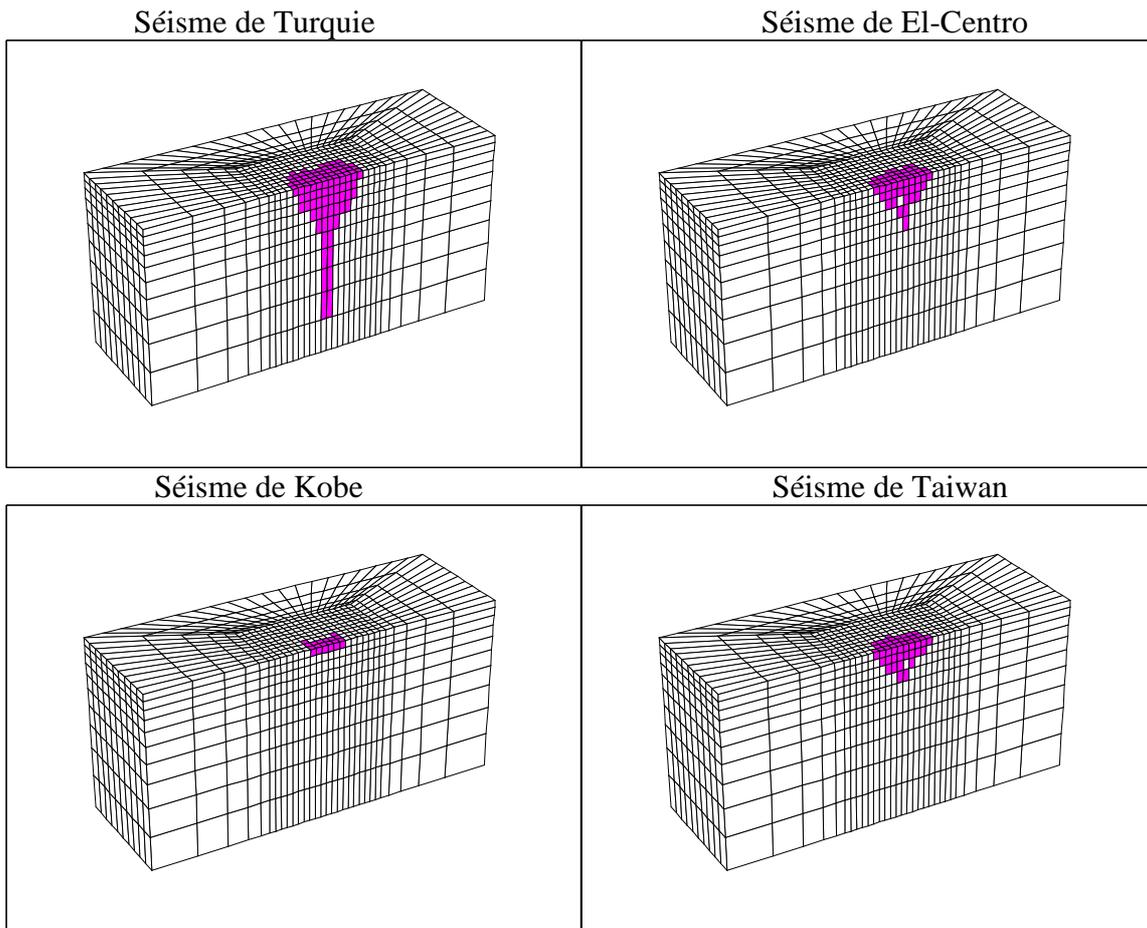
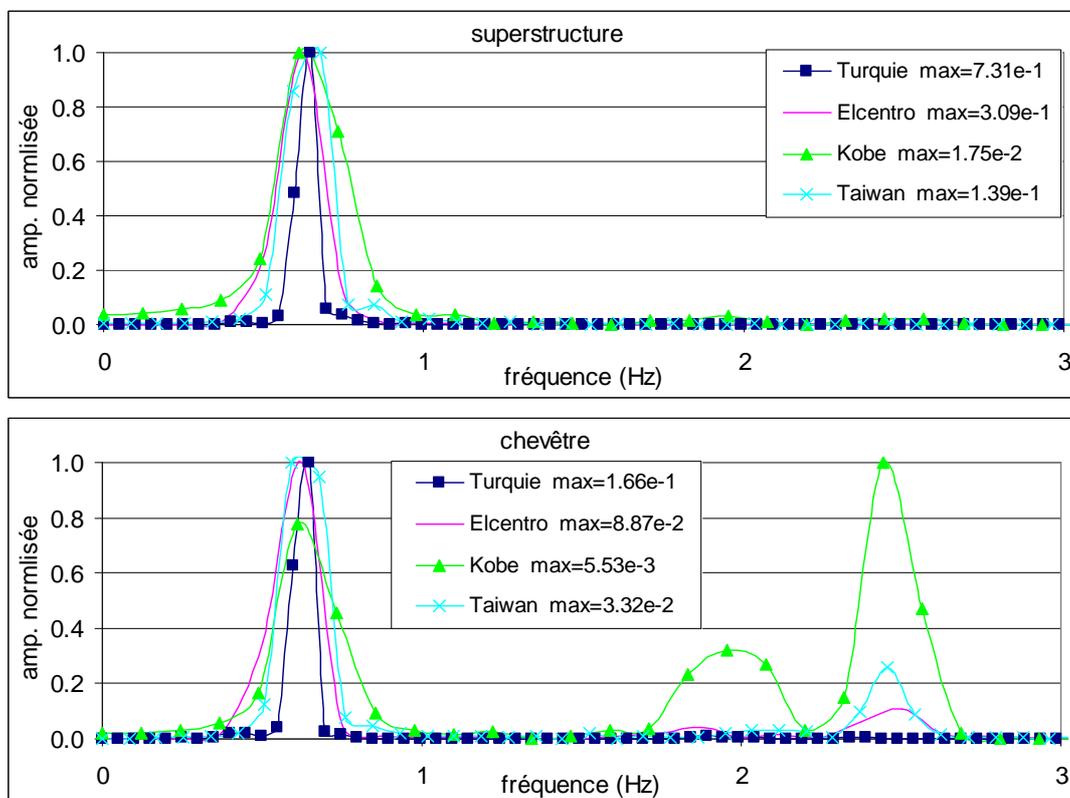


Figure 3.12b. Extension de la plasticité de sol pour les différents chargements ( $v_g = 40$  cm/s).



Figures 2.12c. Influence du contenu fréquentiel du chargement / Spectres des réponses.

### 3.7. Influence de l'inclinaison de micropieux

D'après les résultats obtenus dans le chapitre précédent, l'inclinaison des micropieux peut être bénéfique pour leur comportement dynamique mais elle peut être, cependant, déterminant sur le comportement de la superstructure, tout dépend de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-micropieux-structure. On propose dans cette section d'analyser l'effet de l'inclinaison des micropieux tout en tenant compte de la plasticité de sol.

#### 3.7.1. Chargement harmonique

Le modèle étudié est exactement le même que celui de l'exemple de référence présenté au début de ce chapitre sauf que les quatre micropieux sont inclinés vers l'extérieur d'un angle  $\alpha = 20^\circ$ . Deux amplitudes du chargement ont été considérées avec une fréquence du chargement  $f_{ch}=f_1$ .

Le tableau 3.17 et la figure 3.13 donnent les résultats obtenus pour une amplitude de chargement de 0,1g. La comparaison de la réponse de ce modèle avec l'exemple de référence montre la même tendance que celle observée en élasticité. L'inclinaison induit une forte augmentation de l'accélération de la masse et du chevron. Ceci se traduit par une forte augmentation de l'effort normal dans les micropieux inclinés. Par contre, cette inclinaison résulte une réduction très importante de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Les efforts normalisés confirment cette même tendance. Ce résultat indique que l'inclinaison conduit à une meilleure mobilisation de la composante axiale des micropieux, ce qui permet de soulager l'effort tranchant et le moment fléchissant. Il montre également que la charge transmise de la fondation à la superstructure peut être amplifiée d'une manière importante.

L'extension de la plasticité de sol (figure 3.13a) montre une zone plastifiée beaucoup plus grande pour le groupe incliné avec un effet inertiel largement plus important. Cela montre que le sol peut être plus sollicité dans le cas des micropieux inclinés.

Tableau 3.17. Influence de l'inclinaison des micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,1$ g).

Groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> / T <sub>max</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
Incliné	40,77	21,66	34,8	1503	2013	1634	84	57	19,46	0,22	0,11
vertical	13,58	8,36	9,3	439	632	557	156	88	3,57	1,42	0,55

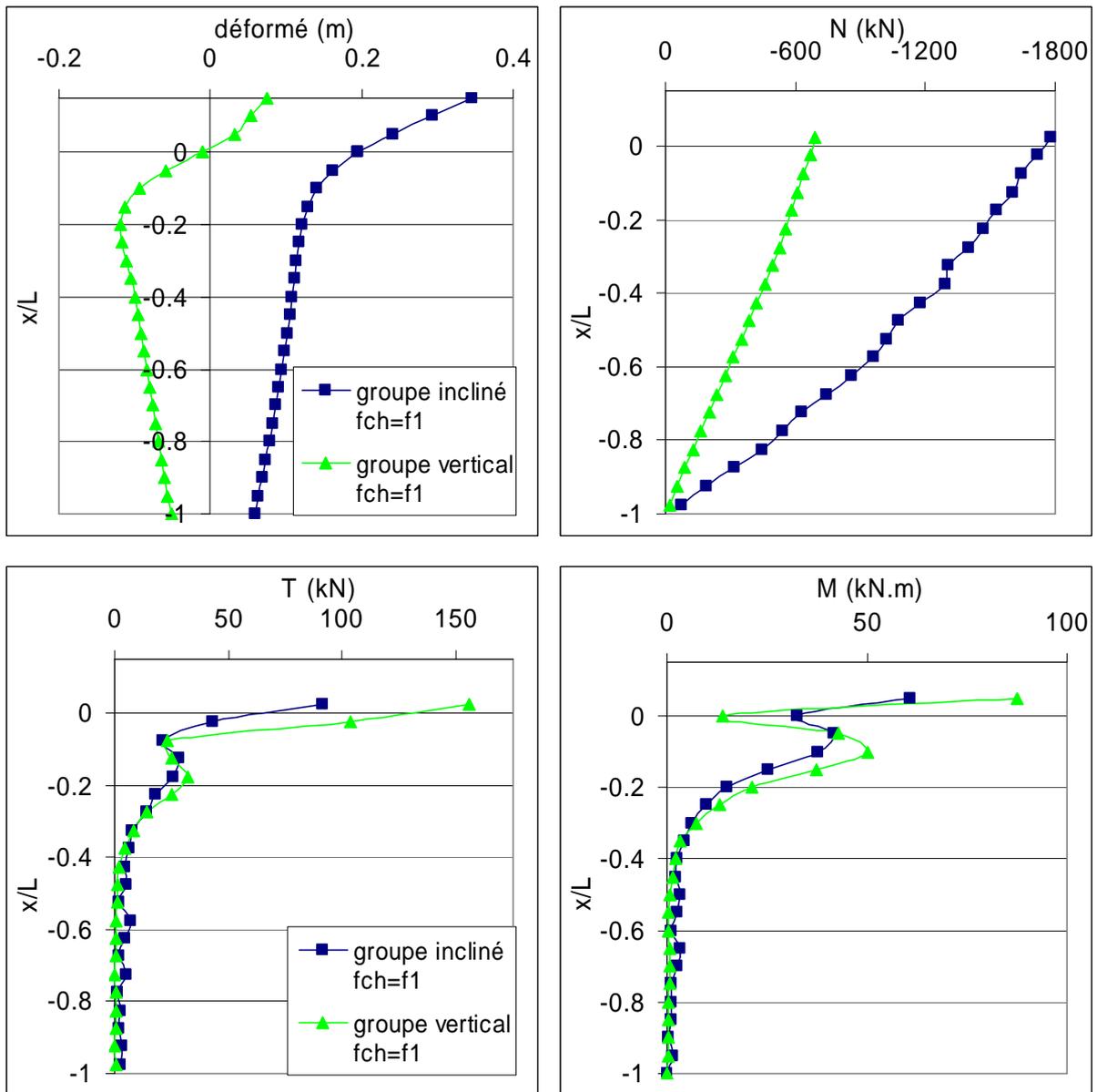


Figure 3.13a. Influence de l'inclinaison des micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,1g$ ).

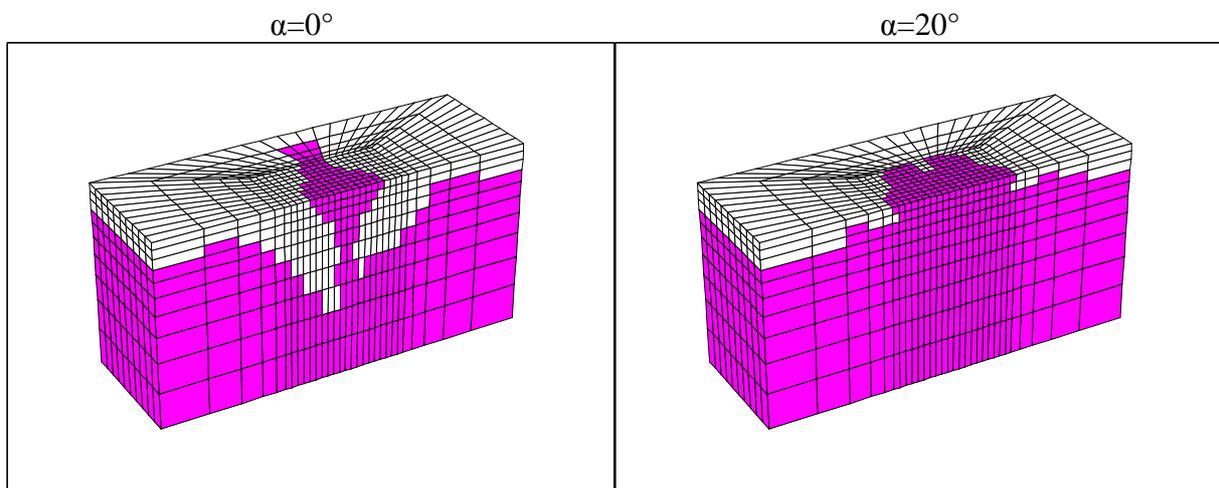


Figure 3.13b. Extension de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,1g$ ).

Par ailleurs, la comparaison de ces réponses avec celles obtenues en élasticité montre une forte diminution de la réponse causée par la mise en plasticité de sol.

D'autre part, l'augmentation de l'amplitude du chargement de 50% ( $a_g = 0,15g$ , voir Annexe C) résulte en une légère augmentation de la réponse. Cela indique une forte plasticité de sol même pour  $a_g = 0,1g$  (la résistance de sol a été déjà quasiment mobilisées complètement). L'effet de l'inclinaison sur la réponse du système reste également le même pour cette amplitude du chargement. Notons que les valeurs maximales de tous les efforts se produisent en tête des micropieux même s'ils sont inclinés.

### 3.7.2. Chargement sismique

Le modèle est identique à celui présenté dans le chapitre précédent (paragraphe 2.7.2). Les paramètres de la plasticité de sol sont identiques à ceux utilisés dans l'exemple de référence présenté au début de ce chapitre. Les calculs ont été effectués avec les 4 enregistrements Turquie, El-Centro, Kobe et Taiwan, pour une inclinaison comprise entre 0 et 30°. Les résultats obtenus pour l'enregistrement de la Turquie sont donnés dans le tableau 3.18 et la figure 3.14. Les résultats pour les autres enregistrements sont donnés en Annexe C. Ils présentent généralement la même tendance présentée dans cette section.

On constate que l'influence de l'inclinaison sur l'accélération de la superstructure et du chevron et sur le déplacement de ce dernier, présente des irrégularités. Elle fait augmenter leurs valeurs pour certaines inclinaisons et les réduire pour d'autres. Ceci est dû au fait que l'inclinaison modifie d'une manière significative les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (voir au-dessous les analyses Fourier de ces réponses). Remarquons que le déplacement du chevron et son accélération diminuent avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison de micropieux de 10° à 30°.

Tableau 3.18. Influence de l'inclinaison sur la réponse dynamique (2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie).

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevron</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevron</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T*	M*
0	6,97	7,13	25,2	494	654	562	<b>173</b>	<b>104</b>	3,26	1,40	0,64
10	12,08	<b>7,37</b>	<b>30,1</b>	842	1107	951	142	73	6,70	0,67	0,27
15	12,61	6,82	27,7	<b>918</b>	<b>1225</b>	<b>990</b>	79	31	12,50	0,34	0,10
<b>20</b>	<b>13,02</b>	5,60	23,6	905	1221	937	<b>19</b>	<b>18</b>	<b>48,17</b>	<b>0,09</b>	<b>0,06</b>
25	12,06	4,71	21,7	879	1196	865	39	53	22,47	0,18	0,18
30	12,43	3,85	20,5	852	1169	796	79	87	10,09	0,37	0,30

Concernant les efforts des micropieux, on constate que l'augmentation de l'inclinaison des micropieux jusque certain seuil (15° à 20°) fait augmenter l'effort normal et diminuer l'effort tranchant et le moment fléchissant. Au-delà, l'augmentation de l'inclinaison fait augmenter l'effort tranchant et le moment fléchissant tout en réduisant l'effort normal. Remarquons que pour toutes les inclinaisons étudiées (rang des inclinaisons usuelles), l'effort tranchant et le moment fléchissant pour un micropieu incliné sont toujours inférieurs à ceux d'un micropieu vertical, même si les forces inertielles de la superstructure sont largement plus grandes pour les modèles avec des micropieux inclinés.

En examinant les efforts normalisés, on observe une augmentation importante de l'effort normal avec l'inclinaison. Le rapport entre celui-ci et l'effort tranchant atteint une valeur maximale pour une inclinaison de 20°. Pour cette inclinaison, l'effort tranchant et le moment

fléchissant normalisés présentent des minima. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus en élasticié. Ceci confirme qu'une inclinaison de l'ordre de  $20^\circ$  semble d'être optimale pour le comportement sismique des micropieux. Pour cette inclinaison (ou proche de celle-ci) on mobilise un maximum d'effort normal dans les micropieux et on réduit l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Les spectres du mouvement de la masse de la superstructure pour ces différentes réponses sont illustrés sur la figure 3.14b. On constate, comme pour les réponses élastiques, que l'inclinaison conduit à une augmentation des fréquences dominantes jusqu'à un angle critique, et puis à une diminution des ces fréquences.

L'extension de la plasticité induite dans le sol pour les différents modèles est présentée dans la figure 3.14a. On note que la plastification du sol résulte seulement de l'effet inertiel de la superstructure et sa fondation. Remarquons qu'en donnant un certain angle d'inclinaison aux micropieux, la zone plastifiée est de moins en moins profonde dans le sol mais son étendue dans la zone surfacique s'élargit pour certaines inclinaisons. Ceci montre que les couches de sol les plus sollicitées sont moins profondes dans le cas de micropieux inclinés. Ceci devrait être pris en considération dans les dimensionnement des micropieux inclinés en particulier si les couches supérieures sont moins résistantes (ce qui est généralement le cas). Il faut bien préciser que l'inclinaison ne diminue pas toujours les contraintes induites dans le sol ; cela dépend tout simplement de l'amplification de la réponse, ou en d'autre terme, de l'interaction du contenu fréquentiel des chargements sismiques avec les fréquences propres du système, qui sont à leurs tour, influencées par l'inclinaison des micropieux.

Les résultats donnés en annexe C présentent généralement la même tendance que celles présentées dans cette section. Ils sont obtenus pour différentes rigidités de sol pour des chargements harmoniques et sismiques.

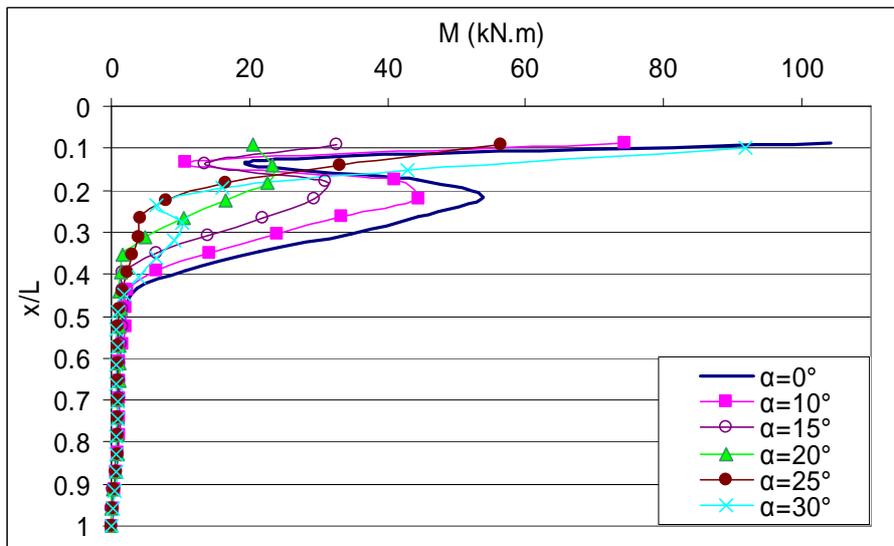
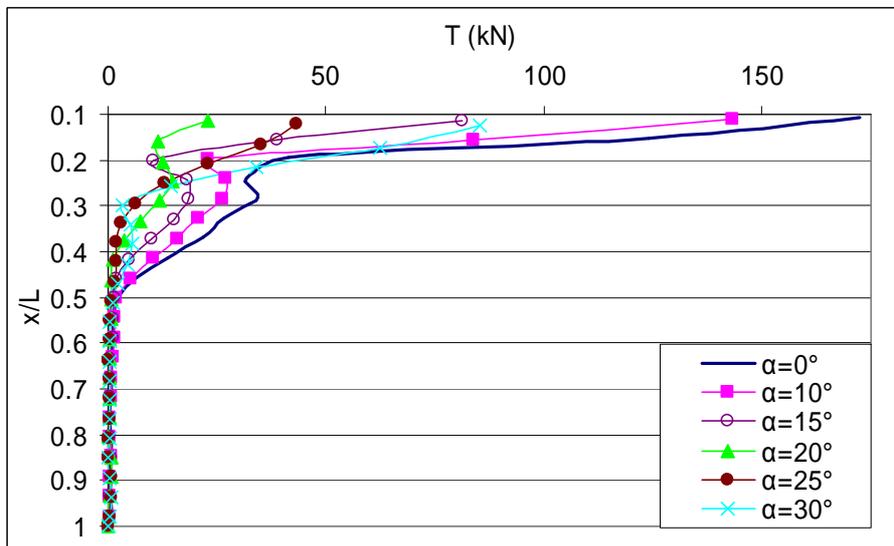
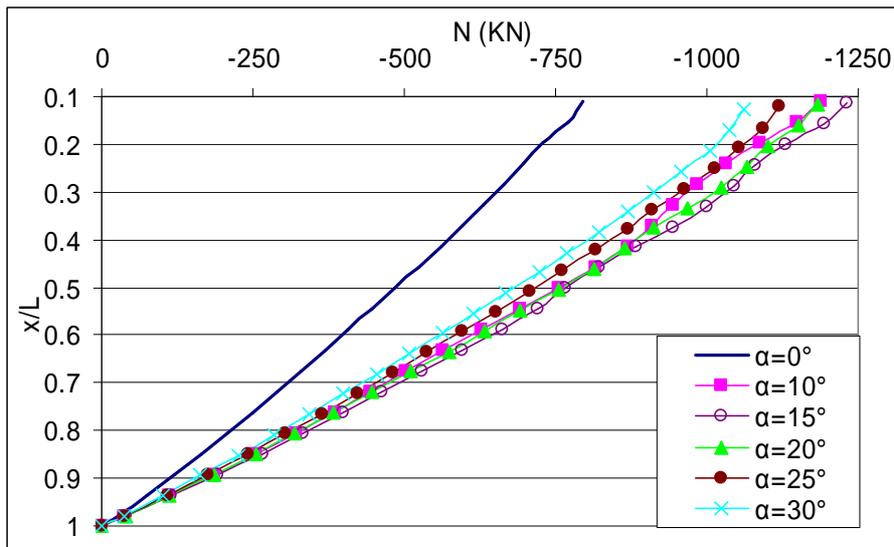


Figure 3.14a. Influence de l'inclinaison sur la réponse dynamique (2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie, les efforts sont la somme des efforts statiques et dynamiques).

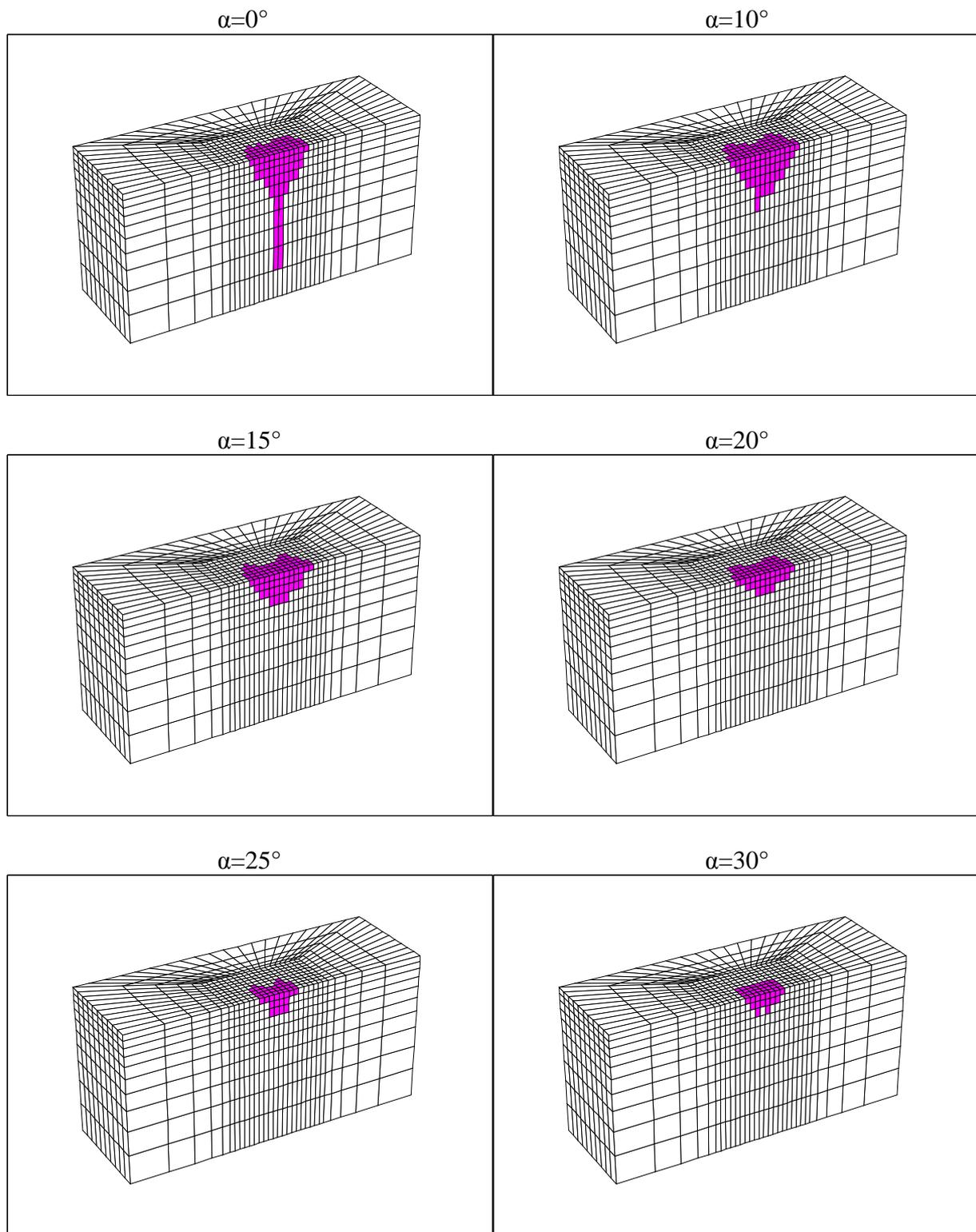


Figure 3.14b. Extension de la plasticité de sol pour différents angle d'inclinaison des micropieux (groupe 2x2, enregistrement de Turquie,  $V_g = 40$  cm/s).

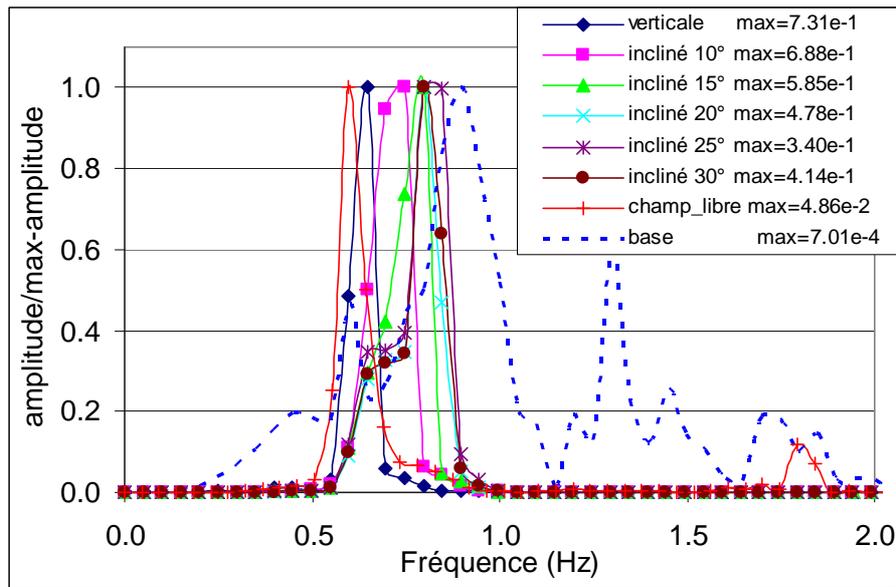


Figure 3.14c. Influence de l'inclinaison : Spectres du mouvement de la superstructure (groupe 2x2 micropieux, enregistrement de la Turquie).

### **3.8. Influence de l'articulation de micropieux**

Les observations post-sismiques présentées dans le premier chapitre ont montré que la rupture des pieux est très fréquente au niveau de leur liaison avec le chevêtre, en particulier les pieux inclinés. On propose dans cette section d'analyser l'effet de l'articulation des micropieux sur leur comportement dynamique. Le modèle est identique au modèle de référence présenté au début de ce chapitre sauf que les micropieux sont articulés en tête. L'analyse est menée sur des micropieux verticaux et inclinés soumis à un chargement harmonique ou sismique.

#### **3.8.1. Micropieux verticaux**

La figure 3.15 illustre les résultats obtenus pour les groupes des micropieux verticaux. On constate une grande diminution des efforts inertiels résultant de l'articulation des micropieux dans le chevêtre. Cette diminution se traduit par une diminution de tous les efforts induits dans les micropieux. On observe également que l'effort tranchant maximal se produit en tête pour les micropieux encastés ou articulés. Le moment fléchissant maximal pour les micropieux encastés est en tête tandis qu'il se produit près de la surface de sol pour les micropieux articulés. La forte variation des forces inertielles et des efforts des micropieux indique que l'articulation des micropieux cause une modification importante des fréquences propres du système. En effet, ces deux modèles ont été soumis à une charge harmonique à différentes fréquences (système élastique). Les résultats montrent un décalage des fréquences propres du système vers les basses fréquences, indiquant une réduction de la rigidité latérale de la fondation causée par l'articulation des micropieux. L'amplification de la superstructure augmente ou diminue en fonction de l'interaction entre les fréquences du chargement et les fréquences propres du système (voir Annexe B). De plus, les efforts normalisés des micropieux (tableau 3.19) montrent que l'articulation des micropieux cause une réduction importante de l'effort normal. Ceci est en accord avec les résultats obtenus par Sadek et Shahrour (2003 et 2006) à la base des modèles élastiques. L'articulation des micropieux verticaux a plutôt un effet déterminant que bénéfique sur leur comportement dynamique. Cette configuration peut, néanmoins, être envisagée pour soulager la connexion micropieux-chevêtre. Des résultats similaires sont donnés dans l'Annexe C pour un chargement sismique correspondant à l'enregistrement de Turquie.

Tableau 3.19. Influence de l'articulation des micropieux verticaux  
(2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

Groupe vertical	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N* <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
encastré	14,36	8,35	10,2	431	620	550	154	88	2,13	1,43	0,57
articulé	9,38	6,49	7,8	284	409	290	93	67	1,70	1,31	0,65

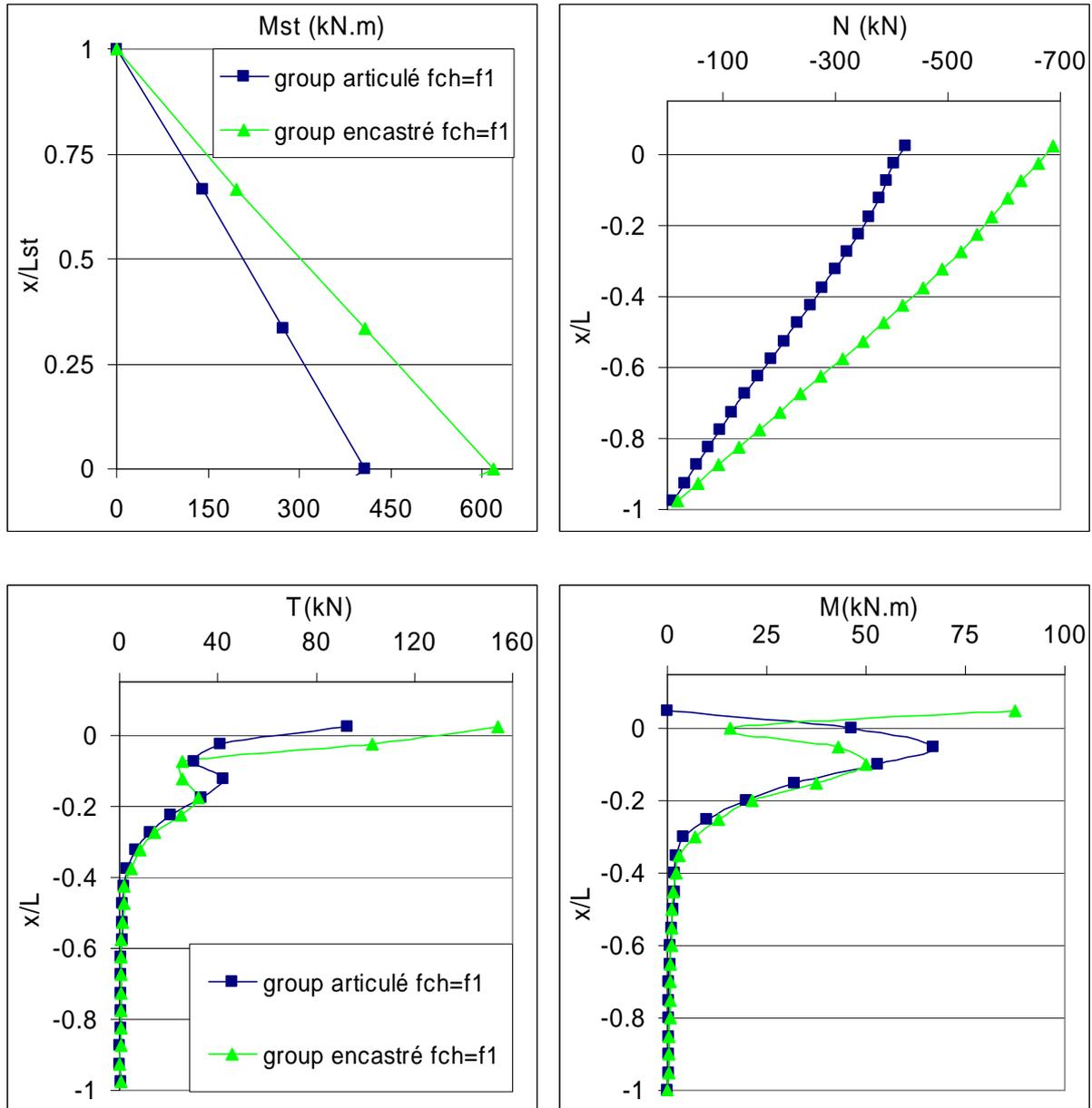


Figure 3.15. Influence de l'articulation des micropieux verticaux  
(2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

### 3.8.2. Micropieux inclinés

Les résultats obtenus pour les deux modèles des micropieux inclinés de  $20^\circ$  sont donnés dans le tableau 3.20 et la figure 3.16. On constate que, contrairement aux réponses des micropieux verticaux, l'articulation des micropieux inclinés cause une légère augmentation de l'amplification de la superstructure. Cela met en évidence que l'articulation des micropieux dans leur chevron, comme leur inclinaison d'ailleurs, peut augmenter ou diminuer l'amplification de la superstructure. L'articulation des micropieux entraîne une diminution de l'effort tranchant et du moment fléchissant de l'ordre de 35% sans effet important sur l'effort normal. Cela indique, contrairement aux cas des micropieux verticaux, que l'articulation peut être bénéfique sur le comportement de micropieux inclinés. Notons que les réponses élastiques montrent cette même tendance avec des amplifications largement plus grandes (pseudo résonance). Le fait que la fréquence du chargement ( $f_{ch}=f_1$ ) soit très proche de la fréquence globale du système explique la forte amplification à cette fréquence. Notons également que pour les réponses élastiques, le moment fléchissant se produit près de la surface de sol pour le groupe encastré, ce qui n'est pas le cas pour sa réponse élastoplastique.

Des résultats similaires sont donnés dans l'Annexe C pour un chargement sismique correspondant à l'enregistrement de Turquie.

Tableau 3.20. Influence de l'articulation des micropieux inclinés  
(2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

Groupe inclinés	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub> *	M <sub>max</sub> *
encastéré	43,14	22,12	34,8	1562	2086	1685	90	63	18,64	0,23	0,12
articulé	48,65	16,66	34,1	1554	2093	1666	58	40	28,72	0,15	0,08

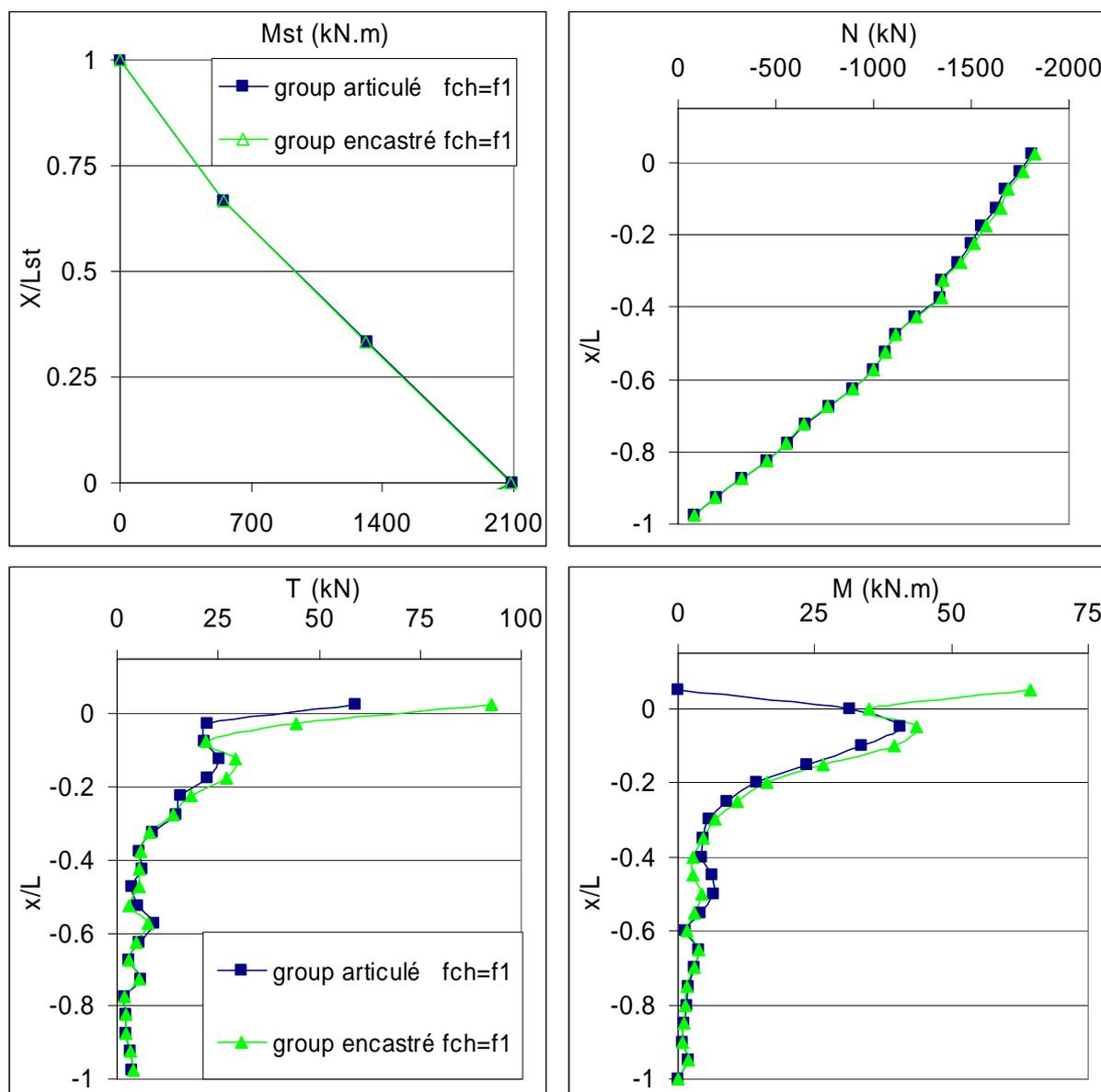


Figure 3.16. Influence de l'articulation des micropieux inclinés  
(2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

### **3.9. Performance de micropieux inclinés articulés**

#### **3.9.1. Chargement harmonique**

Les résultats présentés précédemment nous permettent de comparer la réponse d'un groupe de micropieux inclinés articulés (dénomé IA) avec celle du groupe de micropieux verticaux encastrés (dénomé VE). Il est clair, d'après cette comparaison (tableau 3.21 et figure 3.17), que les micropieux inclinés articulés présentent une performance nettement améliorée par rapport aux micropieux verticaux encastrés. Une telle configuration permet de mieux mobiliser la composante axiale de micropieux et de réduire l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### **3.9.2. Chargement sismique**

Le modèle est identique à celui de référence ( $f_{st}=2.12\text{Hz}$ ,  $m_{st}=40$  tons) sauf que les micropieux sont articulés en tête dans leur chevêtre ou articulés et inclinés de  $20^\circ$  par rapport à l'axe vertical. Le chargement correspond à l'enregistrement de Turquie avec une amplitude de 40 cm/s.

Le tableau 3.22 et la figure 3.18 donnent les résultats obtenus. On constate que l'articulation des micropieux inclinés permet de réduire l'effort tranchant et le moment fléchissant et leur inclinaison permet de mieux mobiliser la composante axiale. La seule restriction de l'utilisation d'une telle configuration est le fait que la charge transmise de la fondation à la superstructure et réciproquement peut être amplifiée d'une manière importante dans le cas où cette configuration conduit à un rapprochement des fréquences propres du système des fréquences prédominantes du chargement sismique. L'utilisation des micropieux inclinés, ou inclinés articulés, demande alors une prudence particulière dans le dimensionnement de l'ensemble structure-fondation et non seulement de la fondation elle-même.

Des résultats similaires sont donnés en Annexe C pour d'autres modèles.

Tableau 3.21. Performance de micropieux inclinés articulés par apport aux micropieux verticaux encastrés (2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

Groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
VE	14,36	8,35	10,2	431	620	550	154	88	3,57	1,43	0,57
IA	48,65	16,66	34,1	1554	2093	1666	58	40	28,72	0,15	0,08

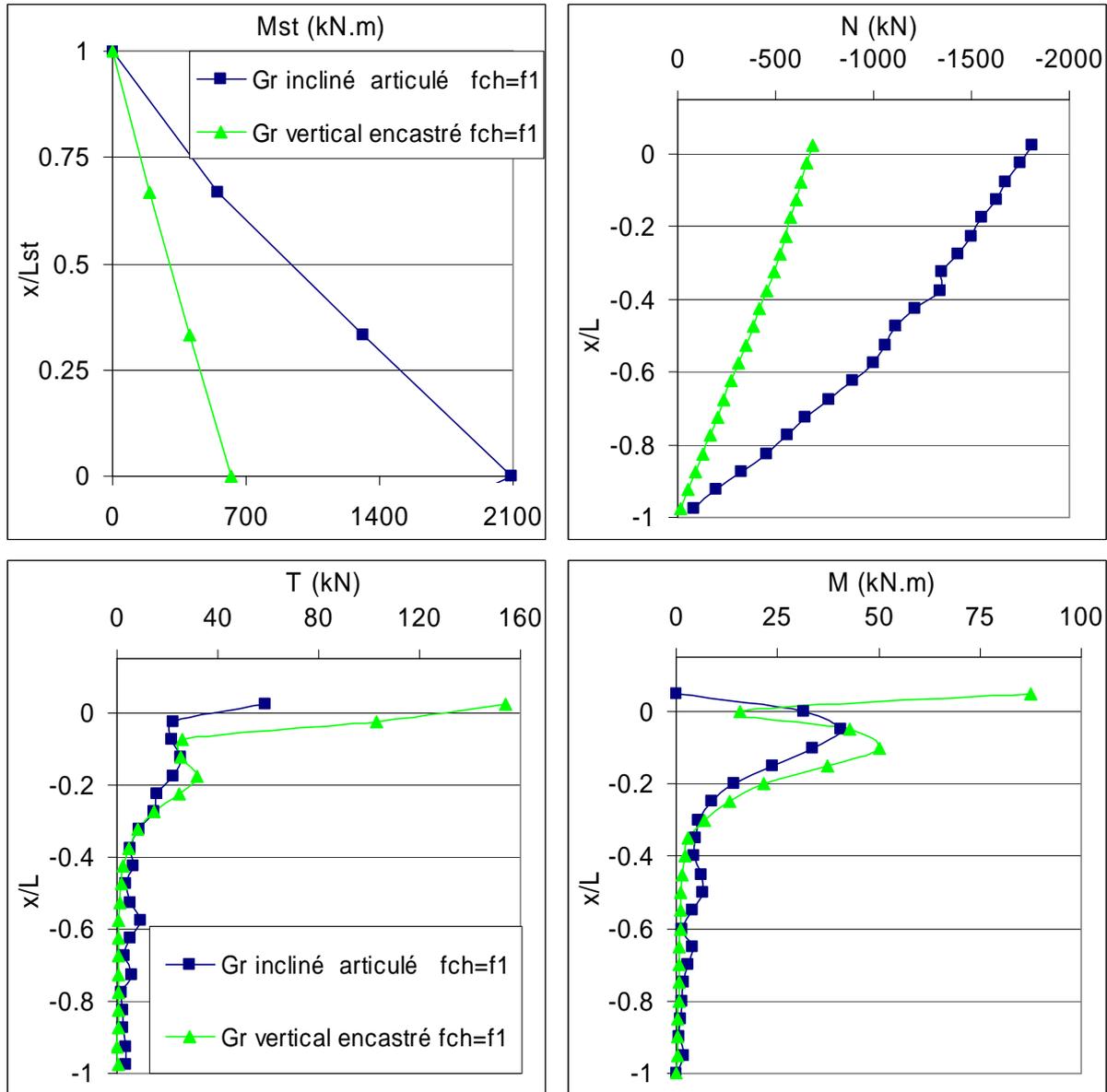


Figure 3.17. Performance de micropieux inclinés articulés par apport aux micropieux verticaux encastrés (2x2 micropieux,  $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,15g$ ).

Tableau 3.22. Performance de micropieux inclinés articulés par apport aux micropieux verticaux articulés (2x2 micropieux, enregistrement de Turquie).

Groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques maximaux			Efforts maximaux normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T*	M*
VA	9,27	11,94	20,9	331	501	287	101	76	2,48	1,22	0,60
IA	22,34	11,63	19,8	805	1098	792	32	22	79,05	0,05	0,08

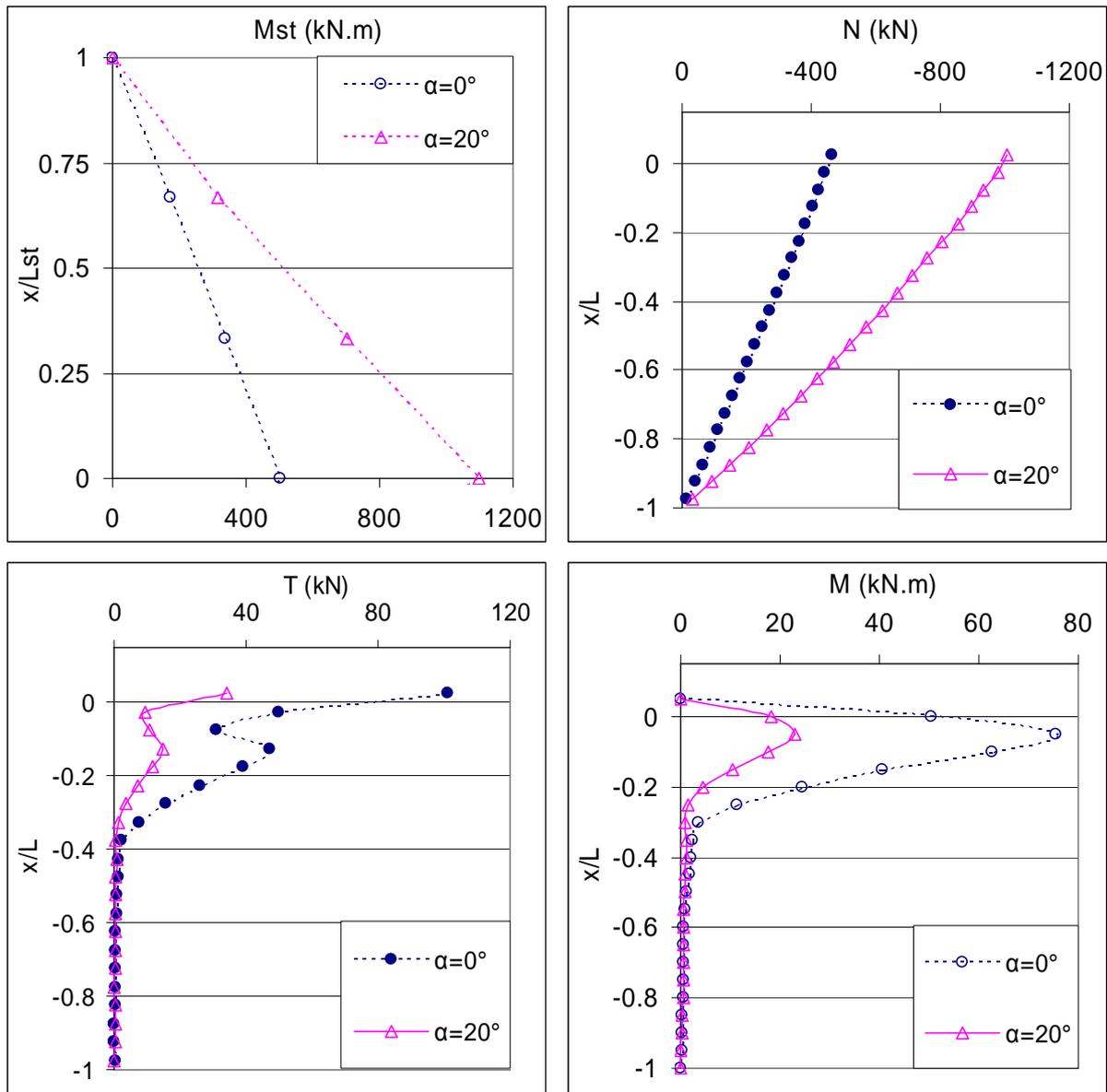


Figure 3.18. Performance de micropieux inclinés articulés par apport aux micropieux verticaux articulés (2x2 micropieux, enregistrement de Turquie).

### 3.10. Influence de l'interface sol-micropieux

Les liaisons des micropieux avec le sol ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement peut avoir lieu à l'interface. Étant donné que les micropieux fonctionnent principalement par frottement latéral le long du fût et que la plasticité de sol sera prise en compte, le glissement relatif micropieu-sol peut être très prépondérante. On propose dans cette section d'étudier l'influence de ce glissement sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure.

#### 3.10.1. Présentation de l'interface sol-micropieux

L'interface sol-micropieu 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 3.19). 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.

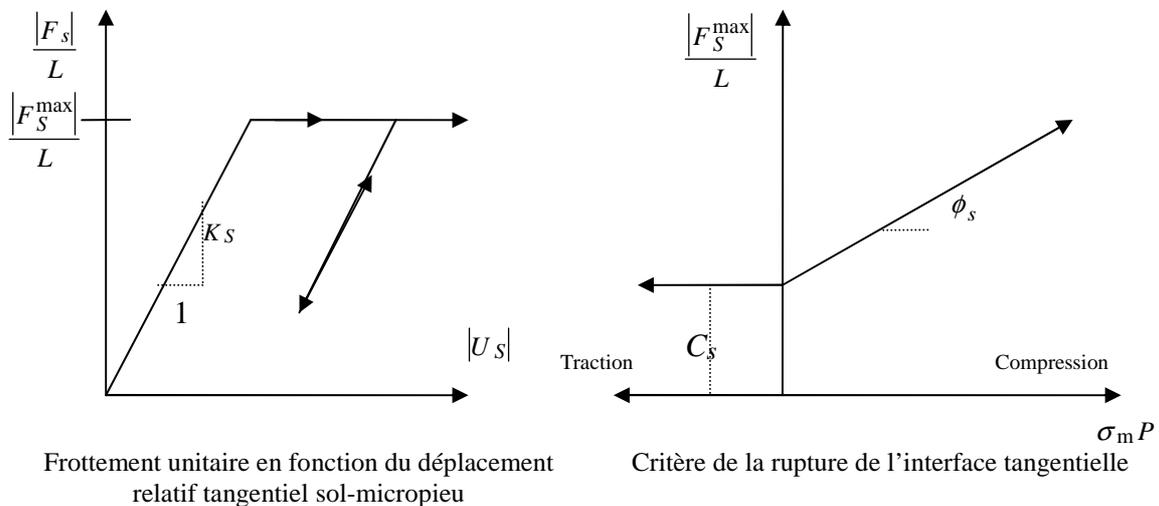


Figure 3.19. Comportement de l'interface sol-micropieu dans la direction tangentielle.

### 3.10.2. Micropieux verticaux

Pour étudier l'effet de l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure, des calculs ont été effectués avec plusieurs résistances de l'interface : une interface cohésive  $C_s = 100; 50$  kPa. Ces réponses seront comparées avec les réponses obtenues pour une interface infiniment résistante. Le comportement de sol est supposé élastique ( $E_s=8$  MPa,  $m_{st}=40$  tonnes,  $f_{st}=2.12$  Hz) ou élastoplastique ( $\varphi=30^\circ$ ,  $C=17$  kPa,  $\psi=0^\circ$ ). Le chargement correspond à l'enregistrement de la Turquie.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 3.23 et la figure 3.20. On constate que la non-linéarité de l'interface, comme d'ailleurs celle du sol, affecte d'une manière importante la réponse sismique des micropieux et celle de la superstructure. La diminution de la résistance de l'interface se traduit par une réduction des efforts dans les micropieux. Cela peut être expliqué par le fait que le glissement à l'interface réduit d'une manière significative la transmission de l'énergie vers la superstructure, et par conséquent les efforts d'inertie. Remarquons que la diminution de la résistance de l'interface entraîne une diminution de la contrainte normale sur celle-ci.

De plus, il est clair que la mise en plasticité du sol n'a que très peu d'influence sur les réponses dans le cas où l'interface est relativement médiocre (résistance inférieure à 50 kPa). Pour une résistance de 100 kPa, la mise en plasticité du sol conduit à une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant (même si elle cause une réduction des forces inertielles). Pour une interface avec une résistance très élevée, la plasticité de sol induit une réduction importante des forces inertielles, une augmentation du moment fléchissant, une diminution de l'effort normal et de l'effort tranchant.

La figure 3.21 montre l'extension de la plasticité pour différentes résistances de l'interface et pour deux amplitudes du chargement. Il est intéressant de constater que le sol se met en plasticité d'une façon importante quand l'interface est relativement résistante. Notons que la plastification de sol est due seulement à l'effet inertiel pour la première amplitude du chargement. Remarquons que la plasticité de sol est beaucoup plus large pour une amplitude deux fois plus grande, et que la transmission de l'énergie à travers le sol cause une plasticité qui s'ajoute à celle induite par l'effet inertiel.

D'ailleurs, la séparation entre les micropieux et le sol a donné lieu à un grand tassement de la fondation (Figure 3.22). Notons que pour une interface infiniment résistante ce tassement est négligeable. L'augmentation de l'amplitude du chargement augmente largement le tassement de la fondation. Ceci résulte de l'augmentation du nombre des cycles pour lesquels l'interface sol-micropieux demeure en plasticité. Notons que le fait de prendre en compte le glissement à

l'interface et d'ignorer la mise en plasticité de sol surestime le tassement du fait que la réponse élastique surestime généralement l'amplification de la superstructure.

Tableau 3.23. Influence de l'interface sol-micropieux  
(micropieux verticaux, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).  
(E désigne élastique, P désigne élastoplastique)

Modèle		acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	V <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
sol	interface					T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)
E	E	18,84	11,67	40,8	0,0	657	865	835	199	106
P	E	11,72	10,29	38,2	0,3	434	562	588	179	112
E	100kPa	12,17	11,26	38,0	8,0	428	580	491	133	92
P	100kPa	10,62	9,93	38,5	3,1	371	498	487	158	101
E	50kPa	5,40	6,68	22,3	25,5	188	277	177	61	53
P	50kPa	5,06	6,55	22,3	24,9	185	273	178	61	53

Tableau 3.24. Influence de l'interface sol-micropieux  
(micropieux verticaux, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 80$  cm/s).

Modèle		acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	V <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
sol	interface					T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)
E	E	37,68	23,34	81,6	0,0	1314	1730	1670	398	212
P	E	13,70	13,05	56,3	1,5	511	666	696	221	148
E	100kPa	13,53	15,41	51,4	35,5	462	638	499	161	114
P	100kPa	10,79	13,02	50,1	14,6	386	514	490	166	109
E	50kPa	7,02	10,98	27,4	72,7	207	322	180	72	75
P	50kPa	6,29	10,48	27,0	50,0	187	294	179	74	63

Il est intéressant de comparer les spectres de réponse pour les différents cas (Figure 3.23). La plasticité dans le sol et (ou) l'interface conduit à une réduction de l'énergie transmise à la superstructure. On constate que l'effet du glissement à l'interface ressemble à celui de la plasticité dans le sol en terme de réduction des fréquences dominantes. Ce décalage vers les basses fréquences augmente avec l'augmentation de l'amplitude du chargement.

Des résultats similaires sont donnés en Annexe D pour d'autres modèles.

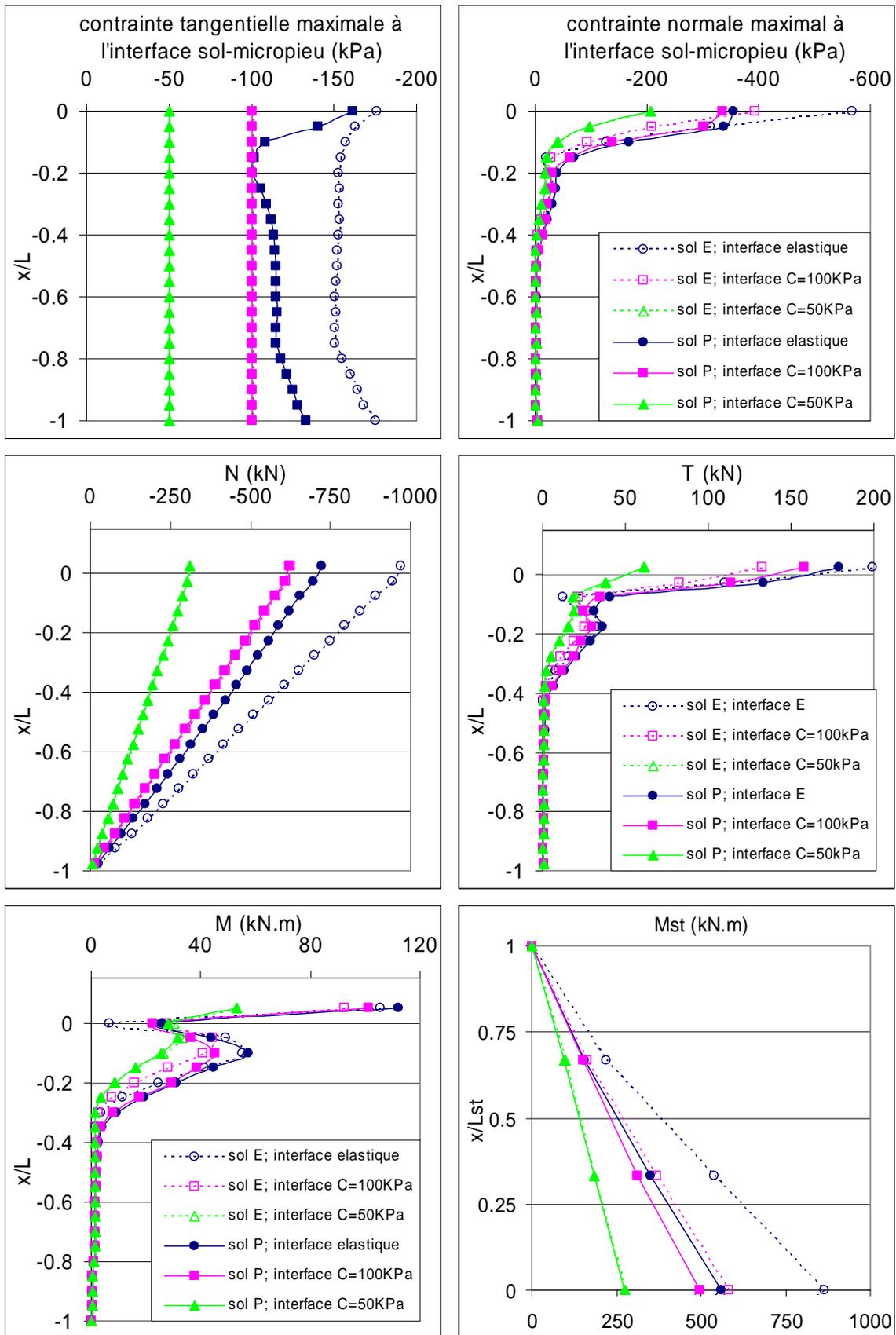


Figure 3.20. Influence de l'interface sol-micropieux (micropieux verticaux, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

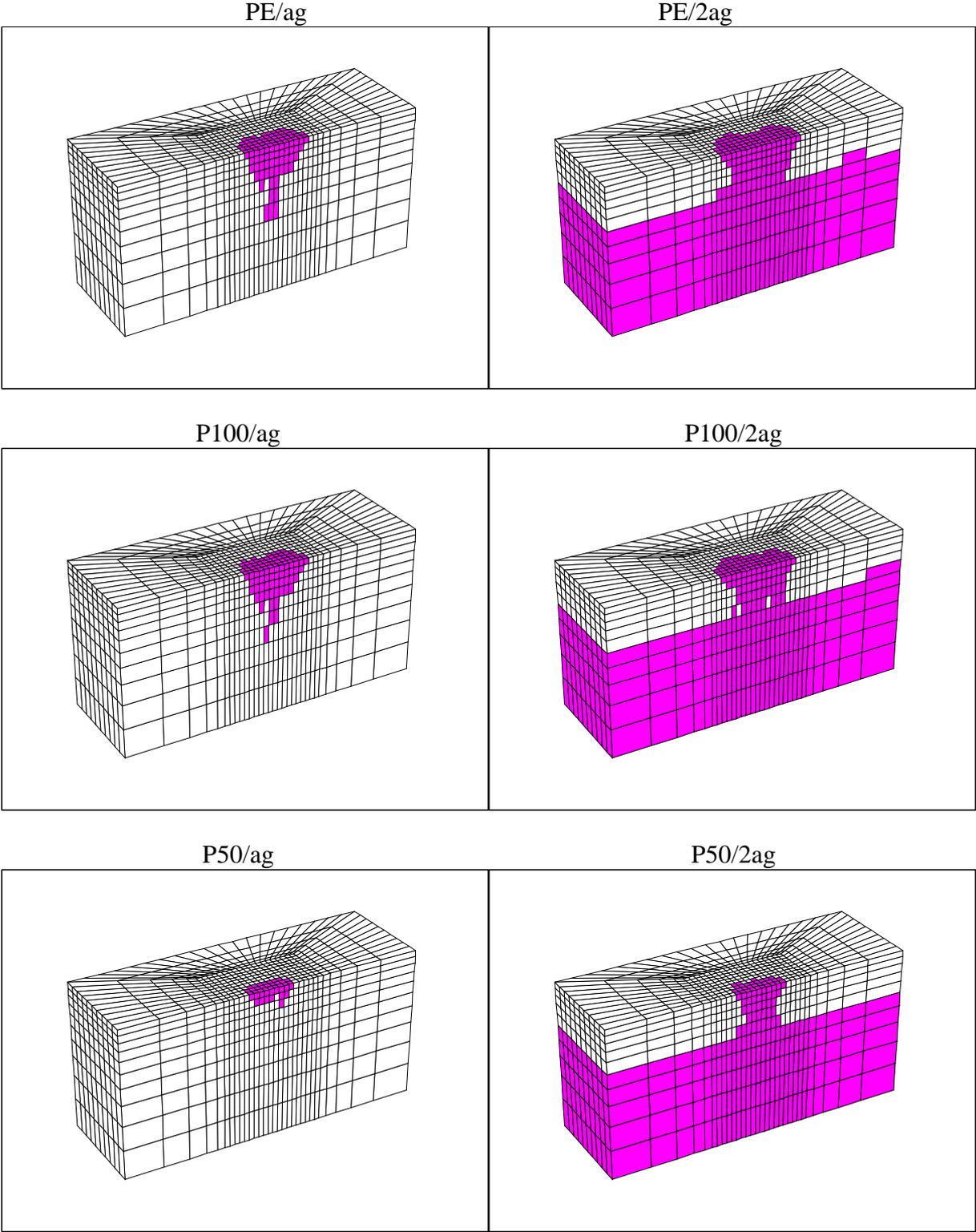
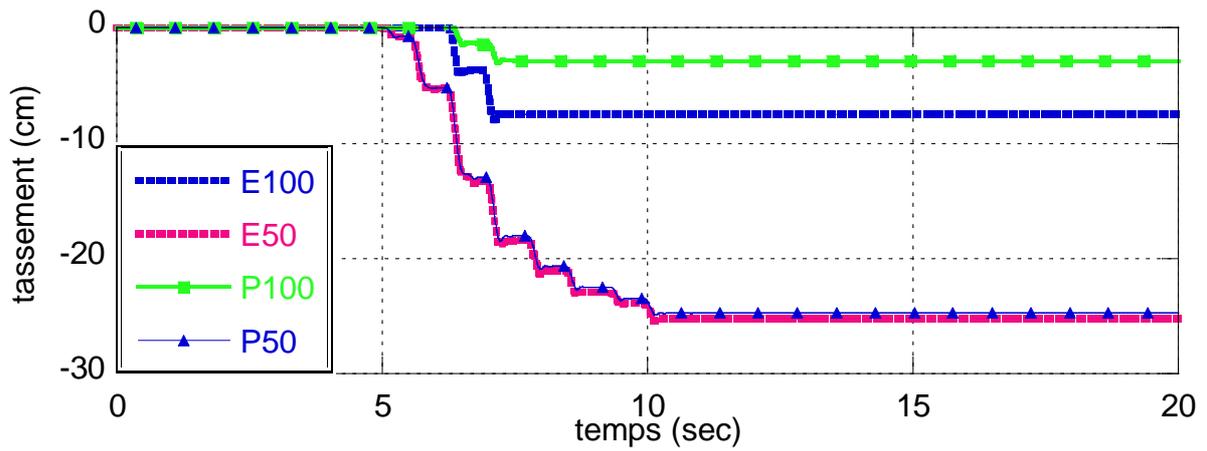
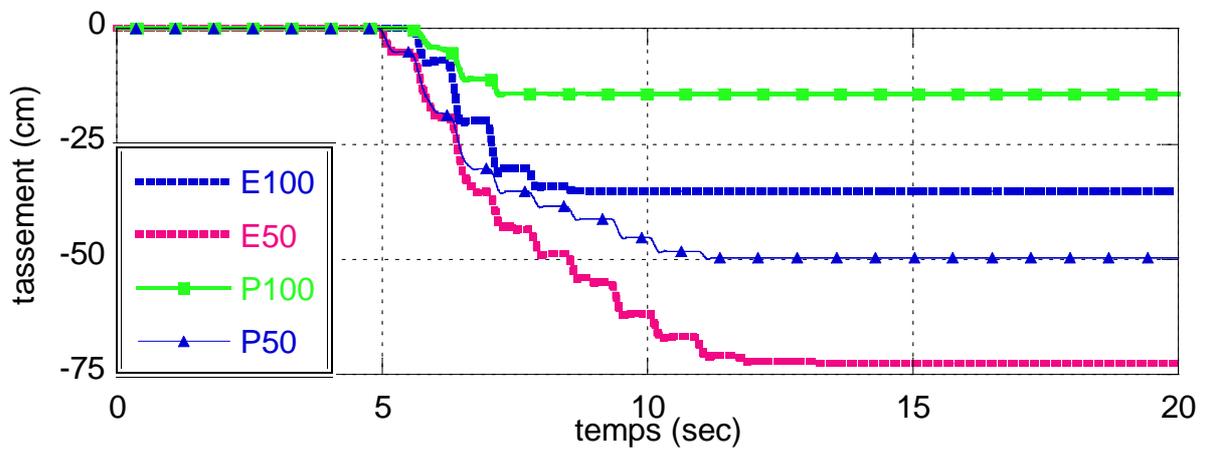


Figure 3.21. Extension de la plasticité de sol.

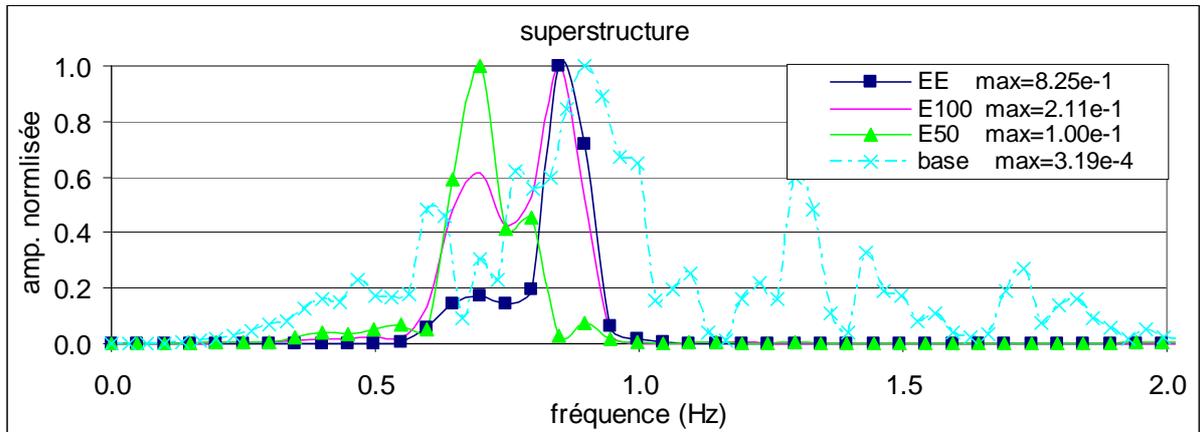


(a) Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s

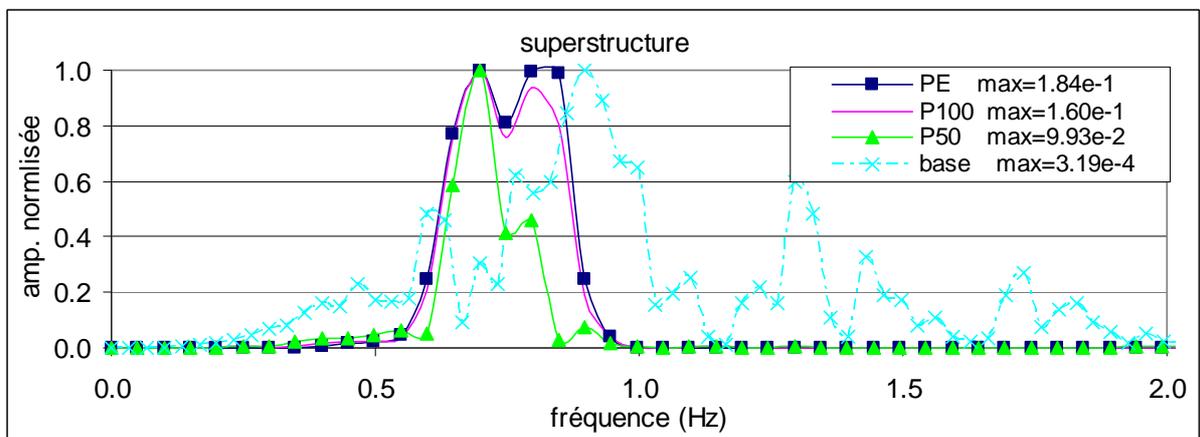


(b) Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 80$  cm/s

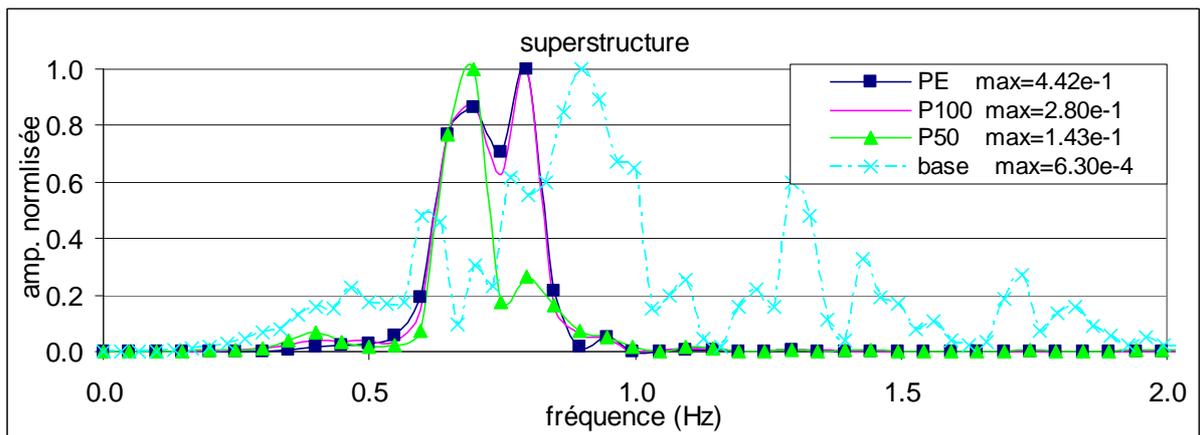
Figure 3.22. Tassement du groupe.



(a) Réponses élastiques, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s



(b) Réponses élastoplastiques, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s



(c) Réponses élastoplastiques, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 80$  cm/s

Figure 3.23. Influence de l'interface sol-micropieux/ Spectres de réponse de la superstructure.

### 3.10.3. Micropieux inclinés

Le modèle étudié est le même que celui de l'exemple de référence présenté au début de ce chapitre sauf que les quatre micropieux sont inclinés vers l'extérieur de  $\alpha = 20^\circ$ . Les calculs sont effectués pour trois résistances de l'interface sol-micropieux : une interface infiniment résistante, une interface cohésive ( $C_s = 100; 50\text{kPa}$ ). Le chargement correspond à l'enregistrement de la Turquie.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 3.25 et les figure 3.24a et 3.24b. On constate, comme dans le cas des micropieux verticaux, que la diminution de la résistance de l'interface induit une réduction importante de l'amplification de la superstructure. Cette diminution se traduit par une diminution de l'effort normal. Cependant, l'effort tranchant et le moment fléchissant augmentent d'une manière très importante, en particulier pour une interface à faible résistance (50 kPa). Cela peut être expliqué par le fait que la défaillance de la résistance axiale des micropieux donne lieu à un grand déplacement relatif micropieu-sol et par conséquent, une redistribution des efforts se produit suite au glissement de micropieu dans le sol. La résistance des micropieux inclinés au mouvement génère des grands efforts de cisaillement et de flexion. De plus, remarquons le grand tassement résultant du glissement au niveau de cette interface. Ces résultats révèlent que l'hypothèse d'une adhésion parfaite sol-micropieux peut être déterminante car elle surestime l'effort axial mobilisable de micropieu, elle sous-estime l'effort tranchant et le moment fléchissant et le tassement de la fondation. Ces résultats mettent en évidence que la rupture des micropieux, lorsque la résistance de l'interface sol-micropieux n'est pas suffisamment assurée, résulte d'un tassement excessif et d'une rupture en flexion et cisaillement (pas de rupture par dépassement de la résistance axiale de l'acier ; effort normal dynamique relativement petit).

Tableau 3.25. Influence de l'interface sol-micropieux  
(micropieux inclinés, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40 \text{ cm/s}$ ).

Modèle		acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	V <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
sol	interface					T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)
P	E	23,29	10,75	19,66	0,0	836	1125	883	30	22
P	100kPa	14,49	13,63	15,78	7,9	485	708	473	51	40
P	50kPa	7,32	14,05	13,36	33,0	218	333	162	142	98

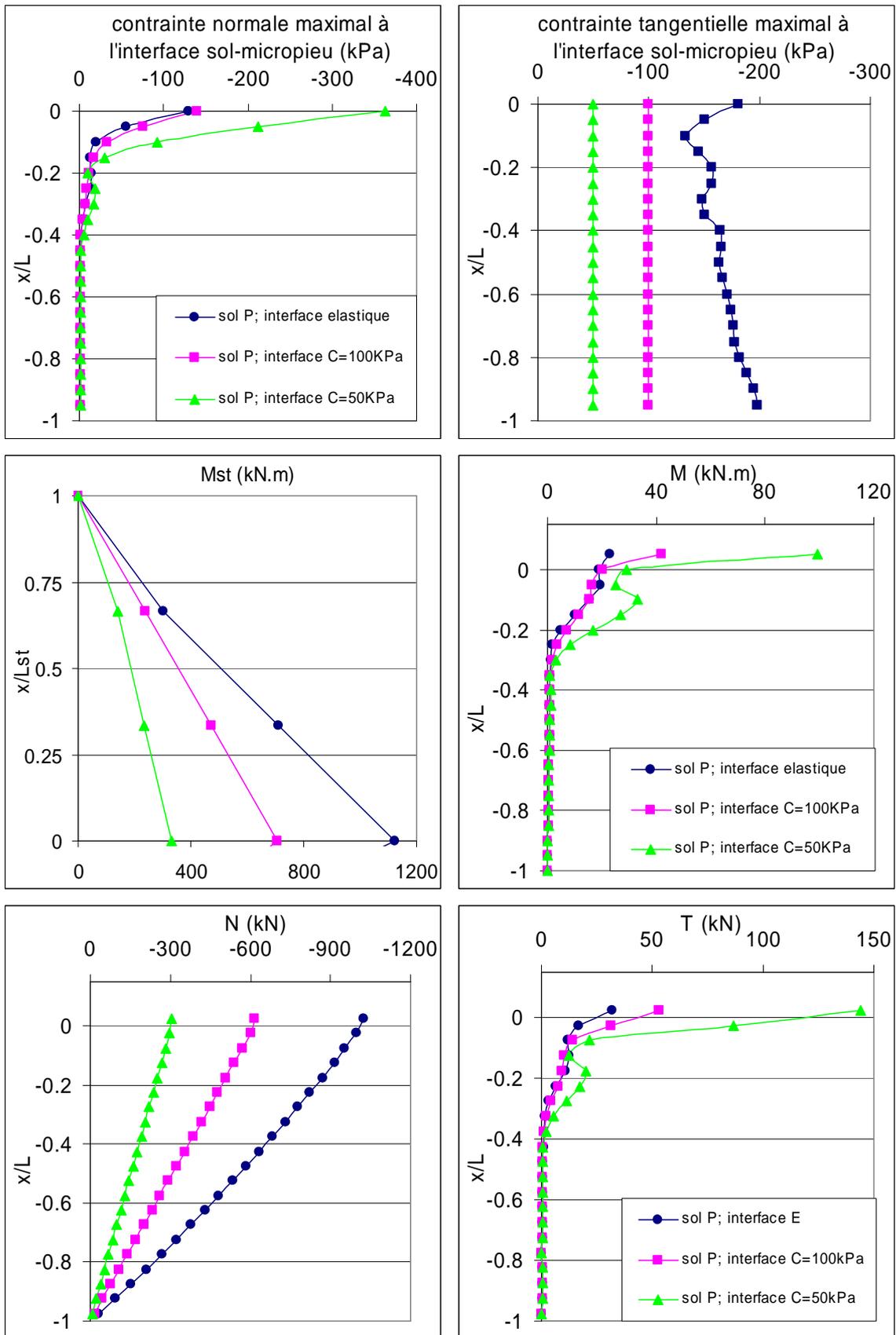


Figure 3.24a. Influence de l'interface sol-micropieu (micropieu inclinés de 20°, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

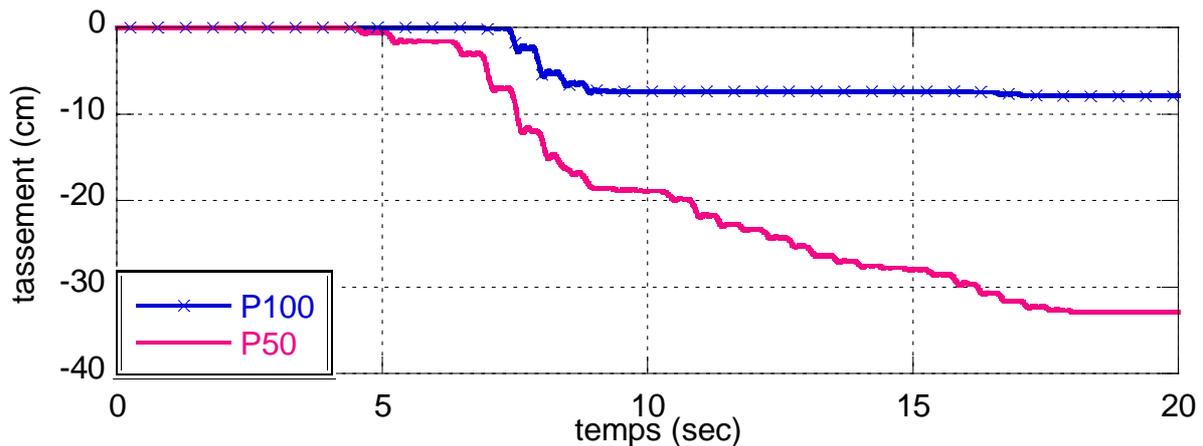


Figure 3.24b. tassement des groupes,  
(micropieux inclinés de 20°, Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

L'augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant d'une manière importante nous conduit alors à réexaminer l'effet de l'inclinaison des micropieux sur leur comportement sismique pour une résistance de l'interface sol-micropieux relativement médiocre. Pour cet objectif, ce même modèle a été examiné pour différents angles d'inclinaison. Les résultats (tableau 3.26, figure 3.25) montrent que l'utilisation des micropieux inclinés avec une interface faiblement résistante ne présente aucun intérêt. Au contraire, une configuration comme celle-ci présente un risque important tant sur leur comportement dynamique que sur le comportement de la superstructure. En effet, l'augmentation de l'inclinaison amplifie d'une manière très importante l'effort tranchant et le moment fléchissant induits dans les micropieux, et augmente parfois les forces inertielles. Remarquons que le tassement du groupe de micropieux inclinés de 10° dépasse celui du groupe vertical.

Des résultats similaires sont donnés en Annexe D pour d'autres modèles.

Tableau 3.26. Influence de l'inclinaison des micropieux  
(Résistance limite de l'interface sol-micropieux 50 kPa,  
(Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

$\alpha$ (°)	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	$V_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
					Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
0	6,58	10,42	11,8	35,6	182	289	177	73	51
10	7,74	12,79	13,8	44,4	577	344	172	116	79
20	7,32	14,05	13,4	33,0	218	333	162	142	98
30	8,93	10,02	13,1	28,9	257	372	148	176	127

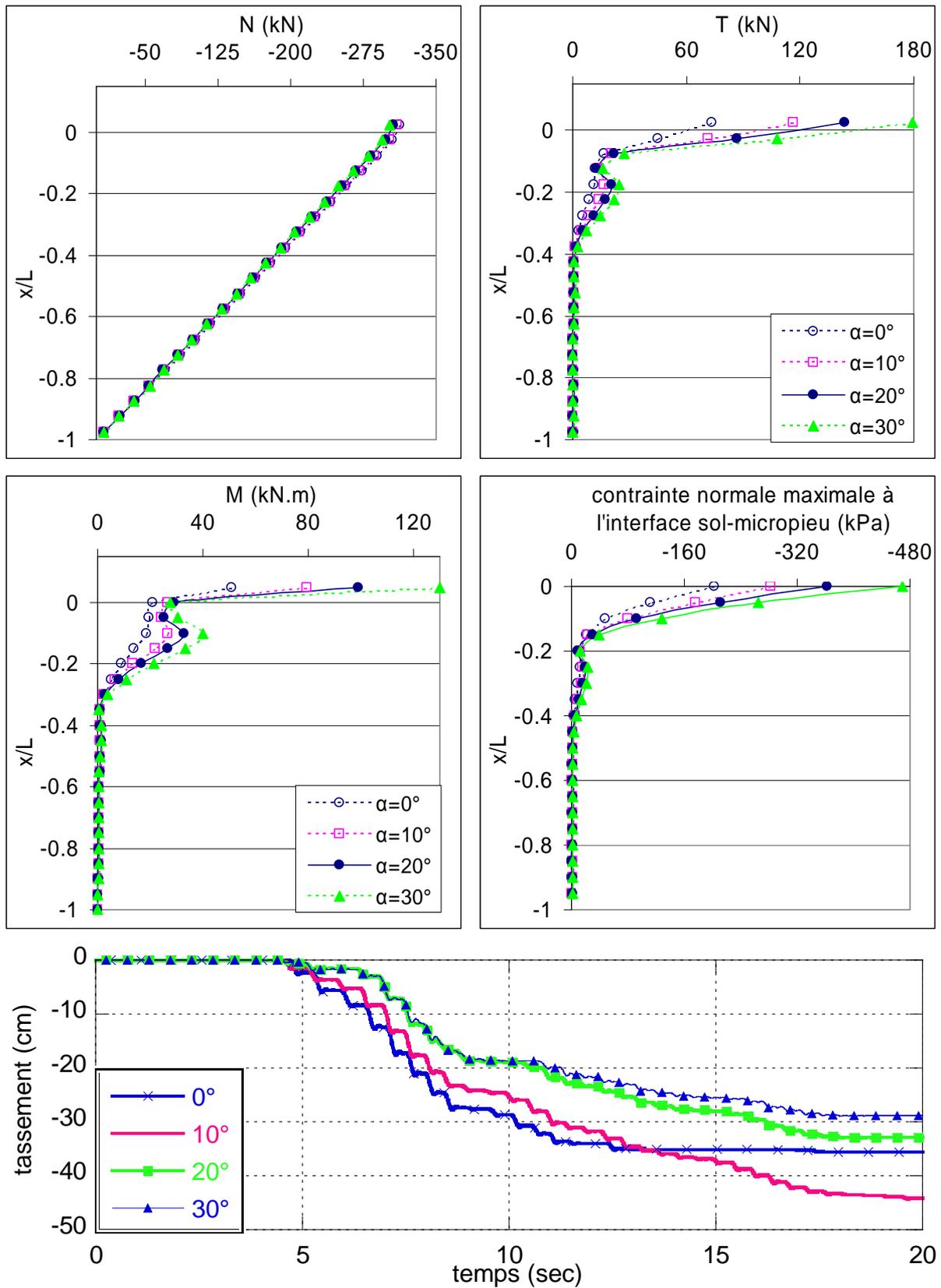


Figure 3.25. Influence de l'inclinaison des micropieux, résistance limite de l'interface sol-micropieux 50 kPa, (Enregistrement de la Turquie,  $v_g = 40$  cm/s).

### 3.11. Conclusions

Les non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieu influent d'une manière importante la réponse sismique du système sol-micropieux-structure. D'une manière générale, le modèle élastique surestime l'amplification de la superstructure. Cependant, elle sous-estime, dans certains cas, les efforts induits dans les micropieux, et en particulier, l'effort tranchant et le moment fléchissant. Ajoutons qu'il est incapable de prédire le tassement de l'ouvrage durant un tremblement de terre.

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. Cette plasticité peut être négligée pour les micropieux ayant une faible résistance d'interface. 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 ( $<0,1g$ ). Les réponses sous différents Enregistrements montrent que le rôle prépondérant de la plasticité de sol dépend fortement de son contenu fréquentiel, et indiquent la domination des fréquences propres de sol malgré le grand nombre des fréquences contenues dans un chargement sismique. En fonction de l'amortissement induit par la plasticité de sol, l'augmentation de l'amplitude du chargement résulte en augmentation ou en diminution de l'amplification de la superstructure et des efforts dans les micropieux.

Deux types de plasticité de sol ont été identifiés : 1) celle qui est causée par la transmission de l'énergie de la base du massif vers la surface, elle se présente généralement comme des couches horizontales superposées, et 2) celle qui est causée par l'effet inertiel de la superstructure et sa fondation, elle forme un cône inversé autour des micropieux. La première réduit l'énergie transmise de la base du massif vers la superstructure et la deuxième rend le sol autour de la fondation plus déformable.

La plasticité du sol et le glissement à l'interface sol-micropieu induit une dégradation de la rigidité de la fondation. Le glissement de micropieux dans le sol induit un tassement qui peut être la cause de l'effondrement de l'ouvrage dans le cas d'une faible résistance de cette interface. L'hypothèse d'une liaison parfait sol-micropieux peut être déterminante car elle surestime l'effort axial mobilisable de micropieu, et sous-estime l'effort tranchant et le moment fléchissant induits dans les micropieux et le tassement de la fondation.

Les spectres de réponses montrent une grande diminution de l'énergie contenue dans la réponse résultant de la forte plasticité de sol. Pareillement dans le cas d'une interface sol-micropieu faiblement résistante. Sous un chargement harmonique, la fréquence dominante du mouvement du système est celle du chargement (chargement à la fréquence fondamentale du sol). Sous un chargement sismique, par contre, on note que la plasticité du sol et/ou le glissement à l'interface conduisent à un décalage des fréquences dominantes vers les basses fréquences, ou modifient, au moins, leurs contributions au mouvement. L'invariabilité des fréquences dominantes du mouvement sous un chargement harmonique est attribuée au fait que le mouvement est fortement dominé par la fréquence unique du changement. L'effet de la plasticité de sol et de l'interface sur le spectre de la réponse du système est limité, dans ce cas, à son amplitude seulement.

La rigidité de sol et sa variation avec la profondeur jouent un rôle important dans l'interaction entre les différentes composantes du système. L'amplification de la superstructure et les efforts induits dans les micropieux en dépendent beaucoup. On note que les efforts repris par les micropieux comme pourcentage des forces inertielles de la superstructure, sont d'autant plus grands que le sol est mou. Lors d'un tremblement de terre les micropieux implantés dans un sol mou subissent un grand déplacement latéral, ce qui peut être déterminant pour eux-mêmes et pour la superstructure qu'ils supportent. Les simulations effectuées sur différentes rigidités de sol avec la même limite de résistance, montrent que la plasticité de sol induit un déplacement résiduel, qui augmente avec la diminution de cette rigidité. La diminution de l'amplification de la réponse du système est d'autant plus importante que le sol est rigide. Quand à la variation de la rigidité de sol avec la profondeur, elle peut conduire à une augmentation ou à une réduction de l'amplification en fonction de l'influence de cette variation sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (rapprochement ou éloignement des fréquences dominantes du chargement). Néanmoins, les efforts repris par les micropieux par rapport aux forces inertielles, sont peu influencés par le fait de prendre en compte la variation du module.

La variation de nombre de micropieux et/ou leur espacement affecte la rigidité de la fondation, ce qui influe d'une manière significative l'amplification de la superstructure et les efforts induits dans les micropieux. L'interaction entre les éléments du groupe augmente significativement avec l'augmentation du nombre de micropieux et avec la diminution de leur espacement. L'inégalité dans la distribution de la charge latérale pour une hypothèse de comportement élastique est largement inférieure. L'effet d'ombre créé derrière les micropieux avants cause une diminution importante de la résistance des micropieux arrières. L'hypothèse de comportement élastique de sol surestime la rigidité latérale de la fondation. Les micropieux intérieurs sont plus concernés par cet effet du fait qu'ils sont en interaction avec un nombre des micropieux voisins plus grands. Le micropieu de coin est le plus sollicité et la

concentration de la charge sur celui-ci augment avec l'augmentation du nombre de micropieux dans groupe et avec l'augmentation de la plasticité de sol. Les rapports de l'effort tranchant ou du moment fléchissant entre ceux induits dans le micropieu le moins sollicité et le plus sollicité dans le groupe, peuvent atteindre une valeur inférieure à 0,5. On note, comme dans les réponses élastiques, un effet de groupe positif qui consiste dans la réduction des efforts normalisés dans les micropieux avec la diminution de leur espacement. L'augmentation du nombre de micropieux conduit à une augmentation des efforts.

L'inclinaison de micropieux peut être bénéfique comme déterminant, tant sur leur comportement dynamique que sur le comportement de la superstructure. Cela dépend non seulement de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-micropieux-structure, mais aussi de la résistance de l'interface sol-micropieu. L'inclinaison augmente la rigidité latérale de la fondation ce qui, malheureusement, peut causer une augmentation importante de la charge transmise de la fondation à la superstructure. Elle conduit à une meilleure mobilisation de la composante axiale de micropieux, ce qui permet de réduire les contraintes dans les micropieux, à condition d'assurer une bonne résistance de l'interface sol-micropieux : l'utilisation des micropieux inclinés avec une mauvaise adhérence entre le béton de micropieu et le sol qui l'entoure, est la cause principale de leur rupture en flexion et en cisaillement. Ceci est attribué à la redistribution des efforts dans le micropieu suite à la défaillance de sa composante axiale.

L'articulation des micropieux verticaux cause une diminution de la rigidité latérale de la fondation et conduit à une réduction de la composante axiale de micropieux. Cette variation de la rigidité résulte une augmentation ou une diminution des efforts inertiels en fonction de son effet sur les fréquences propres du système et son interaction avec celles du chargement sismiques. La faible rigidité de micropieux à la flexion défavorise l'utilisation des micropieux articulés en raison du flambement. Elle peut être, néanmoins, envisagée comme solution pour soulager la connexion de micropieux avec le chevêtre. L'articulation de micropieux inclinés, quand à elle, donne le compromis entre une fondation relativement rigide et très flexible. En effet, les micropieux inclinés articulés offre une performance améliorée du fait qu'ils permettent de réduire l'effort tranchant et le moment fléchissant sans effet important sur leur composante axiale. Un angle de l'ordre de  $20^\circ$  semble d'être optimal offrant une meilleure performance dynamique des micropieux encastrés ou articulés. L'utilisation des micropieux inclinés, encastrés ou articulés, par conséquent, n'est pas formellement interdite, mais des précautions particulières et une conception et dimensionnement attentifs de l'ensemble structure-fondation sont exigés.

**CHAPITRE IV :**  
**Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Pont**  
**sous chargement sismique : système non-linéaire**

## CHAPITRE IV : Analyse de l'Interaction Sol-Micropieux-Pont sous chargement sismique : système non-linéaire

### 4.1. Introduction

Les analyses présentées dans les chapitres précédents en utilisant une superstructure simplifiée d'un seul degré de liberté, ont montré un effet inertiel important sur la réponse sismique du système sol-micropieux-structure. Les résultats obtenus ont permis d'identifier un effet de groupe largement important sur leurs réponses sismiques, en particulier lorsque le groupe contient un grand nombre de micropieux, et lorsque le comportement de sol est fortement non-linéaire. L'étude de l'inclinaison a montré un effet bénéfique sur leur comportement sous chargement sismique. L'effet bénéfique de l'inclinaison sur leur comportement sismique est conditionné par la bonne adhérence sol-micropieu. Son effet sur la réponse de la superstructure elle-même peut être bénéfique comme déterminant, tout dépend de l'interaction des fréquences propres du système sol-micropieux-structure avec celles du chargement sismique.

Dans ce chapitre, l'effet de groupe et l'effet de l'inclinaison de micropieux ont été réexaminés dans le cas des micropieux utilisés comme un système des fondations neuves sous une pile de pont. L'étude est réalisée en considérant des chargements harmoniques et sismiques.

### 4.2. Présentation du modèle sol-micropieux-pont

Le modèle consiste en un groupe de 56 micropieux supportant une pile du pont (figure 4.1). Une travée de 40 m de longue est supposée concentrée au-dessus de la pile considérée. Seule la réponse transversale du système sol-micropieux-pont sera étudiée (le déplacement du tablier est bloqué dans le sens longitudinal, perpendiculairement au chargement appliqué). Aucun modèle n'est considéré pour les appareils d'appuis entre le tablier et la pile (contact parfait) ni pour le comportement de la pile elle-même (supposée élastique). Ceci peut avoir des effets significatifs sur la réponse. Cependant, l'étude du comportement de la superstructure elle-même n'est pas l'objet de cette étude. On s'intéresse particulièrement à l'étude de la réponse sismique des micropieux, disposés en très grand nombre, sous un grand effort inertiel. La fondation consiste en un groupe 8x7 micropieux flottants implantés 17,5 m dans une couche de sol de 35m de profondeur. Les micropieux sont identiques à ceux utilisés dans les chapitres précédents ; micropieux de type TITAN de 103/78mm de diamètre, entourés par une couche de béton injecté sous haute pression pour un diamètre taillant  $D_p = 20$  cm. Les micropieux sont encastrés dans un chevêtre rigide  $8,4 \times 8,4 \text{ m}^2$ , de deux mètres

d'épaisseur sans contact avec le sol. La masse totale du tablier, de la pile et du chevêtre sont 1250 tonnes, 315 tonnes et 353 tonnes, respectivement. L'espacement entre les micropieux est de 1.0 m dans la direction du chargement (X) et de 1,2 m dans la direction perpendiculaire au chargement (y),  $S_x = 5DP$  et  $S_y=6DP$ . Le sol a un module de Young croissant avec la profondeur avec un module de référence de  $E_{0S}=21$  MPa (selon l'équation 2.10). Les trois premières fréquences propres de ce site sont  $f_1=0,60$  Hz,  $f_2=1,55$  Hz et  $f_3=2,55$  Hz. Elles ont été déduites de la réponse élastique de sol en champ libre. Les tableaux 4.1 résument les caractéristiques du sol et des micropieux. Le comportement de sol est supposé élastoplastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb. L'amortissement est de 5% pour le sol (type Rayleigh damping) et de 2% pour le pont et sa fondation (type local damping). L'interface sol-micropieux est considérée infiniment résistante. La base du massif du sol est supposée rigide. Les frontières sont mises suffisamment loin de la pile (frontières pour champ libre et frontières absorbantes, voire chapitre II).

Tableau 4.1a. Propriétés du sol avec le critère de Mohr-Coulomb.

$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{0S}$ (MPa)	$\nu_s$	$K_0$	$\xi_s$ (%)	C	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
1700	21	0,45	0,5	5	17	30	0

Tableau 4.1b. Propriétés des micropieux (TITAN 103/78mm).

$D_p$ (cm)	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_p$ (GPa)	$\nu_p$	$\xi_p$ (%)	$E_p \cdot A_p$ (MN)	$E_p \cdot I_p$ (MN.m <sup>2</sup> )
20	7850/2500	200	0,2	2	629,2	0,634

Le maillage retenu est illustré dans la figure 4.2. Il comporte 30372 zones à 8 nœuds et 1288 poutres tridimensionnelles à 2 nœuds (chaque zone se constitue de deux couches et chaque couche contient 5 éléments tétraèdres superposés). Le maillage a été raffiné raisonnablement autour des micropieux et dans la zone proche de la pile du pont. Notons que le calcul est relativement long ; un seul calcul d'une durée de chargement sismique de 20 secs nécessite près de trois jours sur un ordinateur Pentium 4 de 3,20 GHz de processeur et de 2.0 GHz de mémoire.

Le tableau 4.2 donne la charge axiale en tête des micropieux due au poids propre du pont. On note que l'effort axial induit en tête du micropieu du coin dépasse le double de celui du micropieu le plus proche de centre de groupe. La charge axiale maximale est de 481 kN, ce qui représente 25% de sa résistance ultime à la rupture de l'acier. Notons que pour une hypothèse de réparation uniforme de la charge verticale, chaque micropieu reprend une charge axiale de 380 kN.

Tableau 4.2. Charge statique en tête des micropieux en kN (négative compression).

n°	1	2	3	4
A	-481	-418	-383	-367
B	-413	-341	-303	-286
C	-384	-308	-267	-250
D	-361	-287	-247	-230

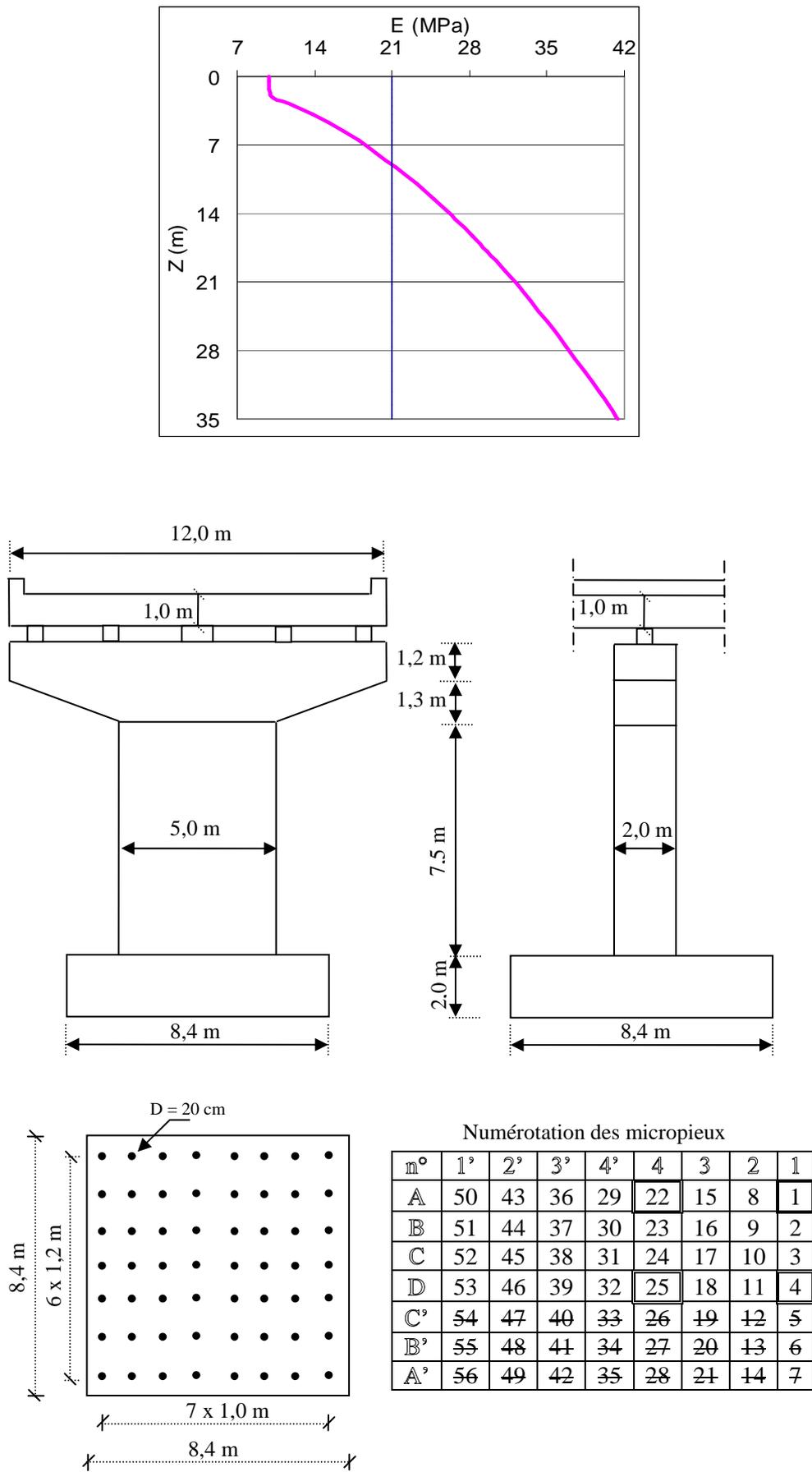


Figure 4.1. Modèle sol-micropieux-pont (groupe I ; 8x7 micropieux verticaux TITAN 103/78mm)

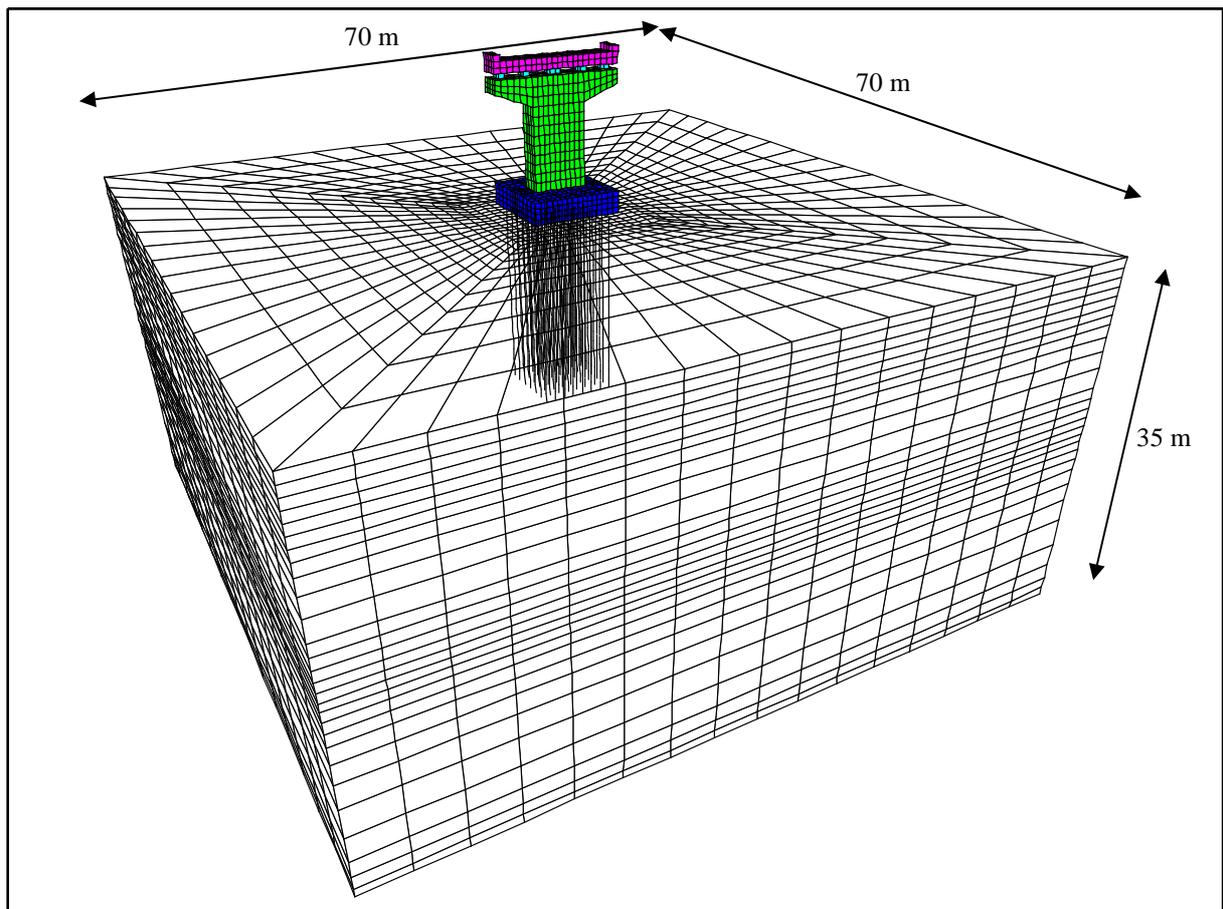


Figure 4.2. Maillage du modèle sol-micropieux-pont  
(30372 zones à 8 nœuds ; 35575 nœuds ; 1288 poutres à deux nœuds).

### 4.3. chargement harmonique

Le calcul a été effectué avec une charge harmonique à une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif de sol ( $f_{ch} = f_1 = 0,60$  Hz) et une amplitude  $a_g = 0,1g$ . Le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh est égal à la fréquence de chargement.

#### 4.3.1. Micropieux verticaux

La figure 4.3a montre l'évolution des déplacements en différents points du système sol-micropieux-pont. La figure 4.3b montre la déformé du sol, au centre du groupe de micropieux et celle du pont à plusieurs instant du chargement. On note que le pont se déplace latéralement comme un corps rigide. Son mouvement est en déphasage quasi complet avec celui de sol sauf au voisinage de la surface de sol. Le déplacement maximal du chevêtre est de l'ordre de 29 cm, qui est sensiblement proche de celui de la surface de sol. Le déplacement maximal du tablier est de 35 cm.

L'amplification de l'accélération du pont dans la direction du chargement à l'instant de l'accélération maximale du tablier et à l'instant de l'accélération maximale du chevêtre, ainsi l'amplification maximale du pont, sont données dans la figure 4.3c. On obtient une amplification maximale de l'ordre de 7,1, 6,0, 7,0 pour le chevêtre, la tête de pile et pour le tablier. Notons que l'accélération verticale maximale du tablier est de  $1.6 \text{ m/s}^2$ , ce qui représente un pourcentage non négligeable de son accélération maximale horizontale ( $7.6 \text{ m/s}^2$ ).

Le tableau 4.3a donne les efforts induits en tête de chaque micropieu ; leurs valeurs maximales, leurs valeurs aux instants des sollicitations maximales et leurs valeurs comme pourcentage des forces inertielles induites au niveau des têtes des micropieux ( $T=9252$  kN et  $M=112265$  kN.m). La figure 4.3c donne les enveloppes des efforts pour les quatre micropieux n° 1, 4, 22 et 25 (A1, D1 A4 et D4). On observe une répartition non uniforme de la charge sismique entre les éléments du groupe ; les efforts sont fonction de la position du micropieu dans le groupe, les efforts maximaux augmentent en partant de centre de groupe vers l'élément du coin. Ceci confirme que les micropieux situés aux frontières sont les premiers à subir la rupture. Ce constat est en parfait accord avec les résultats obtenus dans les chapitres précédents et les mesures durant le séisme de "Hector Mine", effectués par Vanderpool et al. (2002) sur des micropieux utilisés pour le renforcement du casino Mandalay à Las Vegas.

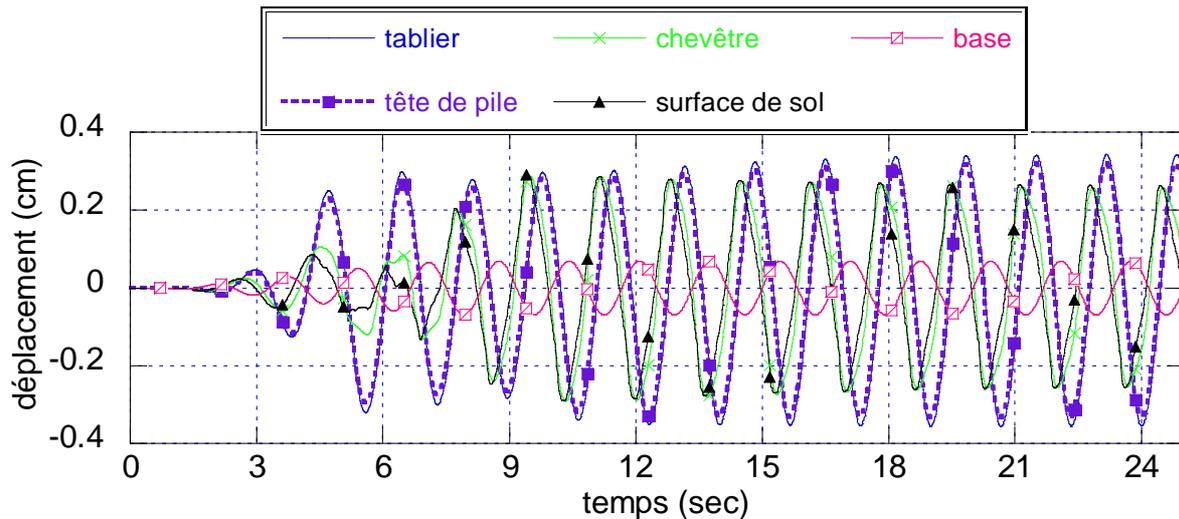


Figure 4.3a. Évolution de déplacement en différents points du système sol-micro-pieu-pont.

Notons que la réponse est quasi symétrique, ce qui entraîne des efforts maximaux proches pour les micropieux correspondants autour de l'axe de symétrie  $y$ . Remarquons que plus que la moitié des micropieux se met en traction aux instants des sollicitations sismiques maximales. La traction maximale est de 864 kN (micropieu n°8) et la compression maximale est de 2465 kN (micropieu n°1). La compression maximale et la traction maximale ne se produisent pas aux mêmes instants du chargement (les efforts normaux donnés dans le tableau correspondent à l'instant de la compression maximale du micropieu le plus sollicité). L'effort tranchant maximal varie de 316 à 131 kN, et le moment fléchissant maximal varie de 263 à 140 kN.m. Les efforts maximaux sont obtenus pour le micropieu du coin A1 ;  $N=2465$  kN,  $T=316$  kN et  $M=263$  kN.m. Rappelons que l'effort normal statique (compression) dans ce micropieu est de 481 kN. A noter que la charge axiale maximale à la rupture (section de l'acier) d'un micropieu de ce type est de 1950 kN et la charge axiale pour laquelle il commence à se mettre en plasticité est de 1570 kN (voir tableau A-1 de l'Annexe A). Par conséquent, pour certains micropieux, la contrainte induite par l'effort normal seul dépasse la résistance ultime du micropieu. Par contre, pour la majorité des micropieux la contrainte due à la flexion composée dépasse largement la contrainte ultime de l'acier. Ceci résulte de la grande amplification sous ce chargement (chargement harmonique,  $f_{ch}=f_1$ , remarquons que la plasticité de sol est largement étendue, figure 4.3d). C'est d'une part et de l'autre, la faible rigidité à la flexion des micropieux cause des fortes contraintes dans les micropieux. Il faut mieux mentionner que la poussée de terre sur le chevêtre a été ignorée ce qui augmente l'hauteur de la pile et diminue son encastrement. Ceci augmente les efforts induits dans les micropieux.

Les efforts normalisés varient fortement en fonction de la position de micropieu ; le rapport entre l'effort normal et l'effort tranchant varie de 12,5 à 1,5, l'effort tranchant normalisé varie

de 191% à 42%. Le moment fléchissant normalisé varie de 13% à 4.4%. Ceci montre encore une fois la forte irrégularité de la distribution de la charge sismique entre les micropieux. Notons que pour une hypothèse de comportement élastique de sol, les efforts normalisés varient de 109% à 72% pour l'effort tranchant et de 5,4% à 3,8% pour le moment fléchissant. Ceci indique une forte augmentation des efforts normalisés à cause de la mise en plasticité de sol.

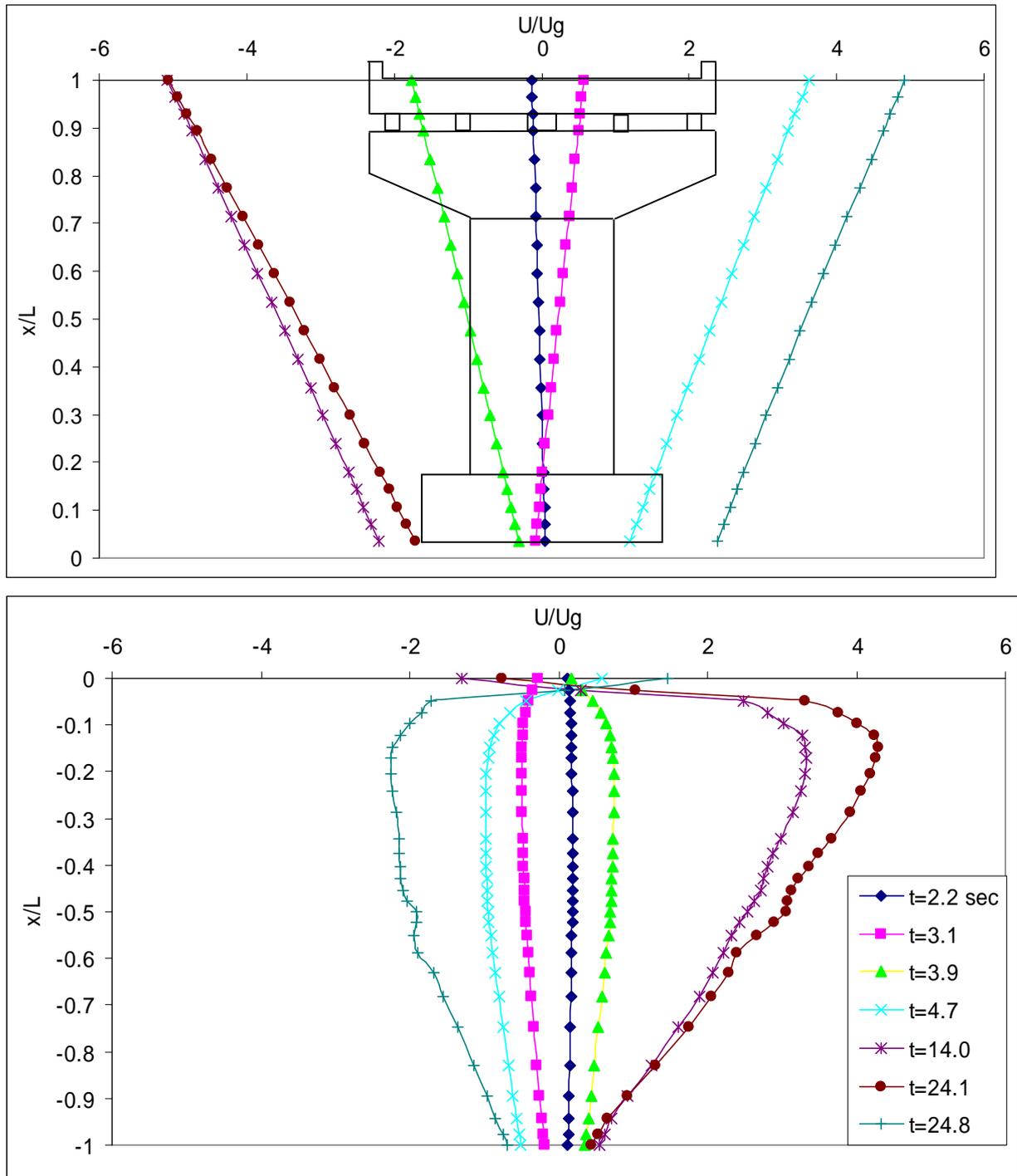


Figure 4.3b. Amplification de déplacement dans la direction du chargement ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

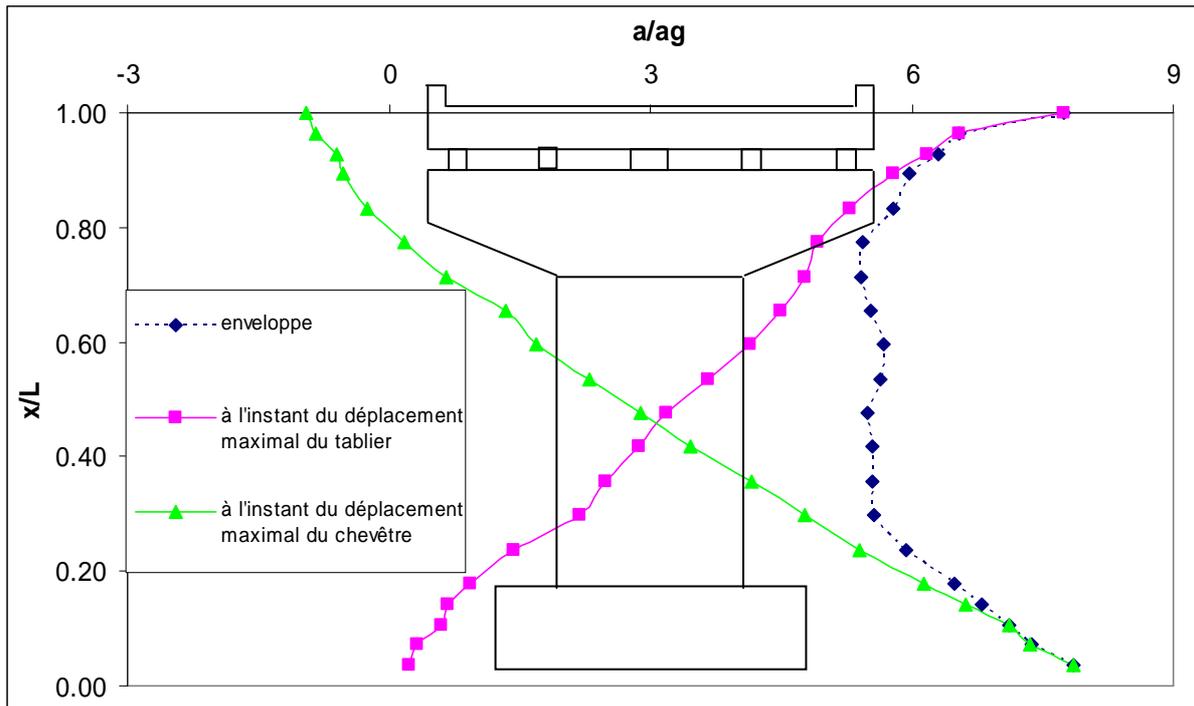


Figure 4.3c. Amplification de l'accélération du pont dans la direction du chargement ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ ).

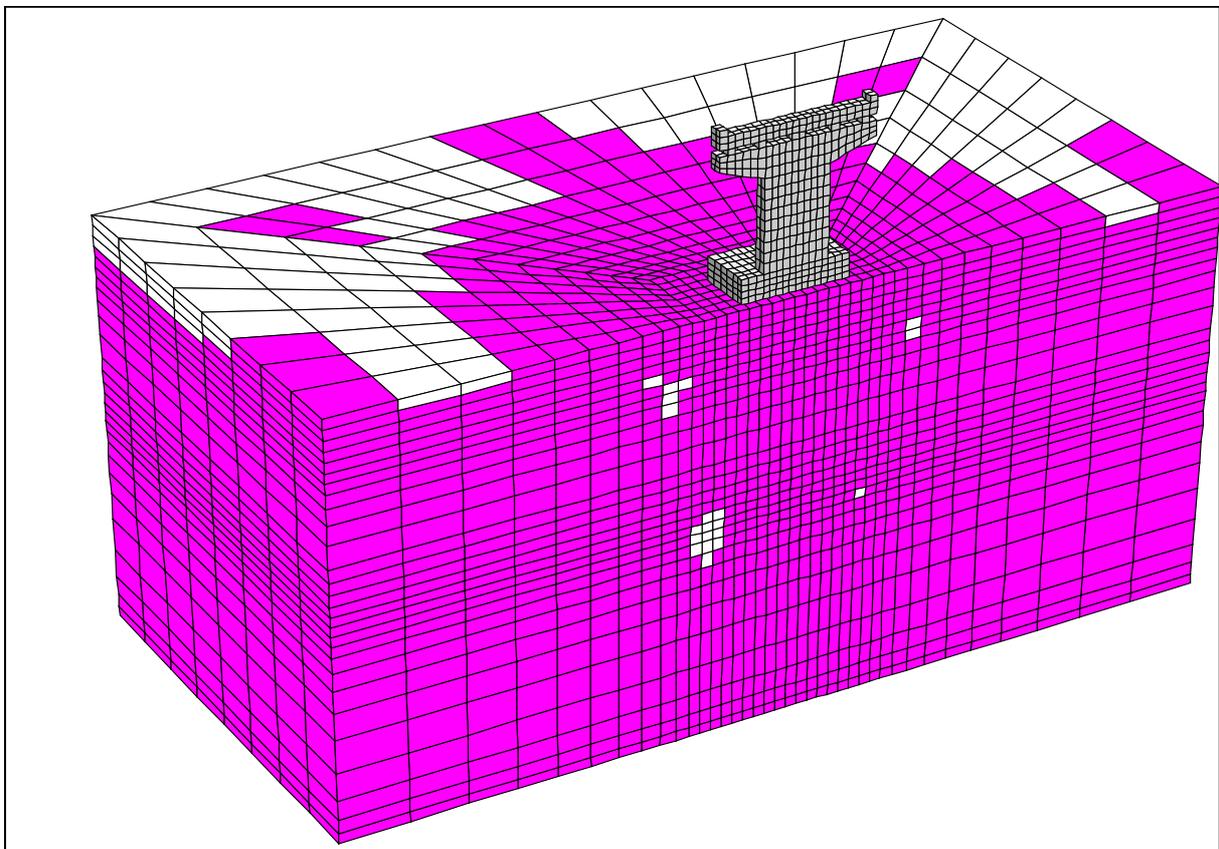


Figure 4.3d. Extension de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1$ ,  $a_g=0,1g$ )

Tableau 4.3a. Efforts en têtes des micropieux (fch=f1, ag=0,1g)

n° MP.	Efforts statiques dans les micropieux	Efforts maximaux dans les micropieux			Efforts dynamiques aux instants des sollicitations maximales			Efforts dynamiques normalisés aux instants des sollicitations maximales		
		N	T	M	N	T	M	N/T	T* tête %	M* tête %
1	-481	2465	316	263	-1984	316	263	6,3	191,0	13,1
2	-413	2247	281	241	-1826	279	241	6,5	169,0	12,0
3	-384	2157	271	227	-1762	270	227	6,5	163,7	11,3
4	-361	2025	235	211	-1651	232	211	7,1	140,3	10,5
8	-418	1367	247	224	-880	247	224	3,6	149,3	11,2
9	-341	1326	217	204	-881	217	204	4,1	131,4	10,2
10	-308	1235	213	195	-824	213	195	3,9	129,2	9,7
11	-287	1191	184	182	-799	184	182	4,3	111,6	9,1
15	-383	939	206	193	-316	206	193	1,5	124,7	9,6
16	-303	892	168	170	-319	168	170	1,9	101,7	8,5
17	-267	827	176	168	-279	176	168	1,6	106,2	8,4
18	-247	792	155	160	-276	155	159	1,8	93,7	8,0
22	-367	465	170	167	291	169	167	1,7	102,5	8,3
23	-286	376	140	147	220	139	146	1,6	84,1	7,3
24	-250	352	151	149	255	151	148	1,7	91,4	7,4
25	-230	340	131	140	254	131	140	1,9	79,4	7,0
29	-367	488	171	167	608	135	141	4,5	81,9	7,0
30	-286	506	140	147	370	119	128	3,1	71,7	6,4
31	-250	502	152	149	301	133	133	2,3	80,4	6,6
32	-230	507	132	141	247	112	123	2,2	67,8	6,1
36	-383	828	206	193	1109	107	120	10,3	64,9	6,0
37	-303	714	168	170	790	97	110	8,2	58,6	5,5
38	-267	669	175	168	703	118	121	6,0	71,4	6,0
39	-247	646	155	160	620	96	109	6,4	58,3	5,5
43	-418	1530	246	224	1023	82	100	12,5	49,6	5,0
44	-341	1422	217	204	777	76	95	10,2	46,2	4,7
45	-308	1332	213	195	720	104	111	6,9	62,7	5,5
46	-287	1278	185	182	635	84	100	7,6	50,9	5,0
50	-481	2381	315	263	878	76	97	11,6	46,0	4,8
51	-413	2187	280	241	721	69	89	10,4	42,0	4,4
52	-384	2104	270	227	667	97	107	6,9	58,9	5,3
53	-361	1987	234	211	621	74	93	8,4	44,8	4,6
Max	-230	2465	316	263	1109	316	263	12,5	191,0	13,1
Min	-481	340	131	140	-1984	69	89	1,5	42,0	4,4

❖  $T^* = n.T / T_{st}$ ,  $M^* = n.M / M_{st}$ . Les forces inertielles à la base de pile sont  $T=9062$  kN et  $M=93951$  kN.m. Les Forces inertielles en têtes des micropieux sont  $T=9252$  kN,  $M=112265$  kN.m (utilisées pour la normalisation).

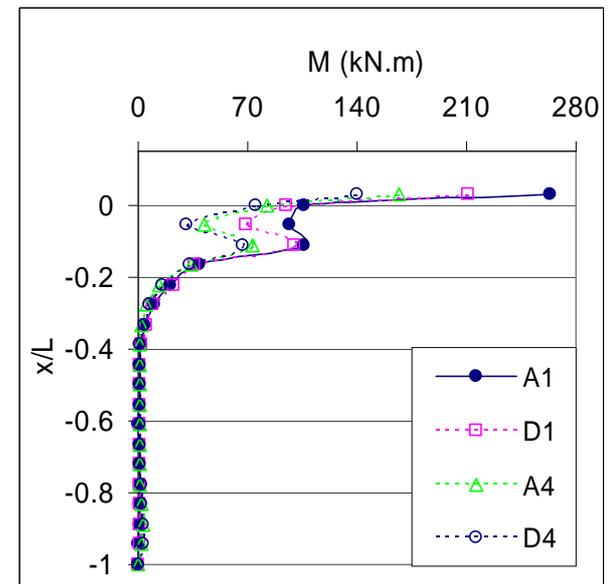
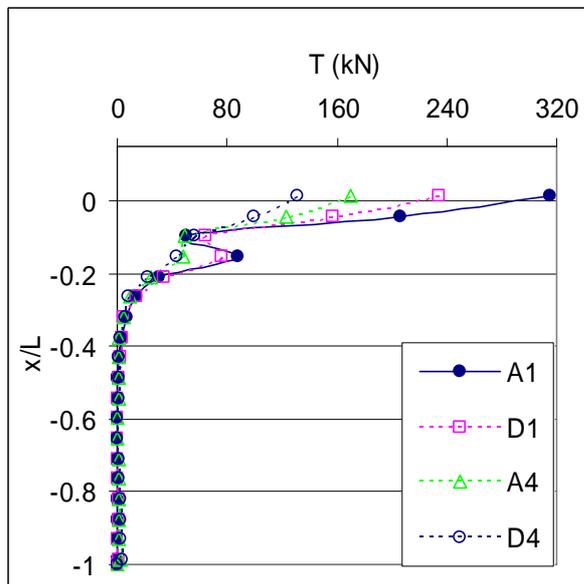
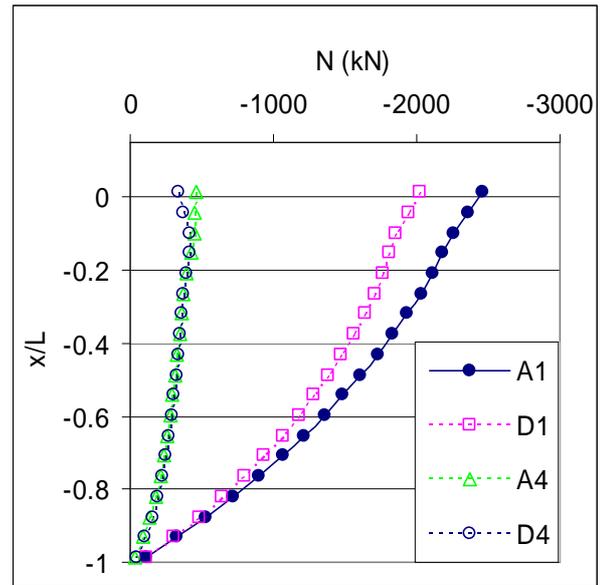
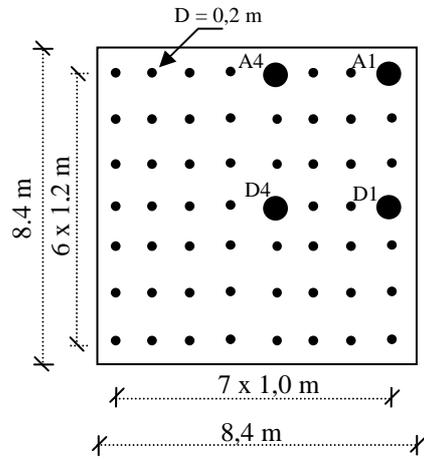


Figure 4.3e. Réponse enveloppes des efforts dans les micropieux ( $f_{ch} = f_1 = 0,6$  Hz,  $a_g = 0,1g$ ).

Tableau 4.3b. Efforts tranchant en têtes des micropieux comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	316 kN	0,78	0,65	0,54	0,43	0,34	0,26	0,24
B	0,88	0,69	0,53	0,44	0,38	0,31	0,24	<b>0,22</b>
C	0,86	0,68	0,56	0,48	0,42	0,37	0,33	0,31
D	0,73	0,58	0,49	0,42	0,35	0,31	0,27	0,23

Tableau 4.3c. Moment fléchissant en têtes des micropieux comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	263 kN,m	0,85	0,73	0,63	0,53	0,46	0,38	0,37
B	0,91	0,77	0,65	0,56	0,49	0,42	0,36	<b>0,34</b>
C	0,86	0,74	0,64	0,56	0,51	0,46	0,42	0,41
D	0,80	0,69	0,61	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35

Les tableaux 4.3b et 4.3c donnent les efforts tranchants et les moments fléchissants en tête des micropieux comme pourcentages des ceux induits dans le micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales. L'effort tranchant et le moment fléchissant en tête du micropieu D1 sont de l'ordre de 23% et de 35% de ceux dans le micropieu du coin A1. Notons que la valeur utilisée généralement par les bureaux d'étude pour calculer la charge latérale dans les pieux arrières disposés en deux colonnes est de l'ordre de 0,5. Il faut mieux mentionner que l'amplification est forte et les contraintes induites dans les micropieux dépassent largement la contrainte ultime de l'acier.

### 4.3.2. Micropieux inclinés

Les résultats présentés précédemment ont montré une rigidité latérale relativement faible des micropieux verticaux, ce qui y cause des fortes contraintes. Pour améliorer la rigidité latérale du groupe I, les micropieux extérieurs seront inclinés de  $\alpha=20^\circ$  par rapport de l'axe vertical comme le montre la figure 4.4a.

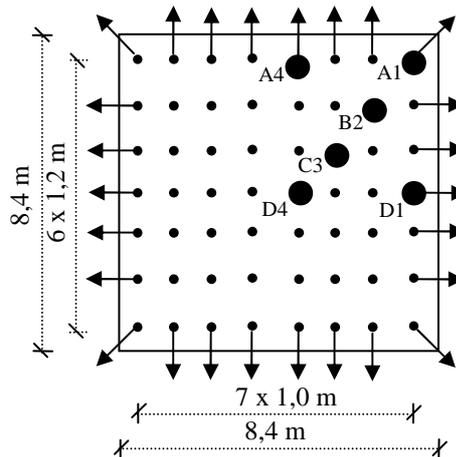


Figure 4.4a. Groupe II ; 8x7 micropieux TITAN 103/78mm  
 $D_{MP} = 0,2$  m, 30 verticaux et 26 inclinés

La figure 4.4b montre la déformée du système avec le groupe II à plusieurs instants du chargement. On note que le mouvement du sol et son amplification sont différents de ceux constatés pour le groupe des micropieux verticaux. Ceci confirme que l'inclinaison de micropieux introduit un effet important sur le mouvement de sol et son amplification.

Le tableau 4.4a donne les efforts induits en tête de chaque micropieu du groupe II : leurs valeurs maximales, leurs valeurs aux instants des sollicitations maximales et leurs valeurs comme pourcentage des forces inertielles induites au niveau des têtes des micropieux. La figure 4.3c donne les enveloppes des efforts pour trois micropieux verticaux n° 1, 22 et 25 (B2, C3 et D4) et pour trois d'autres inclinés 4, 23 et 29 (A1, A4 et D1). On constate, comme dans le cas du groupe I, que le micropieu D4 le plus proche de centre du groupe reste le moins sollicité. Le micropieu du coin A1 reste le plus sollicité en effort tranchant et en moment fléchissant. L'effort axial de ce dernier est largement plus grand que ceux des micropieux intérieurs (verticaux) mais il est inférieur aux efforts axiaux des autres micropieux qui sont inclinés seulement dans le plan vertical du chargement. Remarquons également que même si ces micropieux se situent à la frontière du groupe leurs efforts tranchants et moments fléchissants sont significativement moins importants que ceux induits dans plusieurs micropieux intérieurs, qui sont verticaux, comme B2 et C3. À noter que si la charge est multidirectionnelle, le micropieu du coin pourrait alors être le plus sollicité même en effort axial (tout dépend de son inclinaison par rapport de la direction du chargement). Il est

important aussi de signaler que le micropieu du coin est le micropieu le plus sollicité en terme de contrainte due à la flexion composé.

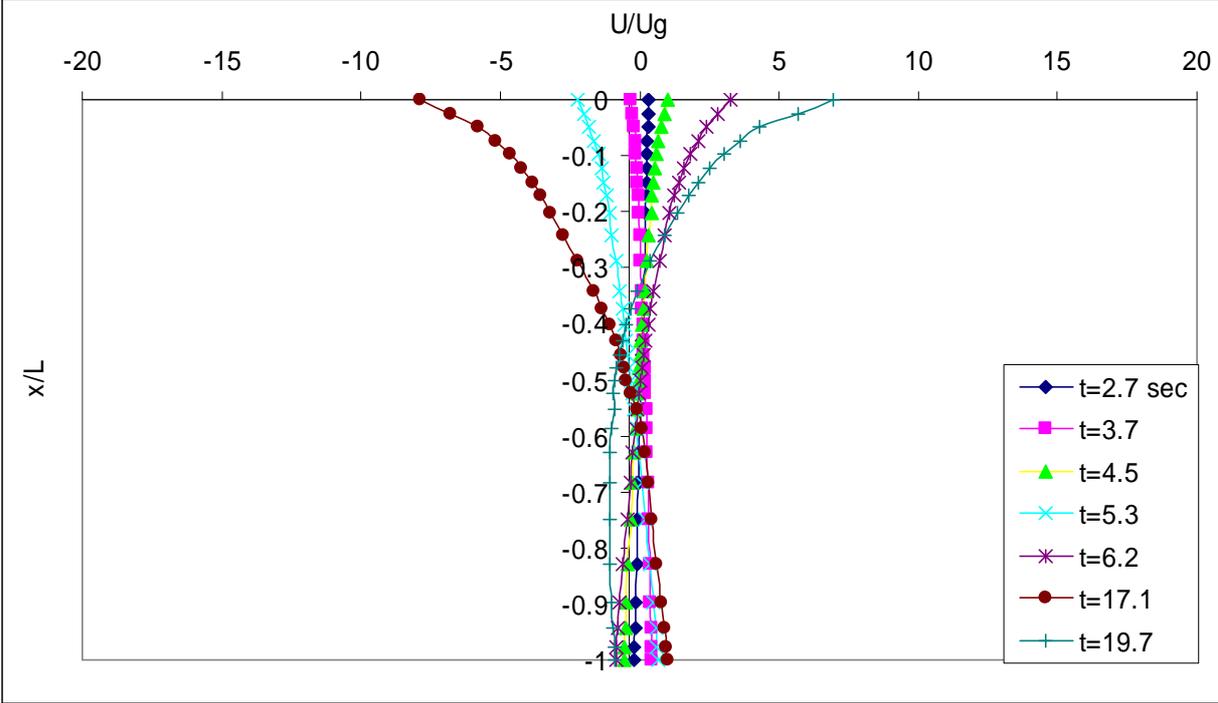
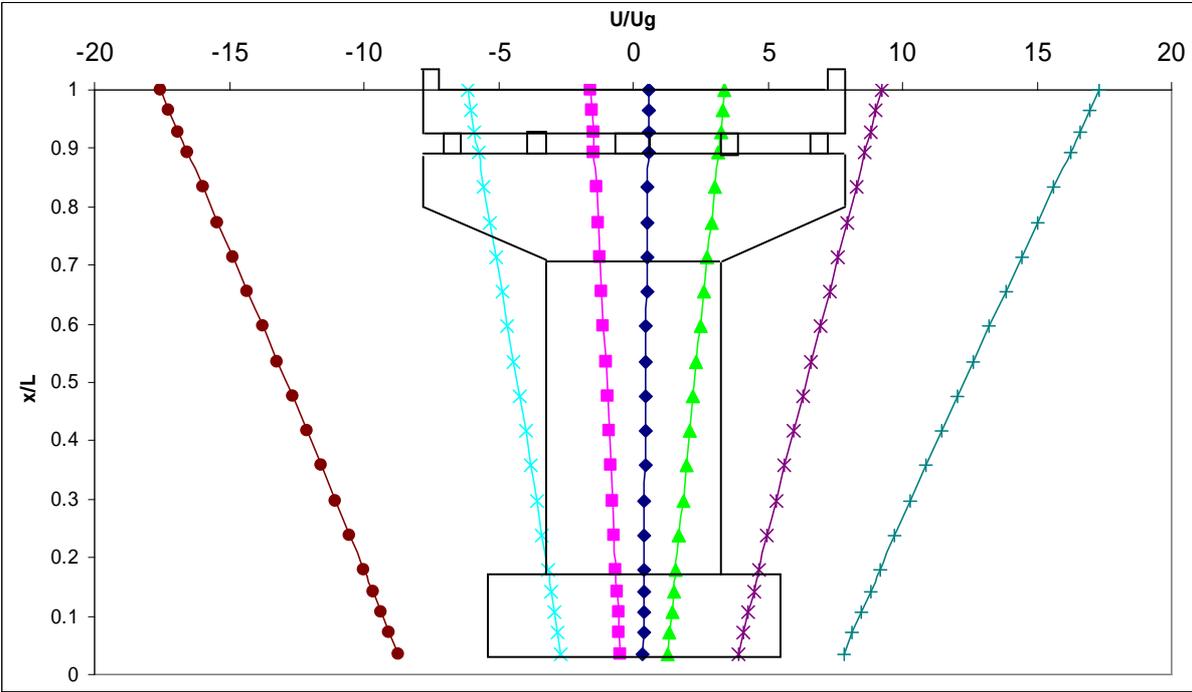


Figure 4.4b. Amplification de déplacement dans la direction du chargement (fch=f1, ag=0,1g).

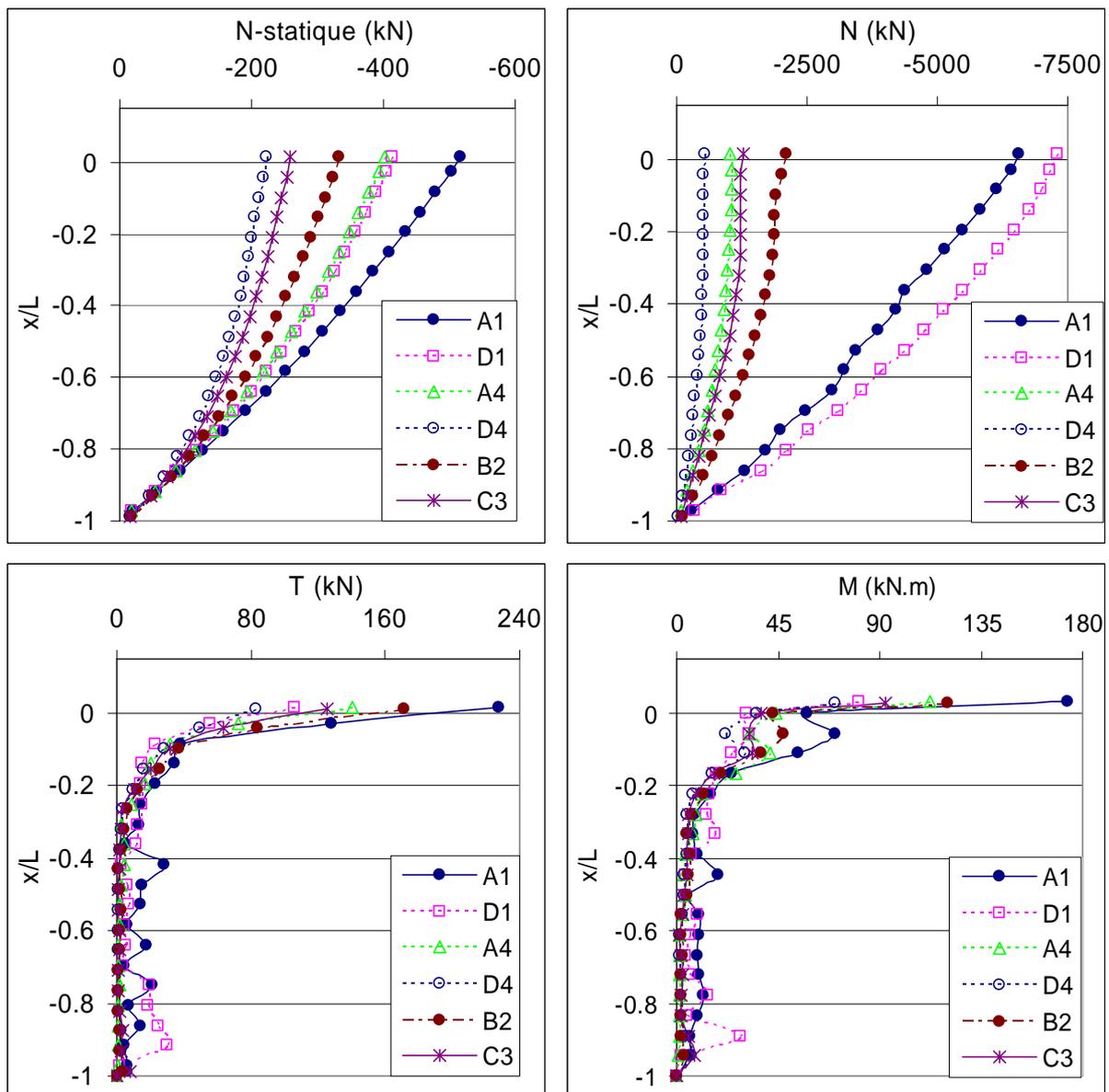


Figure 4.4c. Réponse enveloppes des efforts dans les micropieux ( $f_{ch} = f_1 = 0,6$  Hz,  $a_g = 0,1g$ ).

Les tableaux 4.4b et 4.4c donnent les efforts tranchants et les moments fléchissants induits dans chaque micropieu comme pourcentages de ceux induits dans le micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales. La tendance vue précédemment pour le groupe I (micropieux verticaux) reste la même pour les micropieux verticaux du groupe II. Cependant, on constate que l'effet d'ombre sur la dernière colonne des micropieux, qui sont inclinés, est moins important que celui sur plusieurs micropieux intérieurs verticaux. Les pourcentages minimaux pour les micropieux verticaux de ce groupe sont de 0,16 et 0,28 pour T et M respectivement. Par contre ceux pour les micropieux inclinés sont de 0,26 et 0,3. La diminution de l'effet d'ombre sur les micropieux situant aux frontières de groupe II s'explique par l'augmentation de la distance entre les micropieux inclinés par rapport aux micropieux verticaux adjacents. Notons que les faibles pourcentages obtenus pour les micropieux inclinés de la première colonne B1, C1 et D1 résultent non seulement de l'effet d'ombre mais aussi du

fait que ils sont inclinés seulement dans le plan vertical du chargement. L'ensemble des résultats montre clairement, en comparaison avec les micropieux intérieurs verticaux, une forte augmentation de l'effort axial dans les micropieux inclinés accompagné par une réduction importante de l'effort tranchant du moment fléchissant.

Comparons maintenant la réponse de ces deux groupes (groupes I et II sont notés micropieux verticaux et micropieux inclinés, respectivement). La figure 4.5a compare l'évolution du déplacement au cours du chargement pour différents points du système sol-micropieux-pont dans les deux configurations des micropieux. Le déplacement maximal de la surface de sol, du chevêtre, de la tête de pile et du tablier sont respectivement 59, 68, 117 et 122 cm, soit une augmentation de l'ordre de 250% pour le tablier et la tête de pile, de 135% pour le chevêtre et de 100% pour la surface de sol, résultant de l'inclinaison des micropieux extérieurs. Les forces inertielles sont approximativement triplées due à cette inclinaison (tableau 4.5a). Ceci montre que l'inclinaison des micropieux peut amplifier d'une manière importante l'amplification du pont. Cette tendance fait partie de deux tendances déjà constatées dans les chapitres précédents. Notons que les amplifications de la superstructure de deux systèmes sont proches en élasticité. La réponse du système avec le groupe II est beaucoup moins amortie que celle avec le groupe I. Ceci indique que le sol en présence du groupe II (micropieux verticaux et inclinés) a mieux résisté au cisaillement. Cela s'explique par le fait que le groupe avec des micropieux inclinés mobilise une zone plus étendue du sol.

Les tableaux 4.5b, 4.5c, 4.5d et 4.5e donnent les rapports entre les efforts induits dans chaque micropieu dans le groupe II par rapport au groupe I. Sous le poids propre du pont, l'inclinaison des micropieux extérieurs fait augmenter les efforts normaux des micropieux situant aux frontières, qui sont inclinés, et diminuer ceux des micropieux intérieurs, qui sont verticaux ; le rapport varie entre 1,14 et 0,97. Notons également que les efforts tranchants et les moments fléchissants statiques développés sur les micropieux inclinés sont très faibles. L'effet de l'inclinaison sur les efforts induits dans les micropieux dans le cas de charge dynamique est beaucoup plus important. On constate une augmentation de l'effort axial dans tous les micropieux et en particulier ceux qui sont inclinés. De plus, malgré la forte augmentation des forces inertielles, on constate une réduction importante de l'effort tranchant et du moment fléchissant induits dans les micropieux inclinés comme verticaux. Cela résulte de l'augmentation de la mobilisation de la composante axiale des micropieux inclinés, ce qui a pour conséquence de soulager l'effort tranchant et le moment fléchissant. Remarquons que l'augmentation de l'effort normal et la diminution de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont plus importantes pour les micropieux inclinés dans le plan vertical du chargement. Les efforts normalisés pour les deux groupes confirment aussi cette même tendance.

La contrainte maximale, due à la flexion composée, induite dans le micropieu le plus sollicité (n°1) de ces deux groupe sont très proches (Tableau 4.5f), mais l'inclinaison réduit la contrainte due à l'effort tranchant dans le micropieu du coin de près de 28%.

Tableau 4.4a. Efforts en têtes des micropieux (fch=f1, ag=0,1g)

n° MP,	Efforts statiques dans les micropieux	Efforts maximaux dans les micropieux			Efforts dynamiques aux instants des sollicitations maximales			Efforts dynamiques normalisés aux instants des sollicitations maximales		
		N	T	M	N	T	M	N/T	T* tête %	M* tête %
1/i	<b>-516</b>	6568	<b>227</b>	<b>173</b>	-6034	227	173	26,7	42,2	2,9
2/i	-453	7101	132	102	-6648	128	101	52,1	23,8	1,7
3/i	-428	<b>7547</b>	120	88	<b>-7119</b>	92	73	77,1	17,2	1,2
4/i	-413	7312	106	81	-6899	89	69	77,2	16,7	1,1
8/i	-441	2709	212	158	-1442	212	157	6,8	39,6	2,6
9/v	-332	2109	171	120	-1717	170	118	10,1	31,7	2,0
10/v	-298	2014	177	116	-1650	175	114	9,4	32,7	1,9
11/v	-279	1949	154	104	-1602	152	101	10,5	28,4	1,7
15/i	-413	1918	168	131	-679	168	130	4,0	31,4	2,2
16/v	-296	1305	129	100	-873	128	99	6,8	24,0	1,6
17/v	-259	1274	125	93	-875	124	91	7,1	23,1	1,5
18/v	-239	1280	107	83	-891	105	82	8,5	19,6	1,4
22/i	-401	1009	141	113	232	141	111	1,7	26,2	1,9
23/v	-280	638	103	84	73	102	83	0,7	19,0	1,4
24/v	-242	525	98	78	-19	97	77	0,2	18,0	1,3
25/v	<b>-222</b>	553	83	<b>70</b>	-59	82	70	0,7	15,3	1,2
29/i	-401	1039	141	115	1344	114	94	11,8	21,3	1,6
30/v	-280	661	102	85	941	79	69	11,9	14,8	1,2
31/v	-242	<b>512</b>	96	79	742	77	67	9,6	14,4	1,1
32/v	-222	525	<b>82</b>	71	639	63	60	10,1	11,8	1,0
36/i	-413	1935	169	133	2290	95	81	24,2	17,7	1,3
37/v	-296	1300	128	101	1532	61	58	25,1	11,4	1,0
38/v	-259	1249	124	94	1349	63	57	21,4	11,8	0,9
39/v	-239	1249	105	84	1198	54	53	22,2	10,1	0,9
43/i	-441	2758	213	160	3137	68	66	45,9	12,8	1,1
44/v	-332	2095	169	121	2159	41	48	<b>52,5</b>	7,7	0,8
45/v	-298	1988	173	116	1959	38	46	51,9	7,0	0,8
46/v	-279	1923	150	104	1821	35	45	51,5	6,6	0,7
50/i	-516	6561	226	173	5411	65	58	<b>83,8</b>	12,1	1,0
51/i	-453	7098	130	103	4582	72	53	64,0	13,4	0,9
52/i	-428	7531	118	86	3439	103	69	33,3	19,3	1,1
53/i	-413	7300	105	79	3176	87	62	36,4	16,3	1,0
Max	-222	7547	227	173	5411	227	173	83,8	42,2	2,9
Min	-516	512	82	70	-7119	35	45	0,2	6,6	0,7

- ❖ Les forces inertielles à la base de pile sont  $T=27595$  kN et  $M=279384$  kN.m. Les Forces inertielles en têtes des micropieux sont  $T=30000$  kN et  $M=336514$  kN.m (utilisées pour la normalisation).

Tableau 4.4b. Efforts tranchants en têtes des micropieux comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>227 kN</b>	<b>0,94</b>	<b>0,74</b>	<b>0,62</b>	<b>0,50</b>	<b>0,42</b>	<b>0,30</b>	<b>0,28</b>
B	<b>0,56</b>	0,75	0,57	0,45	0,35	0,27	0,18	<b>0,32</b>
C	<b>0,41</b>	0,77	0,55	0,43	0,34	0,28	0,17	<b>0,45</b>
D	<b>0,39</b>	0,67	0,46	0,36	0,28	0,24	<b>0,16</b>	<b>0,38</b>

Tableau 4.4c. Moment fléchissant en têtes des micropieux comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>173 kN,m</b>	<b>0,91</b>	<b>0,75</b>	<b>0,64</b>	<b>0,54</b>	<b>0,47</b>	<b>0,38</b>	<b>0,33</b>
B	<b>0,58</b>	0,68	0,57	0,48	0,40	0,33	0,28	<b>0,30</b>
C	<b>0,42</b>	0,66	0,53	0,45	0,38	0,33	0,26	<b>0,40</b>
D	<b>0,40</b>	0,59	0,47	0,40	0,35	0,31	<b>0,26</b>	<b>0,36</b>

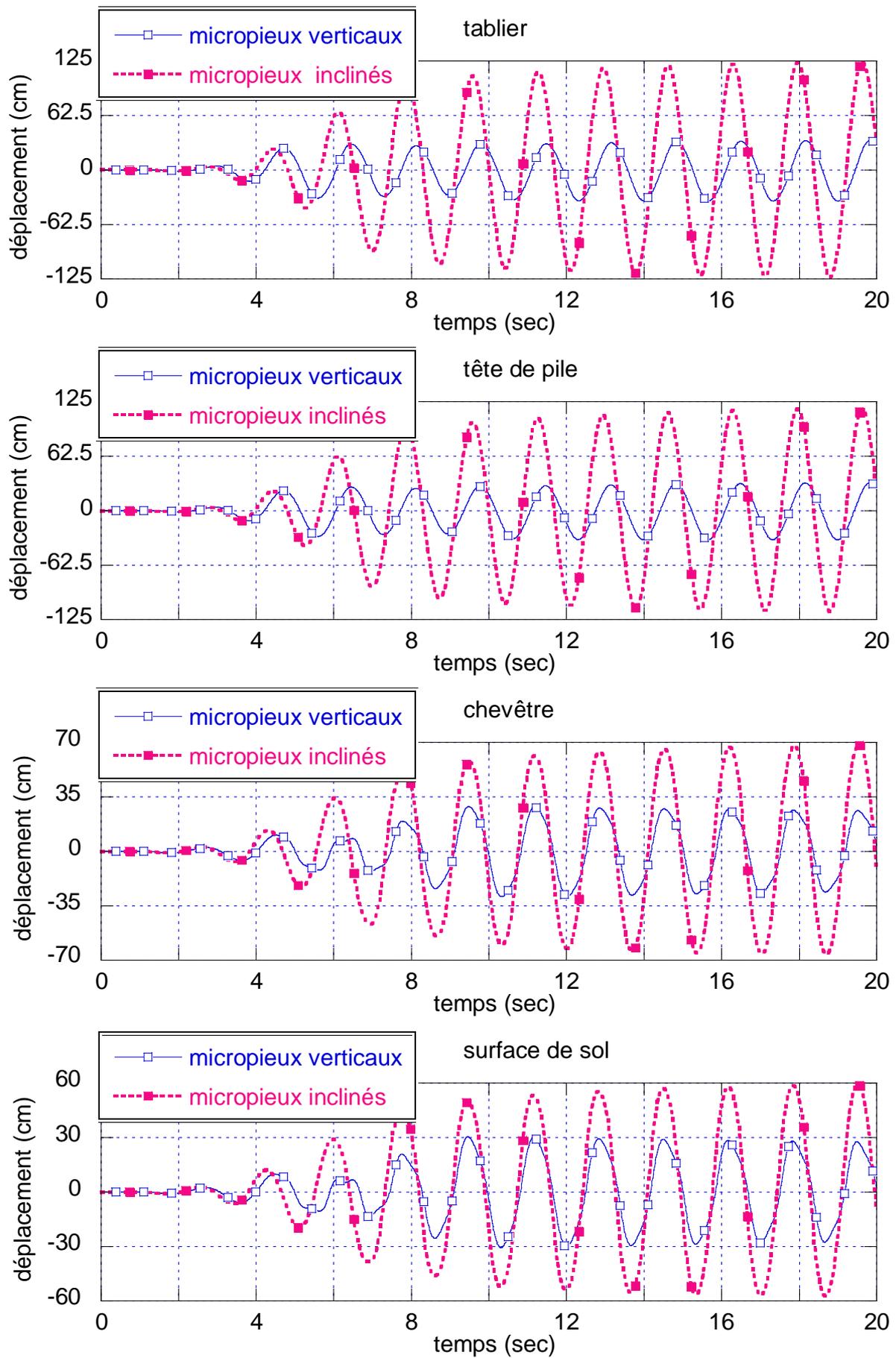


Figure 4.5. Évolution de déplacement en différents points du système sol-micropieux-pont.

Tableau 4.5a. Forces inertielles maximales (Enregistrement de Turquie)

Forces inertielles maximales	à la base de pile		à la base du chevêtre	
	T (kN)	M (kN.m)	T (kN)	M (kN.m)
Groupe I : Micropieux verticaux	9062	93951	9252	112265
Groupe II : Micropieux verticaux et inclinés	27595	279384	30000	336514

Tableau 4.5b. Rapports entre les efforts axiaux statiques en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I (Max 1,14 min 0,97).

Nstatic	1	2	3	4
A	<b>1,07</b>	<b>1,06</b>	<b>1,08</b>	<b>1,09</b>
B	<b>1,10</b>	0,97	0,98	0,98
C	<b>1,11</b>	0,97	0,97	0,97
D	<b>1,14</b>	0,97	0,97	0,97

Tableau 4.5c. Rapports entre les efforts axiaux maximaux en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I (Max 3,67 min 1,02).

N	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>2,66</b>	<b>1,98</b>	<b>2,04</b>	<b>2,17</b>	<b>2,13</b>	<b>2,34</b>	<b>1,80</b>	<b>2,76</b>
B	<b>3,16</b>	1,59	1,46	1,70	1,31	1,82	1,47	<b>3,25</b>
C	<b>3,50</b>	1,63	1,54	1,49	1,02	1,87	1,49	<b>3,58</b>
D	<b>3,61</b>	1,64	1,62	1,63	1,04	1,93	1,50	<b>3,67</b>

Tableau 4.5d. Rapports entre les efforts tranchants maximaux en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I (Max 0,87 min 0,44).

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>0,72</b>	<b>0,86</b>	<b>0,82</b>	<b>0,83</b>	<b>0,82</b>	<b>0,82</b>	<b>0,87</b>	<b>0,72</b>
B	<b>0,47</b>	0,79	0,77	0,74	0,73	0,76	0,78	<b>0,46</b>
C	<b>0,44</b>	0,83	0,71	0,65	0,63	0,71	0,81	<b>0,44</b>
D	<b>0,45</b>	0,84	0,69	0,63	0,62	0,68	0,81	<b>0,45</b>

Tableau 4.5e. Rapports entre les moments fléchissants maximaux en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I (Max 0,71 min 0,37).

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>0,66</b>	<b>0,71</b>	<b>0,68</b>	<b>0,68</b>	<b>0,69</b>	<b>0,69</b>	<b>0,71</b>	<b>0,66</b>
B	<b>0,42</b>	0,59	0,59	0,57	0,58	0,59	0,59	<b>0,43</b>
C	<b>0,39</b>	0,59	0,55	0,52	0,53	0,56	0,59	<b>0,38</b>
D	<b>0,38</b>	0,57	0,52	0,50	0,50	0,53	0,57	<b>0,37</b>

Tableau 4.5f. Rapports entre les contraintes dans le micropieu du coin du groupe II et du groupe I

N	T	M	N & M
2,66	0,72	0,66	1,01

#### 4.4. chargement sismique

Les deux réponses analysées précédemment ont été refaites en considérant l'enregistrement de la Turquie. Les résultats obtenus pour le chargement sismique confirme la tendance déjà constatée pour un chargement harmonique.

Tableau 4.6a. Amplification maximale des déplacements  
(déplacement maximal à la base 5,7 cm)

amplification	Tablier	Tête de pile	Chevêtre	Surface de sol
Groupe I : Micropieux verticaux	5,5	5,3	2,8	2,5
Groupe II : Micropieux verticaux et inclinés	8,2	7,9	4,2	3,3

Tableau 4.6b. Forces inertielles maximales (Enregistrement de Turquie)

Forces inertielles maximales	à la base de pile		à la base du chevêtre	
	T (kN)	M (kN.m)	T (kN)	M (kN.m)
Groupe I : Micropieux verticaux	5062	52943	5561	62548
Groupe II : Micropieux verticaux et inclinés	11269	115359	12285	138796

En effet, l'inclinaison des micropieux fait augmenter d'une manière importante le mouvement du système sol-micropieux-pont (Figure 4.5a, tableau 4.6a). D'après le tableau 4.6b, on note que les forces inertielles sont quasiment doublées à cause de cette inclinaison. La comparaison des efforts induits en têtes des micropieux de ces deux groupes (Tableaux 4.6c 4.6d, 4.6e et 4.6f) montre clairement que les efforts normaux augmentent dans la majorité des micropieux du groupe II. Cette augmentation atteint 120% dans le micropieu n°4 contre une diminution de 2% seulement dans le micropieu n°25. La réduction des efforts tranchants et des moments fléchissants induits dans les micropieux du groupe II, est importante : entre 35 à 65% pour l'effort tranchant et entre 50% à 70% pour le moment fléchissant, selon la position du micropieu dans le groupe. Remarquons que le micropieu A2 devient le micropieu le plus sollicité en effort tranchant et en moment fléchissant. De plus, chaque micropieu de la 1<sup>ière</sup> colonne (A1 à D1) est moins sollicité en effort tranchant et moment fléchissant que son correspondant de la 2<sup>ième</sup> colonne (A2 à D2).

De plus, l'inclinaison des micropieux réduit les contraintes dans les micropieux ; la contrainte maximale, due à la flexion composée dans le micropieu le plus sollicité décroît de 27%, et celle due à l'effort tranchant de 53% (tableau 4.6g). A noter que l'amplification dynamique est forte et que la contrainte maximale est trois fois supérieure à la résistance limite de l'acier.

La figure 4.6b donne les spectres des réponses du système sol-micropieux-pont. Les spectres du tablier et du chevêtre du groupe de micropieux II, montrent un léger décalage des fréquences dominantes du mouvement vers les hautes fréquences. Ceci montre une augmentation de la rigidité latérale de la fondation résultant de l'inclinaison des micropieux. Ce constat est en accord avec les résultats obtenus précédemment. Remarquons la forte domination de la fréquence fondamentale de sol ( $f_1=0,6\text{Hz}$ ). Le spectre au niveau de la surface de sol montre que l'inclinaison des micropieux influe significativement les fréquences dominantes du sol compris entre les micropieux. L'Annexe E donne les détails de ces deux réponses.

Tableau 4.6c. Efforts maximaux en têtes des micropieux

n° MP.	Groupe I			Groupe II		
	N	T	M	N	T	M
1	<b>1433</b>	182	122	<b>2765</b>	90	52
2	1284	170	114	2763	67	39
3	1224	169	113	2628	60	35
4	1151	151	105	2547	56	33
8	1038	142	106	1474	<b>91</b>	<b>54</b>
9	896	129	97	1283	78	45
10	837	130	96	1201	70	40
11	784	114	89	1144	64	38
15	737	123	97	991	78	49
16	615	105	85	827	66	40
17	562	106	84	762	61	36
18	522	93	78	719	56	34
22	482	111	90	570	69	44
23	392	90	77	412	58	35
24	350	90	75	345	53	32
25	320	78	69	<b>314</b>	49	30
29	447	101	84	587	63	41
30	340	86	70	416	53	33
31	300	86	69	354	50	31
32	<b>277</b>	<b>75</b>	<b>64</b>	322	<b>46</b>	<b>30</b>
36	736	117	90	1048	73	45
37	621	103	80	843	63	38
38	573	103	79	759	58	35
39	538	90	73	710	53	33
43	1040	142	104	1576	87	51
44	925	133	97	1364	75	43
45	878	132	94	1274	67	40
46	834	116	87	1213	61	37
50	1415	<b>192</b>	<b>126</b>	2731	89	49
51	1300	183	120	2711	69	40
52	1251	179	116	2585	61	36
53	1194	160	107	2502	57	34
Max	277	192	126	2765	91	54
Min	1433	75	64	314	46	30

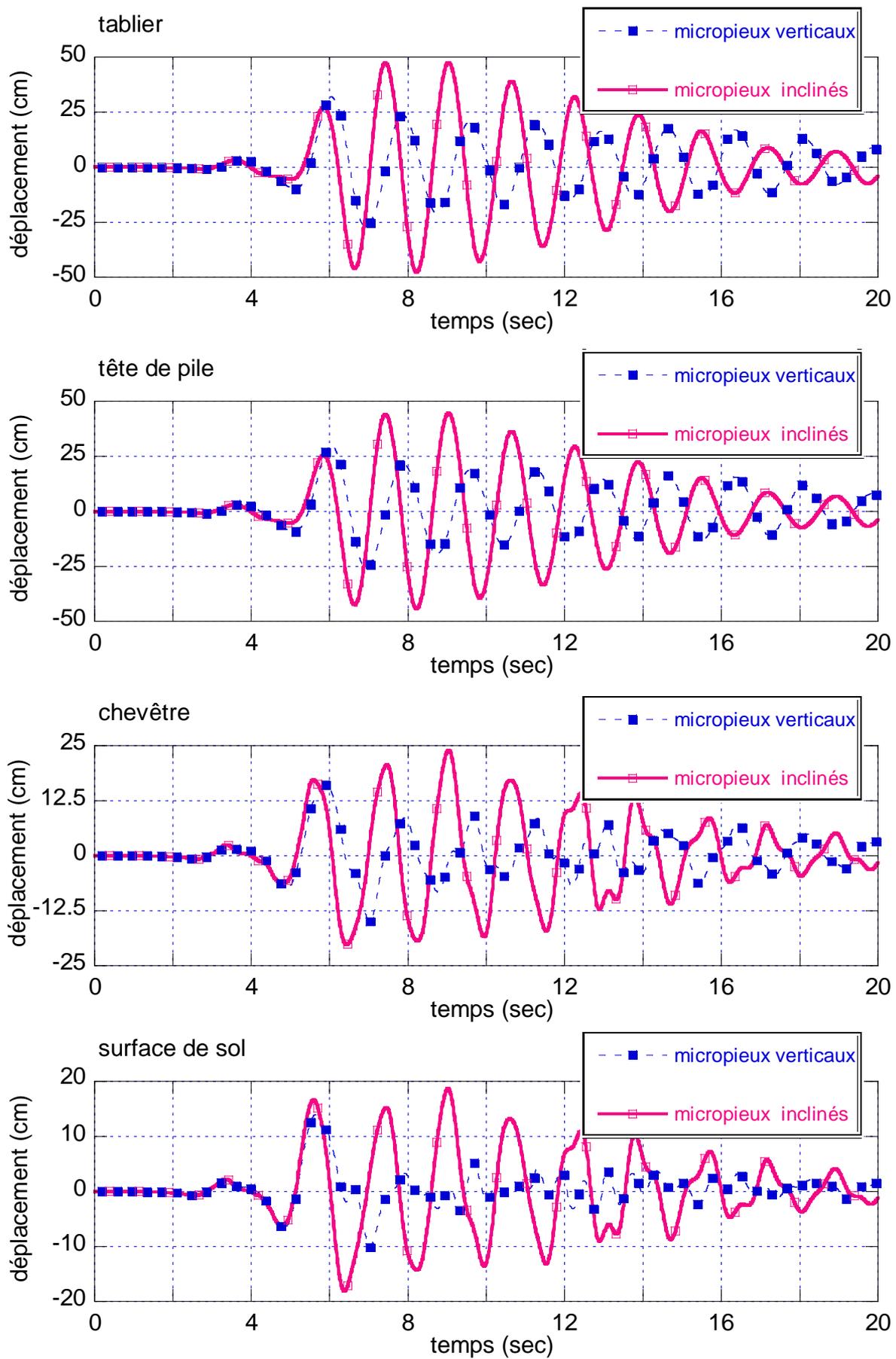


Figure 4.5a. Évolution des déplacements en différents points du système sol-micro-pieux-pont.

Tableau 4.6d. Rapports entre les efforts axiaux maximaux  
en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I, (Max 2,21 min 0,98).

N	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>1,93</b>	<b>1,42</b>	<b>1,34</b>	<b>1,18</b>	<b>1,31</b>	<b>1,42</b>	<b>1,52</b>	<b>1,93</b>
B	<b>2,15</b>	1,43	1,34	1,05	1,22	1,36	1,47	<b>2,09</b>
C	<b>2,15</b>	1,43	1,36	0,99	1,18	1,32	1,45	<b>2,07</b>
D	<b>2,21</b>	1,46	1,38	0,98	1,16	1,32	1,45	<b>2,10</b>

Tableau 4.6e. Rapports entre les efforts tranchants maximaux  
en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I, (Max 0,64 min 0,34).

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>0,49</b>	<b>0,64</b>	<b>0,63</b>	<b>0,62</b>	<b>0,62</b>	<b>0,62</b>	<b>0,61</b>	<b>0,46</b>
B	<b>0,39</b>	0,60	0,63	0,64	0,62	0,61	0,56	<b>0,38</b>
C	<b>0,36</b>	0,54	0,58	0,59	0,58	0,56	0,51	<b>0,34</b>
D	<b>0,37</b>	0,56	0,60	0,63	0,61	0,59	0,53	<b>0,36</b>

Tableau 4.6f. Rapports entre les moments fléchissants maximaux  
en têtes des micropieux du groupe II et du groupe I, (Max 0,51 min 0,31).

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	<b>0,43</b>	<b>0,51</b>	<b>0,51</b>	<b>0,49</b>	<b>0,49</b>	<b>0,50</b>	<b>0,49</b>	<b>0,39</b>
B	<b>0,34</b>	0,46	0,47	0,45	0,47	0,48	0,44	<b>0,33</b>
C	<b>0,31</b>	0,42	0,43	0,43	0,45	0,44	0,43	<b>0,31</b>
D	<b>0,31</b>	0,43	0,44	0,43	0,47	0,45	0,43	<b>0,32</b>

Tableau 4.6g. Rapports entre les contraintes  
dans le micropieu du coin du groupe II et du groupe I

N	T	M	N & M
1,95	0,47	0,41	0,73

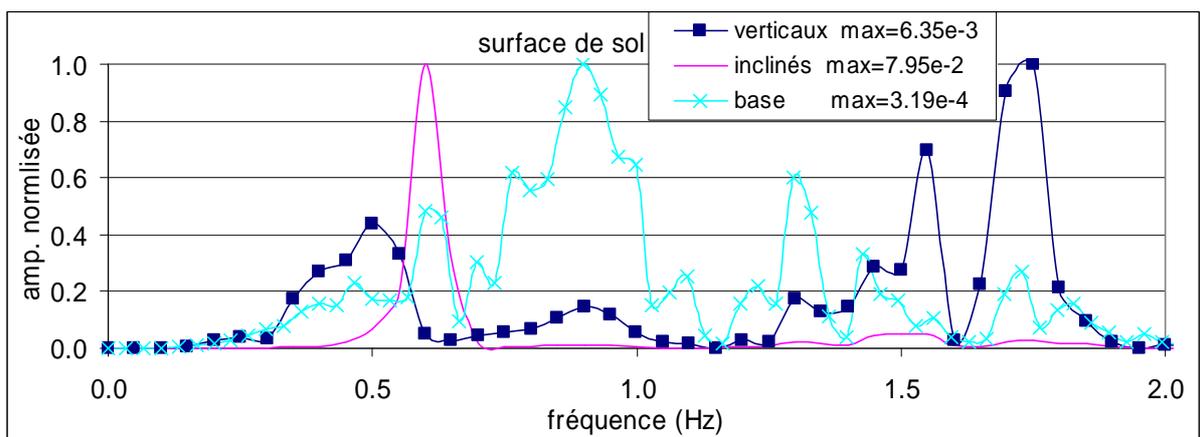
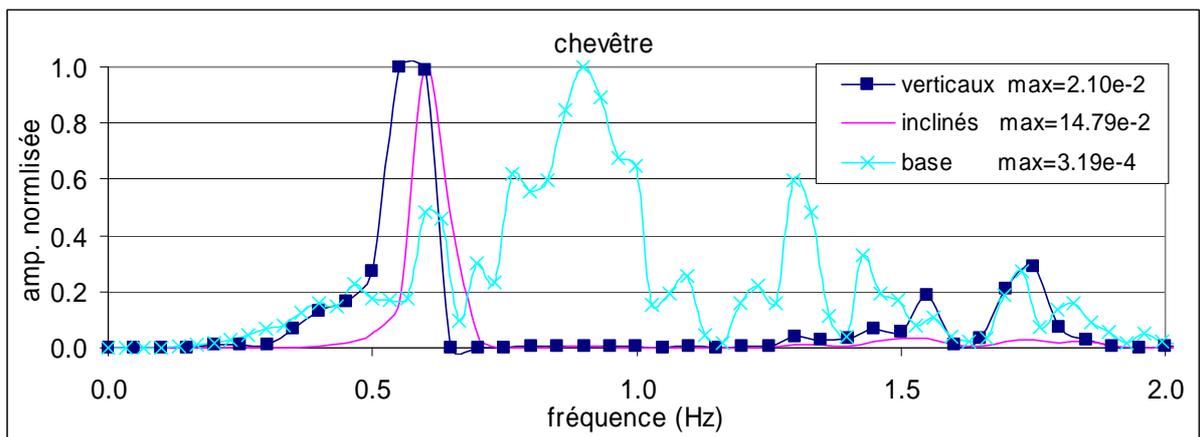
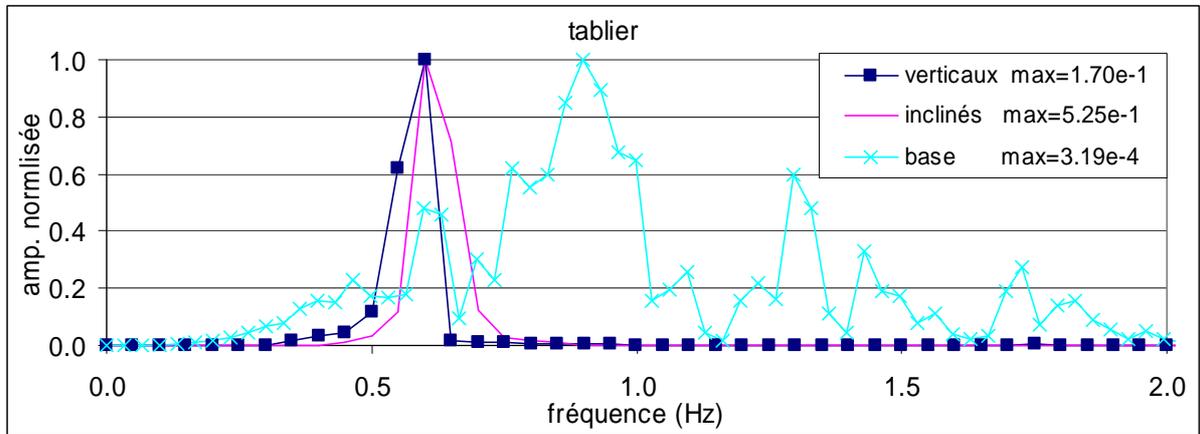


Figure 4.5b. Influence de l'inclinaison sur les spectres de réponse du système sol-micropieux-pont.

#### 4.5. Conclusions

L'inégalité dans la distribution de la charge latérale augmente fortement dans le cas d'une fondation sur un grand nombre de micropieux, sollicitée latéralement. Dans le cas de micropieux verticaux, le micropieu du coin est celui le plus sollicité. L'effet d'ombre sur les micropieux arrières réduit la rigidité latérale de la fondation. Les rapports de l'effort tranchant ou du moment fléchissant entre ceux induits dans le micropieu le moins sollicité et le plus sollicité peuvent atteindre des valeurs inférieures à 0,5. L'inclinaison modifie la distribution de la charge latérale entre les éléments du groupe. Dans le cas d'un groupe contenant des éléments verticaux à l'intérieur et des éléments inclinés aux frontières, l'inclinaison réduit l'effet d'ombre sur les micropieux situés aux frontières (inclinés). Ces derniers sont plus sollicités en effort axial et moins sollicités en effort tranchant et en moment fléchissant que les micropieux verticaux.

L'ensemble des résultats confirme l'effet bénéfique de l'inclinaison sur les performances sismiques des micropieux dans le cas d'une grande résistance de l'interface sol-micropieux. Elle augmente la rigidité latérale de la fondation et offre une meilleure mobilisation de la composante axiale, ce qui permet de réduire les contraintes induites dans les micropieux. Néanmoins, l'inclinaison peut amplifier d'une manière importante le mouvement du pont ce qui résulte en une augmentation importante de ses sollicitations. L'inclinaison des micropieux doit être prise en compte non seulement dans le dimensionnement des fondations mais aussi dans le dimensionnement du pont lui-même.

**CONCLUSIONS GENERALES  
ET RECOMMANDATIONS**

## CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse fournissent une analyse approfondie de différentes interactions du système sol-micropieux-structure sous chargements sismiques. On s'est intéressé en particulier à l'influence de la non-linéarité de sol et du glissement à l'interface sol-micropieu sur la réponse sismique du système. L'étude a été réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par différences finies. Les effets des principaux paramètres indépendants agissant sur sa réponse ont été analysés. La performance de micropieux inclinés, encastrés ou articulés a été largement examinée pour des chargements harmoniques et des chargements sismiques pour bien juger l'utilité de ce type de configurations en zone sismique.

Les résultats confirment les observations post-sismiques et les travaux antérieurs ; les forces inertielles de la superstructure induisent des grands efforts dans les micropieux et contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes. Les micropieux suivent fidèlement le mouvement de sol sauf au voisinage de la surface de sol là où les forces inertielles augmentent fortement la déformée. Une grande atténuation des efforts induits dans les micropieux avec la profondeur est constatée grâce à leur flexibilité.

Les non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieu influent d'une manière importante la réponse sismique du système. D'une manière générale, le modèle élastique surestime l'amplification de la superstructure. Cependant, elle sous-estime, dans certains cas, les efforts induits dans les micropieux, et en particulier, l'effort tranchant et le moment fléchissant. Ajoutons qu'il est incapable de prédire le tassement de l'ouvrage durant un tremblement de terre. Deux types de plasticité de sol ont été identifiés : celle qui est causée par la transmission de l'énergie de la base du massif vers la surface, et celle qui est causée par l'effet inertiel de la superstructure et sa fondation. 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. Cette plasticité peut être négligée pour les micropieux ayant une faible résistance d'interface. 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 ( $<0,1g$ ). Les réponses du système sous différents chargements sismiques, montrent que malgré le grand nombre des fréquences agissant sur le système sol-micropieux-structure, les fréquences propres de sol dominant sa réponse. En fonction de l'amortissement induit par la plasticité de sol, l'augmentation de l'amplitude du chargement résulte en augmentation ou en

diminution de l'amplification de la superstructure et des efforts dans les micropieux. La plasticité du sol et le glissement à l'interface sol-micropieu induit une dégradation de la rigidité de la fondation. Dans le cas d'une interface faiblement résistante, le glissement de micropieux dans le sol induit un tassement qui peut être la cause de l'effondrement de l'ouvrage. L'hypothèse d'une liaison parfait sol-micropieux peut être déterminante car elle surestime l'effort axial mobilisable de micropieu et elle peut sous-estimer l'effort tranchant et le moment fléchissant induits dans les micropieux. Les spectres de réponses montrent, dans la plupart des cas une diminution de l'énergie contenue dans la réponse résultant de la forte plasticité de sol. Pareillement dans le cas d'une interface sol-micropieu faiblement résistante. Sous un chargement harmonique, la fréquence dominante du mouvement du système et celle du chargement (chargement à la fréquence fondamentale du sol) et l'effet de la plasticité de sol est limité, dans ce cas, à son amplitude. Sous un chargement sismique, par contre, on note que la plasticité du sol et/ou le glissement à l'interface conduisent à un décalage des fréquences dominantes vers les basses fréquences, ou modifient, au moins, leurs contributions au mouvement. L'invariabilité des fréquences dominantes du mouvement sous un chargement harmonique est attribuée au fait que le mouvement est fortement dominé par la fréquence unique de ce type de changement.

La rigidité de sol et sa variation avec la profondeur jouent un rôle important dans l'interaction entre les différentes composantes du système sol-micropieux-structure. L'amplification de la superstructure et les efforts induits dans les micropieux en dépendent beaucoup. On note que les efforts repris par les micropieux comme pourcentage des forces inertielles de la superstructure, sont d'autant plus grands que le sol est mou. Ceci doit être pris en compte dans l'analyse pseudo-statique de la réponse des pieux sous chargement latéral. Lors d'un tremblement de terre les micropieux implantés dans un sol mou subissent un grand déplacement latéral, ce qui peut être déterminant pour eux-mêmes et pour l'ouvrage qu'ils supportent. Les simulations effectuées sur différentes rigidités de sol avec la même limite de résistance, montrent que la plasticité de sol induit un déplacement résiduel, qui augmente avec la diminution de cette rigidité. La diminution de l'amplification de la réponse du système est d'autant plus importante que le sol est rigide. Quand à la variation de la rigidité de sol avec la profondeur, elle peut conduire à une augmentation ou à une réduction de l'amplification en fonction de l'influence de cette variation sur les fréquences propres du système sol-micropieux-structure (rapprochement ou éloignement des fréquences dominantes du chargement). Néanmoins, les efforts repris par les micropieux par rapport aux forces inertielles, sont peu influencés par le fait de prendre en compte la variation du module.

La variation de nombre de micropieux et/ou leur espacement modifie la rigidité de la fondation ce qui influe d'une manière significative l'amplification de la superstructure et les efforts induits dans les micropieux. On note une augmentation de l'amplification de la

superstructure avec l'augmentation de l'espacement. Les résultats montrent un effet de groupe positif qui consiste dans la réduction des efforts normalisés dans les micropieux avec la diminution de leur espacement. L'augmentation du nombre de micropieux conduit à une augmentation des efforts. L'interaction entre les éléments du groupe augmente avec l'augmentation du nombre de micropieux et la diminution de leur espacement. L'inégalité dans la distribution de la charge latérale pour une hypothèse de comportement élastique est largement inférieure. L'effet d'ombre créé derrière les micropieux avants cause une diminution importante de la résistance des micropieux arrières. Cet effet augmente sensiblement avec la plasticité de sol, et l'hypothèse de comportement élastique de sol surestime la rigidité latérale de la fondation. Les micropieux intérieurs sont plus concernés par cet effet du fait qu'ils sont en interaction avec un nombre des micropieux voisins plus grands. Dans le cas de micropieux verticaux, le micropieu du coin est celui le plus sollicité et la concentration de la charge sur celui-ci augmente avec l'augmentation du nombre de micropieux dans le groupe et avec l'augmentation de la plasticité de sol. Les rapports de l'effort tranchant ou du moment fléchissant entre ceux induits dans le micropieu le moins sollicité et le plus sollicité dans le groupe, peuvent atteindre des valeurs inférieure à 0,5.

La faible rigidité des micropieux au chargement latéral cause des grands efforts de flexion. L'analyse approfondie montre que l'inclinaison de micropieux peut être bénéfique comme déterminant, tant sur leur comportement dynamique que sur le comportement du pont lui-même. Cela dépend de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-micropieux-structure d'une part et de l'autre, il dépend de la résistance de l'interface sol-micropieu. L'inclinaison augmente la rigidité latérale de la fondation ce qui, malheureusement, peut causer une augmentation importante du mouvement du pont et entraîne une augmentation importante des forces inertielles. Dans le cas d'une bonne adhérence entre le béton de micropieu et le sol qui l'entoure, l'inclinaison de micropieux conduit à une meilleure mobilisation de la composante axiale de micropieux, ce qui permet de réduire les contraintes dans les micropieux. L'utilisation des micropieux inclinés avec une mauvaise résistance de l'interface sol-micropieu cause, en revanche, une forte sollicitation de flexion et de cisaillement. Ceci résulte de la défaillance de la composante axiale de micropieu ce qui entraîne une redistribution des efforts dans le micropieu. Dans le cas d'un groupe contenant des éléments verticaux à l'intérieur et des éléments inclinés aux frontières, l'inclinaison réduit l'effet d'ombre sur les micropieux situés aux frontières. Ces derniers sont plus sollicités en effort axial et moins sollicités en effort tranchant et en moment fléchissant que les micropieux verticaux.

L'articulation des micropieux cause une diminution de la rigidité latérale de la fondation. Dans le cas de micropieux verticaux, elle conduit à une réduction importante de la composante axiale de micropieux. Cette diminution de la rigidité résulte en une augmentation

ou en une diminution des efforts inertiels en fonction de son effet sur les fréquences propres du système et l'interaction de ces dernières avec celles du chargement sismiques. La faible rigidité de micropieux à la flexion défavorise l'utilisation des micropieux articulés en raison du flambement. Elle peut être, néanmoins, envisagée comme solution pour soulager la connexion de micropieux avec le chevêtre. Les micropieux inclinés présente, quand à eux, le compromis entre une fondation relativement rigide et très flexible. Les micropieux inclinés articulés offre une performance améliorée du fait qu'ils permettent de réduire l'effort tranchant et le moment fléchissant sans effet important sur leur composante axiale.

Un angle d'inclinaison de l'ordre de  $20^\circ$  semble d'être optimal offrant une meilleure performance dynamique des micropieux encastrés ou articulés. L'utilisation des micropieux inclinés, encastrés ou articulés, par conséquent, n'est pas interdite, mais elle nécessite, néanmoins, des précautions particulières non seulement dans le dimensionnement des fondations mais aussi dans le dimensionnement du pont lui-même.

## REFERENCES

## 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. Adachi, N., Miyamoto, Y., and Koyamada, K. (1998) « Shaking table test and lateral loading test for pile foundation in saturated sand » Proc. Intl. Conf. Centrifuge '98, (T. Kimura, O.Kusakabe, and J. Takemura, eds.), Tokyo, Japan, Sept. 23-25, Vol. 1, pp. 289-294.
3. AFPS; Association française de Génie Parasismique. Recommandations AFPS 90, Presses des Ponts et Chaussées, 1990.
4. Guide de la conception parasismique des bâtiments, PS; Association française de Génie Parasismique. EYROLLES, 1995.
5. ASCE News (2001), « Pin Piles for Structural Underpinning: A Case History of the Mandalay Bay Resort and Casino – Las Vegas, Nevada », S. Pearlman, PE Nicholson Construction Company Bridgeville, PA, Vol. 7, Issue 3.
6. Ashour, M., Norris, G., and Pilling, P. (1998) « Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model » J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124(4), 303–315.
7. Ashour, M., Norris, G. M., and Shamsabadi, A. (2001) « Effect of the non-linear behavior of pile material on the response of laterally loaded piles » Proc., 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Univ. of Missouri– Rolla, Mo., Paper 6.10.
8. Ashour, M., Norris, G. M., Pilling, P. (2002) « Strain Wedge Model Capability of Analyzing Behavior of Laterally Loaded Isolated Piles, Drilled Shafts, and Pile Groups » Journal of Bridge Engineering, Vol. 7, No. 4, July 1, 2002. ©ASCE, ISSN 1084-0702/2002/4-245–254.
9. Ashour, M., Norris, G. M., Bowman, S., Beeston, H., Billing, P., and Shamsabadi, A. (2001) « Modeling pile lateral response in weathered rock » Proc., 36th Engineering Geology and Geotechnical Engineering Symposium, Univ. of Nevada, Las Vegas.
10. Ayyub, B.M., and Eloseily, K., (1998) « Reliability Assessment of Pile Groups (RCPGF) » U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Final Report N. 60.
11. Baguelin F. Carayannacou-Trézos S. et Frank R. (1979) « Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels » Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°104, nov.-déc., pp.33-47.

12. Baguelin F., Frank R. and Jezequel J.F. (1982) « Parameters for friction piles in marine soils » Second international Conference on Numerical Methods in Offshore piling. University of Texas, Austin, pp.197-214.
13. 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. 309-326.236.
14. 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.
15. Bathe, K.-J., and E. L.Wilson. (1976) « Numerical Methods in Finite Element Analysis » Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
16. Benslimane, A., Juran, I. and Hanna, S., DRABKIN S., PERLO S., FRANK R. (1998) « Seismic retrofitting using micropile systems. Centrifugai model studies » Proc. 41hInt. Con/. Case Histories in Geot. Engng, St Louis, Missouri.
17. Benslimane A. (1998) « Seismic Behavior of Miropile Systems – Centrifuge Model Studies », Ph.D.dissertation, Polytechnic University, New York.
18. Bentley K. J. (1999), « LATERAL RESPONSE OF PILES UNDER EXTREME EVENTS » Master, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario, London.
19. Beresnev, I. A., Wen, K. L., and Yeh, Y. T. (1995) « Seismological evidence for nonlinear elastic ground behavior during large earthquakes » Soil Dyn. Earthquake Eng., 14, 103-114.
20. 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.
21. Biggs, J. M. Introduction to Structural Dynamics. New York: McGraw-Hill, 1964.
22. Borja, R.I., and Amies, A.P. (1994) « Mutiaxial Cyclic Plasticity Model for Clays » Journal of Geotechnical Engineering., ASCE, 120(6), pp. 1051-1070.
23. Borel S. (2002) « Paramètres de dimensionnement et paramètres de prévision du comportement réel d'un ouvrage: l'exemple des fondations d'un mur anti-bruit ». Symp. Int. PARAM 2002, Magnan (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, pp. 447-456.
24. Blaney G.W., Kausel E.G, Roesset J.M. (1976) « Dynamic stiffness of piles » 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, ASCE, Vol. 2, pp. 1001-1012.
25. Boulanger, R., Kutter, B., and Wilson, D. (1998) "The response of piles during earthquakes: dynamic soil-pile-superstructure interaction", Report No. UCD/CGM-98/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

26. Bowles J. (1996) « Foundation analysis and design ». Fifth edition. McGraw Hill, New York.
27. Briaud J.L. (1997) « Simple Approach for Lateral Loads On Piles » Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering, vol. 123, n°10, october, pp.958-964.
28. 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.
29. Brown, D., Shie, C., and Kumar, M. (1989) « P-Y Curves for Laterally Loaded Piles Derived from Three Dimensional Finite Element Model » Proc. 3rd Intl. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Niagra Falls, 683-690.
30. Brown D. and Kumar M. (1989) « p-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model » NUMOG III. Proceedings of the 3rd International Symposium, Niagara falls, Canada, 8-11 may, pp. 683-690.
31. 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.
32. Brown D. and Shie C. (1990) « Three dimensionnal finite element model of laterally loaded piles » Computers and geotechnics, vol. 10, n°1, pp.59-79.
33. Brown and Shie (1991) « Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a lateraly loaded pile » Computer and Geotechnics, Vol. 12, N°2, pp.149-162.
34. Bruce, D. A., Pearlman, S. L., and Clark, J. H. (1990). « Foundation Rehabilitation of the Pocomoke River Bridge, Maryland, Using High Capacity Preloaded Pinpiles » Proceedings, 7th Annual International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, June 18-20, Paper IBC-90-42, 9 pages.
35. Bruce, D.A., and Juran, I. (1997) « Drilled and grouted micropiles: State-of-practice review » Volume II: Design” U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-96-017.
36. Bruce, D. A. and Gemme, R., (1992). « Current Practice in Structural Underpinning Using Pinpiles » Proceedings, New York Met Section, ASCE Seminar, New York, April 21-22, 46 pages.
37. Bruce, D.A., Dimillio, A.F., and Juran, I., (1997) « Micropiles: the state of practice. Part I: Characterization, definitions and classification », Journal of Ground Improvement, Vol. I (1), Jan, pp. 25-36.
38. Butterfield, R and Banerjee, P. K. (1971) « The elastic analysis of compressible piles and pile groups » Geotechnique, Vol. 21, 43-60.
39. Caltrans Metric "Memo To Designers 3-1" , December 2000  
<http://www.dot.ca.gov>
40. CEN TC 288 (2002). « Projet de norme Européenne. Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Micropieux ».

41. Chang, C. Y., Power, M. S., Tang, Y. K., and Mok, C.M. (1989) « Evidence of nonlinear soil response during a moderate earthquake » In Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 3, pages 1-4, Rio de Janeiro.
42. Chang, K. C., Chang, D. W., Tsai, M. H. and Sung, Y. C., (2000), « Seismic performance of highway bridges » Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 2(1).
43. Chin, B. H. and Aki, K. (1991) « Simultaneous study of the source, path, and site effects on strong ground motion during the 1989 Loma Prieta earthquake: a preliminary result on pervasive nonlinear site effects » Bull. Seism. Soc. Am., 81, 1859-1884.
44. Chouw, N. (1994): Berechnung von Tragwerkschwingungen unter Berücksichtigung des dynamischen Übertragungsverhaltens des Baugrunds. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Mitteilung Nr. 94-3. Bochum: Ruhr-Universität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
45. Chung, Y., (2000) « Etude numérique de l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique » Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille.
46. Cox et al. (1984) « Lateral load tests on 25.4 mm diameter piles in very soft clay in side-by-side and line-by-line groups » Laterally loaded deep foundations : analysis and performance, American Society for Testing and Materials, SPT 835.
47. 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.
48. De Gennaro V. (1999) « Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure » Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
49. Document technique de l'entreprise Ischebeck sur les micropieux « TITAN MICROPILES »
50. Document technique (2004) « Innovative Underwater Micropiles Richmond - San Rafael Bridge», CA, Ben C. Gerwick, Inc. 01-064e-02a, 01-065e-02a.
51. Dobry, R. and Gazetas, G. (1988) « Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups » Geotechnique, Vol. 38, No. 4, 557-574
52. Document technique de l'entreprise Franki « critères de choix entre les différents types de pieux».
53. D.T.U. 13-2 / Additif (1991) « Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Additif. Modification n°2 au cahier de charges du DTU 13-2 de juin 1978 ».
54. Duncan, J.M., and Chang, C. (1970) « Nonlinear analysis of stress and strain in soils » Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), pp.1629–1653.
55. Elgamal (2003), « Reese's Stiff Clay below Water Table »

<http://geotechnic.ucsd.edu>

56. Elgamal, A. W. (1991) « Shear hysteretic elasto-plastic earthquake response of soil systems » *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 20, 371-387.
57. El-Naggar, M.H. and Novak, M., (1996) « Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response » *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 4, pp. 233-244.
58. Emiliós M. Comodromos and Kyriazis D. Pitilakis (2005) « Response evaluation for horizontally loaded fixed-head pile groups using 3-D non-linear analysis » *Int. Journal. Numer. Anal. Meth. Geomech*; 29:597–625.
59. Eurocode7, ENV 1997 « Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales (décembre 96) » (indice de classement : P94-250-1) ENV 1997-1AFNOR XP.
60. Eurocode EC8 (1994), « Structures in seismic regions, Part 5: Foundations, Retaining Structures, and Geotechnical Aspects ».
61. 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.
62. Fascicule 62-Titre V (1993) « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Centre des techniques d'ouvrage d'art, Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports.
63. Field, E. H., Johnson, P. A., Beresnev, I. A., and Zeng, Y. (1997) « Nonlinear ground motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake » *Nature*, 390, 599-602.
64. Finn, L.W.D., Wu, G., and Thavaraj, T. (1997) « Soil-pile-structure interactions » *Geotechnical Special Publication*, n 70, pp. 1-22.
65. Finn, W. D. L., Martin, G. R., and Lee, M. K. W. (1978) « Comparison of dynamic analysis of saturated sand » In *Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division of Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pages 472-491, Pasadena, California, June.
66. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) USER'S GUIDE, Version 3.0, Itasca Consulting Group, Inc.
67. 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), France.
68. Frank R. et Zhao S.R. (1982) « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins » *Bulletin de liaison Laboratoire Ponts et Chaussées*, n°119, pp. 17-24.

69. Frank R., Guénot A. et Humbert P. (1980) « Etude par éléments finis de quelques critères de plasticité orientés » Méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur (2nd international congress), Dunod, Paris, pp. 765-775.
70. Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T., and Tokimatsu, K. (1998) « Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake » Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 179-192.
71. Fujii, S., Cubrinovski, M., Tokimatsu, K. and Hayashi, T. (1998) « Analyses of damaged and undamaged pile foundations in liquefied soils during the 1995 Kobe earthquake » Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, Vol. 2, 1187-1198.
72. Fukouka, M. (1966). « Damage to Civil Engineering Structures » Soils and Foundations, JSSMFE, 6(2), 45-52.
73. Fukui Jiro (2002) « Joint Research on the Development of Seismic Retrofit Method for the Existing Bridge Foundation », International Workshop on Micropiles - IWM 2002.
74. Gambin M. (1963) « Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques ». Sols-soils, n°7, pp.11-31.
75. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Makris, N. (1992) « Seismic response of soil-pile-foundation-structure systems: some recent developments » Piles Under Dynamic Loads, S. Prakash (ed.), Geotech. Special Publ. No. 34, ASCE, pp. 56-93.
76. 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.
77. Gazetas, G. (1983) « Analysis of machine foundation vibrations: state of the art », Soil Dyn. Earthq. Eng., Vol. 2, No. 1, pp. 2-41.
78. 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.
79. 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.
80. 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.
81. 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.

82. Ghosh B. and Madabhushi S.P.G. (2003) « A numerical investigation into effects of single and multiple frequency earthquake motions » *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* vol. 23 691–704.
83. Gohl, W. (1991) « Response of pile foundations to simulated earthquake loading: experimental and analytical results » Ph.D. Dissertation, University of British Columbia.
84. Guin, J. (1997) « Advances in Soil-Pile-Structure Interaction and Nonlinear Pile Behavior » PhD Thesis, State University of New York, Buffalo.
85. Hadjadji T. (1993) « Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux » Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
86. Haigh S.K. (2002) « EFFECTS OF LATERAL SPREADING ON PILE FOUNDATIONS » data report on tests SKH-13-17, CUED/D-SOILS/TR318.
87. Han, Y.C, Novak, M., (1988) « Dynamic behaviour of single pile under strong harmonic excitation » *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), pp. 523-534.
88. 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.
89. Hillmer, P. (1987) « Berechnung von Stabtragwerken mit lokalen Nichtlinearitäten unter Verwendung der Laplace-Transformation. Dissertation. Bochum: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
90. Hirayama H. (1990) « Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function » *Soils and foundation*, vol. 30, n°1, pp.55-64.
91. Idriss, I.M., and Seed, H.B. (1968) « Seismic response of horizontal soil layers » *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 94 (SM4), pp. 1003-1029.
92. Idriss, I., and Sun, J. (1992) « User's Manual for SHAKE 91 » Center for Geotechnical Modeling, Dep. of Civil & Env. Engng, University of California, Davis.
93. Janbu, N. (1963) «Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests» *European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engg.*, Wiesbaden, 1, pp. 19-25.
94. Jayram Ramachandran (2005) « Analysis of Pile Foundations under Seismic Loading » Report 2005 CBE Institute.  
<http://mae.ce.uiuc.edu>
95. Jeong S., Kim S. and Briaud J.L. (1997) « Analysis of downdrag on pile groups by finite element method » *Computers and geotechnics*, volume 21, n°2, pp.143-161.
96. Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975) « Calculation of non-linear ground response in earthquakes » *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 1315-1336.
97. JRA (1980) "Specifications for highway bridges", Japan Road Association.
98. Juran I., Benslimane A. and Bruce D. (1997) « Slope stabilisation by micropile reinforcement ». *Landslides Balkema*. Rotterdam. Senneset editions, pp.1715-1726.

99. 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.
100. Juran, I., Bruce, D.A., Dimillio, A.F., Benslimane, A. (1999) « Design of Single, Groups and Networks of Micropile » Journal of Ground Improvement. Thomas Telford Publications, vol. 3, p. 89-111.
101. Kagawa, T., and Kraft, M. (1980) « Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings », Soils and Foundations, Vol. 2, pp 19-36.
102. 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.
103. Kaynia, A. and Kausel, E., (1982) « Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups », Rpt. R32-03, Massachusetts Inst. of Technology, Cambridge.
104. Kaynia, A. and Kausel, E., (1982) « Dynamic Behavior of Pile Groups », Proc. 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Texas Univ., Austin, pp. 509-532.
105. Kausel, E. (1974) « Forced vibrations of circular foundations on layered media » Research Report R74-11, Civil Engrg. Dept., MIT.
106. Kausel, E. (1999) « Dynamic Point Sources In Laminated Media Via the Thin-Layer Method » International Journal of Solid and Structures, 36 pp. 4725 - 4742.
107. 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.
108. Kausel, E., Roesset, J.M., and Waas, G. (1975) « Dynamic analysis of footings on layered media » Proc. ASCE, Engrg. Mech. Division, No. EM5.
109. Kawamura, S., Nishizawa, T., and Wada, K. (1985). « Damage of pile due to liquefaction being revealed in 20 years after earthquake » Nikkei Architecture, 7-29: 130-134 (in Japanese).
110. Kimura, M., and Zhang, F. (2000) « Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three dimensional elasto-plastic finite element » Soils and Foundations, Vol. 40, No.5, pp 113-132.
111. Kishishita, T., Saito, E., and Miura, F. (2000) « Dynamic-response characteristics of structures with micropile foundation system » 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, pp. 1-8.
112. 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.
113. Kondner, R.L. (1963) « Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils » Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 89(1), pp. 115-143.

114. Kramer S. L. and Paulsen S. B. (2005) « Practical Use of Geotechnical Site Response Models » University of Washington,  
<http://peer.berkeley.edu>
115. Kuhlemeyer, R. (1979) « Static and Dynamic Laterally Loaded Floating Piles » Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 105(2), pp. 289-304.
116. 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.
117. Kawashima K. and Shoji G. (2000) « Damage of transportation facilities in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and the 1999 Chi Chi, Taiwan Earthquake », 32 Joint Meeting, Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, NIST, Gaithersburg, MD, USA.
118. Kawashima K. and Unjoh S. (1997) « The damage of highway bridges in the Hyogo-ken Nanbu Earthquake and its impact on Japanese seismic design », Journal of Earthquake Engineering Vol. 1, No 3 p. 505-541, Imperial college Press, 1997
119. Kawashima K., (2000) « Seismic performance of RC bridge piers in Japan; an evaluation after the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake », Tokyo Institute of Technology, Japan, Prog. Struct. Engng Mater.
120. Lane P. A. and Griffiths D.V. (1988) « Elastoplastic analysis of laterally loaded piles » Numerical Methods in Geomechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp.46-51.
121. Lee, M.K.W., and Finn, W.D.L. (1978) « DESRA-2: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential » Soil Mechanics Series, No. 38, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, B.C.
122. Lee, M.K.W., and Finn, W.D.L. (1991) « DESRA-2C: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential » University of British Columbia, Faculty of Applied Science.
123. Lieng (1988) « Behavior of laterally loaded piles in sand. Large scale model tests » PhD dissertation department of civil engineering deutung veroffentl. Inst. F. Bodenmech. 66, Karlsruhe.
124. Lizzi F. (1982) « The static restoration of monuments. Basic criteria – case histories – strengthening of buildings damaged by earthquakes ». Sagep publisher.
125. Lizzi, Fernando, (1982) « The Pali Radices (Root Piles) ». Symposium on soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, December, Bangkok, paper D-3.
126. Lizzi F. (1982). « The 'pali radice' (root piles) – A state of the art » report. Symposium on recent developments in ground improvement Techniques. Bankok.
127. Lizzi, Fedele (2002) « Micropiles Fifty years ago and now », International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session I, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.

128. 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.
129. Lok, M.H. (1999) « Numerical modeling of seismic soil-pile-superstructure-interaction in soft clay » Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
130. Luco, J.E. (1974) « Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium », Nuclear Engrg. and Design, Vol. 31, pp. 204-217.
131. Lysmer, J., and R. L. Kuhlemeyer. (1969) « Finite Dynamic Model for Infinite Media » J. Eng. Mech., 95(EM4), pp. 859-877.
132. Lysmer, J., Ostadan, F., Tabatabaie, M., Vahdani, S. & Tajirian, F. (1988) « SASSI - a System for Analysis of Soil-Structure Interaction » Theoretical Manual. Berkeley: University of California, Berkeley.
133. 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.
134. 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
135. 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.
136. Maheshwari, Truman, El-Naggar and Gould (2004) « Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction » Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
137. Mandolini A. and Viggiani C. (1997) « Settlement of piled foundations ». Géotechnique., vol. 47, n° 4, pp.791-816.
138. Makdisi F. I. and Wang Z. L. (2004) « Non linear Analyses for Site Response Opinion Paper » International Workshop on the Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response.
139. 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.
140. Mamoon, S. M., Kaynia, A. M. & Banerjee, P. K. (1990) « Frequency Domain Dynamic Analysis of Piles and Pile Groups » Journal of Engineering Mechanics, Vol. 116, pp. 2237 -2257.
141. 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.

142. Margasson, E. (1977) « Pile Bending During Earthquakes » Design, Construction, and Performance of Deep Foundations Seminar, ASCE, Berkeley, California.
143. Marsh, J., Larkin, T. J., Haines, A. J., and Benites, R. A. (1995) « Comparison of linear and nonlinear seismic responses of two-dimensional alluvial basins » Bull. Seism. Soc. Am., 85, 874-889.
144. 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.
145. Martin, P.P., and Seed, H.B. (1982) « One-dimensional dynamic ground response analyses » J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 108(7), pp. 935-953.
146. 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.
147. 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.
148. Mason, James A. (2001) « Three arches Bridge (Tre Archi) », Venice, Italy: Lizzi's Structural System Retrofit with Reticulated International Reinforcement Method", TRB Annual Meeting, January 7-11, paper number 01-2861.
149. Matlock H. and Reese L. (1960) « Generalised solutions for laterally loaded piles ». Journal of soil mechanics and foundations, ASCE, n°86, octobre, pp. 63-91.
150. Matlock, H., Foo, S.H., and Bryant, L.L. (1978) « Simulation of lateral pile behavior », Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, pp. 600-619.
151. Matlock, H. (1970) « Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay », ASCE, Jnl. Soil Mech. and Found. Div., SM5, pp. 63-91.
152. Matsui, T., and Oda, K. (1996) « Foundation damage of structures » Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 189-200.
153. Ménard L. (1962) « Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement », Sols-soils, n°3, pp. 9-23.
154. 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.
155. 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.
156. « 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.
157. Mindlin, R. (1936) « Force at a point in the interior of a semi-infinite solid» Physics, vol 7, pp.195-202.

158. 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.
159. Mizuno, H., Iiba, M., Kitagawa, Y., (1984) « Shaking table testing of seismic building-pile-two-layered-soil interaction », *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.
160. Mylonakis, G., (1995) "Contributions to the static and seismic analysis of pile-supported bridge Piers", Ph.D. Dissertation, State University of New York at Buffalo.
161. Nadeau J. et Faure G. (1997) « Les travaux de confortement du Pont de Pierre à Bordeaux (The reinforcement works of the Stone Bridge in Bordeaux) », *Travaux publics* ISSN 0041-1949, vol. 1060, pp. 55-63.
162. Nishizawa, S., Hashimoto, M., Sakata, Y., and Sono, K. (1998) « Investigation and analysis of a landing pier of steel pipe piles damaged by the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake » *Special, Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, 133-145.
163. Nogami, T. (1985) « Flexural responses of grouped piles under dynamic loading » *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol.13, pp. 321-336.
164. Norris, G. M. (1986). « Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis » *Proc., 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling*, TECHNIP Ed., Paris, 361–386.
165. 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.
166. Novak et al. (1993) «DYNA4» « Dynamic Analysis of Rigid, Flexible, and Pile Foundations » *Geotechnical Research Centre*, University of Western Ontario, London, Ontario
167. Ousta, R., and Shahrour, I. (2001) « Three-dimensional analysis of the seismic behaviour of micropiles used in the reinforcement of saturated soil » *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25, pp. 183-196.
168. Ostadan, F. (1983) « Dynamic Analysis of Soil-Pile-Structure System » *Dissertation*. Berkeley: University of California, Berkeley.
169. Ousta R. (1998), Thèse de doctorat « étude du comportement sismique des micropieux », Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.
170. Patra N. and Pise P. (2001). « Ultimate lateral resistance of pile groups in sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, June, pp.481-487.
171. Pearlman, S. L., and Wolosick, J. R. (1992). « Pin Piles for Bridge Foundations » *Proceedings, 9th Annual International Bridge Conference*, Pittsburgh, Pennsylvania, June 15-17.

172. Pearlman, S. L., Wolosick, J. R. and Gronek, P. B. (1993). « Pin Piles for Seismic Rehabilitation of Bridges » Proceedings, 10th International Bridge Conference, Pittsburgh.
173. PEER Strong Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://www.peer.berkeley.edu>
174. Penzien, J. (1970) « Soil-pile foundation interaction » Earthquake Engineering, Ch. 14, Prentice-Hall, pp.349-381.
175. Poulos H. and Davis E. (1990) « Pile foundation analysis and design ». Robert Krieger publishing company. Florida.
176. 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.
177. Poulos H. (1971) « Behavior of laterally loaded piles. I: single piles » Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE, 97 (5), pp. 711-731.
178. Poulos H. (1971) « Behavior of laterally loaded piles. II: pile groups ». Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE, 97 (5), pp. 733-751.
179. Poulos H. (1972) « Behavior of laterally loaded piles. III: socketed piles ». Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE, 98 (4), pp. 341-360.
180. Poulos, H.G., and Davies, E.H. (1980) « Pile Foundation Analysis and Design » Wiley, New York.
181. Poulos H. (1999) « Design of slope stabilizing piles » Research report N°R784. Centre for geotechnical research, The University of Sydney.
182. Poulos H. (1999) « Approximate computer analysis of pile groups subjected to loads and ground movements » International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, n°23, pp. 1021-1041.
183. Pyke, R.M. (1992) « A computer program for nonlinear ground response analyses » TAGA Engin. Systems and Software, Lafayette, CA.
184. Preesley J. and Poulos H. (1986) « Finite element analysis of mechanisms of pile group behaviour » International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol.10, pp. 213-221.
185. Press, W. H., B. P. Flannery, S. A. Teukolsky and W. T. Vetterling. Numerical Recipes in C. Cambridge: Cambridge University Press, 1992.
186. Reese et al. (1994) « Documentation of computer program GROUP » Analysis of a group of piles subjected to axial and lateral loading. Ensoft, Inc., Austin, Texas, 370 pp.
187. Reese L. and Cox W. (1969) « Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading » Performance of deep foundations, ASTL STP 444, pp.160-176.

188. Reese, L.C., Cox, W.R., and Kooper, F.D. (1974). « Analysis of Laterally-Loaded Piles in Sands » Proc. 6th. Annual Offshore Technology Conference, Huston, Texas, OTC 2080.
189. Remaud D. (1999) « Pieux sous charges latérales: étude expérimentale de l'effet de groupe » Thèse de doctorat de l'Université de Nantes.
190. Robins, P. N., Tarin, R. L., Thompson, D. J., Higuchi, S., Mori, T., and Kutter, B. L. (1999) « Centrifuge modeling of the seismic response of LNG production facility structures: Phase III » Report UCD/CGM-99/02, University of California, Center for Geotech. Modeling, Davis, CA.
191. Roesset, J. M., and Angelides, D., (1979) « Dynamic stiffness of piles » Proc. 1st Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, London, pp. 75-81.
192. 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.
193. Roger E. (2003), Thèse de doctorat «contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux», Ecole Nationale des ponts et chaussées, CERMES.
194. Ross, G., Seed, H., and Migliacio, R. (1973). « Performance of Highway Bridge Foundations » in The Great Alaska Earthquake of 1964 - Engineering, Comm. on the Alaskan Earthquake of the Division of Earth Sciences, Natl. Research Council, Natl. Academy of Sciences, Wash., D.C.
195. Sadek, M., and Shahrour, I. (2003) «Influence of piles inclination on the seismic behavior of groups of flexible piles » 82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC, Recent Advances in modeling in geomechanics, pp 1 – 14.
196. Sadek M. (2003), Thèse de doctorat « étude 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.
197. Satoh, T., Sato, T., and Kawase, H. (1995) « Nonlinear behavior of soil sediments identified by using borehole records observed at Ashigara valley, Japan » Bull. Seism. Soc. Am., 85, 1821-1834.
198. Schad H. (1992) « Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt clay ». Proceedings of the 2nd Czechoslovak Conference on numerical Methods in Geomechanics, Prague.
199. Schmidt (1985) « Horizontal load tests on files of large-diameter bored piles » Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.1569-1573.
200. Schmidt (1981) « Group action of laterally loaded bored piles. Proceedings » 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.833-837.

201. Saeki, S., Kurihara, T., Toriumi, R. and Nishjtani, M., (1997), « Effect of the Hyogo-ken nanbu earthquake on the Akashi kaikyo bridge » Proc. 2nd Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges, Rome, Italy.
202. Seale, S. H. and Kausel, E. (1989). « Point Loads in Cross-Anisotropic, Layered Halfspace ». Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No. 3 509 - 524.
203. SEAOC; Structural Engineers Association of California (1991) « Reflections on the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake » Ad Hoc Earthquake Reconnaissance Committee, Sacramento.
204. 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.
205. Seed, H.B., Dickenson, S.E., and Mok, C.M. (1993) « Recent Lessons Regarding Seismic Response Analysis of Soft and Deep Clay Sites » Seminar Proc., Seismic design and retrofit of bridges, U.C. Berkeley, EERC, Caltrans, June, 1992.
206. 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.
207. Seed, H. B., and I. Idriss, (1969) « Influence of Soil Conditions on Ground Motion during Earthquakes » J. Soil Mech. Found., Div. ASCE, 95, 99-137.
208. Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972) « SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered soils » Report No. EERC-72/12, University of California, Berkeley.
209. Shahrour I, Sadek M., (2003) «Influence de l'inclinaison des micropieux sur leur comportement sismique » XVIème Congrès Français de Mécanique, Nice.
210. 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.
211. 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.
212. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Seismic behavior of pinned-headed micropiles » 2nd International Young Geotechnical Engineering Conference IYGEC, Romania,
213. Shahrour I, Sadek M., (2003) « Analyse du comportement sismique de micropieux articulés en tête » 6<sup>ième</sup> colloque national AFPS, Paris.
214. Shahrour and I. Juran (2004) “Seismic behaviour of micropile systems”, Thomas Telford journals/ Ground Improvement, Volume: 8, Issue: 3, P.109-120.

215. 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.
216. 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.
217. 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.
218. 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.
219. 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.
220. Shahrour I., Sadek M. and Ousta R. (2001) « Three-dimensional finite element modeling 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.
221. 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.
222. SOLETANCHE (1980) « Document technique sur l'application des micropieux ».
223. Streeter, V.L., Wylie, E.B., and Richart, F.E. (1974) « Soil motion computations by characteristics method » J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 100(3), pp. 247-263.
224. Tabatabaie, R. (1982) « The Flexible Volume Method for Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis » Ph.D. Dissertation. Berkeley: University of California, Berkeley.
225. Tabesh, A. (1997) "Lateral seismic analysis of piles", Ph.D. thesis, University of Sydney.
226. Taji, Y., Sato, M., and Yanagisawa (1998) « Modeling of a prototype soil-pile-structure system during seismic ground liquefaction » Proc. Intl. Conf. Centrifuge '98, (T. Kimura, O.Kusakabe, and J. Takemura, eds.), Tokyo, Japan, Sept. 23-25, Vol. 1, pp. 283 – 288.
227. Tajimi, H. (1969) « Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum », Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago, pp. 53-69.
228. Tokimatsu, K., Mizuno, H., and Kakurai, M. (1996). « Building damage associated with geotechnical problems » Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 219-234.

229. Tokimatsu, K., and Asaka, Y. (1998) « Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake » Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 163-177.
230. Tazoh, T., Wakahara, T., Shimizu, K., and Matsuzaki, M. (1988) « Effective motion of group pile foundations », Proc. 9th, WCEQE, Tokyo-Kyoto, Vol. III, pp. 587-592.
231. Tazoh, T., Shimizu, K., Wakahara, T., (1987) « Seismic observations and analysis of grouped piles », Dynamic Response of Pile Foundations-Experiment, Analysis and Observation, Geotechnical Special Publication, No.11, ASCE, pp. 1-20.
232. Transportation Research Board Executive Committee « Static and dynamic lateral loading of pile groups » NCRHP, Report 461, TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. <http://www4.trb.org>
233. Trifunac, M. D. and Todorovska, M. I. (1996). « Nonlinear soil response 1994 Northridge, California, earthquake » J. Geotechnical Engrg., 122, 725-735.
234. Trochanis A., Bielak J. and Christiano P. (1991) « Three dimensional nonlinear study of piles » ASCE, vol 117, No. GT3, pp.429-447.
235. Trochanis, A., Bielek, J. and Christiano, P. (1988) « A three-dimensional nonlinear study of piles leading to the development of a simplified model » Carnegie Institute of Technology, Report No. R-88-176.
236. Van Impe W. F. (1997) « Développements récents des techniques de fondation ». XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.
237. Vanderpool W. (2002) « MICROPILE RESPONSE TO HECTOR MINE EARTHQUAKE » International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
238. Wang, S., Kutter, B.L., Chacko, M.J., Wilson, D.W., Boulanger, R.W., and Abghari, A. (1998) "Nonlinear seismic soil-pile structure interaction", Earthquake Spectra, EERI, Vol. 14, No. 2, pp. 377-396.
239. Wang Z, Li X. S., L., Shen C. K. (1992) « A Nonlinear Procedure for Response Analysis of Horizontally-layered Sites Subjected to Multi-directional Earthquake Loading » Department of Civil Engineering, University of California, Davis.
240. Wen, K. L., Beresnev, I. A., and Yeh, Y. T. (1994) « Nonlinear soil amplification inferred from downhole strong seismic motion data » Geophys. res. Lett., 21, 2625-2628.
241. Wilson, D. W. (1998) « Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites », PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.
242. Wong, J. C. (2004). « Seismic behavior of micropiles » Master Of Science In Civil Engineering, Washington State University, Pullman, WA.
243. 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.

244. Wu, G. (1994) « Dynamic soil-structure interaction: Pile foundations and retaining structures » Ph.D. Dissertation, University of British Columbia.
245. Wu, G. and Finn, D.L.W. (1997) « Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain » *Canadian Geotechnical Journal*, v 34, n 1, pp. 44-52.
246. Yang, J.X., McManus, K.J, and Berrill, J.B. (2000) « Kinematic soil-micropile interaction » 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, pp. 1-8.
247. Yasuda, T., Moritani, T., Fukunaga, S. and Kawabata, A., (2000), « Seismic behavior and simulation analysis of Honshu-Shikoku bridges » *Journal of Structural Engineering*, JSCE, 46A, 685-694.
248. Yoshida, N., and Hamada, M. (1990) « Analysis of damages of foundation piles due to liquefaction-induced permanent ground displacements » *Proc. 8th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 1: 55-60.
249. Zacek M. (1996) « Construire parasismique ». édition 1996.
250. Zaman, M. M., Najjar, Y. M. and Muqtadir, A. (1993) « Effects of Cap Thickness and Pile Inclination on the Response of a Pile Group Foundation by a Three-Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis » *Computers and Geotechnics*, Vol. 15, pp. 65-86.
251. Zhang L., M.C. McVay, S.J. Han, P.W. Lai, and R. Gardner (2002) « Effects of dead loads on the lateral response of battered pile groups » *Can. Geotech. J./Rev. can. geotech.* 39(3): 561-575.
252. Zhang L., McVay M. and Lai P. (1999) « Numerical analysis of laterally loaded pile groups in sands » *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, novembre, pp. 936-946.
253. Zhaohui Y. and Boris J. (2002) « Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils » *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS* vol. 26 pp.1385-1406
254. Zhaohui Y. and Boris J. (2005) « Study of Soil Layering Effects on Lateral Loading Behavior of Piles » Vol. 131, No. 6, June 1, 2005. ©ASCE, ISSN 1090-0241/2005/6-762-770. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE.
255. Zienkiewicz, C., Chang, C.T., and Bettess, P. (1980) « Drained, undrained, consolidating and dynamic behavior assumptions in soils » *Geotechnique*, 30, pp. 385-395.

## **ANNEXES**

# Annexe A

Figure A-1. Exemples des micropieux.

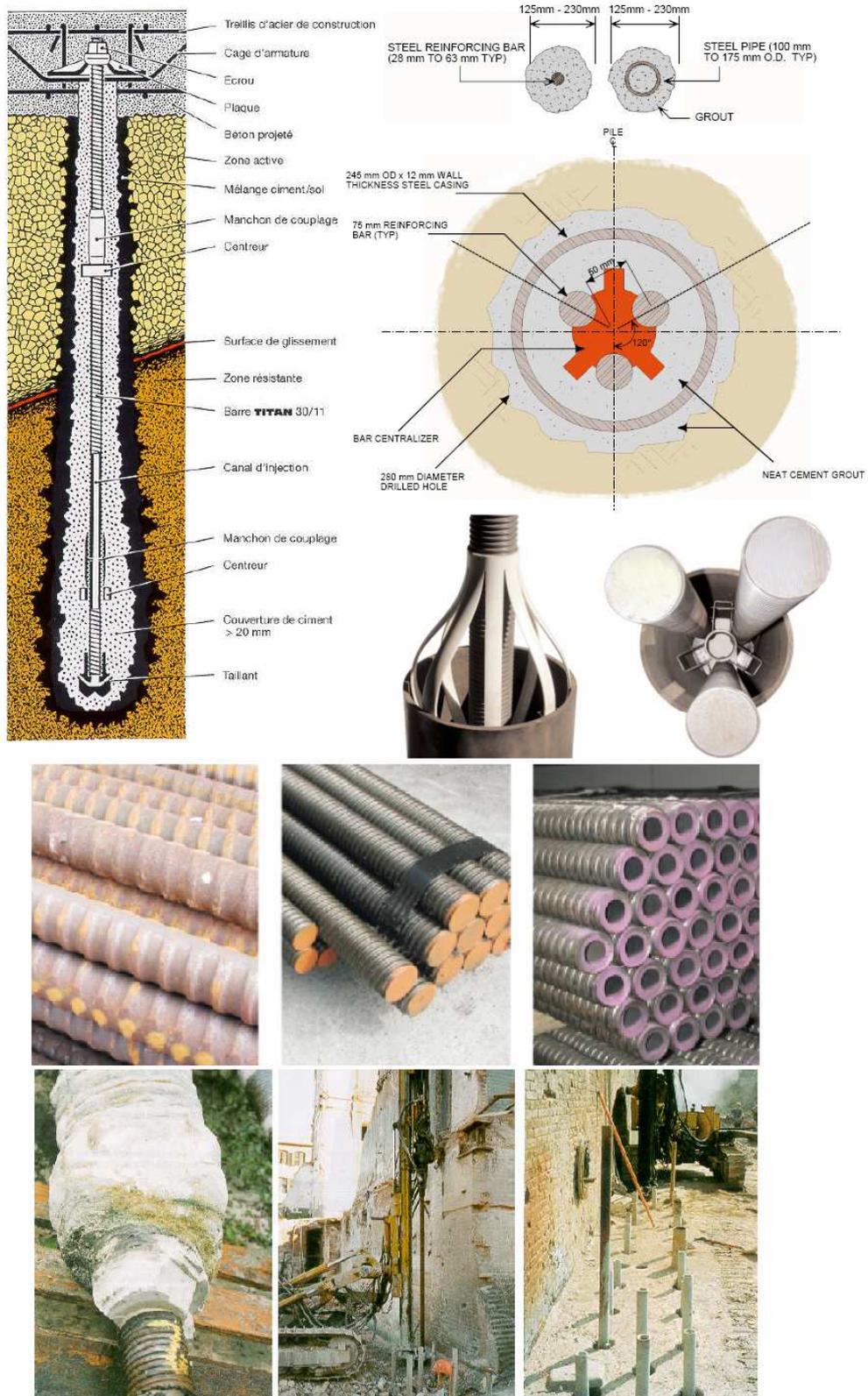


Tableau A-1. Propriétés et portances des micropieux de type TITAN

CTS-TITAN Hollow Bars Meets and Exceeds ASTM-A615 Specifications									
Bar Size D <sub>out</sub> /D <sub>in</sub> mm	Steel Area in <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	Load Capacity					Outside Diameter		Weight lbs./lf. kg/m
		Ultimate G.U.T.S. kips kN	Yield kips kN	Test 80% G.U.T.S. kips kN	Design 70% G.U.T.S. kips kN	Design 60% G.U.T.S. kips kN	Effective in mm	Nominal in mm	
30/16	0.59	49.5	40.5	39.6	34.6	29.7	1.02	1.18	2.02
	382	220	180	176.0	154	132.0	26	30	3.00
32/20	0.69	58.5	47.2	46.8	40.9	35.1	1.10	1.26	2.30
	445	260	210	208.0	182	156.0	28	32	3.42
30/11	0.69	76.0	63.0	60.8	53.2	45.6	1.03	1.18	2.35
	446	338	280	270.4	236.6	202.8	26.2	30	3.50
40/20	1.00	114.7	96.7	91.7	80.3	68.8	1.42	1.57	3.60
	644	510	430	408	357	306	36	40	5.35
40/16	1.36	148.4	123.2	118.7	103.9	89.0	1.42	1.57	4.64
	879	660	548	528.0	462	396.0	36	40	6.90
52/26	2.07	208.9	164.2	160.1	146.2	125.3	1.92	2.05	7.06
	1337	929	730	712.0	650.3	557.4	48.8	52	10.50
73/53	2.53	260.9	218.1	208.7	182.6	156.5	2.76	2.87	8.60
	1631	1160	970	928.0	812	696.0	70	73	12.80
103/78	4.88	438.5	353.0	350.8	306.9	263.1	3.94	4.06	16.60
	3146	1950	1570	1560.0	1365	1170.0	100	103	24.70
103/51	8.53	778.1	613.0	610.3	544.6	466.8	3.94	4.06	29.00
	5501	3460	2726	2714.0	2422	2076.0	100	103	43.15
130/60	15.66	1585.5	1249.2	610.3	1109.9	951.3	4.96	5.12	53.09
	10100	7051	5555	2714.0	4935.514	4230.4	126	130	79.00

Tableau A-2. Réduction de la section des micropieux TITAN  
par l'effet de la corrosion  
**Corrosion Of Buried Metal**

Taken from: TRL Report 380/1993  
Applied to: Ischebeck TITAN hollow groutable anchors

Bar Size	Cross Section mm <sup>2</sup>	Ground Aggression	60 Years			120 Years		
			Diameter Loss mm	Reduced Area mm <sup>2</sup>	% Loss	Diameter Loss mm	Reduced Area mm <sup>2</sup>	% Loss
30/16	382	None	0.9	342	10.5	1.5	318	17.0
		Mild	1.5	318	17.0	2.5	278	27.0
		Aggressive	2.9	263	31.0	4.9	190	50.0
30/11	446	None	0.9	408	8.5	1.5	384	14.0
		Mild	1.5	384	14.0	2.5	346	22.5
		Aggressive	2.9	331	26.0	4.9	261	41.5
40/16	879	None	0.9	828	5.8	1.5	794	9.7
		Mild	1.5	794	9.7	2.5	739	16.0
		Aggressive	2.9	718	18.3	4.9	613	30.3
52/26	1337	None	0.9	1271	5.0	1.5	1226	8.3
		Mild	1.5	1226	8.3	2.5	1153	14.0
		Aggressive	2.9	1124	16.0	4.9	983	26.5
73/53	1631	None	0.9	1533	6.0	1.5	1469	10.0
		Mild	1.5	1469	10.0	2.5	1415	13.0
		Aggressive	2.9	1320	19.0	4.9	1112	32.0
103/53	3146	None	0.9	2998	4.7	1.5	2904	7.7
		Mild	1.5	2904	7.7	2.5	2750	12.6
		Aggressive	2.9	2688	14.6	4.9	2385	24.2

**Classification informative des micropieux** selon la norme européenne (CEN TC 288, 2002)

Tableau A-3a. Classification des micropieux forés

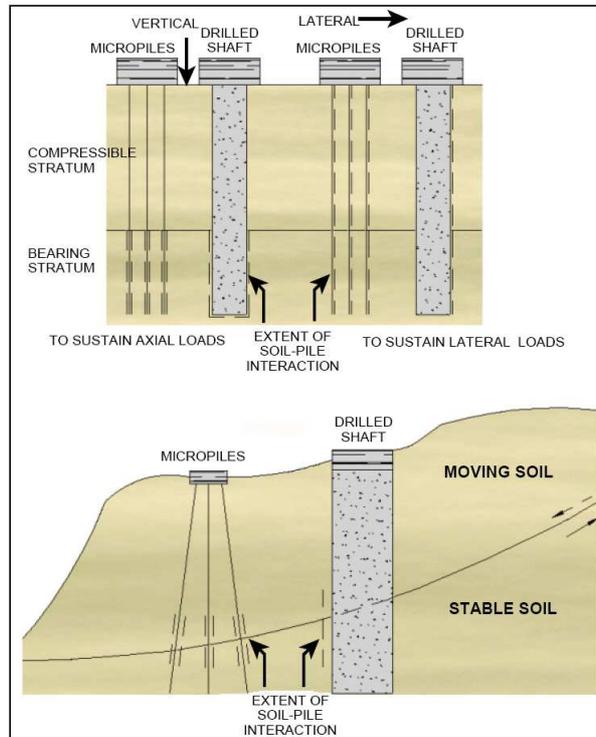
Méthode de forage	Type d'armature	Méthode d'injection	Type de coulis	Options
Forage rotatif Forage en roto-percussion Benne preneuse, trépan ou soupape	Cage d'armature	Injection gravitaire, bétonnage	Coulis, mortier ou béton	tubage
		Injection en une seule passe avec un tubage temporaire	Coulis ou béton	
	Élément porteur	Injection gravitaire	Coulis ou mortier	tubage
		Injection en une seule passe avec un tubage temporaire, un élément porteur, ou un tube à manchettes	Coulis ou mortier	
		Injection en plusieurs passes avec un tube à manchettes	Coulis	
	Tubage permanent (avec ou sans cage d'armature)	Injection gravitaire ou bétonnage	Coulis, mortier ou béton	Base élargie
Forage à la tarière creuse continue	Cage d'armature	Bétonnage par la tige creuse de la tarière	Coulis, mortier ou béton	

Tableau A-3b. Classification des micropieux foncés

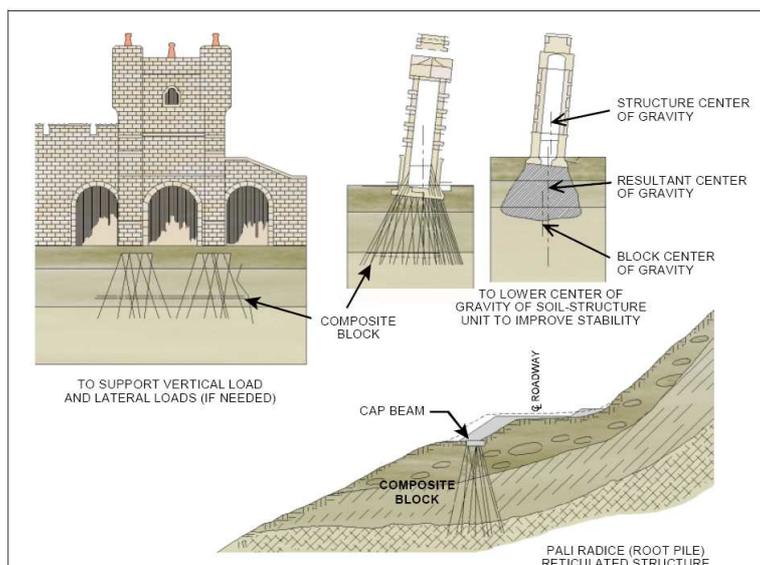
Type / Méthode	Matériaux / Tubage	Section / Armature du micropieu	Options / Injection
Préfabriqué	Béton armé Acier ou fonte	Pleine	Injection autour du fût
		Tube ouvert	Injection autour du fût
		Tube fermé	Remplissage avec du coulis, du mortier ou du béton avec ou sans injection autour du fût
		Profilés	Injection autour du fût
Moulé en place	Tubage temporaire	Cage d'armature	Injection gravitaire Injection en une seule passe avec un tubage
		Élément porteur	Injection gravitaire, bétonnage Injection en une seule passe avec un tubage Injection en une seule passe avec un tube à manchettes Injection en plusieurs passes avec un tube à manchettes
	Tubage permanent	Cage d'armature	Bétonnage à sec, avec ou sans élargissement de la base

**Classification des micropieux aux Etats-Unis (FHWA 2000, Bruce et Juran, 1997)**

Figure A-2. Classification des micropieux selon le mode de comportement.



CAS I : micropieux chargés directement



CAS II : micropieux réticulés dans le sol en réseau,

Tableau A-4. Classification des micropieux selon leur méthode de mise en place

Micropile Type and Grouting Method	Sub-type	Drill Casing	Reinforcement	Grout
<b>Type A</b> Gravity grout only	A1	Temporary or unlined (open hole or auger)	None, monobar, cage, tube or structural section	Sand/cement mortar or neat cement grout, tremied to base of hole (or casing), no excess pressure applied
	A2	Permanent, full length	Drill casing itself	
	A3	Permanent, upper shaft only	Drill casing in upper shaft, bar(s) or tube in lower shaft (may extend full length)	
<b>Type B</b> Pressure - grouted through the casing or auger during withdrawal	B1	Temporary or unlined (open hole or auger)	Monobar(s) or tube (cages rare due to lower structural capacity)	Neat cement grout is first tremied into drill casing/auger. Excess pressure (up to 1 MPa typically) is applied to additional grout injected during withdrawal of casing/auger
	B2	Permanent, partial length	Drill casing itself	
	B3	Permanent, upper shaft	Drill casing in upper shaft, bar(s) or tube in lower shaft (may extend full length)	
<b>Type C</b> Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting	C1	Temporary or unlined (open hole or auger)	Monobar(s) or tube (cages rare due to lower structural capacity)	Neat cement grout is first tremied into hole (or casing/auger). Between 15 to 25 minutes later, similar grout injected through tube (or reinforcing pipe) from head, once pressure is greater than 1 MPa
	C2	Not conducted	-	
	C3	Not conducted	-	
<b>Type D</b> Primary grout placed under gravity head (Type A) or under pressure (Type B). Then one or more phases of secondary "global" pressure grouting	D1	Temporary or unlined (open hole or auger)	Monobar(s) or tube (cages rare due to lower structural capacity)	Neat cement grout is first tremied (Type A) and/or pressurized (Type B) into hole or casing/auger. Some hours later, similar grout injected through sleeved pipe (or sleeved reinforcement) via packers, as many times as necessary to achieve bond
	D2	Possible only if regROUT tube placed full-length outside casing	Drill casing itself	
	D3	Permanent, upper shaft only	Drill casing in upper shaft, bar(s) or tube in lower shaft (may extend full length)	

*D'après* Pearlman et Wolosick (1992)

Tableau A-5 : Critères de choix du type de pieux (Document entreprise Franki).

Critères	TECHNIQUES DE FONDATIONS									
	Micropieux	Puits	Pieux tubés battus	Pieux tubés vissés	Pieux forés	Pieux battus pilonnés	Pieux battus moulés dans le sol	Pieux battus préfabriqués	Pieux vissés	
Reprise de charges de compression concentrées	-	-	+	+	+++	++	++	++	++	
Reprise de charges latérales	---	--	++	++	+++	++	++	+	+	
Reprise de charges de traction	++	-	+	+	++	+++	++	+	++	
Tassement limité	++	+++	++	++	++	+++	++	++	++	
Terrain à très faible résistance	-	--	-	+	+	+++	+	-	++	
Couches très résistantes	+++	-	+	-	+++	++	++	-	+	
Etanchéité										
Niveau de vibrations	+++	+++	++	+++	+++	+	--	--	+++	
Niveau de bruit	+++	+++	++	+++	+++	+	--	--	+++	
Possibilité d'exécution en incliné	1/3	---	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	
Exécution sous le niveau de la nappe	+++	++	+++	+++	+++	+++	+++	+++	+++	
Terrain agressif, courant d'eau souterrain	-	+	+++	+++	-	-	-	++	-	
Délai d'exécution	+	--	++	+	-	++	+++	+++	++	
Coûts relatifs	+	--	+	--	-	++	++	+++	++	

Idéal	+++	Non applicable	---	Non significatif
Conseillé	++	Déconseillé	--	
Adapté	+	Moins adapté	-	

## Annexe B

### Analyse de l'interaction sol-micropieux-structure sous chargement sismique : système élastique

#### Influence de l'inclinaison de micropieux

##### 1. Chargement harmonique

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux, verticaux ou inclinés de 20°, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz) ; la rigidité de sol croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz :

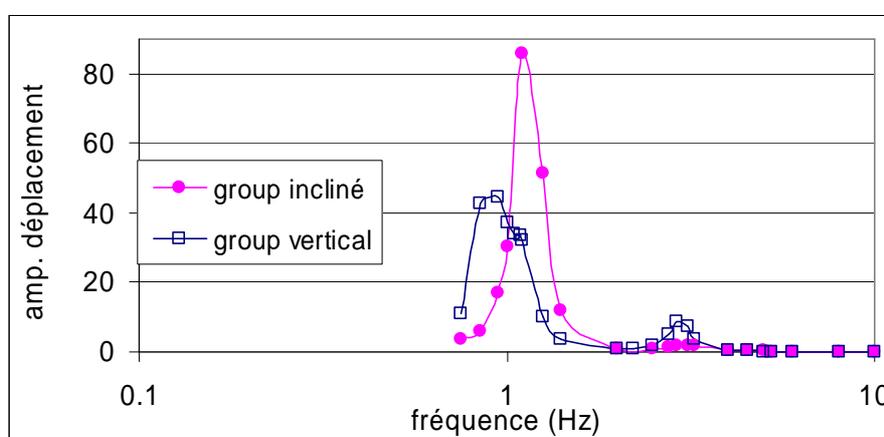


Figure B-1a. Influence de l'inclinaison de micropieux / Réponse de la superstructure.

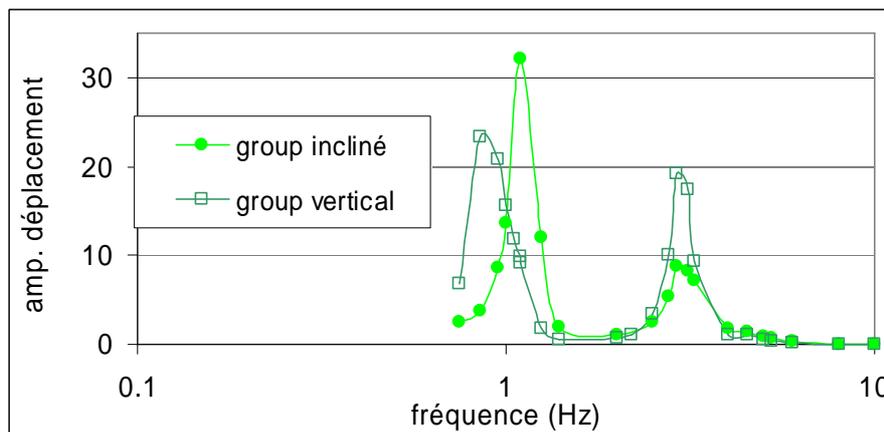


Figure B-1b. Influence de l'inclinaison de micropieux / Réponse du chevêtre.

Tableau B-1. Détails des réponses pour deux fréquences du chargement ( $a_g=0,1g$ ).

$f_{ch}$ (Hz)	$\alpha$ (°)	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
					Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0,95	0	46.46	19.30	57.1	1514	2023	1947	446	237	4.37	1.18	0.47
	20	19.49	9.23	23.6	668	892	727	23	11	31.37	0.14	0.05
1,10	0	30.59	7.13	18.7	1084	1492	1368	296	153	4.63	1.09	0.41
	20	95.93	29.05	66.0	3006	4106	3257	82	58	39.49	0.11	0.06

## 2. Chargement sismique

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=1,50$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_S=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, amplitude du chargement 40 cm/s :

Tableau B-2. Efforts statiques en tête des micropieux

$\alpha(^{\circ})$	efforts statiques		
	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)
0	233,6	0,0	0,0
10	237,1	1,1	1,0
20	247,5	3,5	2,6
30	266,3	6,5	4,8

Tableau B-3a. Réponses pour l'Enregistrement de El-Centro

$\alpha(^{\circ})$	accmasse ( $m/s^2$ )	accchevêtre ( $m/s^2$ )	Uchevêtre (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0	4,52	6,92	14,2	321	448	393	89	47	4,39	1,11	0,42
10	4,41	6,55	9,1	296	406	301	38	20	7,95	0,51	0,20
<b>20</b>	<b>4,38</b>	<b>4,57</b>	<b>6,7</b>	<b>304</b>	<b>413</b>	<b>270</b>	<b>14</b>	<b>13</b>	<b>19,77</b>	<b>0,18</b>	<b>0,13</b>
30	4,06	2,85	5,8	282	387	231	21	23	10,95	0,30	0,23

Tableau B-3b. Réponses pour l'Enregistrement de Kobe

$\alpha(^{\circ})$	accmasse ( $m/s^2$ )	accchevêtre ( $m/s^2$ )	Uchevêtre (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0	2,23	3,63	5,7	145	210	152	39	21	3,93	1,07	0,39
10	2,20	3,30	5,1	146	188	133	22	11	6,10	0,60	0,24
<b>20</b>	<b>1,42</b>	<b>2,61</b>	<b>3,2</b>	<b>94</b>	<b>129</b>	<b>87</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>10,75</b>	<b>0,34</b>	<b>0,24</b>
30	1,25	1,91	2,7	88	119	74	6	6	13,08	0,26	0,20

Tableau B-3c. Réponses pour l'Enregistrement de Taiwan

$\alpha(^{\circ})$	accmasse ( $m/s^2$ )	accchevêtre ( $m/s^2$ )	Uchevêtre (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{max}/T_{max}$	$T^*$	$M^*$
0	4,89	5,33	14,7	341	462	419	95	49	4,42	1,11	0,42
10	4,10	5,57	8,4	246	356	279	35	19	8,07	0,56	0,21
<b>20</b>	<b>3,62</b>	<b>4,63</b>	<b>7,0</b>	<b>228</b>	<b>302</b>	<b>239</b>	<b>16</b>	<b>12</b>	<b>15,43</b>	<b>0,27</b>	<b>0,16</b>
30	2,93	2,80	5,6	209	286	205	19	20	10,95	0,36	0,28

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=2,12\text{Hz}$ ), la rigidité de sol constante  $E_S=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, amplitude du chargement 40 cm/s :

Tableau B-4. Influence de l'inclinaison (enregistrement de Turquie)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> ( $\text{m/s}^2$ )	acc <sub>chevêtre</sub> ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{\text{chevêtre}}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	$N_{\text{max}}$ (kN)	$T_{\text{max}}$ (kN)	$M_{\text{max}}$ (kN.m)	$N_{\text{max}}/T_{\text{max}}$	$T^*$	$M^*$
0	18,48	10,56	57,38	1234	1647	1518	340	176	4,47	1,10	0,43
10	15,25	9,89	38,12	1118	1493	1261	154	76	8,17	0,55	0,20
<b>20</b>	<b>11,15</b>	<b>7,16</b>	<b>25,71</b>	<b>789</b>	<b>1026</b>	<b>832</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>41,42</b>	<b>0,10</b>	<b>0,06</b>
30	10,30	4,74	22,26	706	942	686	56	59	12,16	0,32	0,25

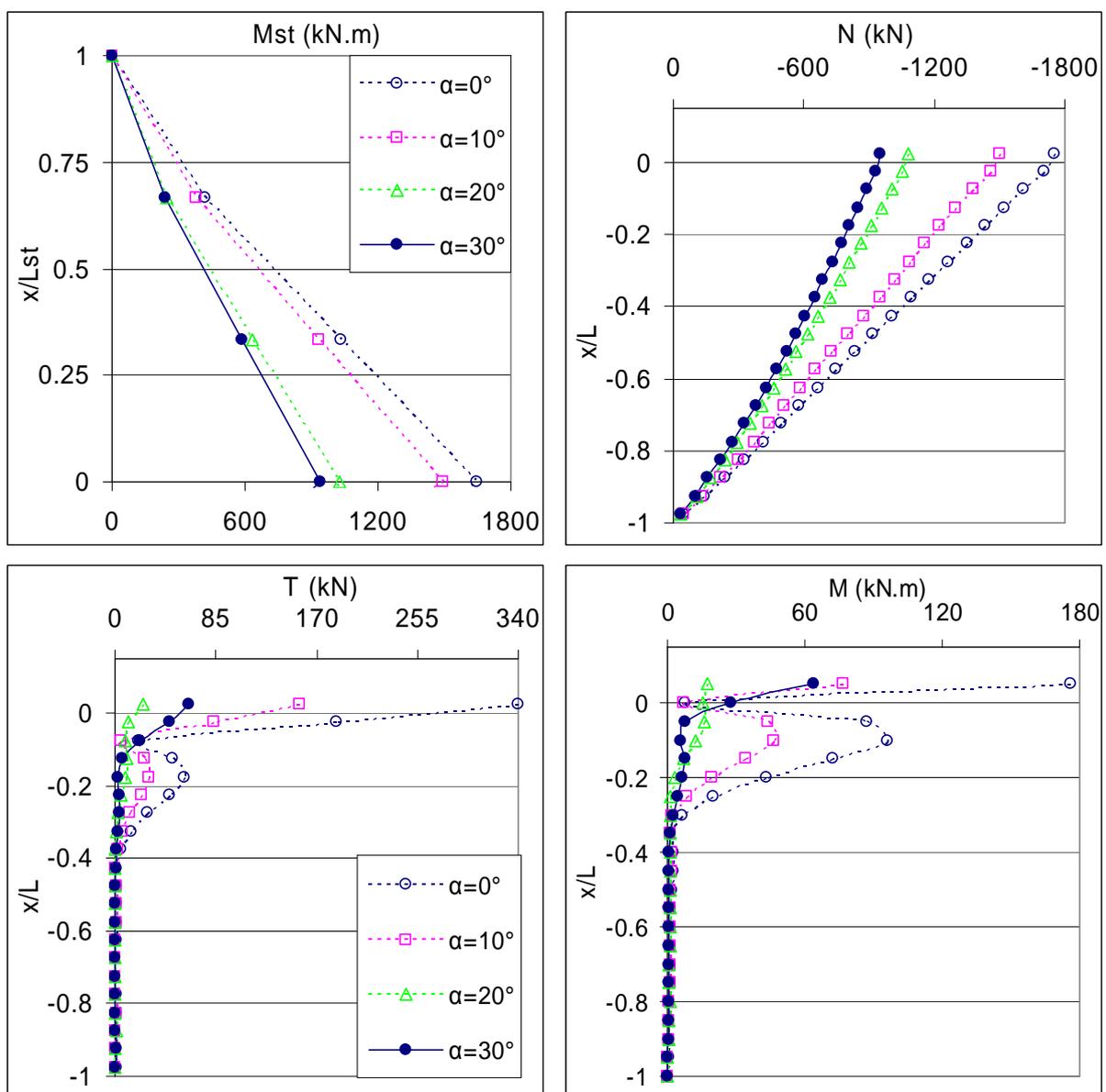


Figure B-2. Moment fléchissant dans la superstructure et les efforts dans les micropieux.

## Influence de l'articulation de micropieux

### 1. Micropieux verticaux

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, encastés ou articulés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz :

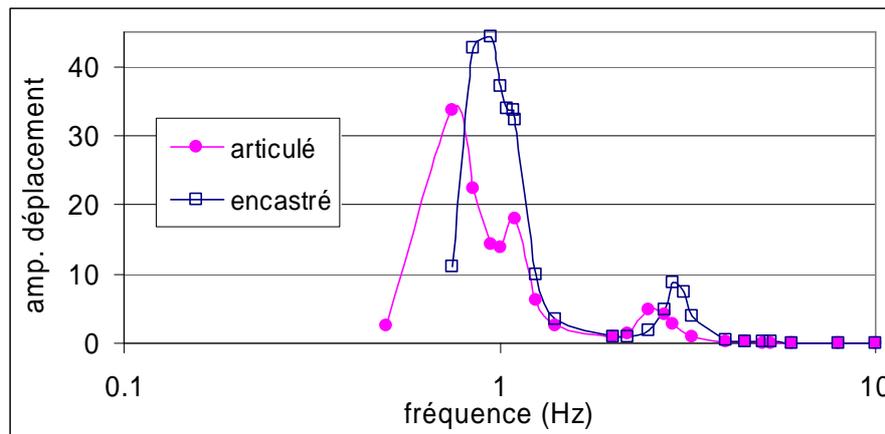


Figure B-3a. Influence de l'articulation de micropieux verticaux / Réponse de la superstructure.

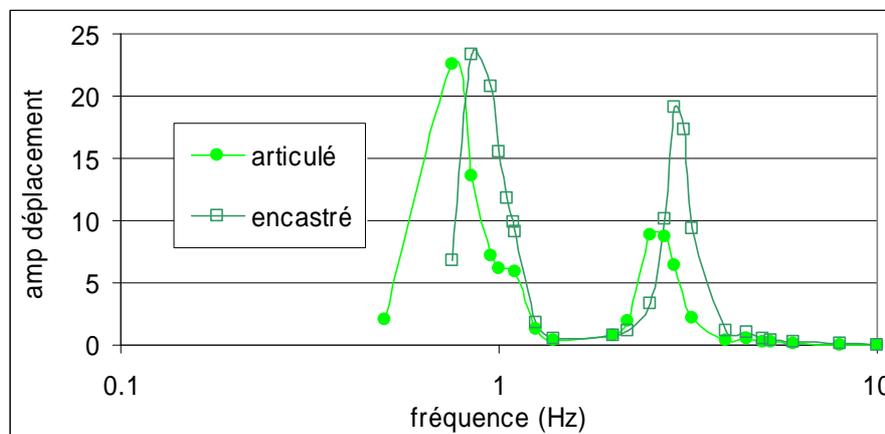


Figure B-3b. Influence de l'articulation de micropieux verticaux / Réponse du chevêtre.

Tableau B-5. Détails des réponses pour  $f_{ch}=1,10$  Hz,  $a_g=0,1g$

Groupe vertical	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub>	M <sub>st</sub>	N <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub> *	T <sub>max</sub> *	M <sub>max</sub> *
encasté	30.59	7.13	18.7	1084	1492	1368	296	153	2.20	1.09	0.41
articulé	26.13	4.96	12.2	614	840	629	170	113	1.79	1.11	0.54

## 2. Micropieux inclinés

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux inclinés de 20°, encastés ou articulés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz :

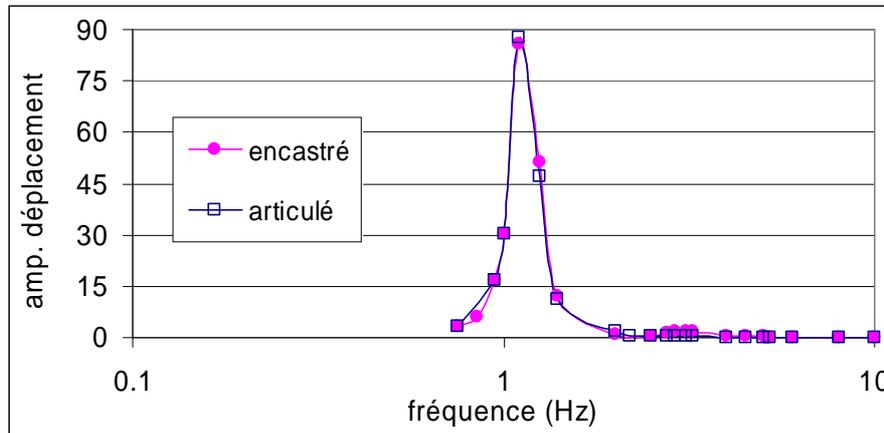


Figure B-4a. Influence de l'articulation de micropieux inclinés / Réponse de la superstructure.

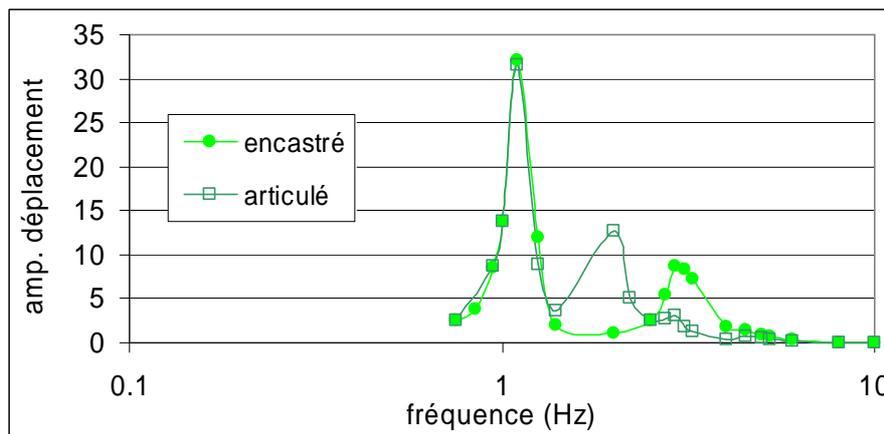


Figure B-4b. Influence de l'articulation de micropieux inclinés / Réponse du chevetre.

Tableau B-6. Détails des réponses pour  $f_{ch}=1,10$  Hz,  $a_g=0,1g$

Groupe inclinés	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevetre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevetre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub>	M <sub>st</sub>	N <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub> <sup>*</sup>	M <sub>max</sub> <sup>*</sup>
encasté	95.93	29.05	66.0	3006	4106	3257	82	58	39.49	0.11	0.06
articulé	95.47	30.15	64.7	3075	4177	3345	59	40	56.93	0.08	0.04

## Annexe C

### Réponse dynamique du système sol-micropieux-structure : système non-linéaire

#### Influence de la plasticité de sol

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes,  $f_{st}=2,12$ Hz), chargement harmonique ( $f_{ch}=f_1$ ) :

Tableaux C-1. Influence de la plasticité de sol

Modèle $E_S=8$ MPa $ag = 0,1$ g	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
élastique	41,01	23,98	132,0	1257	1630	1639	397	214	2,41	1,26	0,52
élastoplastique	20,27	18,36	81,4	737	953	1075	348	299	2,70	1,89	1,25

Modèle $E_S=21$ MPa $ag = 0,1$ g	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
élastique	40,51	11,97	25,1	1288	1765	1624	356	182	2,21	1,10	0,41
élastoplastique	14,69	9,69	9,8	480	681	598	172	95	2,11	1,43	0,56

Modèle $E_S=32$ MPa $ag = 0,1$ g	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
élastique	14,18	2,62	1,5	511	733	621	120	59	2,03	0,94	0,32
élastoplastique	8,61	4,27	3,3	269	386	326	83	42	2,03	1,23	0,43

Modèle $E_S=72$ MPa $ag = 0,1$ g	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
élastique	7,53	9,67	4,5	178	317	194	13	3	1,47	0,30	0,04
élastoplastique	3,65	6,12	2,7	108	180	111	13	8	1,48	0,47	0,17

Suite (Tableaux C-1. Influence de la plasticité de sol)

Modèle $E_S=8 \text{ MPa}$ $a_g = 0,42 \text{ m/s}^2$	$acc_{masse}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
élastique	17,61	10,28	56,7	540	700	703	171	92	2,41	1,26	0,52
élastoplastique	17,59	14,56	65,5	610	783	873	287	220	2,67	1,88	1,13

Modèle $E_S=8 \text{ MPa}$ $a_g = 0,84 \text{ m/s}^2$	$acc_{masse}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
élastique	35,20	20,58	113,3	1079	1399	1407	341	183	2,41	1,26	0,52
élastoplastique	20,65	18,09	78,3	733	951	1070	347	296	2,70	1,89	1,24

Modèle $E_S=8 \cdot f(z)$ $a_g = 0,42 \text{ m/s}^2$	$acc_{masse}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
élastique	23,38	14,12	76,6	743	964	982	234	135	2,45	1,26	0,56
élastoplastique	17,38	15,26	68,8	634	818	921	301	248	2,70	1,90	1,21

Modèle $E_S=8 \cdot f(z)$ $a_g = 0,84 \text{ m/s}^2$	$acc_{masse}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
élastique	46,76	28,24	153,2	1486	1928	1965	467	269	2,45	1,26	0,56
élastoplastique	19,98	17,44	78,1	688	879	1032	338	299	2,82	1,97	1,36

Modèle $E_S=21 \text{ MPa}$ $a_g = 1.35 \text{ m/s}^2$	$acc_{masse}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	Efforts d'inertie		Efforts dynamiques			Efforts normalisés		
				Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)	$N^*_{tête}$	$T^*_{tête}$	$M^*_{tête}$
élastique	28,28	8,36	17,5	899	1233	1134	248	127	2,21	1,10	0,41
élastoplastique	14,18	8,84	8,8	468	662	581	164	90	2,10	1,40	0,54

## Influence de l'intensité du chargement

### 1. Rigidité de sol constante

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz),  $E_S=8$  MPa, chargement harmonique ( $f_{ch}=f_1=0,67$  Hz) :

Tableaux C-2. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>)

Modèle/charge	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	Efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
EE / a <sub>g</sub>	17,60	10,29	56,7	540	700	703	171	92	2,41	1,26	0,52
EP / a <sub>g</sub>	17,59	14,56	65,5	610	783	873	287	220	2,67	1,88	1,13
EP / 2xa <sub>g</sub>	20,65	18,09	78,3	733	951	1070	347	296	2,70	1,89	1,24

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz),  $E_S=21$ MPa, chargement harmonique ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz) :

Tableaux C-3. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>)

Modèle/charge	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	Efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
EE / a <sub>g</sub>	28,28	8,36	17,5	899	1233	1134	248	127	2,21	1,10	0,41
EP / a <sub>g</sub>	14,18	8,84	8,8	468	662	581	164	90	2,10	1,40	0,54
EP / 2xa <sub>g</sub>	14,97	10,36	11,0	478	675	601	174	97	2,14	1,45	0,58

2. Rigidité de sol croissante avec la profondeur

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz),  $E_{0S}=8$  MPa, chargement harmonique ( $f_1=0,67$  Hz) :

Tableaux C-4. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>)

Modèle/charge	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	Efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
EE / a <sub>g</sub>	23,38	14,12	76,6	743	964	982	234	135	2,45	1,26	0,56
EP / a <sub>g</sub>	19,98	17,44	78,1	688	879	1032	338	299	2,82	1,97	1,36
EP / 2xa <sub>g</sub>	17,38	15,26	68,8	634	818	921	301	248	2,70	1,90	1,21

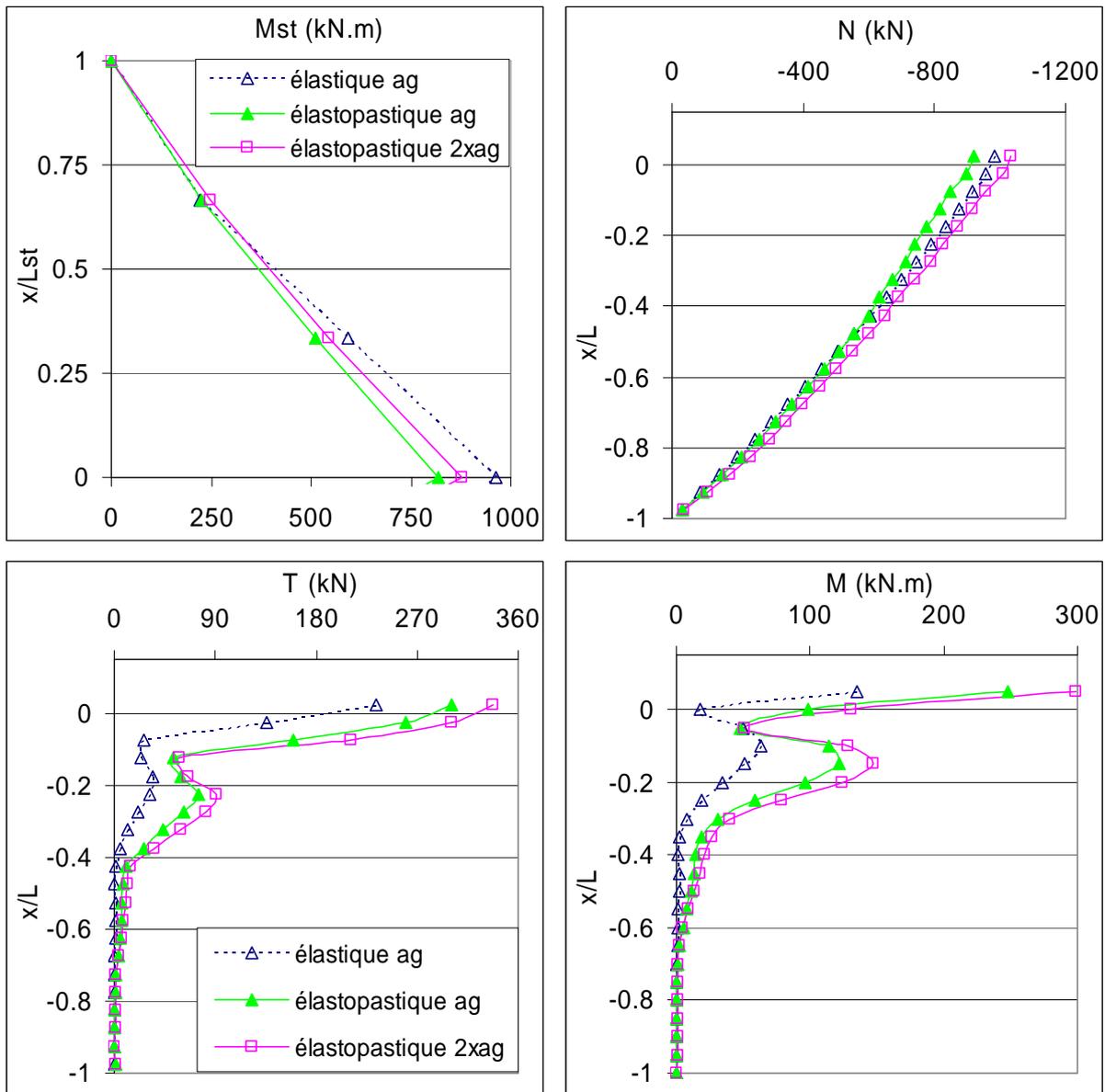


Figure C-1. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>).

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz),  $E_{0S}=21$  MPa, chargement harmonique ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz) :

Tableaux C-5. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>)

Modèle/charge	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	Efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	T <sup>*</sup> <sub>tête</sub>	M <sup>*</sup> <sub>tête</sub>
EE / a <sub>g</sub>	21,74	5,10	13,2	764	1051	964	208	108	2,20	1,09	0,41
EP / a <sub>g</sub>	12,00	7,41	7,9	419	605	531	144	79	2,10	1,38	0,52
EP / 2xa <sub>g</sub>	14,40	8,50	10,2	431	620	550	154	88	2,13	1,43	0,57

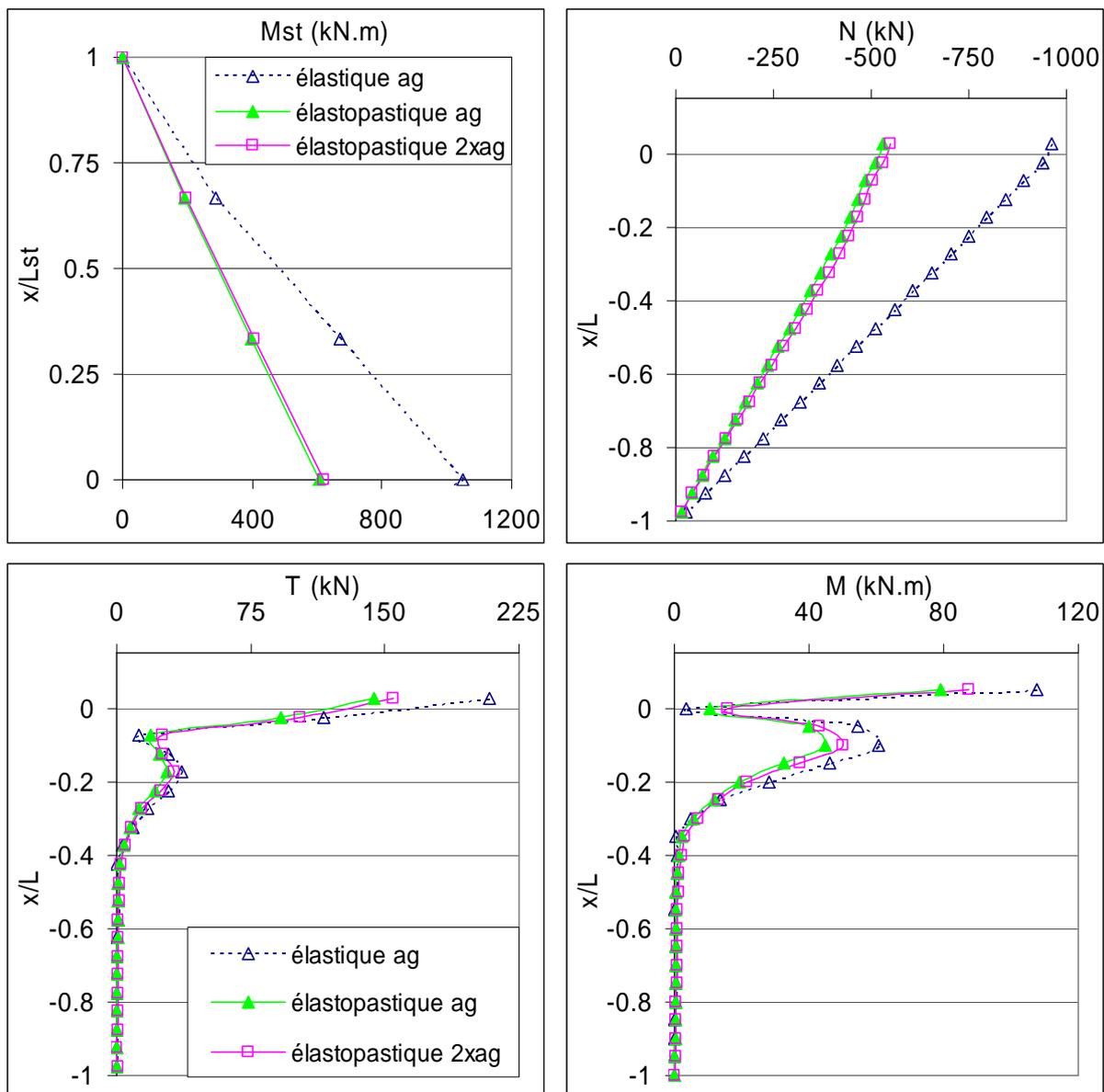


Figure C-2. Influence de l'intensité du chargement ( $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>).

### Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes,  $f_{st}=2,12\text{Hz}$ ), chargement harmonique ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,69$  m/s<sup>2</sup>) :

Tableaux C-6. Influence de la variation de la rigidité avec la profondeur

Modèle	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)	N* <sub>tête</sub>	T* <sub>tête</sub>	M* <sub>tête</sub>
E <sub>s</sub> =21	14,18	8,84	8,8	468	662	581	164	90	2,10	1,40	0,54
E <sub>s</sub> =21.f(z)	12,00	7,41	7,9	419	605	531	144	79	2,10	1,38	0,52

## Influence de l'inclinaison

### 3. Chargement harmonique

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,15g$  :

Tableaux C-7. Influence de l'inclinaison de micropieux

Groupe	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub> *	M <sub>max</sub> *
Incliné	43,14	22,12	34,8	1562	2086	1685	90	63	18,64	0,23	0,12
vertical	14,36	8,35	10,2	431	620	550	154	88	3,57	1,43	0,57

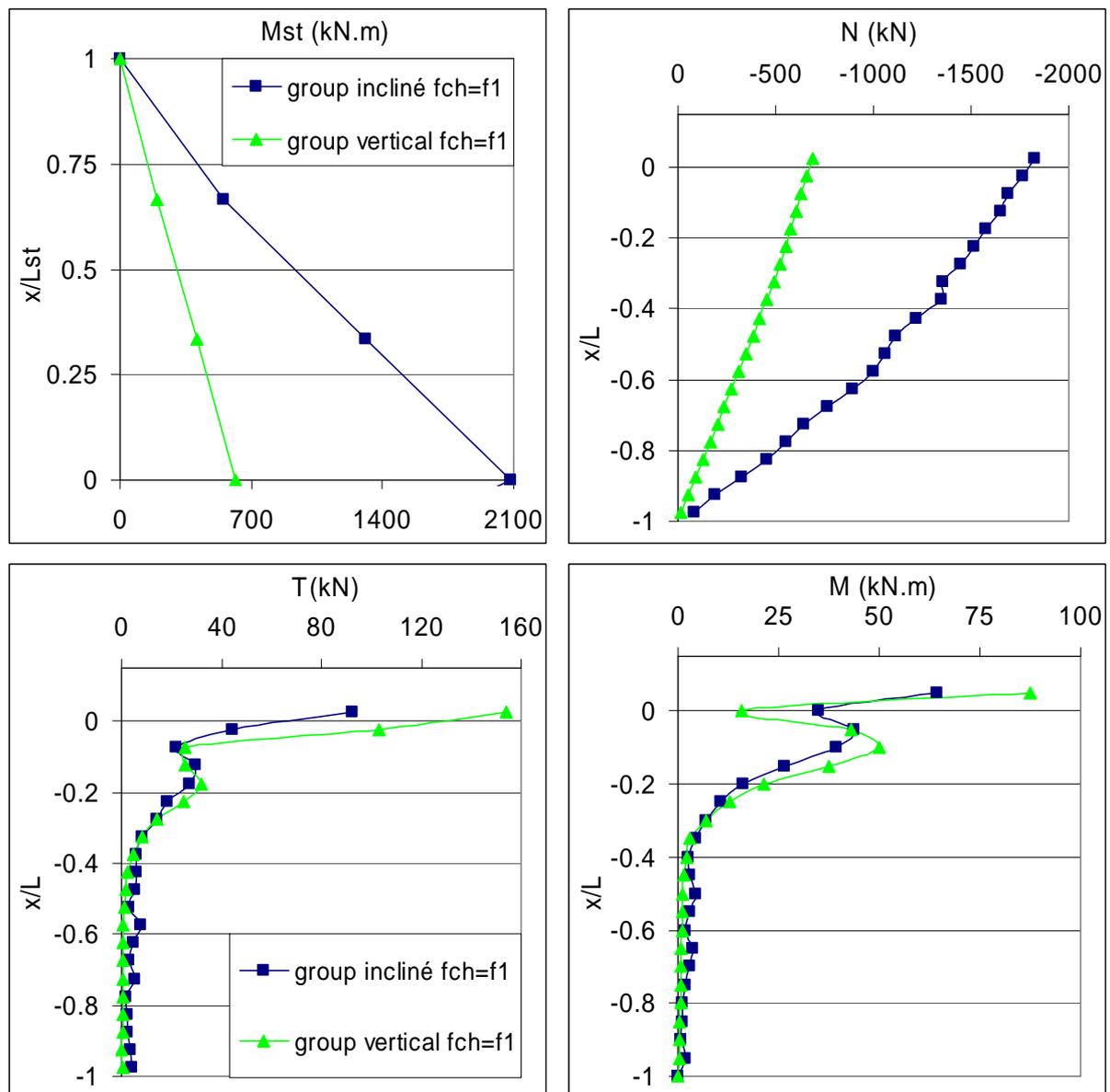


Figure C-3. Influence de l'inclinaison de micropieux ( $f_{ch}=f_1=1,09$  Hz,  $a_g=0,15g$ ).

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastrés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_S=8$  MPa,  $f_{ch}=f_1=0,67$  Hz,  $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>.

Tableaux C-8. Influence de l'inclinaison de micropieux

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub> <sup>*</sup>	M <sub>max</sub> <sup>*</sup>
0	17,59	14,56	65,5	610	783	873	287	220	3,04	1,88	1,13
10	8,82	7,19	38,3	327	422	393	60	32	6,59	0,73	0,31
<b>20</b>	<b>7,76</b>	<b>7,60</b>	<b>32,7</b>	<b>262</b>	<b>323</b>	<b>307</b>	<b>21</b>	<b>12</b>	<b>14,94</b>	<b>0,31</b>	<b>0,15</b>
30	7,55	6,82	30,5	241	311	265	17	14	15,44	0,28	0,19

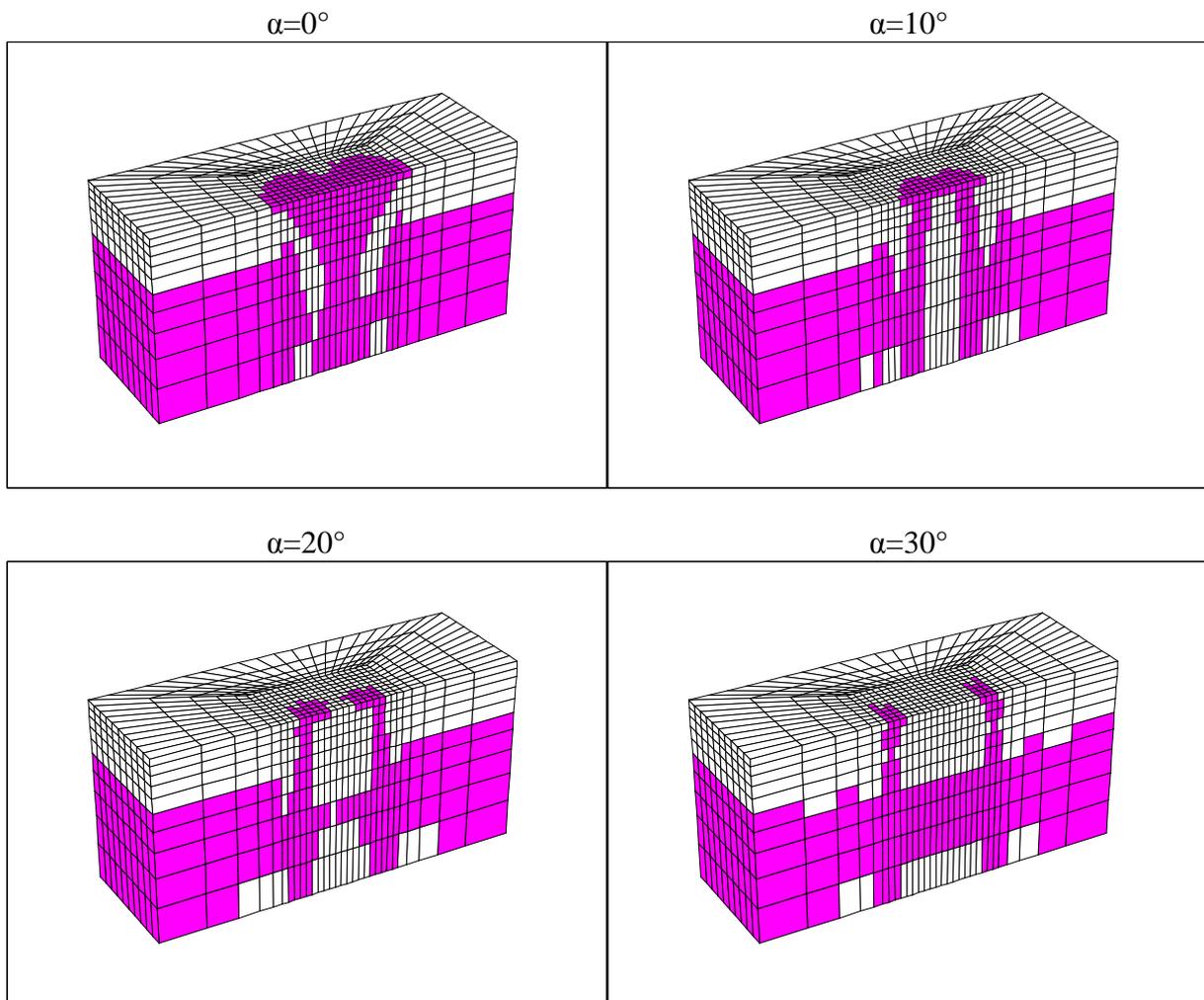


Figure C-4a. Extension de la plasticité de sol ( $f_{ch}=f_1=0,67$  Hz,  $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>).

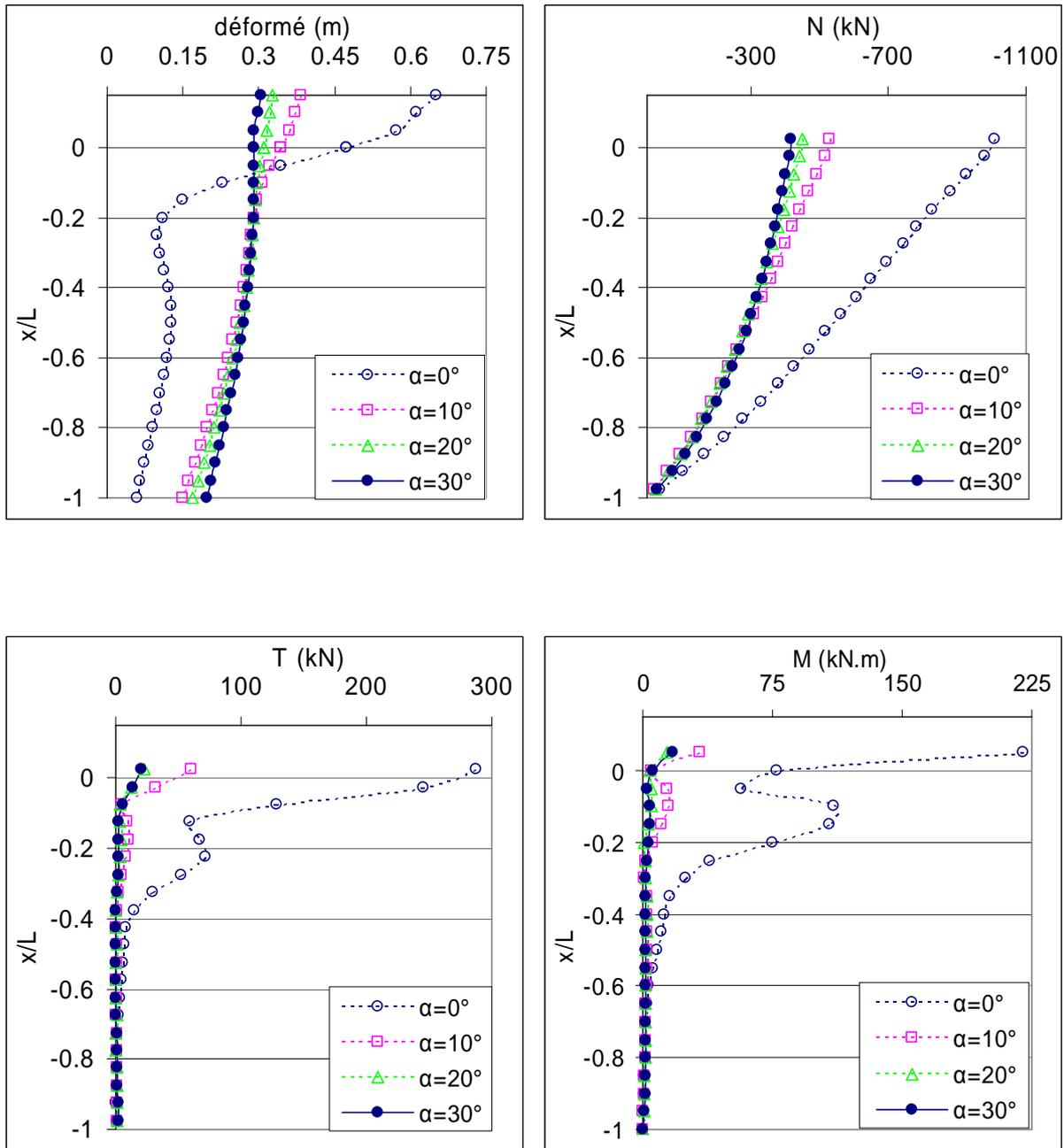


Figure C.4b. Influence de l'inclinaison de micropieux ( $f_{ch}=f_1=0,67$  Hz,  $a_g=0,42$  m/s<sup>2</sup>).

#### 4. Chargement sismique

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastrés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=1,50$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_S=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s :

Tableaux C-9a. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de El-Centro)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	4,07	6,85	13,4	294	402	360	91	48	3,95	1,24	0,48
10	4,43	6,58	9,1	295	405	300	37	20	7,99	0,51	0,20
<b>20</b>	<b>4,38</b>	<b>4,57</b>	<b>6,7</b>	<b>303</b>	<b>413</b>	<b>270</b>	<b>14</b>	<b>13</b>	<b>19,76</b>	<b>0,18</b>	<b>0,13</b>
30	4,03	2,86	5,8	282	386	231	21	23	11,00	0,30	0,23

Tableaux C-9b. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Kobe)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	2,22	3,63	5,7	144	209	152	39	21	3,93	1,07	0,39
10	2,20	3,31	5,1	146	188	133	22	11	6,10	0,60	0,24
<b>20</b>	<b>1,42</b>	<b>2,62</b>	<b>3,2</b>	<b>94</b>	<b>129</b>	<b>87</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>10,75</b>	<b>0,34</b>	<b>0,24</b>
30	1,25	1,92	2,7	88	119	74	6	6	13,11	0,26	0,20

Tableaux C-9c. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Taiwan)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	4,20	5,10	12,6	285	389	338	83	43	4,08	1,16	0,44
10	4,10	5,54	8,4	246	356	279	34	19	8,09	0,56	0,21
<b>20</b>	<b>3,63</b>	<b>4,64</b>	<b>7,0</b>	<b>228</b>	<b>302</b>	<b>239</b>	<b>16</b>	<b>12</b>	<b>15,42</b>	<b>0,27</b>	<b>0,16</b>
30	2,93	2,81	5,6	209	285	205	19	20	10,99	0,36	0,28

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_S=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s :

Tableaux C-10. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Turquie)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub> <sup>*</sup>	M <sub>max</sub> <sup>*</sup>
0	7,22	6,16	29,98	526	684	629	182	108	3,45	1,39	0,63
10	11,65	8,63	33,94	869	1111	973	150	80	6,49	0,69	0,29
<b>20</b>	<b>10,26</b>	<b>7,16</b>	<b>25,74</b>	<b>762</b>	<b>987</b>	<b>806</b>	<b>21</b>	<b>14</b>	<b>38,89</b>	<b>0,11</b>	<b>0,05</b>
30	10,12	4,64	22,26	694	923	674	55	59	12,21	0,32	0,26

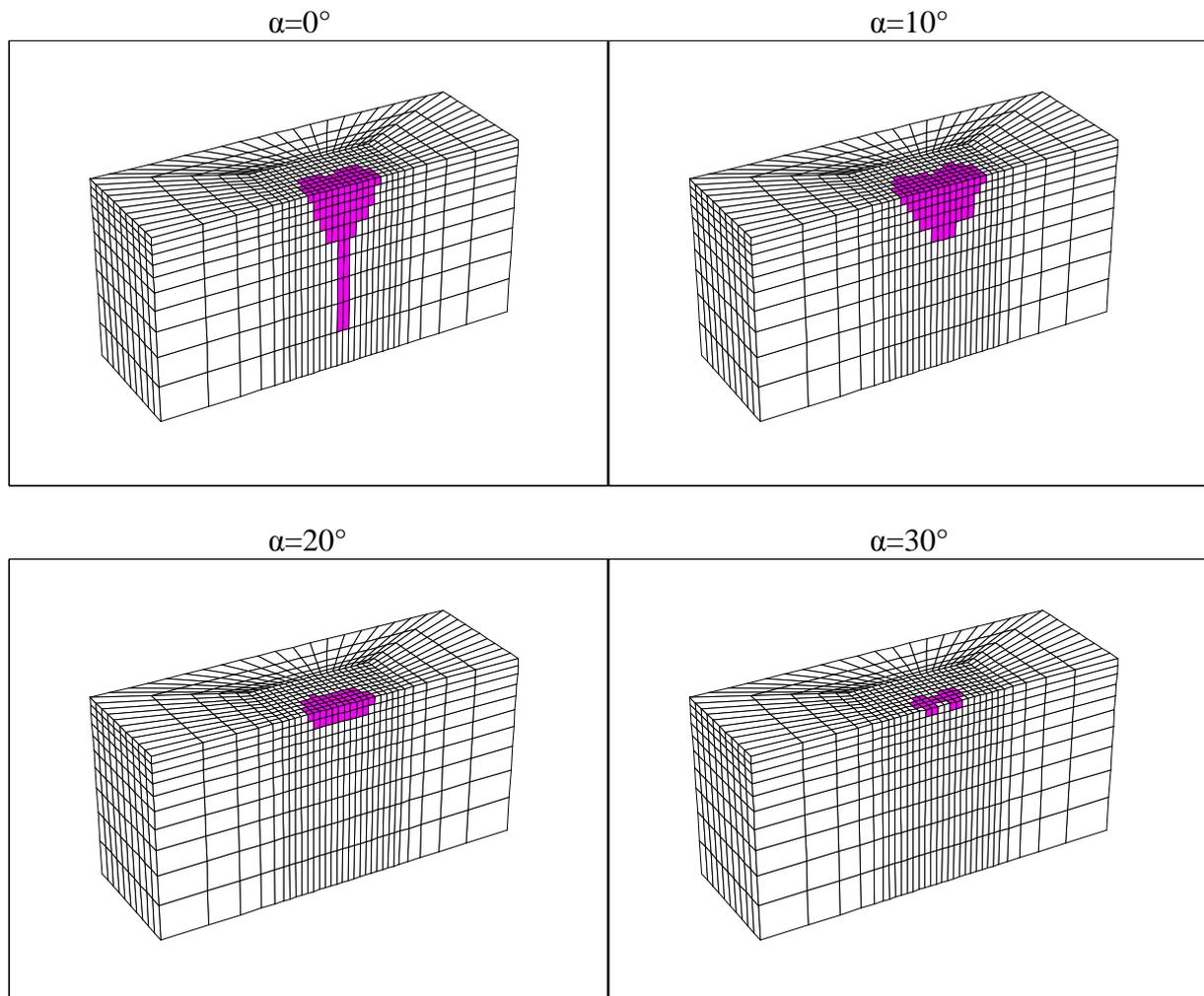


Figure C-5a. Extension de la plasticité de sol (Enregistrement de Turquie).

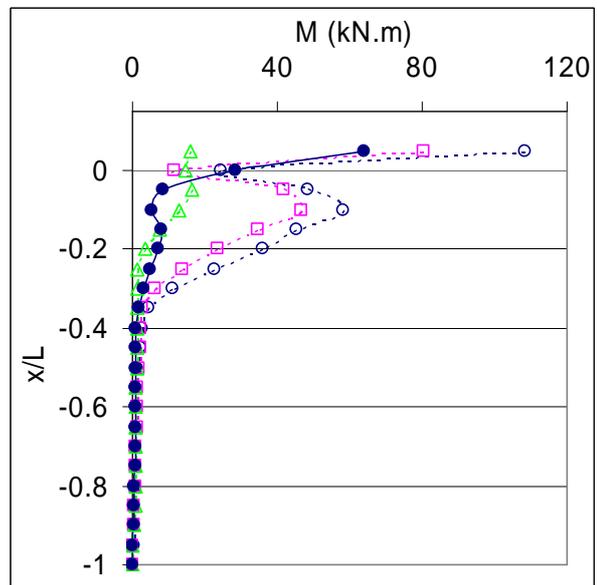
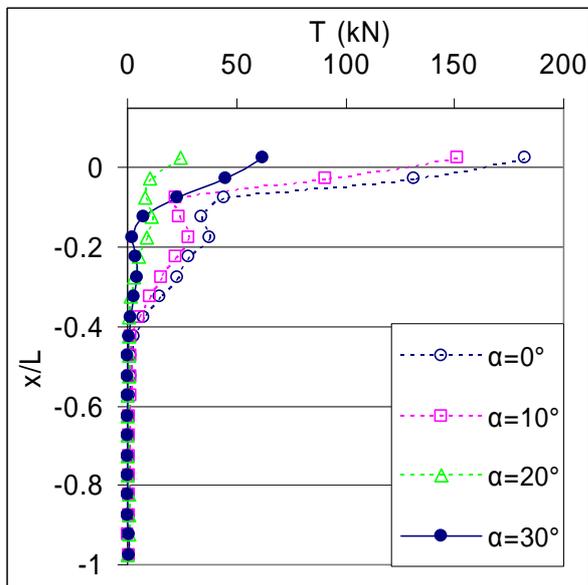
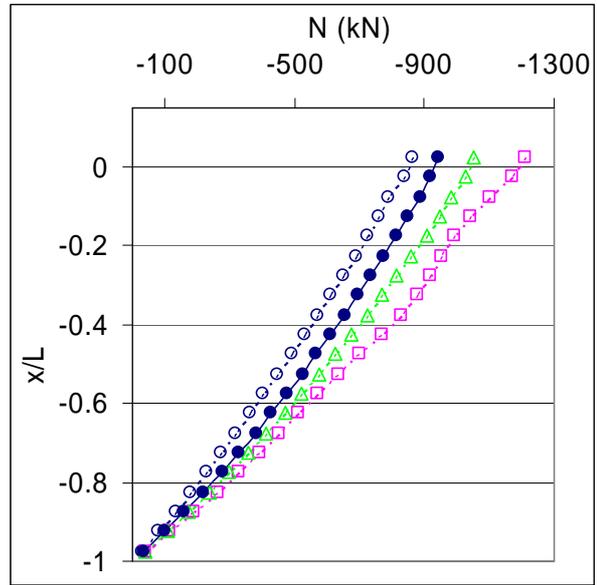
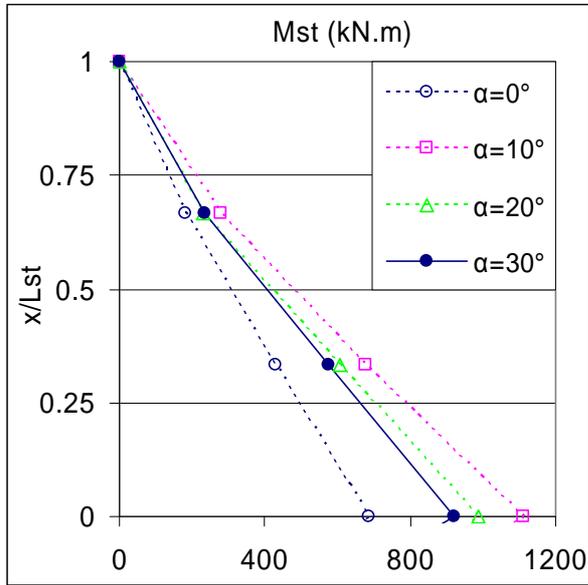


Figure C.5b. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Turquie).

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastrés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s :

Tableaux C-11. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Turquie)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	12,22	12,42	23,6	439	581	509	161	97	3,16	1,46	0,67
10	23,70	12,70	22,7	446	1120	923	140	74	6,58	1,26	0,27
<b>20</b>	<b>23,29</b>	<b>10,75</b>	<b>19,7</b>	<b>836</b>	<b>1125</b>	<b>883</b>	<b>30</b>	<b>21</b>	<b>29,85</b>	<b>0,14</b>	<b>0,08</b>
30	21,14	8,35	15,1	753	1023	723	71	76	10,16	0,38	0,30

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastrés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=1,50$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s :

Tableaux C-12. Influence de l'inclinaison de micropieux (Enregistrement de Turquie)

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	5.44	7.49	11.9	360	443	386	113	68	3.41	1.26	0.61
10	11.40	10.29	14.8	742	1044	855	125	63	6.86	0.67	0.24
<b>20</b>	<b>14.36</b>	<b>10.22</b>	<b>14.4</b>	<b>1042</b>	<b>1455</b>	<b>992</b>	<b>34</b>	<b>32</b>	<b>29.00</b>	<b>0.13</b>	<b>0.09</b>
30	13.84	8.80	12.0	967	1386	867	106	117	8.17	0.44	0.34

## Influence de l'articulation en tête des micropieux

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastés, verticaux ou inclinés de 20°, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (Enregistrement de Turquie) :

Tableaux C-13. Influence de l'articulation de micropieux verticaux

Groupe vertical	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N* <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
encasté	12.22	12.42	23.6	439	581	509	161	97	2.10	1.46	0.67
articulé	9.27	11.94	20.9	331	501	329	101	76	1.58	1.22	0.60

Tableaux C-14. Influence de l'articulation de micropieux inclinés de 20°

Groupe incliné	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
encastré	23.29	10.75	19.7	836	1125	883	30	21	29.85	0.14	0.08
articulé	22.34	11.63	19.8	805	1098	792	10	22	79.05	0.05	0.08

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux encastrés, verticaux ou inclinés de 20°, supportant une superstructure (m<sub>st</sub>=80 tonnes et f<sub>st</sub>=1,5 Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur E<sub>0S</sub>=21 MPa, f<sub>1</sub>=1,09 Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (Enregistrement de Turquie) :

Tableaux C-15. Influence de l'articulation de micropieux verticaux

Groupe vertical	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N* <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
encastré	5.44	7.49	11.9	360	443	386	113	68	2.09	1.26	0.61
articulé	3.97	3.52	12.6	261	375	199	76	53	1.28	1.16	0.57

Tableaux C-16. Influence de l'articulation de micropieux inclinés de 20°

Groupe incliné	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			efforts normalisés		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
encastré	14.36	10.22	14.4	1042	1455	992	34	32	29.00	0.13	0.09
articulé	13.23	10.11	14.2	991	1379	858	13	31	65.13	0.05	0.09

### Influence de l'inclinaison des micropieux articulés

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux articulés, verticaux ou inclinés, supportant une superstructure (m<sub>st</sub>=80 tonnes et f<sub>st</sub>=1,50 Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur E<sub>0S</sub>=21 MPa, f<sub>1</sub>=1,09 Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (Enregistrement de Turquie) :

Tableaux C-17. Influence de l'inclinaison de micropieux articulés

α(°)	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques			normalisation		
				T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> (kN)	T <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kN.m)	N <sub>max</sub> /T <sub>max</sub>	T* <sub>max</sub>	M* <sub>max</sub>
0	3.97	3.52	12.6	261	375	199	76	53	10.89	1.16	0.57
20	13.23	10.11	14.2	991	1379	858	13	31	65.13	0.05	0.09

## Annexe D

### Réponse dynamique du système

#### sol-micropieux-structure : système non-linéaire (interface cohésive)

#### Influence de la résistance de l'interface sol-micropieu

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, encastés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (enregistrement de la Turquie).

Tableaux D-1. Influence de la résistance de l'interface sol-micropieu

Modèle		acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	V <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
sol	interface					T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)
P	E	12,22	12,42	23,6	0,2	439	581	509	161	97
P	100kPa	11,29	12,48	23,7	2,6	389	520	481	154	96
P	50kPa	6,58	10,42	11,8	35,6	182	289	177	73	51

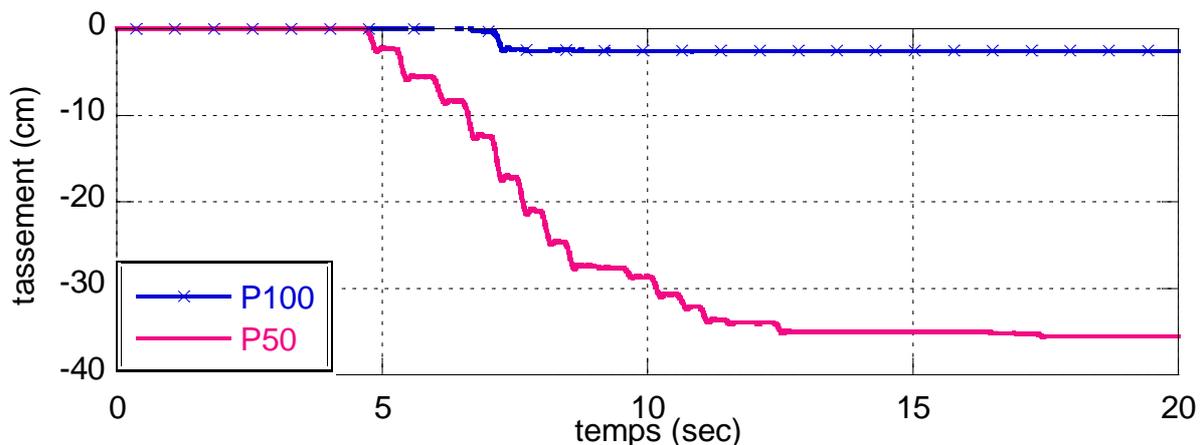


Figure D-1a. Tassement du groupe (interface cohésive).

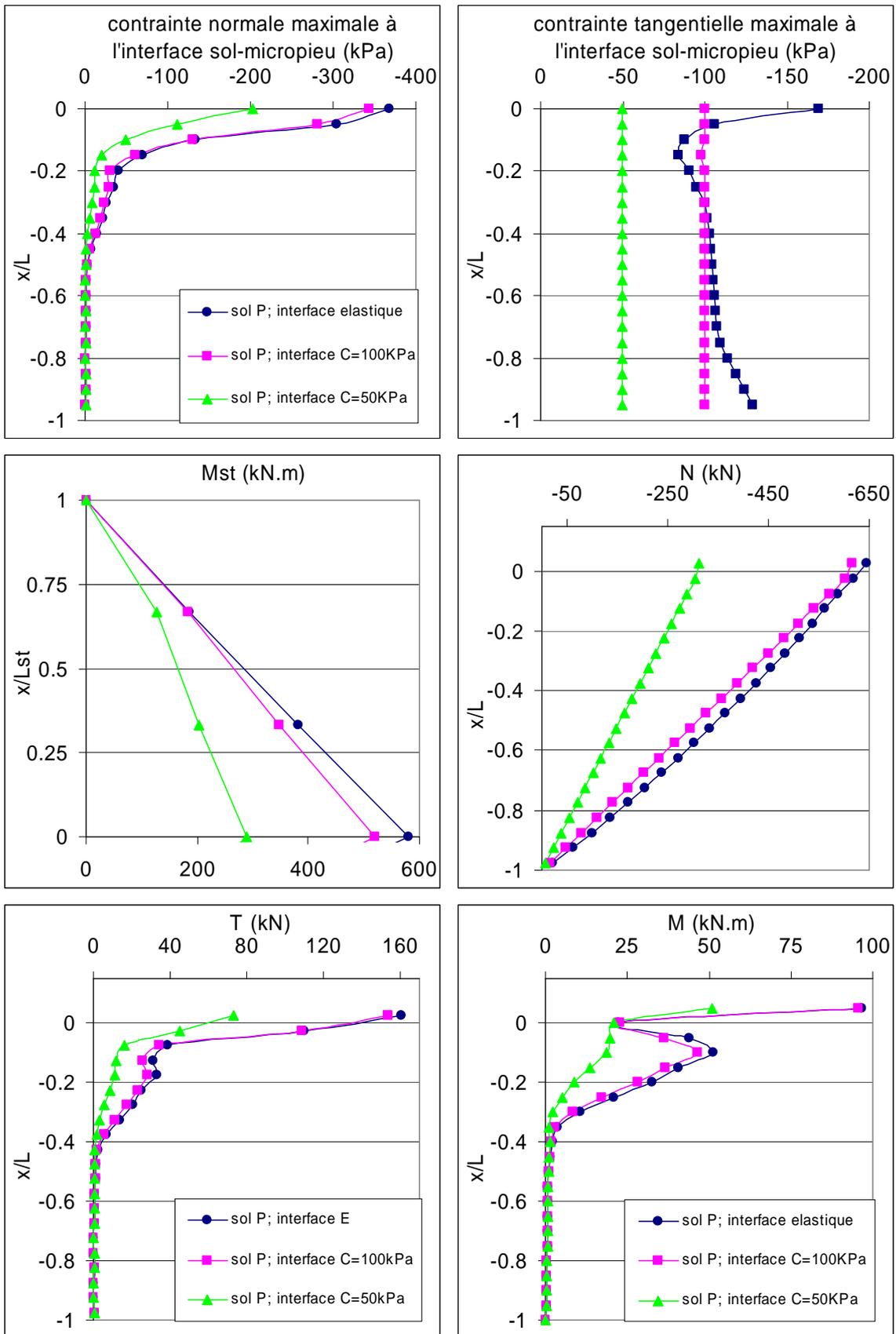


Figure D-1b. Influence de la résistance de l'interface sol-micro-pieux (interface cohésive).

## Influence de l'inclinaison de micropieux

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, encastrés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=1,50$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_s=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (enregistrement de la Turquie), la résistance limite de l'interface sol-micropieu est de  $C_s = 100$  kPa :

Tableaux D-2. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

$\alpha(^{\circ})$	acc <sub>masse</sub> (m/s <sup>2</sup> )	acc <sub>chevêtre</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>chevêtre</sub> (cm)	V <sub>chevêtre</sub> (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
					T <sub>st</sub> (kN)	M <sub>st</sub> (kN.m)	N <sub>tête</sub> (kN)	T <sub>tête</sub> (kN)	M <sub>tête</sub> (kN.m)
0	5,38	5,41	21,8	15,8	352	492	389	119	76
10	5,68	6,03	18,0	18,1	391	562	385	80	48
15	5,96	6,80	17,6	15,1	400	589	378	72	42
<b>20</b>	<b>6,07</b>	<b>7,46</b>	<b>17,0</b>	<b>13,6</b>	<b>412</b>	<b>605</b>	<b>369</b>	<b>61</b>	<b>39</b>
25	6,15	7,63	17,4	12,9	424	612	357	72	51
30	6,51	7,39	17,7	13,3	436	618	342	95	70

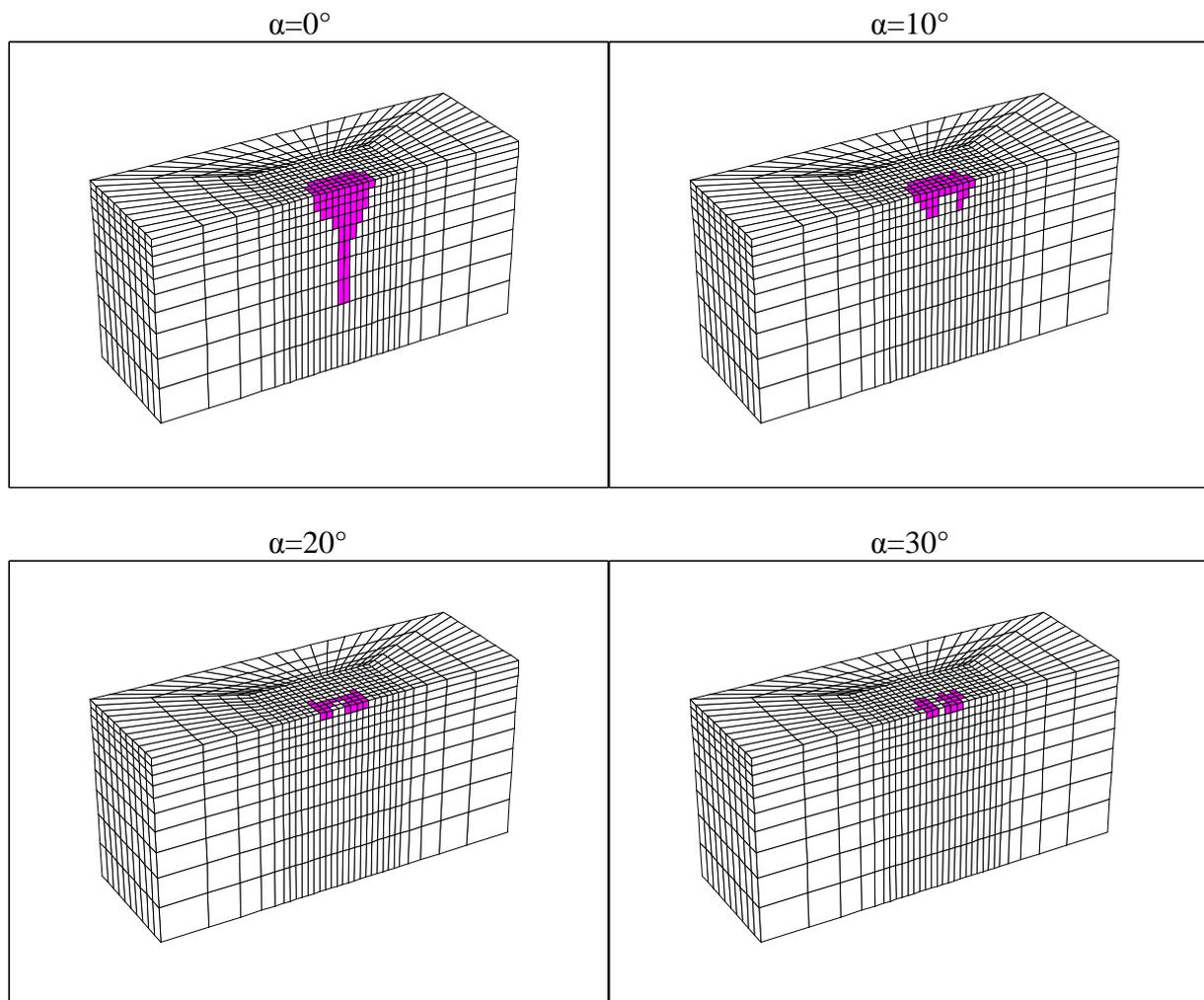


Figure D-2a. Extension de la plasticité de sol (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

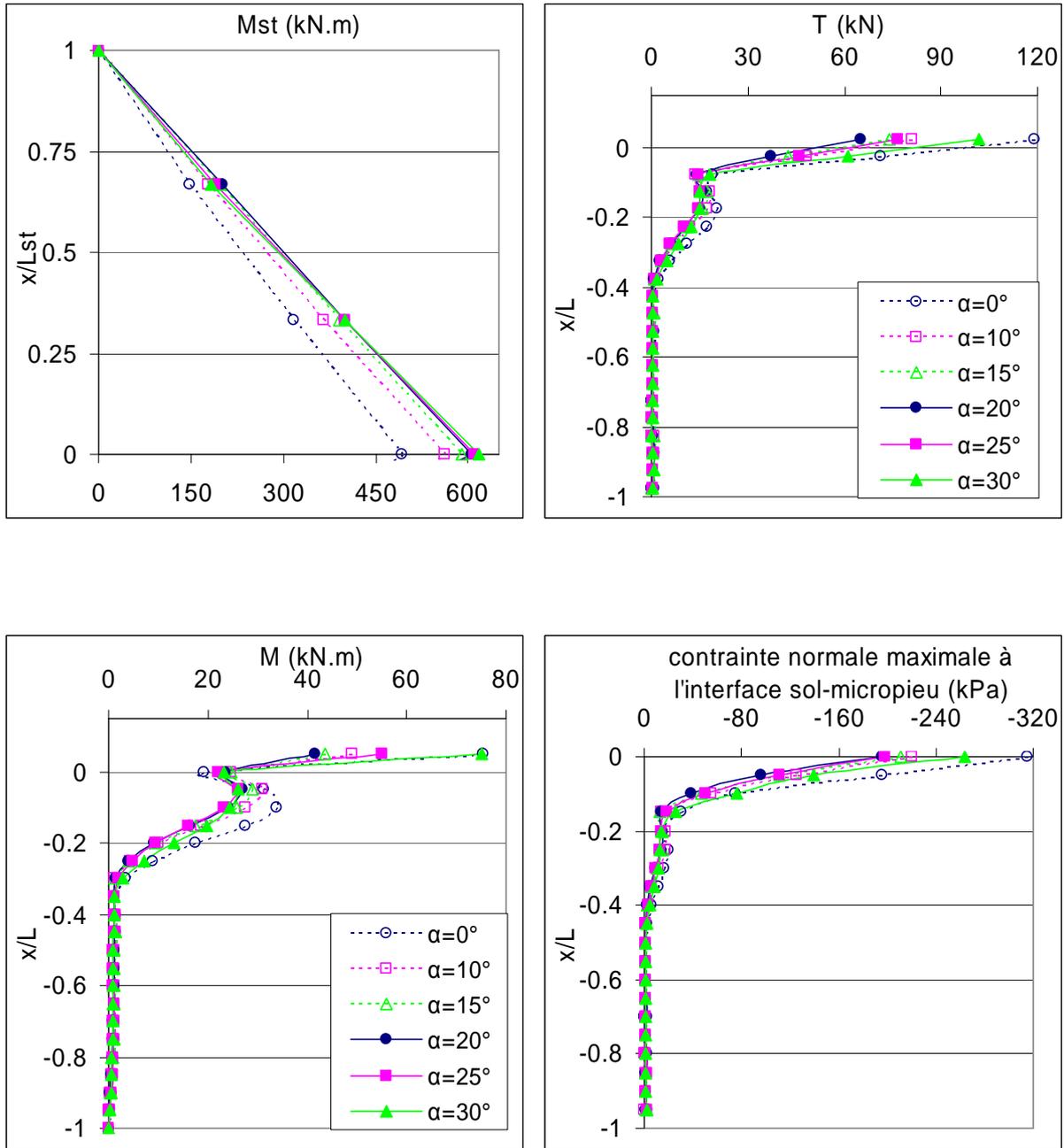


Figure D-2b. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, encastés, supportant une superstructure ( $m_{st}=80$  tonnes et  $f_{st}=1,50$  Hz), la rigidité de sol est constante  $E_S=8$  MPa,  $f_1=0,67$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (enregistrement de la Turquie), la résistance limite de l'interface sol-micropieu est de  $C=50$  kPa :

Tableaux D-3. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 50$  kPa).

$\alpha(^{\circ})$	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	$V_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
					Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)
<b>0</b>	<b>1,92</b>	<b>4,36</b>	<b>9,8</b>	<b>35,1</b>	<b>87</b>	<b>150</b>	<b>74</b>	<b>35</b>	<b>42</b>
10	1,96	3,78	8,2	36,1	97	166	70	85	55
15	1,82	4,16	9,0	35,6	106	173	65	117	77
20	2,01	4,51	9,4	34,0	116	173	57	140	94
25	2,13	4,84	9,4	33,6	128	184	48	163	112
30	2,39	5,33	9,1	34,2	153	204	36	183	130

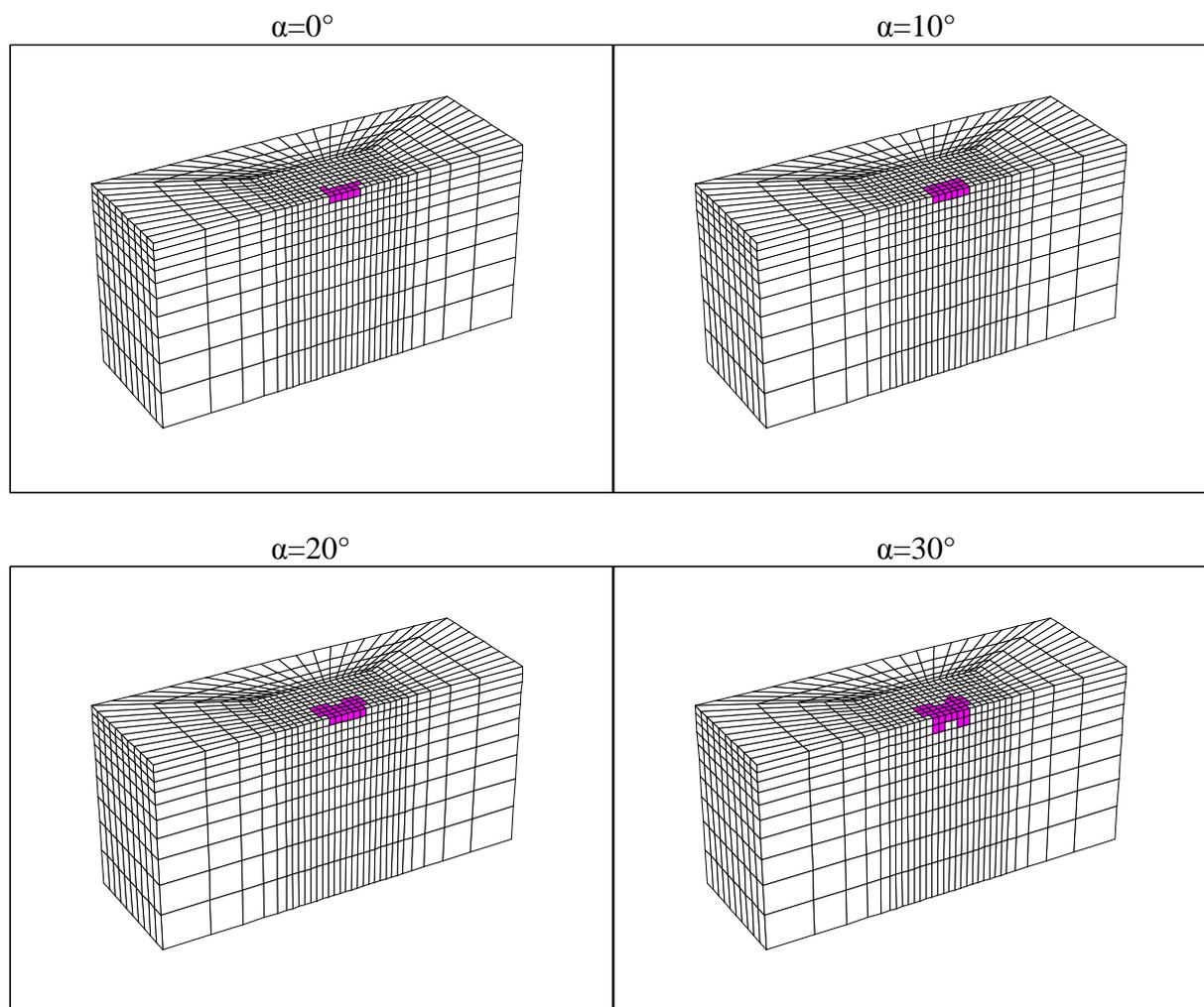


Figure D-3a. Extension de la plasticité de sol (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

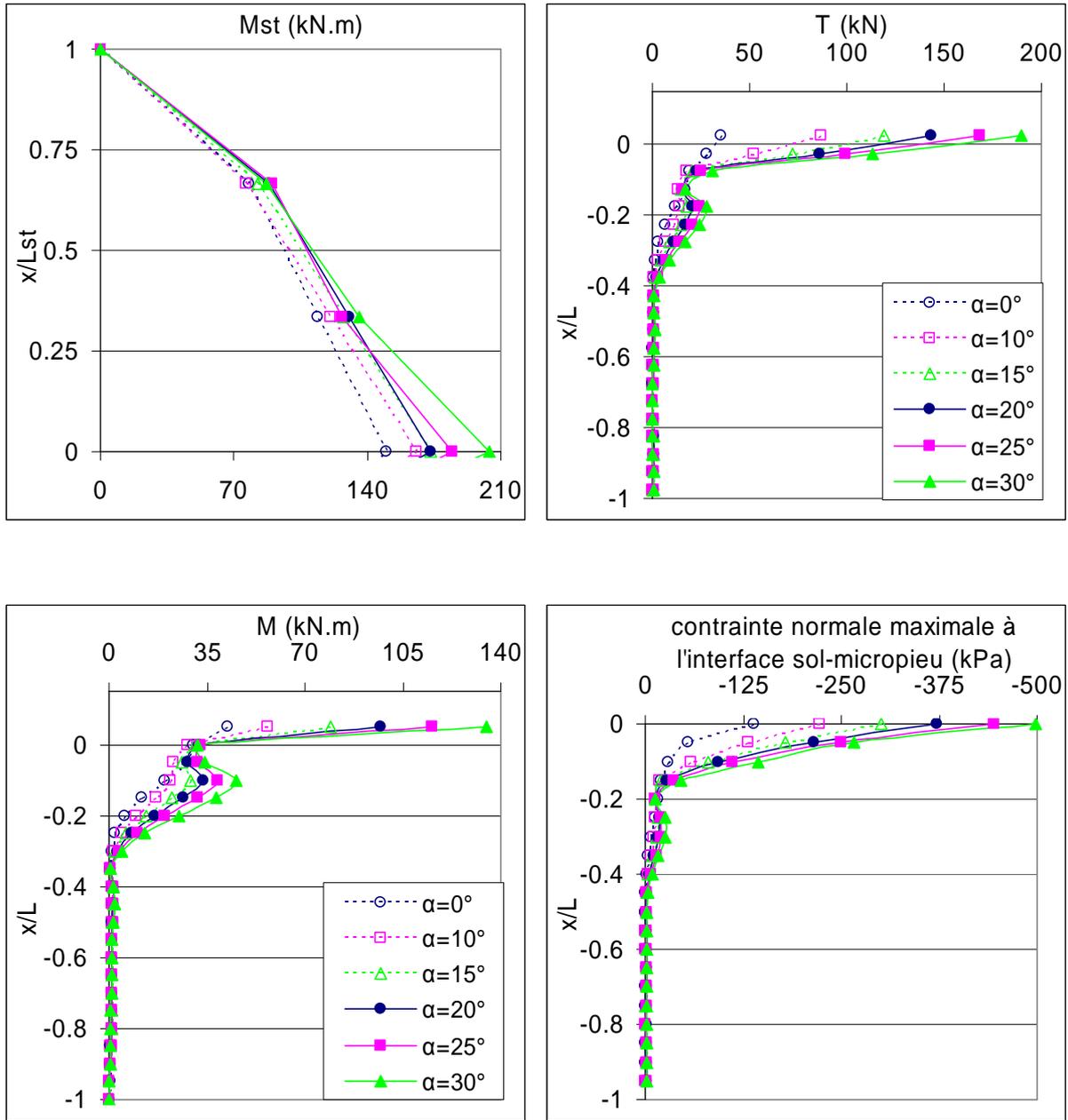


Figure D-3b. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 50$  kPa).

- Réponses des groupes de 2x2 micropieux verticaux, encastés, supportant une superstructure ( $m_{st}=40$  tonnes et  $f_{st}=2,12$  Hz), la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s (enregistrement de la Turquie), la résistance limite de l'interface sol-micropieu est de  $C=100$  kPa :

Tableaux D-4. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

$\alpha(^{\circ})$	$acc_{masse}$ ( $m/s^2$ )	$acc_{chevêtre}$ ( $m/s^2$ )	$U_{chevêtre}$ (cm)	$V_{chevêtre}$ (cm)	efforts d'inertie		efforts dynamiques		
					Tst (kN)	Mst (kN.m)	$N_{tête}$ (kN)	$T_{tête}$ (kN)	$M_{tête}$ (kN.m)
0	11,29	12,48	23,7	2,6	389	520	481	154	96
10	14,53	13,83	21,1	19,8	653	708	485	90	60
<b>20</b>	<b>14,49</b>	<b>13,63</b>	<b>15,8</b>	<b>7,9</b>	<b>485</b>	<b>708</b>	<b>473</b>	<b>51</b>	<b>40</b>
30	15,54	12,14	13,3	6,1	518	724	455	70	62

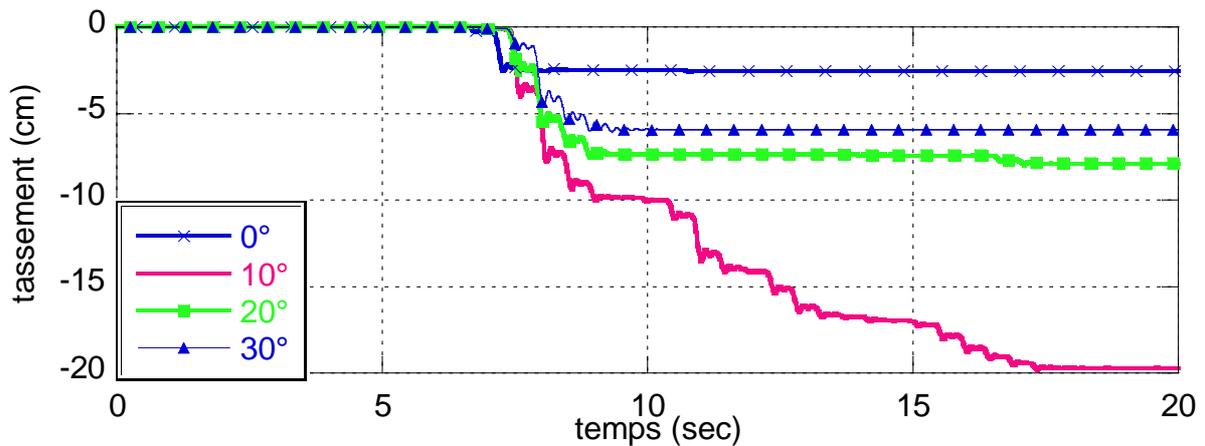


Figure D-4a. Tassement des groupes (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

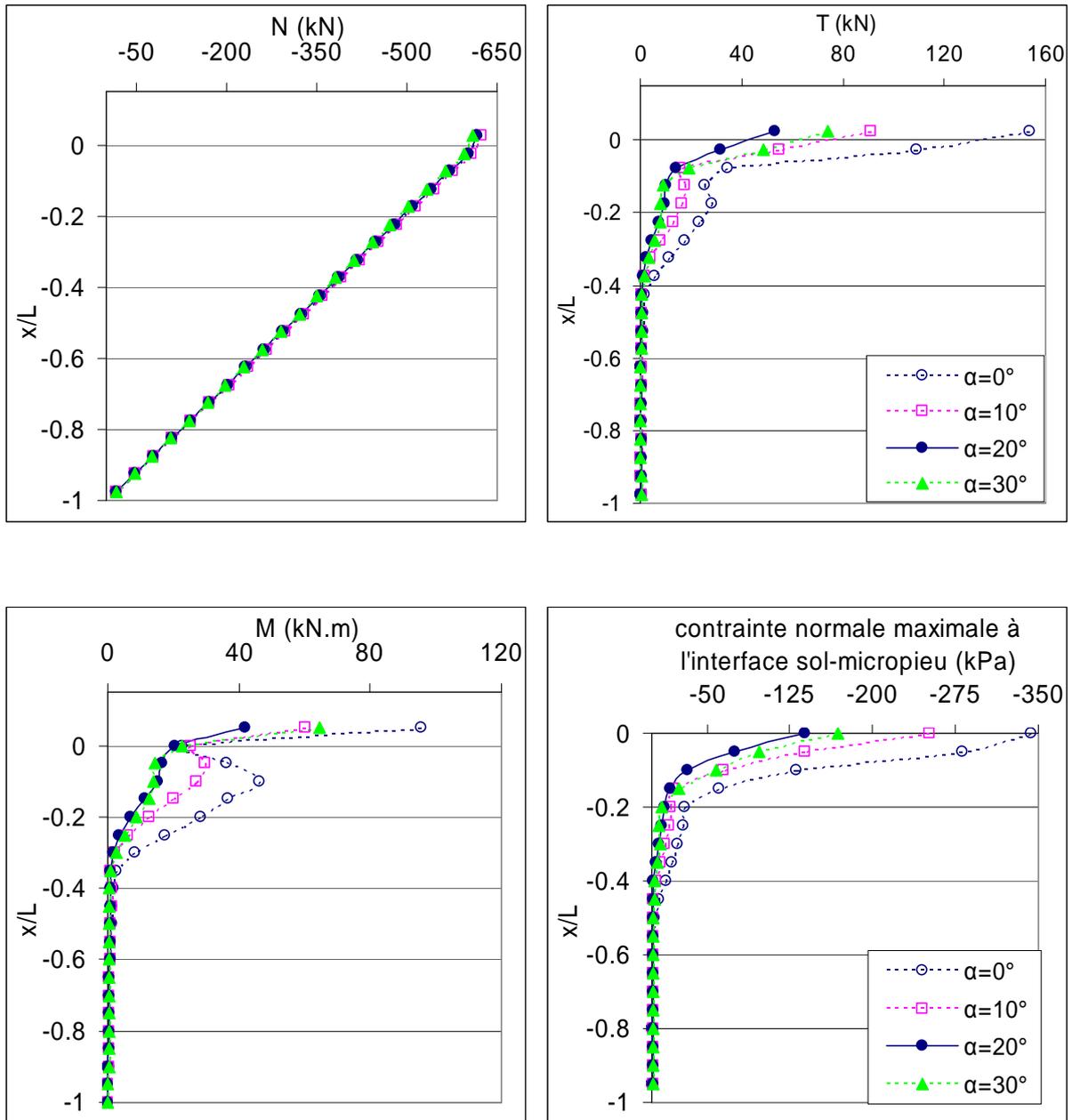


Figure D-4b. Influence de l'inclinaison de micropieux (interface cohésive  $C_s = 100$  kPa).

## Annexe E

### Réponse sismique du système sol-micropieux-pont : système non-linéaire

a) **Groupe I** (micropieux verticaux) :

Réponses du groupe de 8x7 micropieux verticaux, encastrés, TITAN 103/78mm, utilisés comme une fondation d'une pile de pont, la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0s}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s.

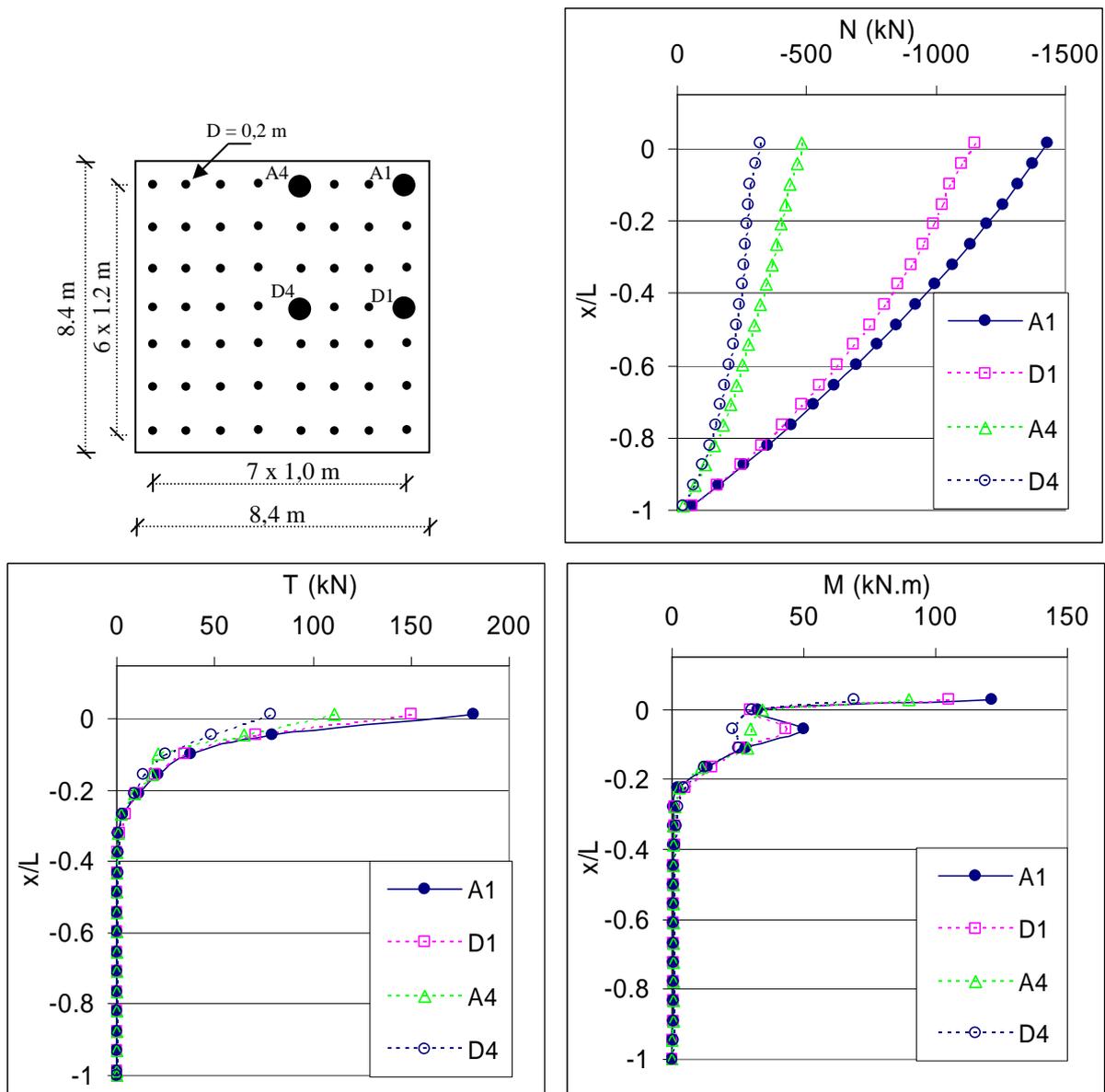


Figure D1. Enveloppes des efforts dans les micropieux  
(Groupe 8x7 micropieux verticaux TITAN 103/78mm)  
(Enregistrement de la Turquie).

Tableau D.1a. Efforts en têtes des micropieux (Enregistrement de la Turquie)

n° MP.	Efforts statiques dans les micropieux	Efforts maximaux dans les micropieux			Efforts dynamiques aux instants des sollicitations maximales			Efforts dynamiques normalisés aux instants des sollicitations maximales		
		N	T	M	N	T	M	N/T	T* tête %	M* tête %
1	-481	<b>1433</b>	182	122	<b>-952</b>	62	67	15.3	62.6	6.0
2	-413	1284	170	114	-871	48	56	18.1	48.5	5.0
3	-384	1224	169	113	-840	53	57	16.0	53.1	5.1
4	-361	1151	151	105	-790	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>20.0</b>	39.8	4.5
8	-418	1038	142	106	-621	65	67	9.6	65.4	6.0
9	-341	896	129	97	-554	50	55	11.1	50.2	4.9
10	-308	837	130	96	-528	53	55	9.9	53.6	4.9
11	-287	784	114	89	-496	43	50	11.6	43.1	4.5
15	-383	737	123	97	-351	77	71	4.6	77.6	6.4
16	-303	615	105	85	-306	58	58	5.2	58.7	5.2
17	-267	562	106	84	-287	60	57	4.8	60.6	5.1
18	-247	522	93	78	-266	51	52	5.2	51.1	4.7
22	-367	482	111	90	-105	88	76	1.2	88.5	6.8
23	-286	392	90	77	-86	70	63	1.2	70.0	5.6
24	-250	350	90	75	-73	70	61	1.0	70.9	5.5
25	-230	320	78	69	-61	61	57	1.0	61.5	5.1
29	-367	447	101	84	125	101	82	1.2	101.4	7.3
30	-286	340	86	70	107	83	70	1.3	83.6	6.3
31	-250	300	86	69	107	84	68	1.3	84.1	6.1
32	-230	<b>277</b>	<b>75</b>	<b>64</b>	108	73	64	1.5	73.2	5.7
36	-383	736	117	90	360	116	90	3.1	116.8	8.1
37	-303	621	103	80	291	101	80	2.9	101.7	7.2
38	-267	573	103	79	266	101	79	2.6	102.1	7.0
39	-247	538	90	73	250	88	73	2.8	89.1	6.5
43	-418	1040	142	104	644	141	104	4.6	142.0	9.3
44	-341	925	133	97	548	131	97	4.2	131.6	8.6
45	-308	878	132	94	512	130	94	4.0	130.4	8.4
46	-287	834	116	87	481	113	87	4.3	113.7	7.8
50	-481	1415	<b>192</b>	<b>126</b>	<b>982</b>	<b>192</b>	<b>126</b>	5.1	<b>193.2</b>	<b>11.3</b>
51	-413	1300	183	120	881	181	120	4.9	182.3	10.7
52	-384	1251	179	116	849	177	116	4.8	177.8	10.4
53	-361	1194	160	107	800	155	107	5.1	156.5	9.6
Max	-230	277	192	126	982	192	126	20.0	193.2	11.3
Min	-481	1433	75	64	-952	40	50	1.0	39.8	4.5

❖ *Les forces inertielles à la base de pile sont  $T=5062$  kN et  $M=52943$  kN.m. Les Forces inertielles en têtes des micropieux sont  $T=5561$  kN et  $M=62548$  kN.m (utilisées pour la normalisation).*

Tableau D.1b. Efforts tranchant en tête de chaque micropieu comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	0.32	0.34	0.40	0.46	0.53	0.60	0.74	192 kN
B	0.25	0.26	0.30	0.36	0.43	0.53	0.68	0.94
C	0.27	0.28	0.31	0.37	0.44	0.53	0.68	0.92
D	0.21	0.22	0.26	0.32	0.38	0.46	0.59	0.81

Tableau D.1c. Moment fléchissant en tête de chaque micropieu comme pourcentages du moment fléchissant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	0.53	0.53	0.56	0.60	0.65	0.71	0.82	126 kN.m
B	0.44	0.44	0.46	0.50	0.55	0.64	0.76	0.95
C	0.45	0.44	0.45	0.49	0.54	0.62	0.74	0.92
D	0.39	0.39	0.41	0.45	0.50	0.58	0.69	0.85

**b) Groupe II (micropieux verticaux et inclinés) :**

Réponses du groupe de 8x7 micropieux, encastrés, 30 verticaux (intérieurs) et 26 inclinés (extérieurs), TITAN 103/78mm, utilisés comme une fondation d'une pile de pont, la rigidité de sol est croissante avec la profondeur  $E_{0S}=21$  MPa,  $f_1=1,09$  Hz, l'amplitude du chargement est de 40 cm/s.

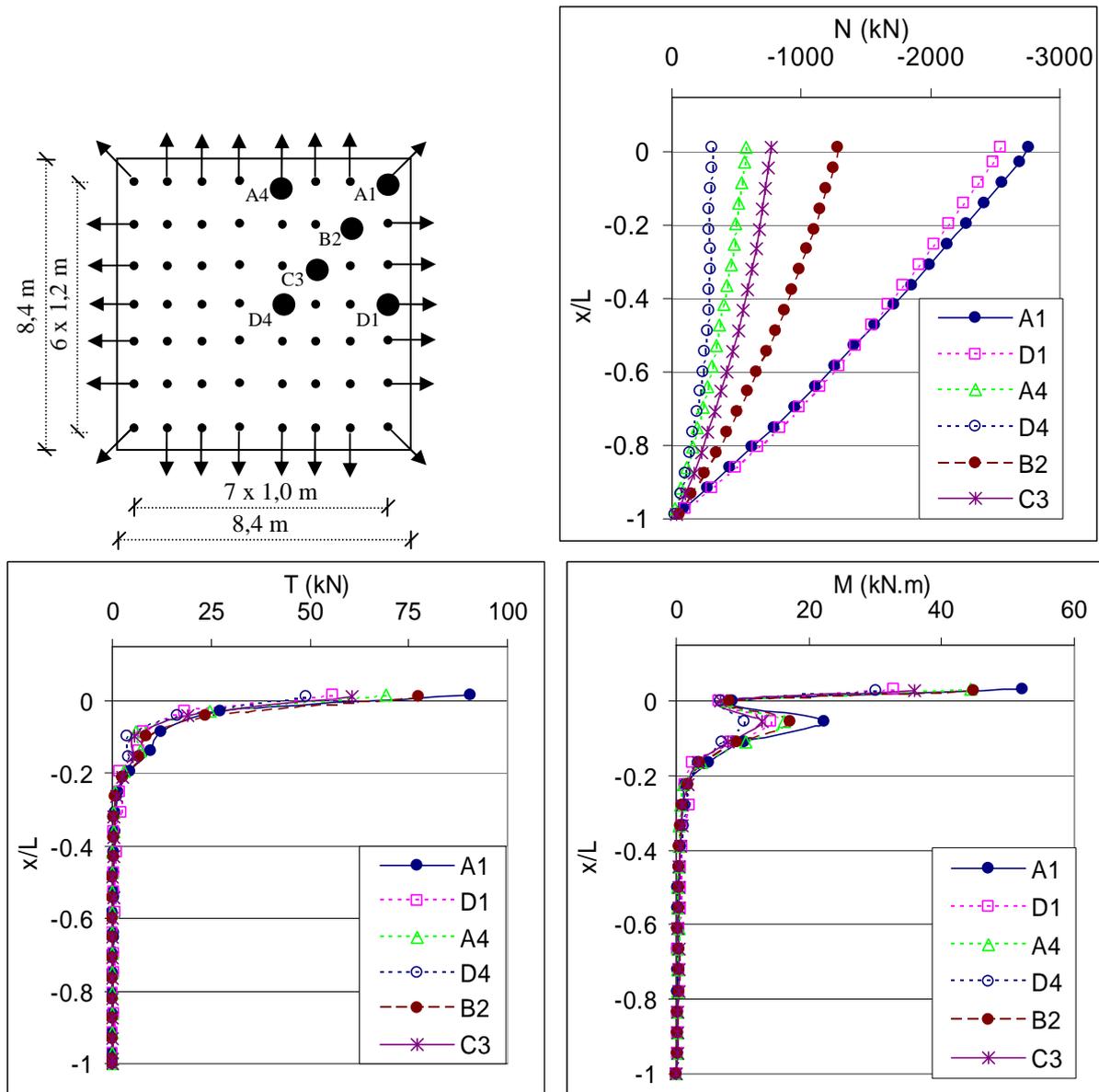


Figure D2. Enveloppes des efforts dans les micropieux  
(Groupe 8x7 micropieux verticaux et inclinés TITAN 103/78mm)  
(Enregistrement de la Turquie).

Tableau D.2a. Efforts en têtes des micropieux (Enregistrement de la Turquie).

n° MP.	Efforts statiques dans les micropieux	Efforts maximaux dans les micropieux			Efforts dynamiques aux instants des sollicitations maximales			Efforts dynamiques normalisés aux instants des sollicitations maximales		
		N	T	M	Nt	Tt	Mt	N/T	T* tête %	M* tête %
1/i	<b>-516</b>	<b>2765</b>	90	52	-2249	90	52	24.89	41.2	2.1
2/i	-453	2763	67	39	<b>-2305</b>	67	39	34.33	30.6	1.6
3/i	-428	2628	60	35	-2195	60	35	36.54	27.4	1.4
4/i	-413	2547	56	33	-2130	56	33	38.27	25.4	1.3
8/i	-441	1474	<b>91</b>	<b>54</b>	-1003	<b>91</b>	<b>54</b>	10.99	<b>41.6</b>	<b>2.2</b>
9/v	-332	1283	78	45	-920	78	45	11.85	35.4	1.8
10/v	-298	1201	70	40	-872	70	40	12.49	31.8	1.6
11/v	-279	1144	64	38	-835	64	38	13.09	29.1	1.5
15/i	-413	991	78	49	-559	78	49	7.14	35.7	2.0
16/v	-296	827	66	40	-514	66	40	7.73	30.3	1.6
17/v	-259	762	61	36	-486	60	36	8.04	27.6	1.4
18/v	-239	719	56	34	-464	55	33	8.36	25.3	1.4
22/i	-401	570	69	44	-157	69	44	2.26	31.5	1.8
23/v	-280	412	58	35	-123	58	35	2.15	26.2	1.4
24/v	-242	345	53	32	-96	53	32	1.81	24.1	1.3
25/v	<b>-222</b>	<b>314</b>	49	30	-82	49	30	<b>1.68</b>	22.2	1.2
29/i	-401	587	63	41	230	62	41	3.73	28.1	1.7
30/v	-280	416	53	33	233	50	32	4.63	22.9	1.3
31/v	-242	354	50	31	244	47	29	5.19	21.4	1.2
32/v	-222	322	<b>46</b>	<b>30</b>	243	43	27	5.59	19.8	1.1
36/i	-413	1048	73	45	621	55	38	11.29	25.1	1.5
37/v	-296	843	63	38	533	44	29	12.11	20.1	1.2
38/v	-259	759	58	35	496	42	27	11.70	19.3	1.1
39/v	-239	710	53	33	469	39	25	11.93	17.9	1.0
43/i	-441	1576	87	51	1044	49	36	21.37	22.3	1.4
44/v	-332	1364	75	43	903	39	27	23.18	17.7	1.1
45/v	-298	1274	67	40	846	39	25	21.56	17.9	1.0
46/v	-279	1213	61	37	807	36	24	22.30	16.5	1.0
50/i	-516	2731	89	49	<b>2173</b>	48	34	45.61	21.7	1.4
51/i	-453	2711	69	40	2122	33	22	<b>64.42</b>	15.0	0.9
52/i	-428	2585	61	36	2013	34	21	59.11	15.5	0.9
53/i	-413	2502	57	34	1918	<b>31</b>	<b>20</b>	62.63	<b>14.0</b>	<b>0.8</b>
Max	-222	2765	91	54	2173	91	54	64.42	41.6	2.2
Min	-516	314	46	30	-2305	31	20	1.68	14.0	0.8

❖ Les forces inertielles à la base de pile sont  $T=11269$  kN et  $M=115359$  kN.m. Les Forces inertielles en têtes des micropieux sont  $T=12285$  kN et  $M=138796$  kN.m (utilisées pour la normalisation).

Tableau D.2b. Efforts tranchant en tête de chaque micropieu comme pourcentages de l'effort tranchant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

T	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	0.99	<b>91 kN</b>	0.86	0.76	0.68	0.60	0.54	0.52
B	0.74	0.85	0.73	0.63	0.55	0.48	0.43	0.36
C	0.66	0.76	0.66	0.58	0.51	0.47	0.43	0.37
D	0.61	0.70	0.61	0.53	0.48	0.43	0.40	0.34

Tableau D.2c. Moment fléchissant en tête de chaque micropieu comme pourcentages du moment fléchissant en tête du micropieu du coin aux instants des sollicitations maximales.

M	1	2	3	4	4'	3'	2'	1'
A	0.95	<b>54 kN.m</b>	0.90	0.82	0.76	0.70	0.66	0.62
B	0.72	0.83	0.73	0.65	0.59	0.53	0.49	0.40
C	0.64	0.75	0.66	0.59	0.54	0.49	0.47	0.40
D	0.61	0.70	0.62	0.55	0.50	0.46	0.44	0.37