

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI-MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculte des sciences de l'ingenieur

Annee 2007

Departement de Genie Civil

THESE

Presentée en vue de l'obtention du diplome de DOCTORAT D'ETAT

CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN PIEU SOU MIS A DES CHARGES DYNAMIQUES

Option

Geotechnique

Par

SALAH MESSAST

ENCADREUR : AHMED BOUMEKIK Professeur Universite de Constantine

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : B. REDJEL Professeur Universite de Annaba

EXAMINATEURS : F. HABITA Professeur Universite de Annaba

M. HAMAMI Professeur Universite de Skikda

K. ABECHÉ M.C Universite de Bantna

Remerciements

Ce travail a été réalisé sous la direction du Professeur A. Boumekik, qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance pour ces encouragements incessants et son soutien moral durant les périodes les plus difficiles de la réalisation de ce travail.

Je remercie le Professeur B. Redjel d'avoir accepté de présider le jury de soutenance de cette thèse.

Mes vifs remerciements sont adressés à Messieurs F. Habita, M. Hamami et K. Abbeche qui ont bien voulu examiner ce travail.

Je remercie également Messieurs E. Flavigny et M. Boulon respectivement Professeur et Professeur Emérite à l'Université Joseph Fourier pour les critiques apportées à ce travail et les moyens mis à ma disposition lors de mes stages au sein de leur laboratoire (3S).

Résumé

Beaucoup d'ouvrages sont fondés sur des pieux tels que les ponts, les structures offshore, les centrales nucléaires, les grandes tours etc. L'étude de la réponse dynamique des pieux constitue un élément important dans la sécurité et la durabilité de ces ouvrages. Dans cette thèse une méthode combinée Elément Finis – Eléments Frontières est présentée pour l'étude de la réponse des pieux sous différents schémas de chargement statique ou harmonique. Le pieu est placé dans un sol viscoélastique linéaire. La méthode utilisée se base sur la technique de décomposition du système sol-pieu, qui permet de séparer les effets du sol et du pieu sur la réponse du système, en imposant à la fin la condition de compatibilité des déplacements. Le pieu est discrétisé en éléments poutres, sa matrice de rigidité s'obtient par la superposition de la matrice caractérisant la rigidité d'un pieu fictif et celle représentant la contribution du sol dans la réponse du système. Cette dernière et la matrice de flexibilité du sol adjacent s'obtiennent en utilisant la technique des éléments frontières, combinée avec la méthode des couches minces.

La comparaison des résultats obtenus par la présente méthode et ceux cités dans différentes références bibliographiques, confirme la fiabilité de cette méthode et sa bonne adaptation à la détermination de la réponse des pieux sous charges statiques et dynamiques.

Pour étudier l'influence des différents paramètres sur la réponse dynamique des pieux, une étude paramétrique a été menée sur la réponse d'un pieu flottant libre à sa tête, placé dans un sol viscoélastique, soumis à une charge harmonique verticale.

Mots clés : Pieu, Sol, Vibration harmonique, BEM, FEM, Déplacement.

Abstract

Many structures are founded on pile foundation as bridges, offshore structures, nuclear plants, high buildings etc. The study of the dynamic response of the piles constitutes an important element in the security and the durability of these structures. In this thesis a combined method Finite Elements Method – Boundary Elements Method is presented for the study of the pile's response under static or harmonic loading. The pile is embedded in a viscoelastic soil. This method is based on the technique of the decomposition of the soil-pile system, which permits to separate the effects of soil and the pile on the response of the total system, while imposing the condition of compatibility of the displacements at the end. The pile is discretized in elements of beams, its matrix of rigidity can be given by the superposition of the matrix characterizing the rigidity of the fictional pile and the one which representing the contribution of soil in the response of the system. This last and the matrix of flexibility of the adjacent soil can be given by using the technique of the Boundary Elements, combined with the thin layers method.

The comparison of the results gotten by the present method and those mentioned in different bibliographic references, confirm the reliability of this method and its good adaptation to the determination of the response of the piles under static and dynamic loads.

To study the influence of the different parameters on the dynamic response of the pile, a parametric survey has been led on the response of a free floating pile in its head, placed in a viscoelastic soil, the pile is submitted to a vertical harmonic load.

Key words: Pile, Soil, Harmonic vibration, BEM, FEM, Displacement.

Tables

N°	Désignation	page
1.1	Facteur rhéologique α pour divers types de sols (d'après Fascicule 62 , 1992)	17
1.2	Valeurs recommandées pour n_h et β pour les sables sous chargements statiques et cycliques	26
1.3	valeurs recommandées pour ξ , β , β' dans la cas des argiles	27
4.1	Comparaison de l'impédance verticale normalisée par sa correspondante	85
4.2	Comparaison des compliances horizontales normalisées	86
4.3	Comparaison des compliances normalisées de couplage	86
4.4	Comparaison des compliances normalisées de basculement	87

Figures

N°	Désignation	Page
1.1	Définition d'un pieu	6
1.2	Courbe typique de transfert de charge d'après Coyle et Reese	15
1.3	Discretisation du pieu dans le sens vertical d'après Coyle et Reese	15
1.4	Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes	18
1.5	Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes	19
1.6	Forme caractéristique de la courbe p-y d'après Det Norske Veritas (1977)	23
1.7	Schématisation d'une fondation de Winkler	32
2.1	Modèle de Voigt	42
3.1	Système sol-pieu	47
3.2	Décomposition du système sol-pieu	49
3.3	discrétisation du sol et du pieu dans la direction verticale	50
3.4	Discretisation horizontale de la poutre de sol	63
3.5	Degrés de liberté d'une section du pieu	66
3.6	Élément fini poutre	71
4.1	Système sol-pieu	79
4.2	Déplacement vertical le long du pieu	83
4.3	Déplacement latéral dû à une charge horizontale	84
4.4	Déplacement latéral dû à un moment de basculement	84
4.5	Influence de la rigidité relative – Partie réelle du déplacement horizontal	88
4.6	Influence de la rigidité relative – Partie imaginaire du déplacement horizontal	89
4.7	Influence de la rigidité relative – Partie réelle du déplacement vertical	89
4.8	Influence de la rigidité relative – Partie imaginaire du déplacement vertical	90
4.9	Influence du coefficient d'amortissement– Partie réelle du déplacement horizontal	91
4.10	Influence du coefficient d'amortissement– Partie imaginaire du déplacement horizontal	91
4.11	Influence du coefficient d'amortissement– Partie réelle du déplacement vertical	92
4.12	Influence du coefficient d'amortissement– Partie imaginaire du déplacement vertical	92
4.13	Influence de la masse relative – Partie réelle du déplacement	93

	horizontal	
4.14	Influence de la masse relative – Partie imaginaire du déplacement horizontal	94
4.15	Influence de la masse relative – Partie réelle du déplacement vertical	94
4.16	Influence de la masse relative – Partie imaginaire du déplacement vertical	95
4.17	Influence du coefficient de Poisson– Partie réelle du déplacement horizontal	96
4.18	Influence du coefficient de Poisson– Partie imaginaire du déplacement horizontal	96
4.19	Influence du coefficient de Poisson– Partie réelle du déplacement vertical	97
4.20	Influence du coefficient de Poisson– Partie imaginaire du déplacement vertical	97
4.21	Influence de l'élanement – Partie réelle du déplacement horizontal	98
4.22	Influence de l'élanement – Partie imaginaire du déplacement horizontal	98
4.23	Influence de l'élanement – Partie réelle du déplacement vertical	99
4.24	Influence de l'élanement – Partie imaginaire du déplacement vertical	99

Notations

Symbole	Désignation
ρ	Masse volumique
E	Module d'élasticité longitudinal
G	Module de cisaillement
ε	déformation
u	déplacement
σ	contrainte
ν	Coefficient de Poisson
λ	Constante de lamé
B	Diamètre du pieu
L	Longueur du pieu
D	Profondeur du substratum
ω	Fréquence d'excitation
a	Fréquence adimensionnelle
C_s	Vitesse de propagation d'onde de cisaillement
U_x	Déplacement horizontal
U_y	Déplacement vertical
Re	Partie réelle
Im	Partie imaginaire
t	Temps
r	Rayon d'un disque
P	Vecteur charge
U	Vecteur déplacement
K	Matrice de rigidité totale du pieu
F	Matrice de flexibilité
f_{ij}	Fonction de Green
β	Coefficient d'amortissement matériel
η	Coefficient d'amortissement radiatif
M	Matrice de masse
L_r	Rapport d'élancement du pieu
h_r	Profondeur relative du substratum
e_r	Rigidité relative
m_r	Masse relative
n_s	Rapport de discrétisation verticale
n_d	Rapport de discrétisation horizontale
Q_{pl}	Charge limite de pointe
q_{pl}	Résistance unitaire du sol sous la pointe
A_p	Section droite de la pointe
Q_{sl}	Charge limite par frottement
q_{sli}	Résistance unitaire du sol due au frottement latéral

Q_c	Charge de fluage
q'_p	Contrainte verticale effective due au poids des terres au niveau de la pointe du pieu
N_q	Facteur de portance
c	La cohésion
\emptyset ou φ	Angle de frottement interne
\bar{q}'_v	Contrainte effective verticale moyenne
\bar{C}_u	Cohésion non drainée moyenne
q'_c	Pression de surconsolidation
s	Tassement d'un pieu
k_s	module de réaction du sol
y	Déplacement latéral
I	Moment d'inertie de la section du pieu
τ_z	Transfert de charge à la profondeur z
E_M	Module pressiométrique

Tables des matières

Résumé (Arab)	I
Résumé	II
Abstract.....	III
Remerciement	IV
Tables	V
Figures	VI
Notations	VIII
Tables des matières	X
Introduction Générale	1
Chapitre 1. Eléments bibliographiques	5
1.1 Introduction	5
1.2 Dimensionnement des pieux selon le D.T.R. BC 2.33.2	7
1.3 Méthodes basées sur les courbes de transfert de charge (modèle de Coyle et Reese)	14
1.4 Modèle de Davis-Poulos « Midlin »	16
1.5 Courbe de réaction P-Y	16
1.6 Approches basées sur le principe de Winkler	30
1.7 Approches basées sur la méthode des éléments finis	32
1.8 Approches basées sur les fonctions de Green	33
1.9 Approche proposée dans cette thèse	35
Chapitre 2. Comportement dynamique des sols	37
2.1 Introduction.....	37
2.2 Charges dynamiques	37
2.3 Actions dynamiques dans le sol.....	38
2.4 Equation d'onde	39
2.5 Ondes harmoniques	40
2.6 Comportement des sols sous chargement dynamique	41
2.6.1 Amortissement interne ou matériel	42
2.6.2 Principe de correspondance	44
2.6.3 Amortissement radiatif	44
2.6.4 Module de cisaillement	44
Chapitre 3. Calcul des déplacements du pieu	47
3.1 Modèle de calcul	47
3.1.1 Hypothèses de la méthode	48
3.1.2 Décomposition du système sol-pieu	48
3.1.3 Discrétisation du système sol-pieu	50
3.2 Calcul de la matrice de rigidité de al poutre de sol	51
3.2.1 Détermination des fonctions de Green dans un sol multicouches Axisymétrique	51
3.2.1.1 Procédure générale de calcul	52

3.2.1.2 Vibrations non axisymétriques dans un sol axisymétrique	53
3.2.1.2.1 Formulation du problème dans le domaine fréquentiel en coordonnées cylindriques	54
3.2.1.2.2 Décomposition en série de Fourier dans la direction tangentielle ...	56
3.2.1.2.3 Décomposition en fonctions cylindriques dans la direction radiale	59
3.2.1.2.4 Equation du mouvement dans le domaine des nombres d'ondes ...	60
3.2.2 Représentation intégrale du champ de déplacements	62
3.2.3 Discrétisation des sections	63
3.2.4 Représentation discrète des déplacements	63
3.2.5 Calcul de la matrice de flexibilité du sol discrétisé	65
3.2.6 Conditions de rigidité et d'équilibre des sections	66
3.2.7 Matrice de rigidité de la poutre de sol	70
3.3 Matrice de rigidité et de masse du pieu fictif	70
3.3.1 Matrice de rigidité	71
3.3.2 Matrice masse	72
3.3.3 Matrice de rigidité et de masse dans le repère globale	72
3.4 Equation du mouvement du pieu	73
3.5 Modèle équivalent	75
3.5 Programme et procédure de calcul	75
 Chapitre 4. Résultats et analyse paramétrique	 78
4.1 Définition des paramètres de l'analyse	79
4.2 Paramètres de convergence	80
4.3 Validation des résultats	81
4.3.1 Cas statique	82
4.3.2 Cas dynamique	85
4.3.2.1 Mode vertical	85
4.3.2.2 Modes couplés de translation horizontale et de basculement	86
4.4 Applications	87
4.4.1 Influence de la rigidité relative	88
4.4.2 Influence de l'amortissement	90
4.4.3 Influence de la masse relative	93
4.4.4 Influence du coefficient de Poisson	95
4.4.5 Influence de l'élancement du pieu	98
 Conclusion	 102
 Références	 106
 Annexe	 114

Introduction

Le métier de l'ingénieur consiste à développer des techniques innovantes permettant de repousser sans cesse la limite du constructible. Celui-ci cherche à bâtir plus haut (gratte-ciels) et plus important (centrales nucléaires), à franchir des coupures plus larges (ponts de grandes portées, tunnel sous la Manche) ou dans des conditions toujours plus difficiles : dans des sols réputés de mauvaise qualité, sur des terrains gagnés sur la mer, dans des environnements hostiles (grands barrages de montagne).

La bonne conception et le bon dimensionnement des fondations constituent un élément très important dans la sécurité et la durabilité des ouvrages. Il existe deux grands types de fondations superficielles et profondes selon l'importance de l'ouvrage et la portance du sol. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, soit que sa résistance soit trop faible, soit que les tassements prévus soient préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que les ponts, les centrales nucléaires, les structures offshore, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines...etc.

On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank 1999), soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,...), soit suivant le mode d'introduction dans le sol (pieux battus, pieux forés).

Jusqu'à un passé relativement récent, la conception des pieux soumis à des charges dynamiques se faisait par les méthodes de calcul statique moyennant des coefficients de majoration dynamiques. Au cours des dernières décennies, les exigences des structures modernes en terme de sécurité et d'économie d'une part et le

développement des moyens de calcul numérique d'autre part ont donné de fortes impulsions à l'analyse rationnelle des vibrations des pieux.

Une conception destinée à fonctionner en conditions dynamiques doit satisfaire les phases suivantes :

- Définition de la rupture ; c'est mettre en évidence les critères de rupture. En générale ils sont décrits en termes de limitation des valeurs de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.
- Evaluation des charges dynamiques sollicitant le pieu qui peuvent être générées soit par des sources naturelles telles que les séismes, le vent et les rez de marée, ou des sources artificielles telles que les vibrations des machines, le trafic, les explosions ...
- Etablissement des relations entre les charges appliquées et les déformations résultantes.
- Détermination du facteur de sécurité à appliquer aux résultats obtenus, qui dépend des caractéristiques de l'ouvrage et des approximations faites lors du calcul.

La troisième phase ci-dessus constitue l'étape clé dans le calcul dynamique des pieux et présente actuellement un sujet d'intérêt pour plusieurs chercheurs.

L'analyse du comportement dynamique d'un pieu revient fondamentalement à résoudre les équations de propagation d'ondes dans un milieu hétérogène sol-pieu. La prise en considération de la flexibilité du pieu rend le problème si complexe que les solutions analytiques ne sont pas faciles à formuler. De ce fait le recours aux méthodes de résolution numériques est inévitable. Nous citons particulièrement la Méthode des Eléments Finis et la Méthode des Eléments Frontières qui se généralisent de plus en plus pour tous les types de problèmes en vertu des avantages qu'elles présentent.

La méthode des éléments finis a été le premier outil numérique utilisé dans les problèmes d'interaction dynamique sol-pieu. Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités. A

cause de la nature infinie du sol, l'application de la méthode dans le domaine d'interaction dynamique sol-structure nécessite l'utilisation de frontières appropriées. Ces dernières sont conçues de manière à éliminer les réflexions d'ondes vers l'intérieur du modèle discrétisé. Ce problème a été le sujet d'intérêt de plusieurs chercheurs depuis les années 1970. Nous citons, Lysmer et kuhlmeier, Wass, Smith et d'autres.

La méthode des éléments frontières est mieux adaptée pour les problèmes d'interaction dynamique sol-structure du fait qu'elle est basée sur des solutions analytiques automatiquement satisfaisant les conditions de radiation à l'infini. Ainsi la discrétisation se limite à une partie de la frontière du milieu infini et le nombre d'éléments à utiliser se trouve fortement réduit, ce qui permet un gain de mémoire et de temps de calcul. Cependant, cette méthode présente certains inconvénients qui se résument en : son adaptation difficile aux problèmes non-linéaires, de fortes hétérogénéités matérielles et de géométries complexes.

Une approche alternative a été développée et consiste en la combinaison des deux méthodes (éléments finis, éléments frontières) afin de pouvoir tirer profit de leurs avantages et éliminer leurs inconvénients individuels. Cette technique a été intensivement utilisée par plusieurs chercheurs, pour l'étude des problèmes complexes d'interaction dynamique sol-structure. Dans cette approche la structure (fondation ou pieu) est en général modélisée par éléments finis et le sol par éléments frontières.

Dans ce travail une méthode combinée éléments finis éléments frontières est présentée pour l'établissement des relations charges – déplacements pour un pieu flexible placé dans un sol multicouche soumis à trois modes de chargement harmoniques : translation horizontale et verticale et un moment de basculement et ce pour différentes fréquences d'excitation. Cette méthode est basée sur les solutions fondamentales (fonctions de Green) obtenues à partir de la méthode des couches minces par Kausel et al.

Dans ce travail on va traiter les points suivants :

- Présentation du concept général de cette approche

- Validation de la méthode présentée
- Etude paramétrique de la réponse statique et dynamique d'un pieu placé dans un sol homogène.

Le manuscrit de cette thèse est organisé comme suit :

Un premier chapitre consacré à une recherche bibliographique concernant les méthodes utilisées dans le calcul de la réponse des pieux.

Un deuxième chapitre sur les notions et les définitions générales de la propagation d'onde et le comportement dynamique des sols.

Un troisième chapitre qui présente le modèle de calcul et les équations de mouvement du système.

Un quatrième chapitre destiné aux résultats et applications.

Enfin on termine par une conclusion générale et quelques perspectives.

Chapitre 1

Eléments bibliographiques

1.1 Introduction

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshore ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles.

Le développement de solutions efficaces pour l'analyse de la réponse statique et dynamique des pieux, est très important pour la sécurité et la stabilité des grandes structures et surtout en situations accidentelles (séisme, explosion, choc,)

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Un pieu est composé de trois parties essentielles ; la tête, la pointe et le fût compris entre la tête et la pointe. D'après le D.T.R. BC 2.33.2 (Méthodes de calcul des fondations profondes, 1994), une fondation est considérée comme profonde lorsque $L/B \geq 6$ et $L \geq 3m$ (figure 1.1), avec L : longueur du pieu et B : diamètre du pieu.

Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations statiques ou dynamiques dues à l'ouvrage supporté
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (frottement négatif, poussée horizontale des terres, séisme.....)

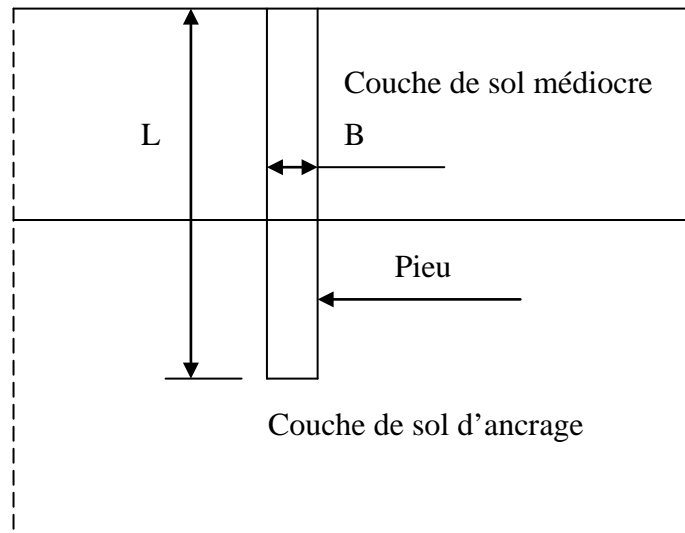


Figure 1.1 Définition d'un pieu

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où est placé le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale).

L'analyse des pieux soumis à des charges dynamiques était aussi longtemps limitée à la détermination de la fréquence propre de vibration du système sol-pieu et ce dans le but d'éviter la résonance qui peut avoir lieu sous l'effet des vibrations forcées

(Richart *et al* 1970 et Buzdugan 1972). Pour les vibrations horizontales, la pulsation propre est calculée après détermination de ce qui est appelé l'équivalent cantilever, ceci en supposant un encastrement total du pieu à une certaine profondeur à partir de la surface (longueur du cantilever). Pour les vibrations verticales la technique n'est appliquée qu'aux pieux portants, en les considérant comme des barres encastrees à leurs bases.

A la différence des fondations superficielles, la difficulté essentielle du calcul de la réponse dynamique des pieux réside en la nécessité de prise en compte de la flexibilité longitudinale. D'autant plus, il est important de considérer la non homogénéité mécanique du sol dans la direction verticale qui est due à l'augmentation des pressions de confinement avec la profondeur.

Plusieurs solutions ont été établies, en se basant sur des idéalizations et des hypothèses permettant de simplifier le comportement complexe du système sol-pieu.

Dû au fait que la pratique de fondation sous charges dynamiques est confrontée généralement à des fréquences modérées et que les pieux sont suffisamment élancés, l'hypothèse de base commune pour la majorité des méthodes existantes est la modélisation unidimensionnelle du pieu (Kuhlmeyer R. L, 1979 ; Rajapakse, 1988).

Les critères de rupture couramment utilisés imposent au pieu de faibles amplitudes (déformation $\varepsilon < 10^4$) (Richart F. E. *et al* 1970 ; Prakash S. *et al* 1989). De ce fait le comportement du système sol-pieu est généralement considéré linéaire (Pal, 1998).

1.2 Dimensionnement des pieux selon le D.T.R. BC 2.33.2

Le principe de calcul des pieux s'annonce comme suit : les sollicitations appliquées sur un pieu sont simultanément équilibrées :

- Pour les efforts transmis suivant l'axe de la fondation, par le frottement latéral dans les couches résistantes et l'effort de pointe s'exerçant sous la base de la fondation.
- Pour tous les autres efforts, par la réaction du sol dans les zones où le déplacement du pieu dans le sens des efforts est supérieur à celui du sol encaissant.

L'analyse du comportement d'une fondation profonde nécessite la connaissance de la nature et des caractéristiques du sol, des méthodes d'exécution envisagées pour la réalisation de la fondation et la nature du comportement de la structure à fonder.

1.2.1 Pieu isolé sous charges axiales

Le D.T.R. BC 2.33.2 définit trois types de charge pour le dimensionnement des pieux :

-La charge limite

C'est la charge qui correspond à la rupture du sol. Cette charge équilibrée au moment de la rupture par :

- la charge limite de pointe (Q_{pl})

$$Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_p \quad (1.1)$$

Où q_{pl} est la résistance unitaire du sol sous la pointe et A_p la section droite de la pointe.

- la charge limite par frottement (Q_{sl})

$$Q_{sl} = p \sum_{i=1}^n h_i q_{sli} \quad (1.2)$$

Où q_{sli} est la résistance unitaire du sol due au frottement latéral à la traversée de la couche (i).

P est le périmètre du pieu.

n est le nombre de couches traversées par le pieu.

La charge limite d'un pieu est la somme des deux composantes précédentes :

$$Q_1 = Q_{pl} + Q_{sl} \quad (1.3)$$

Conventionnellement, Q_1 pourrait être définie comme la charge correspondante à un enfoncement de la tête du pieu égal à $B/10$ lors d'un essai de chargement.

-Charge de fluage

Charge au-delà de laquelle, l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps sous charge constante. Q_c est liée approximativement aux charges limites de pointe et de frottement latéral, selon les relations suivantes en fonction du mode de mise en place du pieu dans le sol.

Pieu refoulant le sol :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{1,5} + \frac{Q_{sl}}{1,5} = \frac{Q_1}{1,5} \quad (1.4)$$

Pieu ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5} \quad (1.5)$$

Pieu travaillant à l'arrachement :

$$Q_{pl} = 0, \quad Q_c = \frac{Q_{sl}}{1,5} \quad (1.6)$$

- *Charge nominale*

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol.

1.2.1.1 Méthodes de calcul prévisionnelles de Q_t

Le règlement présente les méthodes qui font appel, soit à des essais de laboratoire, soit à des essais en place : pénétromètre statique, préssiomètre, SPT, Pénétromètre dynamique.

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement :

-Caractéristiques effectives : (c' et ϕ') pour les sols pulvérulents (sables, gravier), les argiles surconsolidées et les marnes.

- Caractéristiques apparentes : (c_u et $\phi_u=0$) pour les argiles et limons saturés.

Ces caractéristiques sont parfois difficilement mesurables en laboratoire et les valeurs des résistances latérales et de pointe d'un pieu varient dans de très fortes proportions avec ces caractéristiques. Dans ces conditions, les méthodes de calcul basées sur des essais de laboratoires ne seront utilisées que pour un prédimensionnement de l'ouvrage. Le dimensionnement définitif doit se faire à partir des méthodes de calcul basées sur les résultats des essais en place.

1.2.1.2 Résistance de pointe

Pieux ancrés dans des sols pulvérulents (sable, gravier)

$$q_{pl} = q'_p N_q \quad (1.7)$$

q'_p contrainte verticale effective due au poids des terres au niveau de la pointe du pieu.

N_q facteur de portance donnée en fonction de ϕ (D.T.R. BC 2.33.2).

Pieux ancrés dans l'argile

Argile, limons saturés ($\phi_u=0$)

$$q_{pl} = C_u N_c \quad (1.8)$$

Avec $N_c = 9$ pour $D \geq 4B$

C_u est la cohésion non drainée moyenne au niveau de la pointe du pieu.

Argile surconsolidée, marne ($C'=0, \phi'$)

$$q_{pl} = q'_p N_q \quad (1.9)$$

q_{pl} ne doit pas dépasser 10 à 15 MN/m² dans le cas des sables siliceux et 3 à 5 MN/m² dans le cas des calcaires non cimentés.

1.2.1.3 Résistance due au frottement latéral

Pieux ancrés dans les sols pulvérulents :

$$q_{sl} = \beta q'_v \quad (1.10)$$

q'_v contrainte verticale effective due au poids des terres au niveau de la pointe du pieu

β est un facteur donnée en fonction de ϕ (D.T.R. BC 2.33.2).

Pieux ancrés dans l'argile :

Méthode λ

$$q_{slmoy} = \lambda(\bar{q}'_v + 2\bar{C}'_u) \quad (1.11)$$

λ est donné en fonction de la longueur du pieu (D.T.R. BC 2.33.2).

\bar{q}'_v contrainte effective verticale moyenne.

\bar{C}'_u cohésion non drainée moyenne

Méthode α

$$q_{sl} = \alpha C_u \quad (1.12)$$

C_u est la cohésion non drainée

α est un coefficient d'adhésion pour les pieux forés ou battus de diamètres inférieur à 80cm (voir D.T.R. BC 2.33.2).

$\alpha=0,4$ pour les pieux forés de diamètre supérieur à 80cm.

Méthode β

$$q_{sl} = \beta q'_v \quad (1.13)$$

$$\beta = (1 - \sin \phi') \text{tg} \phi' (\sqrt{q'_c / q'_v})$$

ϕ' angle de frottement effectif sur argile remaniée

q'_c / q'_v rapport de surconsolidation

q'_c pression de surconsolidation

q'_v contrainte verticale effective

Charge limite d'un pieu ancré dans un massif rocheux

$$Q_l = Q_{pl} = A_p q_p \quad (1.14)$$

1.2.1.4 Essais en place :

Le D.T.R. BC 2.33.2 présente les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais in-situ suivants :

Pénétromètre statique

Préssiomètre

Essai SPT (Standard Pénétration Test)

Pénétromètre dynamique

Essai de battage

1.2.1.5 Tassement d'un pieu isolé

Le D.T.R. BC 2.33.2 donne les expressions suivantes pour l'estimation des tassements des pieux ayant une longueur entre 6 et 45m et un diamètre entre 0,3m et 1,5m et reçoivent une charge $Q \leq 0,7Q_c$:

Pieux forés : $s=0,006B$ (avec les valeurs extrêmes de 0,003B à 0,01B)

Pieux battus : $s=0,009B$ (avec les valeurs extrêmes de 0,008B à 0,012B)

1.2.2 Pieu isolé sous charges horizontales

La stabilité du pieu est assurée par la mobilisation des efforts de réaction latérale (p) du sol sur le fût du pieu. Si k_s est le module de réaction du sol et y le déplacement latéral, le D.T.R. BC 2.33.2 propose la relation suivante selon le modèle de Winkler :

$$k_s = p/y \quad (1.15)$$

$$EI d^4 y / dz^4 - p = 0 \quad (1.16)$$

$$EI d^4 y / dz^4 - k_s y = 0 \quad (1.17)$$

E , I module d'élasticité et moment d'inertie de la section du pieu de diamètre B et de longueur D.

1.3 Méthodes basées sur les courbes de transfert de charge (modèle de Coyle et Reese)

Cette méthode proposée par Coyle et Reese (1966), utilise les données de sol mesurées à partir des essais in situ sur pieux et sur des modèles réduits au laboratoire. Les données du sol sont représenté sous forme de courbes de transfert de charge (figure 1.2), reliant le rapport d'adhésion « transfert de charge par rapport à la force de cisaillement du sol » au déplacement du pieu en fonction de la profondeur. Ces courbes sont déterminées à partir d'essai sur site sur des pieux instrumentés par un réseau électronique, ou à partir des essais sur modèle réduit.

Par ailleurs Coyle et Reese définissent d'une manière analytique la relation entre le transfert de charge et le mouvement du pieu :

$$\tau_z = \tau_{z \max} \left(2 \sqrt{\frac{u}{S_0}} - \frac{u}{S_0} \right) \quad (1.18)$$

τ_z transfert de charge à la profondeur z

$\tau_{z \max}$ transfert de charge maximal qui peut se produire à la profondeur z

u déplacement du pieu à une profondeur z

$S_0 = 2.B.\sigma_m$

B est le diamètre du pieu

σ_m contrainte moyenne de rupture en pourcentage obtenue des courbes d'essai de contrainte non drainée fait sur des échantillons du sol près de la pointe du pieu.

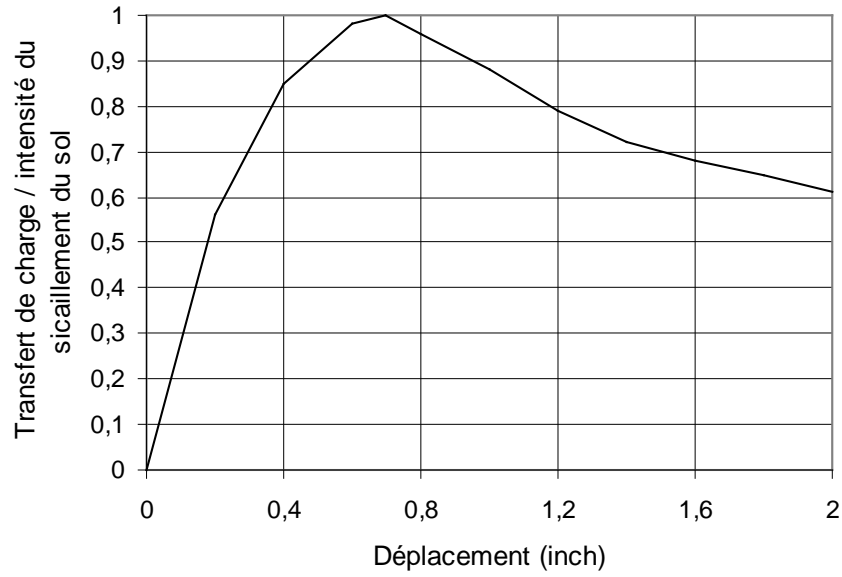


Figure 1.2 Courbe typique de transfert de charge d'après Coyle et Reese

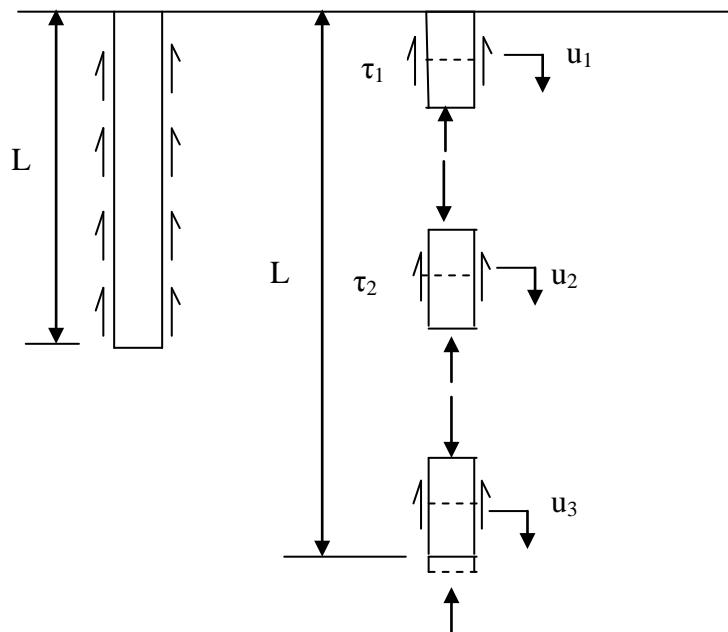


Figure 1.3 Discretisation du pieu dans le sens vertical d'après Coyle et Reese

Le pieu est discrétisé en n éléments (figure 1.3). On suppose un déplacement vertical de la pointe du pieu et la réaction en pointe sera estimée selon la théorie de Boussinesq. La valeur du déplacement en pointe est supposée égale au déplacement du dernier élément. A partir de la courbe de transfert de charge, le rapport d'adhésion sera déterminé en fonction du déplacement à la profondeur considérée. Ainsi le déplacement du dernier élément du pieu sera calculé, s'il y a convergence entre la valeur choisie et la valeur calculée, un autre élément sera considéré, si non le choix du déplacement sera refait et le procédé de calcul sera repris jusqu'à convergence.

1.4 Modèle de Davis-Poulos

Dans cette approche le pieu est simulé par un nombre d'éléments chargés uniformément. La condition de compatibilité des déplacements est imposée entre le pieu et le sol adjacent pour chaque élément du pieu. Les déplacements du pieu sont obtenus en considérant la compressibilité du pieu sous l'influence de la charge axiale, par contre les déplacements du sol adjacent sont obtenus en utilisant les équations de Mindlin donc en considérant l'effort à l'intérieur de la masse.

1.5 Courbe de réaction P-Y

Ces courbes ont été élaborées et développées par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. Certaines sont reconnues et adoptées dans des codes de dimensionnement des pieux (Fascicule 62, A.I.P., P.H.R.I.,)

1.5.1 Courbes P-Y standardisées

Fascicule 62 (1993)

Les articles du fascicule 62 concernant les courbes P-Y ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre. Ménard (1969) fait l'analogie

entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

On définit un module K_f égale à deux fois le module de réaction du sol :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B_0}{B}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \geq B_0 \quad (1.19)$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \leq B_0 \quad (1.20)$$

$B_0 = 0,6m$

α : coefficient rhéologique caractérisant le sol

E_M module pressiométrique

Tableau 1.1 Facteur rhéologique α pour divers types de sols (d'après Fascicule 62, 1992)

	argile	limon	Sable	Gravier
Surconsolidé ou très serré	1	2/3	1/2	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	2/3	1/2	1/3	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	1/2	1/2	1/3	-

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le

cas de pieux de sections carrées ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B .

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f .
- un palier P_f égal à $B \cdot p_f$ avec p_f est la pression de fluage.

Cette loi est illustrée par la figure 1.4 dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

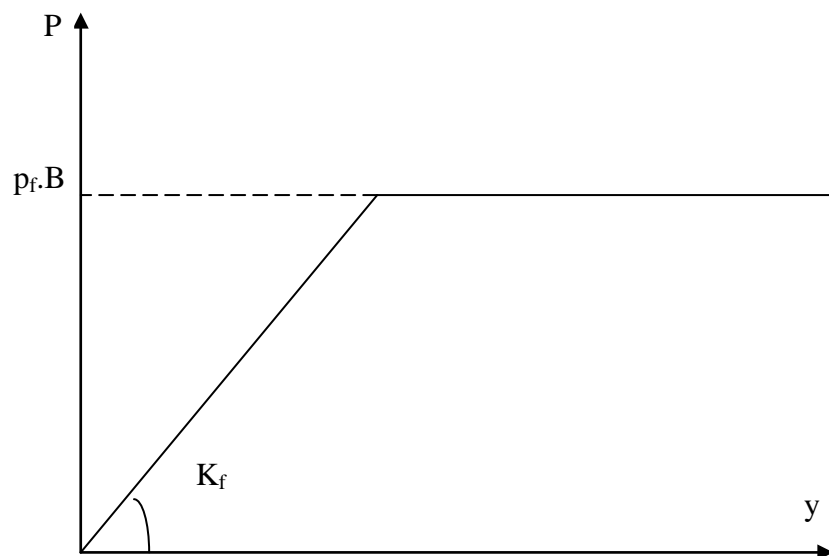


Figure 1.4 Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes

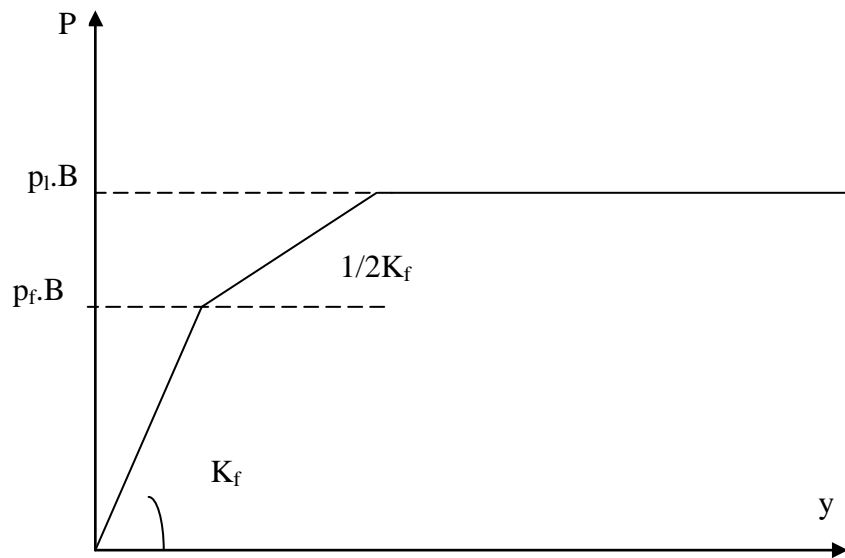


Figure 1.5 Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes

A.P.I. (American Petroleum Institute, 1993)

Ce code américain regroupe un ensemble de règles techniques de conception et de calcul de fondations. Il est reconnu pour le dimensionnement de plates-formes offshore.

Les courbes P-y dans les sables établis dans ce code sont déterminées à la base des essais en grandeur nature à Mustang Island, Texas (Cox et al., 1974 ; Reese et al., 1974). Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison et al (1984). A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi-empiriques établies ont permis de donner l'allure générale des courbes P-y. Celles-ci sont ensuite callées sur une banque de données d'essais sur sites.

La réaction latérale du sol pour le sable est non linéaire. En l'absence d'information plus restrictive, elle est approchée, à la profondeur z par l'expression suivante :

$$P = A.P_u \cdot \tanh\left(\frac{k.z.y}{A.P_u}\right) \quad (1.21)$$

Où :

A : facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique

$A = 0,9$ pour un chargement cyclique

$A = (0,3 - 0,8 \frac{z}{B}) \geq 0,9$ pour un chargement statique

P_u : réaction ultime du sol à la profondeur z [kN/m]

$P_u = (C_1.z + C_2.D)\gamma z$ proche de la surface

$P_u = C_3.D\gamma z$ en profondeur

Avec C_1 , C_2 , C_3 coefficients fonctions de l'angle de frottement interne ϕ' et D : la fiche du pieu dans le sol.

k : module initiale de réaction du sol. Il est fonction de l'angle de frottement interne et de la densité.

Pour les sols cohérents, l'interaction sol pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970). Celui-ci a réalisé des essais sur un pieu de 0,32m de diamètre foncé dans des argiles molles.

La seule modification apportée par l'A.P.I. porte sur l'expression de la réaction ultime du sol P_u .

$$P = 0,5P_u \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (1.22)$$

Où :

P_u : réaction ultime du sol à la profondeur z

$$y_c = 2,5\varepsilon_c B$$

Avec ε_c , est la moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.

P_u varie de $3c_u$ à $9c_u$ quand z varie de 0 à z_c déterminé de la manière suivante :

$$P_u = 3c_u + \gamma z + J \frac{c_u z}{B} \quad \text{pour } z < z_c \quad (1.23)$$

et $P_u = 9c_u$ pour $z \geq z_c$

où : c_u est la cohésion non drainée du sol

γ : poids volumique du sol

J : constante empirique comprise entre 0,25 et 0,5 déterminée à partir des essais sur site.

Exemple : $J = 0,5$ pour les argiles molles de Golfe du Mexique.

z_c : profondeur critique

$$z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_u} + J} \quad (1.24)$$

P.H.R.I (Port and Harbour Research Institute, 1980)

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral (Kubo, 1965), le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction :

$$P = k_s z y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (1.25)$$

$$P = k_c y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (1.26)$$

Où :

k_s : module de réaction latérale du sable

k_c : module de réaction latérale de l'argile

Cette relation a été ensuite confirmée par des travaux réalisés à la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement placé dans un sable (Terashi et al, 1989). Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées.

Det Norske Veritas (1977)

Cet organisme norvégien établit des recommandations pour la construction de structures offshore. Il se base sur l'interprétation d'essais in-situ.

La courbe de réaction P-y caractérisant la relation effort- déplacement d'un élément de pieu de diamètre B est illustrée par la figure 1.6.

La partie initiale, pour $p \leq p_d$ et $y \leq \beta B$ est une hyperbole d'expression :

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{y}{\alpha p_d} \quad (1.27)$$

Où :

p_d : résistance latérale de dimensionnement

α : p_{lim}/p_d = rapport de rupture, toujours supérieur à 1

p_{lim} : valeur asymptotique de l'hyperbole pour $y \rightarrow \infty$

k_1 : pente initiale de la courbe

β : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement

L'hyperbole est limitée à $y = \beta B$ et la résistance latérale de conception p_d dépend de la valeur affectée au coefficient α qui s'exprime par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{k_1 \beta B}} \quad (1.28)$$

Si $\beta B \leq p_d / k_1$ l'hyperbole peut être remplacée par une droite de pente k_1 .

Dans le cas contraire, des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle p'_d sera définie à la base des essais de laboratoire.

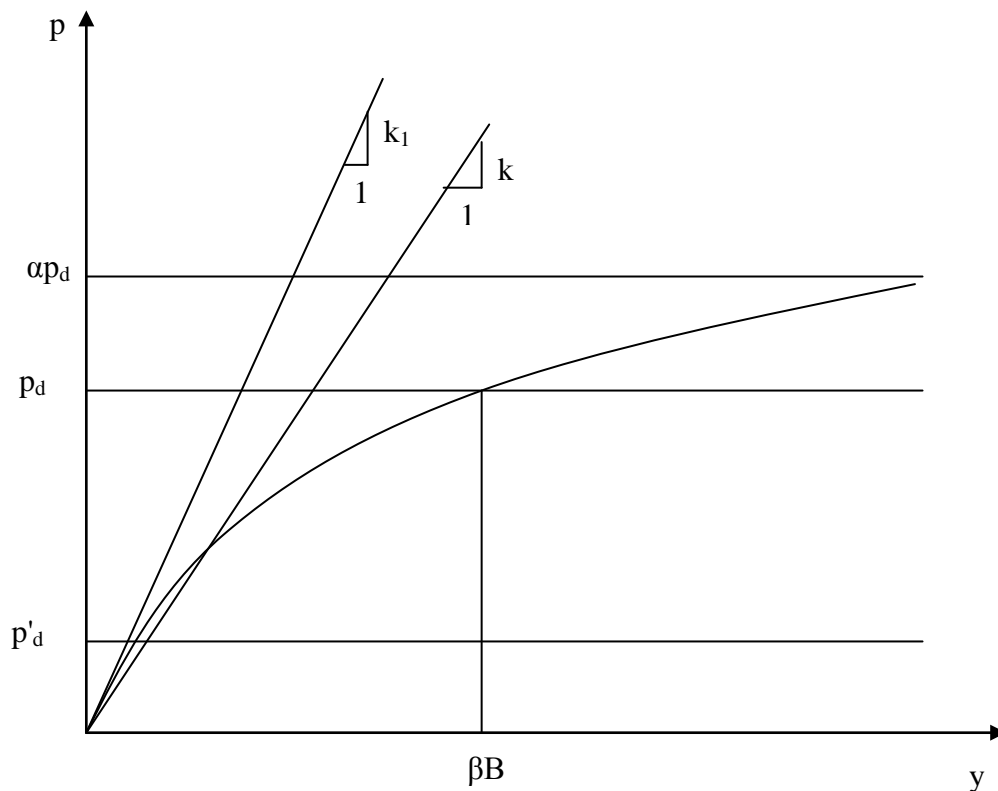


Figure 1.6 Forme caractéristique de la courbe p - y d'après Det Norske Veritas (1977)

Pour les sables, la résistance latérale du sol n'est pas dégradée. Det Norske Veritas fait l'hypothèse que, pour des grands déplacements ($y \geq \beta B$), la résistance latérale est constante et égale à la résistance latérale résiduelle : $p_d = p'_d$.

Cette résistance latérale dépend du type de chargement (statique ou cyclique).

Pour un chargement statique $p_d = p_{ds}$:

$$p_{ds} = 4K_p p'_0 \quad (1.29)$$

Où :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d}$$

p'_0 : pression effective (après excavation)

ϕ : angle de frottement réel

ϕ_d : angle de frottement de calcul défini par : $\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_{mf}$

γ_{mf} : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

Pour un chargement cyclique $p_d = p_{dc}$:

$$p_{dc} = 3K_p p'_0 \quad (1.30)$$

Cette dernière formule est valable pour des profondeurs supérieures à deux fois le diamètre du pieu.

Pour des profondeurs inférieures à deux fois le diamètre du pieu, on aura :

$$p_{dc} = 3 \frac{z}{2B} K_p p_0 \quad (1.40)$$

Il est à noter que ces expressions sous-estiment la résistance du pieu pour de grandes profondeurs. Mais du fait qu'elles se placent du côté de la sécurité et que la mobilisation des contraintes de cisaillement y est faible, elles peuvent être conservées à ces profondeurs.

L'interaction sable-pieu est représentée par la courbe p-y précédemment définie avec :

$$p_d = \dot{p}_d \quad (1.41)$$

$$k_1 = n_h \frac{z}{B} \quad (1.42)$$

Où :

n_h : coefficient de réaction du sol (Tableau 1.2)

z : profondeur sous niveau du sol (après excavation éventuelle)

pour les argiles, la résistance latérale de calcul d'un pieu peut être exprimée par la relation suivante :

$$p_d = N_p \frac{c_u}{\gamma_{mc}} \quad (1.43)$$

Où :

c_u : contrainte de cisaillement caractéristique non drainée représentative des conditions de chargement considérées.

γ_{mc} : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

N_p : constante semi-empirique augmentant linéairement de 1 en statique ou 0 en cyclique au niveau du sol jusqu'à la profondeur z avec $N_p = N_r B$

$N_r = 10$ pour les argiles normalement consolidées.

= 5 pour les argiles surconsolidées.

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe p - y précédemment définie avec une pente initiale de :

$$k_1 = \xi \frac{P_d}{B(\varepsilon_c)^{0,25}} \quad (1.50)$$

Où :

p_d : est p_{ds} pour un chargement statique ou p_{dc} pour un chargement cyclique.

ξ : coefficient empirique (tableau 1.3)

ε_c : déformation verticale correspondant au demi des contraintes principales d'un essai triaxial statique non drainé sur un échantillon de sol non remanié.

Tableau 1.2 Valeurs recommandées pour n_h et β pour les sables sous chargements statiques et cycliques

	Densité relative du sable		
	Lâche	Moyen	Dense
n_h	5,0	12,0	18,0
β	0,04	0,04	0,04

Tableau 1.3 valeurs recommandées pour ξ , β , β' dans la cas des argiles

Paramètres	Type de chargement	Argile normalement consolidée	Argile surconsolidée
ξ	Statique	10	30
β	Statique	$20\varepsilon_c$	$5\varepsilon_c$
β'	Statique	$80\varepsilon_c$	$8\varepsilon_c$
ξ	cyclique	10	30
β	cyclique	$7,5\varepsilon_c$	$2,5\varepsilon_c$
β'	cyclique	$20\varepsilon_c$	$5\varepsilon_c$

1.5.2 Autres expression de courbes de réaction

Li Yan & Byrne (1992)

Li Yan et Byrne (1992) ont mené une campagne d'essais de chargement latéral statique sur un pieu isolé dans le sable. Le but était d'étudier l'interaction sol pieu en termes de courbes de réaction P-y. Comparant leurs résultats aux résultats du règlement A.P.I., ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes P-y en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre du pieu.

Le premier segment est une droite passant par l'origine de pente E_{\max} :

$$\frac{P}{E_{\max} B} = \frac{y}{B} = \alpha^{\left(\frac{1}{1-\beta}\right)} \quad (1.51)$$

Où : $E_{\max} = 2G_{\max} (1 + \nu)$

G_{\max} : est le module de cisaillement maximal déterminé expérimentalement.

ν : choisi égal à 0,2

$\alpha = 5(D_r)^{-0,8}$, D_r étant la densité relative en pourcentage.

β prend une valeur proche de 0,5

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{\max} B} = \alpha \left(\frac{y}{B} \right)^\beta \quad (1.52)$$

Le diamètre du pieu n'a pas d'influence sur la pente initiale des courbes P-y. par contre, pour de grands déplacements, le palier plastique est dépendant du diamètre.

L'influence de l'excentricité du chargement est étudiée pour différentes profondeurs. Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissants plus importants et à des courbes P-y moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, Li Yan et Byrne (1992) concluent qu'un même jeu de courbes de réaction P-y peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'excentricités.

Georgiadis et al (1992)

Cette équipe a réalisé deux études expérimentales sur des pieux chargés latéralement.

La première porte sur le comportement d'un groupe de pieux dans l'argile. La modélisation est faite sur modèle réduit en gravité normale.

La seconde porte sur le comportement d'un pieu isolé placé dans le sable et chargé transversalement. La modélisation est réalisée en centrifugeuse à 50g dans du sable compacté manuellement à une densité de $16,3\text{kN.m}^{-3}$.

A partir de ces deux études à des conditions expérimentales très différentes, Georgiadis et al obtiennent les mêmes conclusions concernant la forme des courbes P-y :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{P_u}} \quad (1.53)$$

Où K : raideur initiale de la courbe P-y

P_u : résistance ultime du sol

Pour les sables, en se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs montrent que K augmente proportionnellement avec la profondeur :

$$K = zn_h \quad (1.54)$$

Où : n_h est un coefficient dépendant de la densité du sable.

La résistance ultime est le minimum de P_{u1} et P_{u2} établies par Reese et al (1974) :

$$P_{u1} = A\gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan g(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} [B + z \tan \beta \tan \alpha] + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 B \right] \quad (1.55)$$

$$P_{u2} = A\gamma z B \left[K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \beta \right] \quad (1.56)$$

Avec : γ : poids volumique du sol

φ : angle de frottement interne du sable

K_0 : coefficients de pression des terres au repos

K_a : coefficient des terres actives

$$\alpha = \varphi / 2$$

$$\beta = 45^\circ + \varphi / 2$$

A : facteur de profondeur dépendant du rapport z/D , (A compris entre 1 et 2)

Kouda et al (1998)

À la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, les auteurs ont réalisé une série d'essais sur modèles en centrifugeuse. Les courbes de réaction proposées par les auteurs ont l'expression suivante :

$$\frac{p}{n\gamma D} = \frac{\frac{k_h \cdot y}{n\gamma \cdot D}}{1 + \frac{\frac{n\gamma \cdot y}{p_{\max} \cdot D}}{n\gamma D}} \quad (1.57)$$

Où : k_h : module initial de réaction à la profondeur z .

p_{\max} : pression limite à la profondeur z .

γ : poids volumique du sol

D : diamètre du pieu

n : accélération centrifuge.

1.6 Approches basées sur le principe de Winkler

Penzien et al (1964, 1970) ont utilisé un modèle simple qui représente le pieu comme une fondation de Winkler avec des rigidités et des amortissements concentrés en un certain nombre de masses. La résistance du sol est évaluée par la solution statique de Midlin (1936). Plus tard, ce modèle a été développé par Prakash (1973), Matlock (1979)

et d'autres chercheurs en introduisant des rigidités et des amortissements dépendant de la fréquence, répartis le long du pieu et qui sont obtenus par des considérations analytiques ou expérimentales. Cette approche reste jusqu'à présent la plus convenable pour la prise en compte de la non linéarité du sol (Badoni et al 1996) et ce par un simple changement des propriétés d'élasticité et d'amortissement. Les résultats des travaux précités formaient pour longtemps la base des courbes charges –déplacements (P-y) et (P-z) utilisées dans la conception des pieux sous charges dynamiques. Cependant cette méthode reste assez approximative du fait qu'elle ne prend pas en compte l'amortissement radiatif (géométrique).

Novak (1974) a obtenu les fonctions impédances d'un pieu portant cylindrique placé dans un sol viscoélastique homogène, par la résolution de l'équation de mouvement de pieu considéré comme une poutre de Winkler. Les réactions latérales du sol sur le pieu sont obtenues à partir de la solution approximative des équations d'ondes dans le sol. Celle-ci suppose que le sol est constitué de couches infinitésimales indépendantes. Le cas d'un pieu flottant a été traité d'une façon similaire en estimant la réaction en pointe à partir de la solution d'un disque rigide sur un semi-espace (Novak, 1977). En utilisant cette approche, de nombreuses investigations ont été conduites, notamment par Novak et ses coauteurs en traitant les cas des pieux placés dans un sol multicouche ou ayant un module d'élasticité dépendant de la profondeur (Novak et al 1978, 1983). Ces travaux étaient en fait les premières tentatives à inclure l'effet de l'amortissement géométrique dans l'analyse d'une manière consistante. Ainsi cette approche a fourni une bonne perspicacité du comportement des pieux sous charges dynamiques. On peut citer aussi les travaux de H. H. Catal 2006, H. Tahghighi *et al* 2006, Toyoaki 1983 et El Naggar et al 1994.

Il est à signaler enfin qu'en utilisant le concept de Winkler, les deux approches précédentes négligent l'influence mutuelle des déplacements aux différents points le long du pieu.

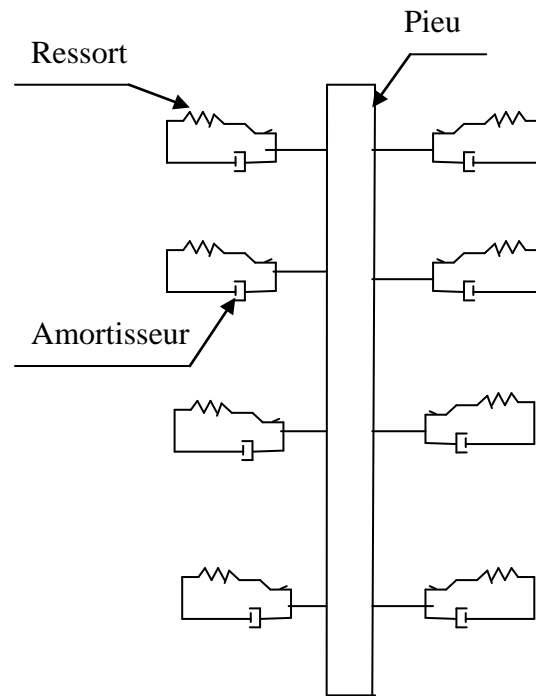


Figure 1.7 Schématisation d'une fondation de Winkler

1.7 Approches basées sur la méthode des éléments finis

Cette catégorie de solutions est basée sur l'application de la méthode des éléments finis couplée avec des frontières spéciales non réfléchives d'énergie. Les solutions proposées ne traitent que des pieux de forme cylindrique afin de travailler en modèles axisymétriques et éviter ainsi la discrétisation tridimensionnelle.

En utilisant le modèle à frontière transmettante développé par Waas (1972) pour les problèmes axisymétriques, étendu plus tard par Kausel (1974) pour les problèmes à géométrie axisymétrique sous charges non-axisymétriques, Blaney et al (1976) ont conduit une série d'investigations sur la réponse d'un pieu portant soumis à des charges harmoniques horizontales (force ou moment), encastré dans un sol viscoélastique multicouche et limité par un substratum rigide. Dans le but de minimiser la discrétisation le pieu est considéré reposant directement sur le substratum et sa pointe est supposée articulée. Ce modèle a été utilisé par Velez et al (1983), qui ont mené une

vaste analyse paramétrique sur les fonctions impédances de translation horizontale, de balancement et de couplage (translation-basculement), pour un pieu placé dans un sol à module d'élasticité et amortissement hystérétique dépendants de la profondeur.

Kuhlmeyer a présenté des solutions pour un pieu flottant dans un sol semi infini, en utilisant le modèle à frontières absorbantes développé pour les fondations encastrées dans le sol (Lysmer et al 1979). Pour les vibrations verticales (Kuhlmeyer, 1979), le pieu est considéré initialement rigide et infiniment long pour calculer les contraintes visqueuses aux frontières verticales (propagation horizontales des ondes S). pour revenir au pieu réel la pointe est supposée émettant d'ondes planes verticales P, ainsi les contraintes visqueuses à en appliquer peuvent être calculées. Par des approximations similaires sur la propagation d'onde, les vibrations horizontales ont été traitées aussi (Kuhlmeyer, 1979). On peut aussi citer les travaux de S. Karthingeyan *et al* 2006 et Guoxi Wu and Liam Finn 1997.

Quoique les solutions obtenues par l'application de la méthode des éléments finis, sont restreintes par des simplifications assez importantes imposées par la limitation du volume à discrétiser, elles représentent un pas considérable dans la caractérisation du comportement dynamique des pieux.

1.8 Approches basées sur les fonctions de Green

Cette catégorie de solutions utilise des fonctions d'influence de déplacements appropriées pour la modélisation du sol. Ces fonctions dérivent de la théorie tridimensionnelle de l'élastodynamique.

En utilisant cette approche, les premières études de la réponse dynamique des pieux sont dues à Kaynia et Kausel (1982), qui ont obtenu des solutions en déplacements d'un anneau de charge à l'intérieur d'un sol multicouche, à partir des travaux d'Apsel (1979). Ces solutions fondamentales (fonctions de Green), sont ensuite introduites dans une formulation éléments frontières d'une manière similaire à celle décrite par Benerjee et Driscoll (1976), pour le cas statique. Dans cette méthode, seule

l'interface verticale sol-pieu est discrétisée en éléments cylindriques, la base est modélisée par un disque sur lequel la répartition des contraintes est uniforme. En l'absence du pieu, le champ de déplacements dans le sol est défini à partir des tractions agissant sur les éléments par l'intermédiaire de la matrice de flexibilité du sol, dont les éléments sont obtenus par l'intégration des fonctions de Green. La solution du problème s'obtient en imposant les conditions d'équilibre et de compatibilité des déplacements du sol avec ceux du pieu qui sont caractérisés par une équation de mouvement unidimensionnel.

L'inconvénient majeur de cette solution, est l'imprécision du calcul des fonctions de Green, du fait que les intégrales impropres d'Apsel sont très difficiles à évaluer par les méthodes numériques d'une manière précise, particulièrement pour les hautes fréquences (Sen R *et al* 1985).

Pour palier à ce problème, d'autres études ont été développées en se basant sur la même technique. Sen et al (1985) ont traité le cas des pieux placés dans un sol homogène semi-infini, en utilisant les solutions fondamentales calculées à partir du travail de Kobayashi et Nishimura (1980). Ces dernières ont l'avantage d'être faciles à calculer, ce qui rend la méthode très efficace pour la détermination de la réponse. Une étude similaire a été menée pour le cas du sol multicouche (non homogène) (Sen *et al* 1985), en utilisant les fonctions de Green obtenus par la méthode des couches minces (Kausel et Peek 1982).

L'approximation de base de la formulation ci-dessus est l'utilisation des fonctions de Green pour un semi-espace. En effet pour que le modèle soit précis, il doit tenir compte de la présence de l'excavation dans le sol lors du calcul des flexibilités. Cette approximation peut engendrer des erreurs en particulier sur la prise en compte des forces d'inertie, qui sont considérées et dans la modélisation du sol et du pieu.

En prenant en compte les inconvénients de la formulation précédente, Rajapakse (1987, 1988, 1989) a proposé un autre modèle et en suivant la technique utilisée par Muki et Sternberg (1970) pour le problème statique de transfert de charge. Dans cette

approche, le système sol pieu est décomposé en sol continu sans excavation et un pieu fictif dont le module d'élasticité et la masse volumique résultent des différences entre ceux du pieux réel et ceux du sol.

Afin d'assurer une prise en compte réaliste des forces d'inertie, le volume du sol que remplacera le pieu ultérieurement est discrétisé dans sa totalité en éléments toroïdaux. La compatibilité des déplacements du sol avec ceux du pieu est imposée au niveau de toutes les interfaces des éléments.

Ces dernières décennies, une autre approche qui consiste en la combinaison des deux méthodes (BEM-FEM) a été développée pour palier aux inconvénients de chacune et profiter de leurs avantages. Nous citons les travaux de H. R. Masoumi et al 2006, Mendonça et al 2003, Matos Filho et al 2005, Sami Benjama et al 2000, Mansouri 1998 et Cairo et al 2005. Dans cette approche le pieu est modélisé comme un élément unidimensionnel au moyen de la méthode des éléments fini, et le sol par la méthode des éléments frontières en combinaison avec la méthode des couches minces.

1.9 Approche proposée dans cette thèse

La méthode présentée dans cette thèse se base sur une modélisation différente des méthodes précitées. Elle permet l'étude de la réponse dynamique d'un pieu de forme arbitraire placé dans un sol multicouche ou ayant des propriétés géotechniques variables avec la profondeur. Cette méthode se base sur la technique de décomposition du système sol-pieu utilisée par Rajapakse *et al* (1988).

Cette décomposition permet de séparer les effets du sol et du pieu sur la réponse du système tout en imposant à la fin la condition de compatibilité des déplacements. En conséquence, si le pieu est discrétisé en éléments poutres, sa matrice de rigidité globale s'obtient par la superposition de deux matrices. Une caractérisant la rigidité du pieu fictif et elle s'obtient par assemblage des matrices élémentaires des éléments poutres. La seconde représente la contribution du sol dans la réponse du système, elle s'obtient en

utilisant la technique des éléments frontières combinée avec la méthode des couches minces. Ceci conduit à la discrétisation du sol en sous couches de faibles épaisseurs puis la discrétisation des interfaces à l'intérieur du volume qu'occuperait le pieu après sa mise en place en éléments frontières. La matrice de flexibilité du sol discrétisé peut être calculée à partir des fonctions de Green.

Conclusion

Différentes méthodes ont été utilisées pour le calcul de la réponse des pieux, parmi ces méthodes on distingue deux grandes classes ; la méthode des éléments finis et celle des éléments frontières combinée avec la méthode des couches minces. La première nécessite la limitation du modèle ce qui amène à imposer des conditions aux limites appropriées. La deuxième a l'avantage de la non limitation de modèle géométrique mais elle présente des difficultés dans le cas des problèmes non linéaires et à géométrie complexe. Cependant le couplage des deux méthodes permet de palier à ses inconvénients.

Chapitre 2

Comportement dynamique des sols

2.1 Introduction

L'étude rationnelle de la réponse du système sol-pieu sous l'action d'un chargement dynamique nécessite l'analyse du phénomène de propagation d'onde dans le sol. Physiquement, la propagation d'onde mécanique est le processus de transmission de mouvement dans le milieu continu d'un point à l'autre. Cette transmission est l'origine de deux propriétés essentielles ; la déformabilité et l'inertie. Un tel phénomène peut être formulé mathématiquement à travers la théorie de l'élastodynamique. En effet, cette dernière conduit en général à un système d'équations aux dérivées partielles avec des conditions initiales. La recherche des solutions du dernier système permet de définir les inconnues du problème en fonction du temps et de la position.

2.2 Charges dynamiques

Les sources de vibrations dans les sols sont multiples. On distingue des sources naturelles tel que le vent, le déferlement des vagues sur les rivages, les chutes des rivières, les orages et les séismes. En plus de ces sources naturelles, la circulation des trains, des véhicules, le battage des pieux, l'emploi des explosifs pour les terrassements et les fondations pour machines vibrantes provoquent également des vibrations.

Les pieux reçoivent les vibrations par l'un des deux modes suivants :

Mode où le sol est actif: c'est le cas des vibrations véhiculées par le sol. Il s'agit d'un problème de transmission de vibrations au pieu. C'est le cas des séismes, les explosions importants ou d'autres excitations qui n'est pas appliquée directement sur le pieu.

Mode où le sol est passif: c'est le cas où l'excitation vibratoire est appliquée directement sur le pieu et la transmettre au sol. C'est le cas des vibrations dues au battage des pieux ou à des installations fondées directement sur des pieux (fondations pour machines vibrantes).

2.3 Actions dynamiques dans le sol

Le passage d'une onde quelconque (surtout sismique) dans un sol engendre des déformations qui consistent en raccourcissement ou dilatations de compression-extension et en glissements de cisaillement, et elles se traduisent par des courbures imposées au sol, plusieurs points initialement alignés se retrouvant disposés sur une gauche dans une phase ultérieure du mouvement.

Les déformations de cisaillement jouent un rôle prépondérant dans la plupart des phénomènes. Les effets des déformations longitudinales ne sauraient cependant être sous-estimés pour autant : l'accumulation des raccourcissements dans certaines zones peut se traduire par des ruptures de cohésion ou des ouvertures de fissures dans les sols ; elles se manifestent aussi par les dommages subis par les ouvrages longilignes : refoulements de canalisation ; flambement des voies ferrées, des dallages et autres revêtements.

Les vibrations ont aussi tendance à faire évoluer les milieux non cohérents ou faiblement cohérents initialement peu compacts vers des états plus denses. Il en résulte des tassements d'autant plus importantes que l'état initial est plus lâche.

Les phénomènes de liquéfaction se produisent dans certains sols saturés. Ils correspondent à une perte totale de la résistance au cisaillement et par conséquent de la capacité portante, suite à l'élévation des pressions interstitielles par un processus cumulatif. Indépendamment du danger qu'ils présentent pour les ouvrages, ils peuvent donner lieu à des glissements de terrain extrêmement importants si la couche liquéfiée est inclinée.

2.4 Equation d'onde

Considérons un milieu linéairement élastique, de masse volumique ρ et de modules d'élasticité longitudinal E et transversal G . Soit un système de coordonnées cartésiennes d'axes X, Y, Z . En notation indicielle les équations d'équilibre dynamique et les relations contraintes-déformations et déformations-déplacements s'écrivent :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho \ddot{u}_i \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \varepsilon_{ij} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.3)$$

$$i=1, 2, 3 \quad j=1, 2, 3 \quad k=1, 2, 3$$

Les indices 1, 2, 3 correspondent aux trois directions respectives X, Y, Z .

f_i sont les forces statiques de volume elle ne seront pas considérées dans le formalisme qui suit.

La combinaison des équations (2.1), (2.2) et (2.3) donne :

$$(\lambda + G)u_{j,ji} + Gu_{i,jj} = \rho \ddot{u}_i \quad (2.4)$$

Où λ est la constante de Lamé.

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.5)$$

L'équation (2.4) représente un système de trois équations différentielles ($i=1, 2, 3$) qui caractérisent la propagation des ondes respectivement dans les directions X, Y et Z. sous forme vectorielle, elle s'écrit :

$$(\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G\nabla^2 \mathbf{u} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.6)$$

Où :

$$\nabla = \left\langle \frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right\rangle^T \quad \text{est le vecteur gradient.}$$

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \text{est l'opérateur Laplacien.}$$

$$\mathbf{u} = \langle u_x \quad u_y \quad u_z \rangle^T$$

2.5 Ondes harmoniques

L'étude de ce type d'onde est d'une importance particulière du fait que tout type de mouvement dans un milieu élastique linéaire peut être exprimé en terme d'ondes harmoniques à travers les séries ou les intégrales de Fourier.

En effet, considérons l'expression du déplacement dans un milieu unidimensionnel de forme :

$$u(x, t) = A \cos \left[\omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \right] \quad (2.7)$$

A est l'amplitude indépendante de x et de t, ω est la fréquence circulaire, c est la vitesse de propagation du mouvement. L'argument $\omega(t-x/c)$ est dit la phase de l'onde. En plus de l'amplitude, les paramètres essentiels caractérisants ce type d'onde sont :

$$\text{La longueur d'onde } \lambda = \frac{2\pi c}{\omega} \quad (2.8)$$

$$\text{La période } T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.9)$$

$$\text{Le nombre d'onde } k = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (2.10)$$

A tout instant t le déplacement $u(x, t)$ est une fonction périodique de λ . De même à toute position x le déplacement $u(x, t)$ est une fonction périodique en T.

Pour des raisons de commodité, les ondes harmoniques sont généralement représentées par l'expression suivante :

$$u(x, t) = A \exp[ik(ct - x)] \quad (2.11)$$

Avec $i^2 = \sqrt{-1}$

2.6 Comportement des sols sous chargement dynamique

L'étape critique dans l'analyse d'interaction dynamique sol-structure est la modélisation du comportement du sol. En effet, en plus des facteurs caractérisant le comportement statique, le comportement dynamique du sol est très influencé par l'amortissement et le module de cisaillement. Physiquement, l'amortissement

caractérise la dissipation de l'énergie au cours du mouvement, il est de deux types : amortissement interne et amortissement radiatif.

2.6.1 Amortissement interne ou matériel

Il est dû à la dissipation d'énergie à l'intérieur du matériau par frottement, plastification,etc. Pour les sols, des expériences ont montrés (Peek, 1984) que l'énergie dissipée par cycle varie avec la fréquence et peut même être considérée constante.

La prise en compte de l'amortissement dans l'équation de mouvement nécessite l'utilisation d'un modèle approprié. Ce dernier peut être déduit à partir du modèle de Voigt (ou modèle viscoélastique linéaire) (fig. 2.1), en établissant une équivalence entre les énergies dissipées par cycle de chargement.

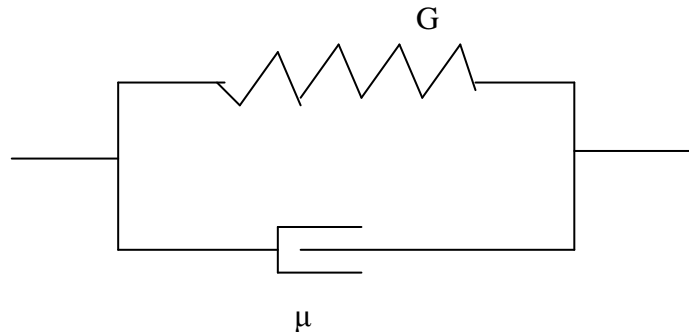


Fig. 2.1 Modèle de Voigt

Pour le modèle viscoélastique linéaire, la relation contrainte- déformation (charge-déplacement) pour un mouvement harmonique s'écrit en notation complexe :

$$\sigma = (G + i.\mu.\omega).\varepsilon = G^* \varepsilon \quad (2.12)$$

Le facteur $e^{i\omega t}$ est implicite dans cette relation, σ et ε sont des grandeurs complexes.

G^* est connu par le module complexe il est défini par :

$$G^* = G\left(1 + i\frac{\mu\omega}{G}\right) = G(1 + i\eta) \quad (2.13)$$

$$\text{Avec } \eta = \frac{\mu\omega}{G} \quad (2.14)$$

η désigne le coefficient de perte.

On peut montrer que la dissipation d'énergie par cycle de chargement est proportionnelle au coefficient de perte. Ainsi la relation (2.14) indique que l'énergie dissipée est fonction de la fréquence.

Considérons le cas où la dissipation d'énergie est indépendante de la fréquence. La relation (2.13) reste valable en maintenant le coefficient de perte constant indépendamment de la fréquence.

. η =constante, nous définissons la constante :

$$\beta = \frac{\eta}{2} \quad (2.15)$$

. β est une propriété intrinsèque du matériau, elle est indépendante de la fréquence pour les sols (Pal, 1998), il est connu par le facteur d'amortissement interne ou l'amortissement hystérétique.

Le module complexe devient ainsi :

$$G^* = G(1 + 2i\beta) \quad (2.16)$$

Expérimentalement, l'amortissement hystérétique β s'obtient par la mesure de l'énergie dissipée par cycle de chargement.

2.6.2 Principe de correspondance

Lorsqu'on travaille dans le domaine fréquentiel, la solution amortie s'obtient à partir de la solution élastique en remplaçant les constantes élastiques par leurs équivalentes complexes (Wolf, 1985).

Dans le cas du sol les amortissements des déformations volumiques et de cisaillement sont en général pris égaux. Ainsi pour obtenir la solution amortie, les modules d'élasticité doivent être multipliés par le facteur $(1+2i\beta)$.

Les valeurs recommandées pour l'amortissement d'après veletsos et al, 1973 sont :

5 à 10% pour les déformations modérées (fondations de machines)

15 à 20% pour les déformations élevées (séisme)

2.6.3 Amortissement radiatif

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (structures et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est fonction de la fréquence de vibration (Wolf, 1985).

2.6.4 Module de cisaillement

Le module de cisaillement est une caractéristique intrinsèque du sol qui dépend des paramètres suivants :

- La compacité du sol, généralement traduite par l'indice des vides.
- L'état de contrainte actuel auquel est soumis le matériau.

- L'histoire des contraintes antérieures subies par le sol. Cette histoire est habituellement reflétée par le rapport de surconsolidation (OCR), égal au rapport de la plus grande contrainte verticale supportée par le sol dans son histoire géologique à la contrainte verticale actuelle.
- Dans le cas dynamique, s'ajoute aux paramètres précédents la fréquence des vibrations.

A petites déformations le module de cisaillement peut être évalué grâce à la mesure de la vitesse de propagation des ondes dans un essai d'impulsion ou dans un essai de colonne résonante. Il peut également être déterminé grâce à des mesures de contraintes-déformations dans des phénomènes de cisaillement provoqués par des essais de torsion d'éprouvettes cylindriques creuses ou en anneau ou de simples essais de cisaillement sur éprouvettes cylindriques. Dans chacun de ces essais, la mesure de la déformation de glissement permet de calculer le module.

Le principe de la colonne résonante consiste à mettre l'échantillon en vibration forcée et à ajuster la fréquence d'excitation jusqu'à l'obtention de la résonance de l'éprouvette. La connaissance de la fréquence de résonance et des dimensions géométriques de l'éprouvette permet de déterminer le module de Young dans le cas de vibrations longitudinales, ou de cisaillement dans le cas de vibrations de torsion. Lors de l'arrêt de la sollicitation l'échantillon revient au repos en vibrations libres, ce qui permet la mesure de l'amortissement matériel. Les essais de colonnes résonantes permettent la mesure des caractéristiques de déformabilité des sols dans une gamme de déformation comprise entre 10^{-6} et 10^{-4} .

Pour les déformations plus levées ($5 \cdot 10^{-5}$ à 10^{-2}), on a usuellement recours à l'appareil triaxial cyclique qui permet l'enregistrement direct des boucles d'hystérésis du sol.

Conclusion

L'étude de la réponse du système sol-pieu sous l'effet d'un chargement dynamique dépend de la résolution de l'équation de propagation d'onde dans le sol et des caractéristiques dynamiques du sol. Les ondes harmoniques ont un grand intérêt dans l'analyse dynamique car elles présentent une forme analytique régulière, et on peut par des superpositions les utiliser pour caractériser des excitations plus complexes.

Chapitre 4

Résultats et analyse paramétrique

La méthode présentée dans cette thèse est une méthode semi analytique assez générale. Elle permet la détermination de la réponse d'un pieu flottant ou portant placé dans un sol viscoélastique monocouche ou multicouche ayant des propriétés mécaniques et géométriques qui peuvent être variables d'une couche à l'autre. Cependant pour ne pas encombrer la présentation, cette analyse sera limitée au cas d'un pieu flottant placé dans un sol monocouche viscoélastique et isotrope ayant un module d'élasticité constant avec la profondeur.

Dans ce chapitre on présente dans une première partie sur les définitions des paramètres de calcul. L'analyse sera faite en terme de paramètres adimensionnels pour rendre l'étude plus générale. Une deuxième partie présente la validation de la méthode proposée dans le cas statique et dynamique en comparant les résultats obtenus par la présente méthode à d'autres simulations et résultats expérimentaux. Une troisième partie est consacrée à l'analyse paramétrique. Cette analyse porte essentiellement sur l'influence des différents paramètres mécaniques et géométriques du système sol-pieu sur la réponse du pieu sous une charge harmonique verticale appliquée à la tête du pieu. Dans cette étude la réponse du pieu est caractérisée par les parties réelle et imaginaire des déplacements relatifs horizontaux et verticaux à la tête du pieu.

4.1 Définition des paramètres de l'analyse

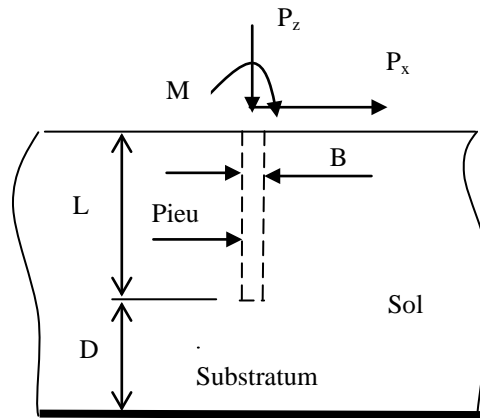


Figure 4.1 Système sol-pieu

La figure 4.1 montre un pieu de longueur L et de section carré de coté B de manière que $B \ll L$. le pieu est considéré conçu d'un matériau élastique caractérisé par son module de Young E_p , sa densité ρ_p et son coefficient de Poisson ν_p . Le pieu est placé dans un sol viscoélastique caractérisé par son module de Young E_s , son module de cisaillement G_s , son coefficient de Poisson ν_s , sa densité ρ_s et son taux d'amortissement β . Le sol est considéré comme un milieu élastique linéaire et isotrope.

Le pieu est soumis aux trois modes de charges appliqués à sa tête, soit une charge horizontale, verticale et/ou un moment de basculement.

Notre étude sera menée en termes de paramètres adimensionnels, à cet effet nous définissons ces paramètres :

La fréquence adimensionnelle : $a = \omega B / c_s$, avec ω et c_s sont respectivement la fréquence et la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Le rapport d'élanement du pieu : $l_r = L/B$

La profondeur relative du substratum : $h_r = D/B$

La rigidité relative du pieu : $e_r = E_p/E_s$

La densité relative du pieu : $m_r = \rho_p/\rho_s$

Les coefficients de Poisson du sol et du pieu ainsi que le taux d'amortissement du sol restent inchangés car eux mêmes sont sans dimension.

Comme notre étude porte sur un pieu de section carré et la plus part des cas présentés dans la littérature sont en forme circulaire, il sera nécessaire de donner l'équivalence dimensionnelle entre le coté d'un carré et le diamètre d'un cercle, qui sera défini par les relations suivantes (d'après Boumekik, 1985) :

Pour les modes de translation : $B = (\sqrt{\pi})r_0$

Pour les modes de rotation : $B = (\sqrt[4]{3\pi})r_0$

Avec r_0 étant le rayon du pieu circulaire.

4.2 Paramètres de convergence

Dans cette partie on cherche à définir les limites dimensionnelles du modèle et les rapports de la discrétisation dans les deux sens (horizontale et verticale) qui permettent d'avoir la convergence des résultats. Les solutions du problème d'interaction sol-pieu dépendent de la matrice de rigidité dynamique totale du système sol-pieu discrétisé. En conséquence, leur convergence vers les solutions exactes dépend des termes de cette dernière matrice.

La matrice de rigidité totale du système sol-pieu résulte de la superposition de deux matrices : celle du pieu fictif et celle du sol. C'est cette dernière qui affecte beaucoup plus l'exactitude des résultats car elle fait appel à un volume de discrétisation plus important.

A cet effet, dans cette étude on ne s'intéressera qu'à l'analyse de l'influence des deux discrétisation du sol (verticale et horizontale) sur les termes de la matrice de rigidité dynamique du sol. Ces termes ne sont en fait que les rigidités des sections. Les rapports de discrétisation verticale et horizontale sont définis par les expressions suivantes (Mansouri, 1989) :

Rapport de discrétisation verticale : $n_s = h_i/B$

Rapport de discrétisation horizontale : $n_d = 2r/B$

Où h_i est l'épaisseur de la sous-couche i . r est le rayon du disque utilisé dans la discrétisation horizontale.

Il a été conclu que les rapports correspondant à une discrétisation optimale sont :

Pour les modes horizontaux : $n_s = 1,5$, $n_d = 0,5$

Pour le mode verticale : $n_s = 1,5$, $n_d = 0,333$

Il est à noter que l'influence des épaisseurs des sous-couches profondes (relativement lointaines de la pointe du pieu) est pratiquement négligeable. De ce fait l'épaisseur des sous-couches définie ci-dessus sera maintenue jusqu'à une profondeur égale au double de la longueur du pieu, au-delà de cette limite la discrétisation sera élargie graduellement, tout en restant au dessous de la limite imposée par la longueur d'onde de cisaillement $h_i \leq \lambda_s/4$ (R. Sen *et al* 1985).

4.3 Validation des résultats

Pour vérifier la validité de la méthode présentée dans ce travail, on procède à la comparaison des simulations faites par cette méthode et les résultats obtenus par d'autres méthodes ou mesures expérimentales cités dans la littérature.

4.3.1 Cas statique

Plusieurs exemples ont été traités pour vérifier la fiabilité de la méthode présentée. La comparaison est faite en terme de déplacement horizontal et vertical.

Le premier exemple et celui traité par R. Matos Filho *et al* (2005) consiste à un pieu de 12.2m de longueur et de 0.61m de diamètre soumis à une charge verticale de 1100kN, qui a été testé par Whitker et Cooke (1966). Le module d'élasticité longitudinal du pieu était $E_p = 2.067 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ et celui du sol $E_s = 72400 \text{ kN/m}^2$ et son coefficient de poisson de 0.5.

Le déplacement vertical mesuré à la tête du pieu était de 0.284cm, et celui calculé par la méthode proposée par R. Matos Filho *et al* était 0.2867cm. La méthode présentée dans cette thèse donne un déplacement de 0.285cm.

Le deuxième exemple est celui traité par Vilabhan et Sivakumar (1986) et puis par R. Matos Filho *et al* (2005) qui consiste à un pieu de longueur de 6.096m et de diamètre 0.6096m soumis à une charge verticale de 726.40kN, Le module d'élasticité longitudinal du pieu était $E_p = 21111000 \text{ kN/m}^2$ et celui du sol défini par $\frac{E_p}{E_s} = 100$ et son coefficient de poisson est de 0.2.

D'après le résultat du premier exemple et La figure 4.2 qui montre la variation du déplacement vertical en fonction de la profondeur, on constate un bon accord entre la méthode présentée et les travaux su cités.

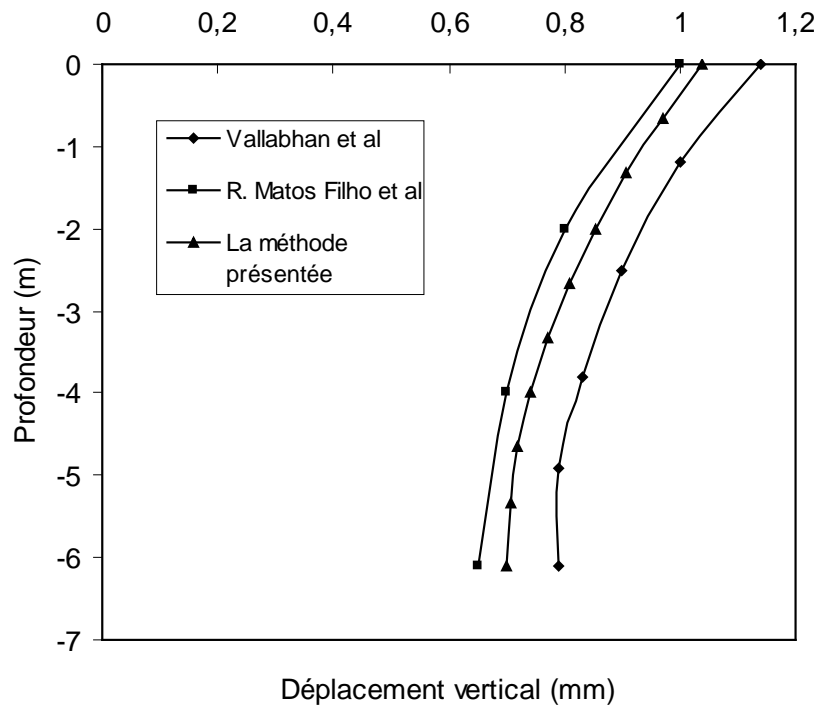


Figure 4.2 Déplacement vertical le long du pieu

Un troisième exemple consiste à un pieu de longueur de 6.096m et de diamètre 0.6096m soumis à une charge horizontale de 181.60kN et un moment de basculement de 95.826kN.m, Le module d'élasticité longitudinal du pieu était $E_p = 21111000\text{kN/m}^2$ et celui du sol défini par $\frac{E_p}{E_s} = 100$ et son coefficient de poisson est de 0.2.

D'après les figures 4.3 et 4.4 qui montrent la variation du déplacement horizontal en fonction de la profondeur, on constate un bon accord entre la méthode présentée et les travaux de Vallabhan *et al* ainsi que ceux de R. Matos Filho *et al*.

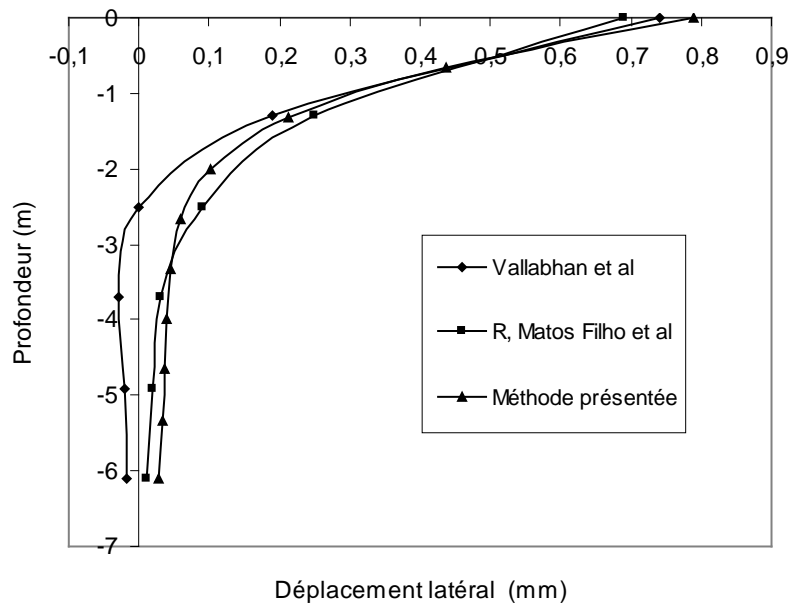


Figure 4.3 Déplacement latéral dû à une charge horizontale

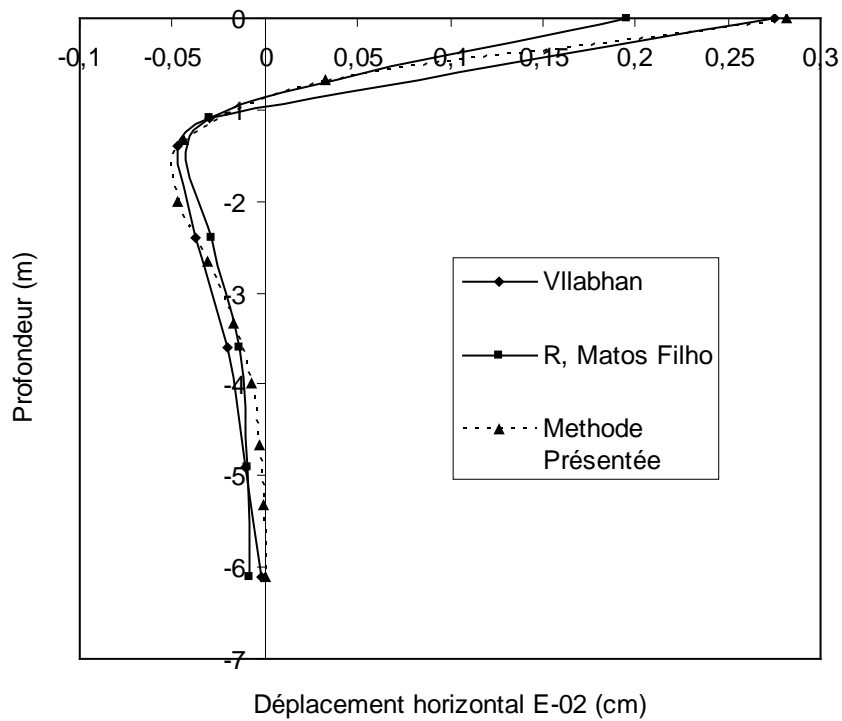


Figure 4.4 Déplacement latéral dû à un moment de basculement

4.3.2 Cas dynamique

4.3.2.1 Mode vertical

Le tableau 4.1 présente une comparaison de l'impédance verticale normalisée par sa correspondante statique obtenue par la présente approche utilisée dans cette thèse et par Mansouri (1998) avec celles données par Rajapakse *et al* 1989 (méthode variationnelle), et Kuhlmeier 1979 (méthode des éléments finis), pour des fréquences adimensionnelles $a=0.1, 0.2, 0.3$, $a=\frac{\omega B}{c_s}$, où ω est la fréquence circulaire de l'excitation, c_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

A	Partie réelle			Partie imaginaire		
	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
Approche utilisée	1.11	1.22	1.25	0.41	0.61	0.81
Rajapakse et al	1.13	1.26	1.36	0.51	0.59	0.8
Kuhlmeier	1.07 7	1.19	1.15	0.41	0.58	0.81

Tableau 4.1 Comparaison de l'impédance verticale normalisée par sa correspondante

$$\text{statique, } \frac{E_p}{E_s}=100, \frac{\rho_p}{\rho_s}=1, \frac{L}{B}=30, \nu_s=0.25, \beta=0.0$$

Une lecture des tableaux 4.1 et 4.2 montre que les résultats obtenus par les trois méthodes sont très concordantes, et que les résultats de la méthode présentée restent comprises entre ceux obtenus par les deux autres méthodes.

4.3.2.2 Modes couplés de translation horizontale et de basculement

Les résultats seront comparés à ceux obtenus par Kuhlmeier (1979) en utilisant la méthode des Eléments Finis, Rajapakse et al (1989) en utilisant la méthode variationnelle et Novak (1974) en utilisant une méthode simplifiée. La comparaison porte sur les fonctions compliances normalisées par les compliances statiques correspondantes.

La fonction compliance C_{ij} est l'inverse de l'impédance, elle représente le déplacement harmonique résultant dans la direction i sous l'effet d'une charge harmonique unité appliquée dans la direction j .

Fréquence	$a=0.1$		$a=0.2$		$a=0.3$	
	$\text{Re}(\bar{C}_{xx})$	$\text{Im}(\bar{C}_{xx})$	$\text{Re}(\bar{C}_{xx})$	$\text{Im}(\bar{C}_{xx})$	$\text{Re}(\bar{C}_{xx})$	$\text{Im}(\bar{C}_{xx})$
Méthode utilisée	1.00	-0.15	0.97	-0.34	0.87	-0.51
Rajapakse & Shah	1.00	-0.15	0.96	-0.33	0.82	-0.45
Kuhlmeier	1.02	-0.16	0.90	-0.38	0.84	-0.50
Novak	-	-	-	-	0.86	-0.59

Tableau 4.2 Comparaison des compliances horizontales normalisées

$$l_r=35, m_r=1.43, v_s=0.4, e_r=567, \beta=0.0$$

Fréquence	$a=0.1$		$a=0.2$		$a=0.3$	
	$\text{Re}(\bar{C}_{x\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{x\varphi})$	$\text{Re}(\bar{C}_{x\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{x\varphi})$	$\text{Re}(\bar{C}_{x\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{x\varphi})$
Méthode utilisée	1.04	-0.03	1.11	-0.15	1.11	-0.31
Rajapakse & Shah	1.04	-0.02	1.13	-0.15	1.07	-0.28
Kuhlmeier	1.00	-0.03	1.02	-0.15	1.03	-0.30
Novak	-	-	-	-	1.15	-0.50

Tableau 4.3 Comparaison des compliances normalisées de couplage

$$l_r=35, m_r=1.43, v_s=0.4, e_r=567, \beta=0.0$$

Fréquence	$a=0.1$		$a=0.2$		$a=0.3$	
	$\text{Re}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$	$\text{Re}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$	$\text{Re}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$	$\text{Im}(\bar{C}_{\varphi\varphi})$
Méthode utilisée	1.00	-0.15	0.97	-0.34	0.87	-0.51
Rajapakse & Shah	1.00	-0.15	0.96	-0.33	0.82	-0.45
Kuhlmeyer	1.02	-0.16	0.90	-0.38	0.84	-0.50
Novak	-	-	-	-	0.86	-0.59

Tableau 4.4 Comparaison des compliances normalisées de basculement

$$l_r=35, m_r=1.43, v_s=0.4, e_r=567, \beta=0.0$$

L'analyse des tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 montre que les résultats des simulations faites au moyen cette sont très proches de ceux données par les trois autres méthodes sus citées. Chose qui confirme la bonne adaptation de cette méthode à ce type de problèmes.

4.4 Applications

Cette partie sera consacrée à une analyse paramétrique de la réponse du pieu caractérisée par le déplacement à la tête. L'influence des différents paramètres (rigidité relative, coefficient de Poisson, amortissement, masse relative, élancement) sera examinée dans les parties suivantes. Les applications de cette partie sont faite dans le cas d'un pieu placé dans un massif semi infini caractérisé par la profondeur du substratum D tel que $D/\lambda_s=1,5$ avec $\lambda_s=2\pi B/a$.

Les déplacements seront exprimés sous forme complexe, et l'analyse sera faite en terme des parties réelle et imaginaire du déplacement relatif de la tête du pieu. On définit le déplacement relatif comme étant le quotient du déplacement sur le coté de la section du pieu (U/B).

4.4.1 Influence de la rigidité relative

Dans cette section on va examiner l'influence de la rigidité relative E_p/E_s sur la réponse d'un pieu placé dans un sol viscoélastique. L'analyse se fait en terme de paramètres adimensionnels.

Soit $L/B=15$, $\nu_p=0,2$, $\nu_s=0,3$, $\beta=0,05$, $\rho_s=\rho_p=1$

E_p/E_s prend les valeurs : 1000, 500 et 100

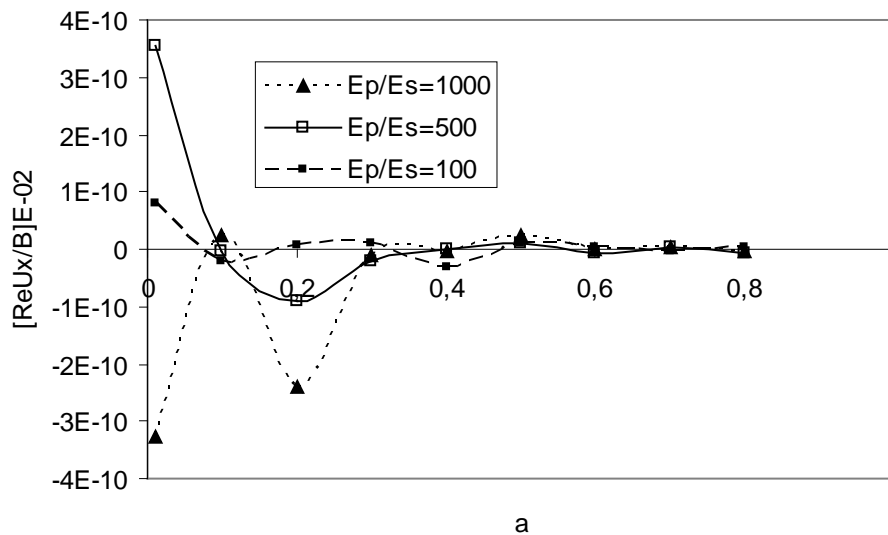


Figure 4.5 Influence de la rigidité relative – Partie réelle du déplacement horizontal

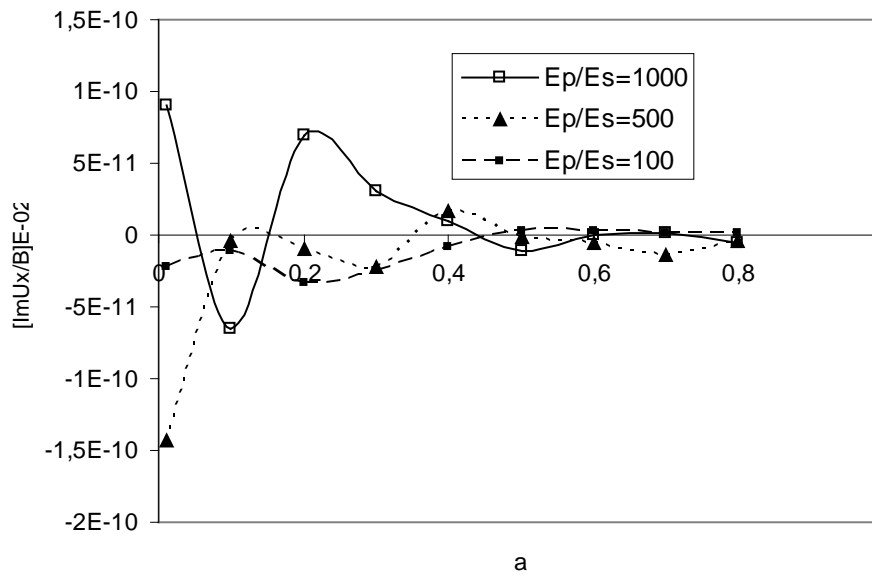


Figure 4.6 Influence de la rigidité relative – Partie imaginaire du déplacement horizontal

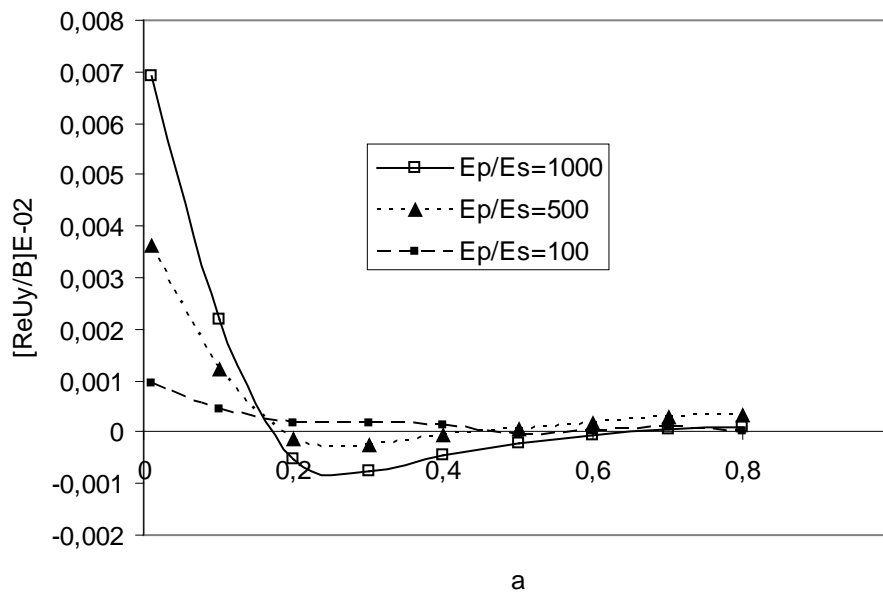


Figure 4.7 Influence de la rigidité relative – Partie réelle du déplacement vertical

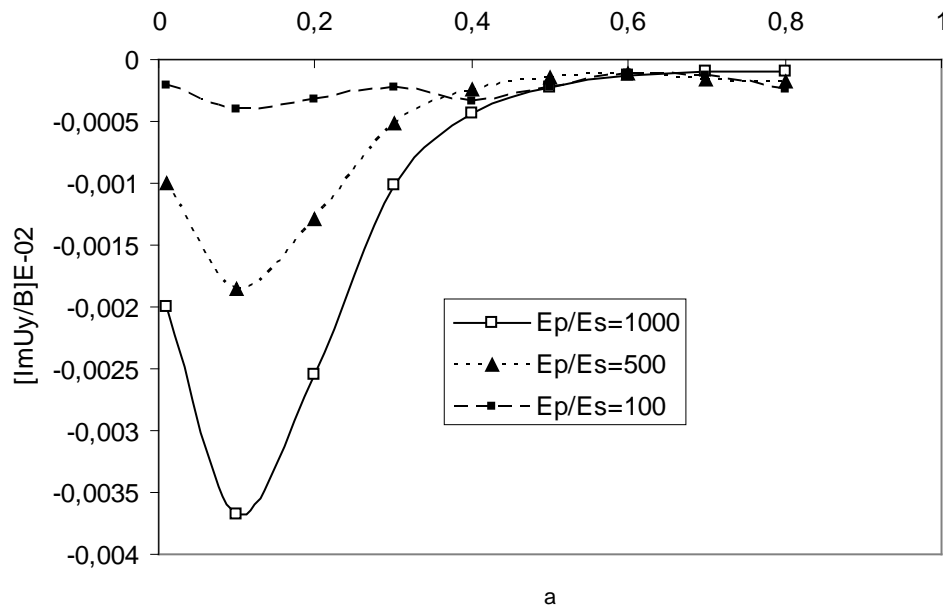


Figure 4.8 Influence de la rigidité relative – Partie imaginaire du déplacement vertical

On constate que plus que la rigidité relative du pieu est plus élevée plus la perturbation est plus importante, et surtout pour les fréquences les plus basses. Cela s'explique, que lorsque la rigidité relative du pieu augmente le pieu devient plus libre car la rigidité du sol est plus faible par rapport à celle du pieu ce qui favorise le déplacement du pieu.

De plus on constate que les amplitudes des déplacements horizontaux sont trop faibles par rapport à celles des déplacements verticaux.

4.4.2 Influence de l'amortissement

Dans cette section on va examiner l'influence du coefficient d'amortissement sur la réponse d'un pieu placé dans un sol viscoélastique. L'analyse se fait en terme de paramètres adimensionnels.

Soit $L/B=15$, $\nu_p=0,2$, $\nu_s=0,3$, $\rho_s=\rho_p=1$, $E_p/E_S=1000$

On fait varier le coefficient d'amortissement β 0,03, 0,05 et 0,1

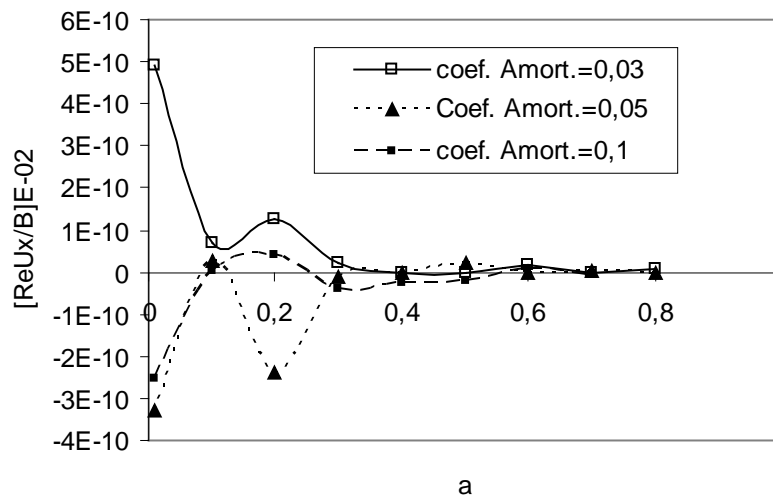


Figure 4.9 Influence du coefficient d'amortissement– Partie réelle du déplacement horizontal

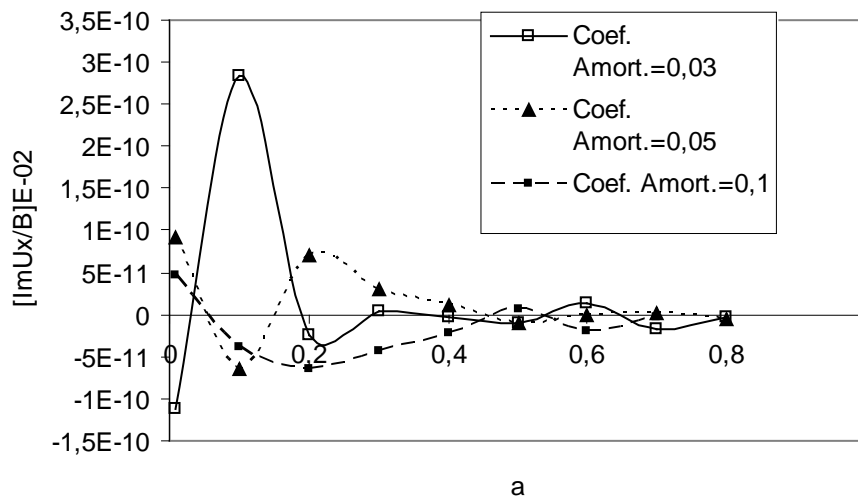


Figure 4.10 Influence du coefficient d'amortissement– Partie imaginaire du déplacement horizontal

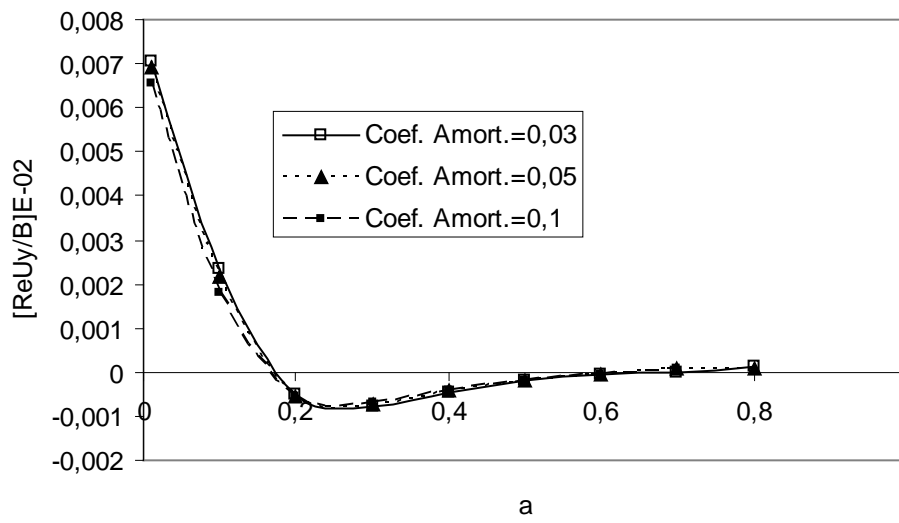


Figure 4.11 Influence du coefficient d’amortissement– Partie réelle du déplacement vertical

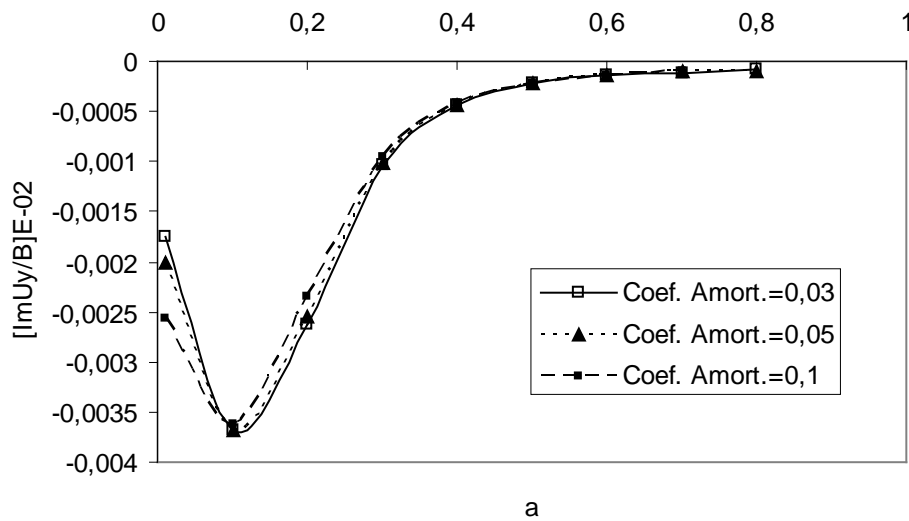


Figure 4.12 Influence du coefficient d’amortissement– Partie imaginaire du déplacement vertical

On constate que l'effet du coefficient d'amortissement affecte beaucoup plus les parties imaginaires des déplacements et surtout le déplacement horizontal. Son effet est plus important pour les basses fréquences que pour les grandes fréquences. Ceci s'explique par le fait que la dissipation d'énergie par radiation n'a pas eu lieu en basses fréquences pour un sol limité par un substratum (Boumekik, 1985 ; Wolf, 1985)

4.4.3 Influence de la masse relative

Dans cette section on va examiner l'influence de la masse relative $m_r = \rho_p / \rho_s$ sur la réponse d'un pieu placé dans un sol viscoélastique. L'analyse se fait en terme de paramètres adimensionnels.

Soit $L/B=15$, $\nu_p=0,2$, $\nu_s=0,3$, $\beta=0,05$, $E_p/E_s=1000$

On fait varier la masse relative $m_r=1, 2$ et 10 .

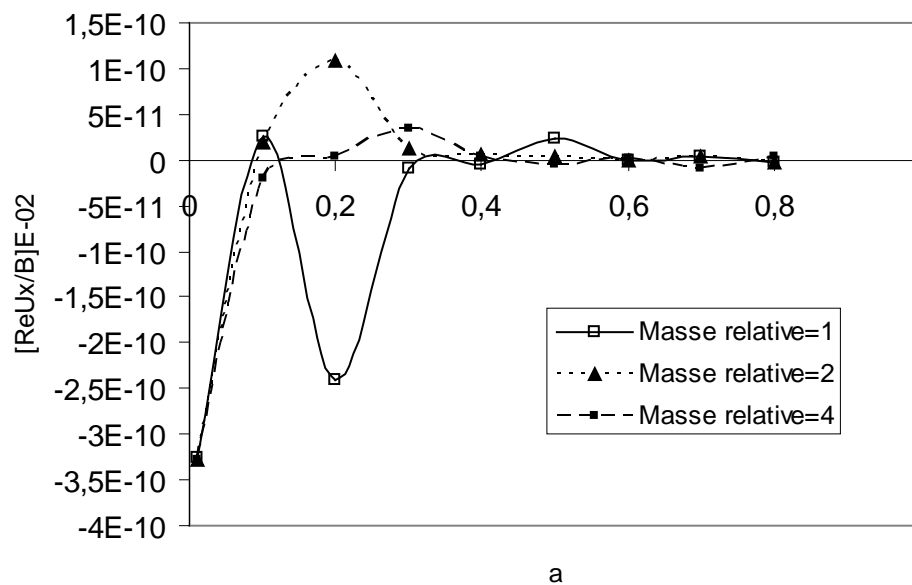


Figure 4.13 Influence de la masse relative – Partie réelle du déplacement horizontal

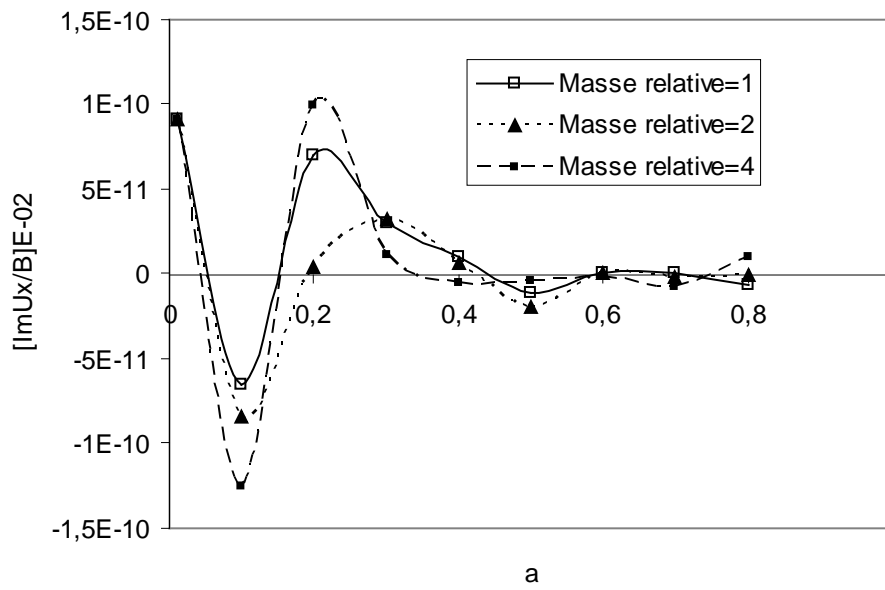


Figure 4.14 Influence de la masse relative – Partie imaginaire du déplacement horizontal

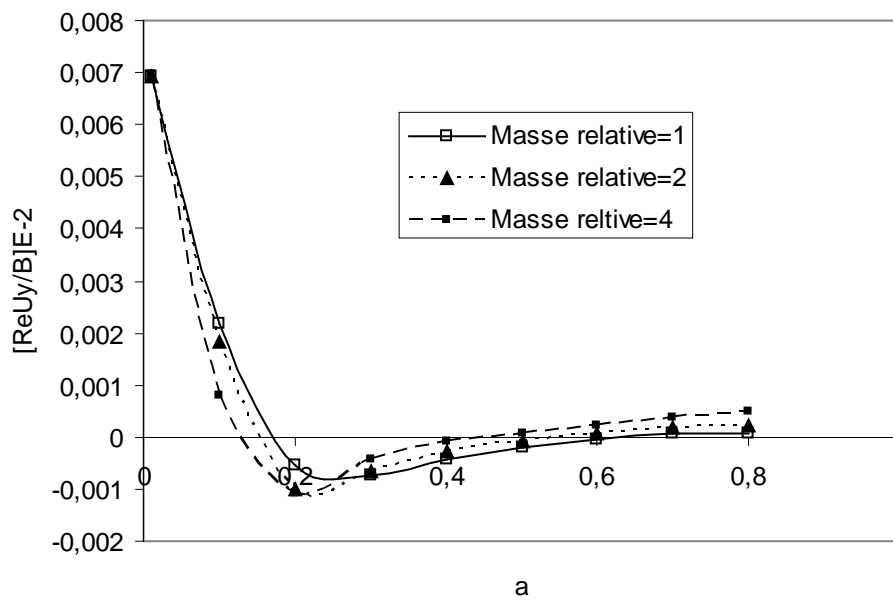


Figure 4.15 Influence de la masse relative – Partie réelle du déplacement vertical

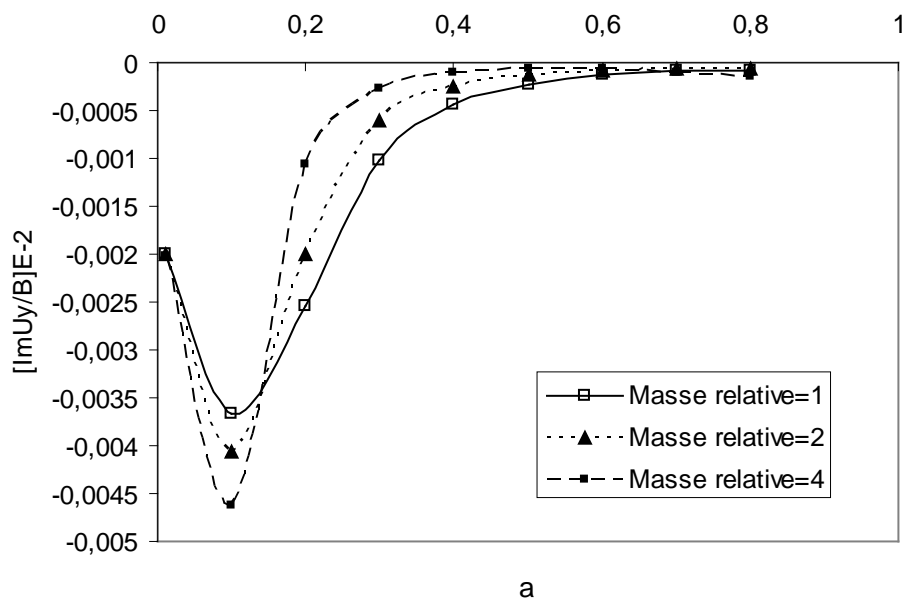


Figure 4.16 Influence de la masse relative – Partie imaginaire du déplacement vertical

En examinant les figures 4.13, 4.14, 4.15 et 4.16 on constate que le déplacement vertical augmente avec l'augmentation de la masse relative qui signifie l'augmentation du poids du pieu par rapport à celui du sol. Par contre pour la partie réelle du déplacement horizontal on constate une diminution due à la stabilité gagnée par le pieu. La partie imaginaire du déplacement horizontal présente une augmentation avec l'augmentation de la masse relative et cela s'explique par le fait d'affaiblissement de l'amortissement du sol.

4.4.4 Influence du coefficient de Poisson

Dans cette section on va examiner l'influence du coefficient de Poisson sur la réponse d'un pieu placé dans un sol viscoélastique. L'analyse se fait en terme de paramètres adimensionnels.

Soit $L/B=15$, $\nu_p=0,2$, $\beta=0,05$, $E_p/E_S=1000$, $m_r=1$

On fait varier le coefficient de Poisson, $\nu_s=0,2, 0,3$ et $0,4$.

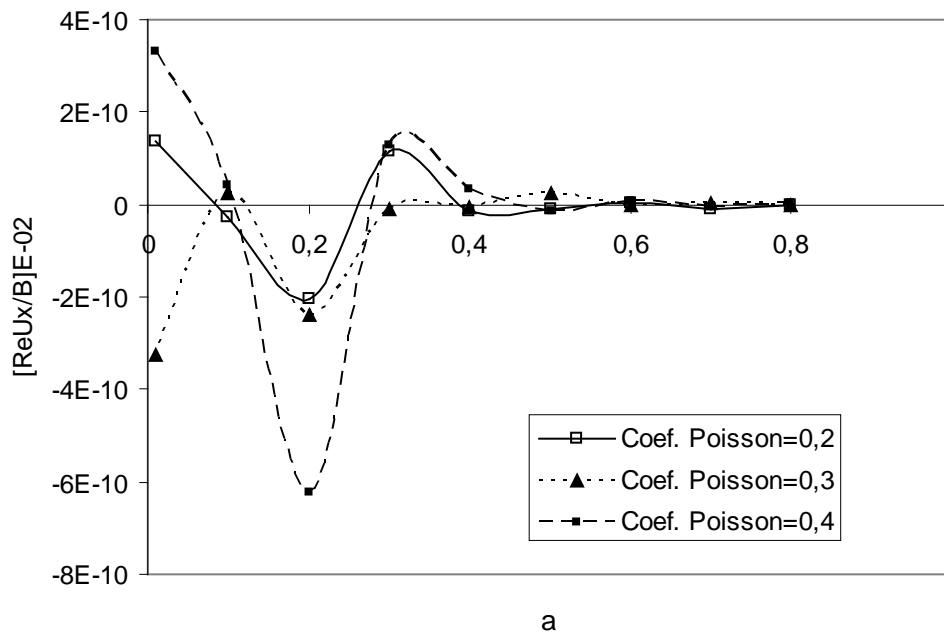


Figure 4.17 Influence du coefficient de Poisson– Partie réelle du déplacement horizontal

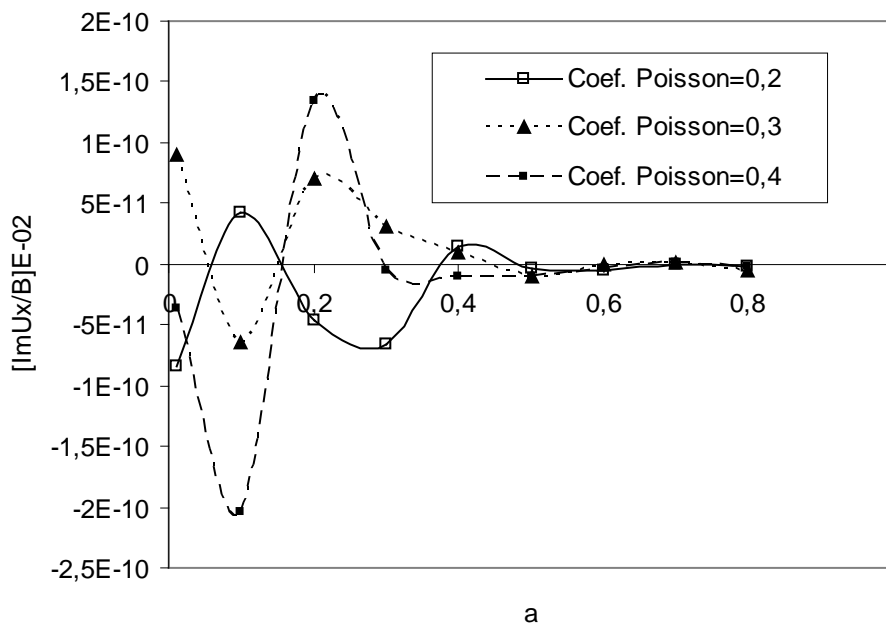


Figure 4.18 Influence du coefficient de Poisson– Partie imaginaire du déplacement horizontal

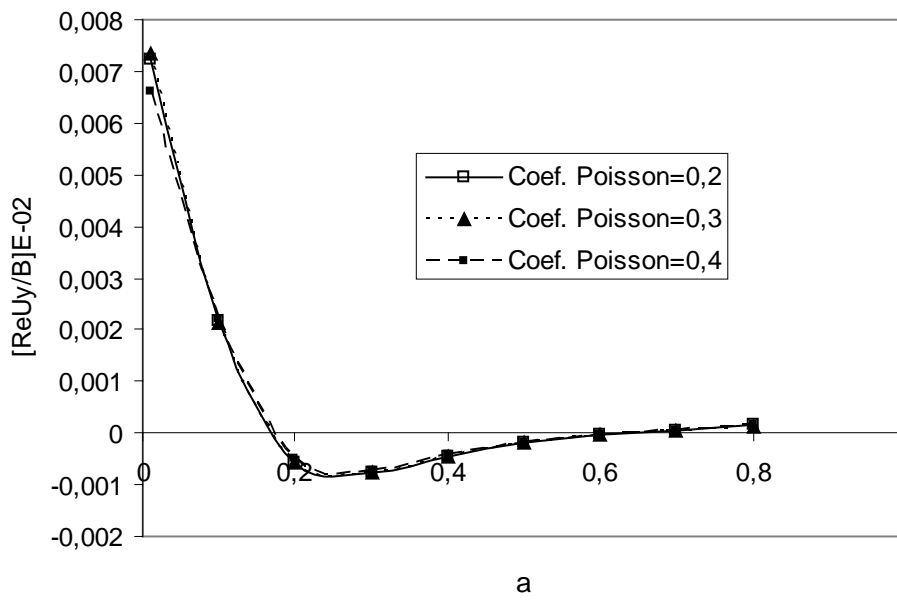


Figure 4.19 Influence du coefficient de Poisson– Partie réelle du déplacement vertical

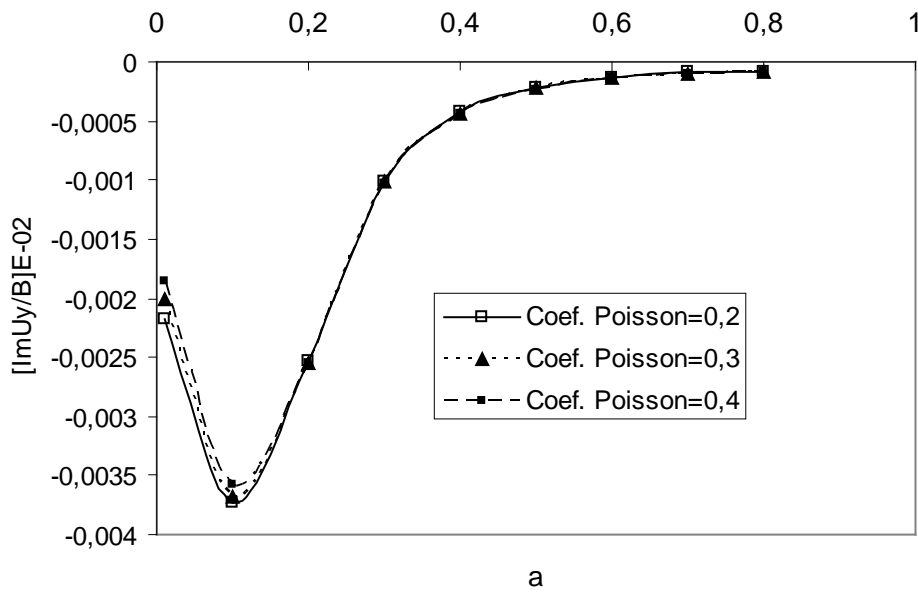


Figure 4.20 Influence du coefficient de Poisson– Partie imaginaire du déplacement vertical

D'après les figures courbes 4.17, 4.18, 4.19 et 4.20 on constate que la variation du coefficient de Poisson affecte beaucoup plus les déplacements horizontaux, et cela s'explique par le fait que le coefficient de Poisson est un facteur caractérisant la déformabilité latérale du sol.

4.4.5 Influence de l'élanement du pieu

Dans cette section on va examiner l'influence de l'élanement du pieu sur la réponse d'un pieu placé dans un sol viscoélastique. L'analyse se fait en terme de paramètres adimensionnels.

Soit $\nu_p=0,2$, $\nu_s=0,3$, $\beta=0,05$, $E_p/E_S=1000$, $m_r=1$

On fait varier l'élanement du pieu $L/B=15$, $0,3$ et $0,4$.

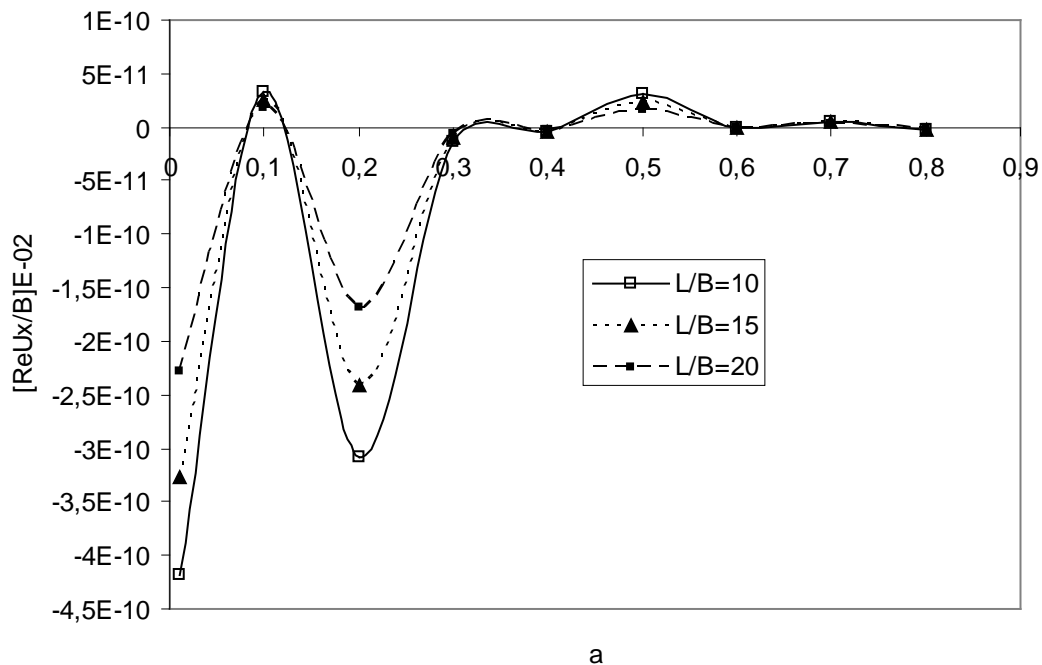


Figure 4.21 Influence de l'élanement – Partie réelle du déplacement horizontal

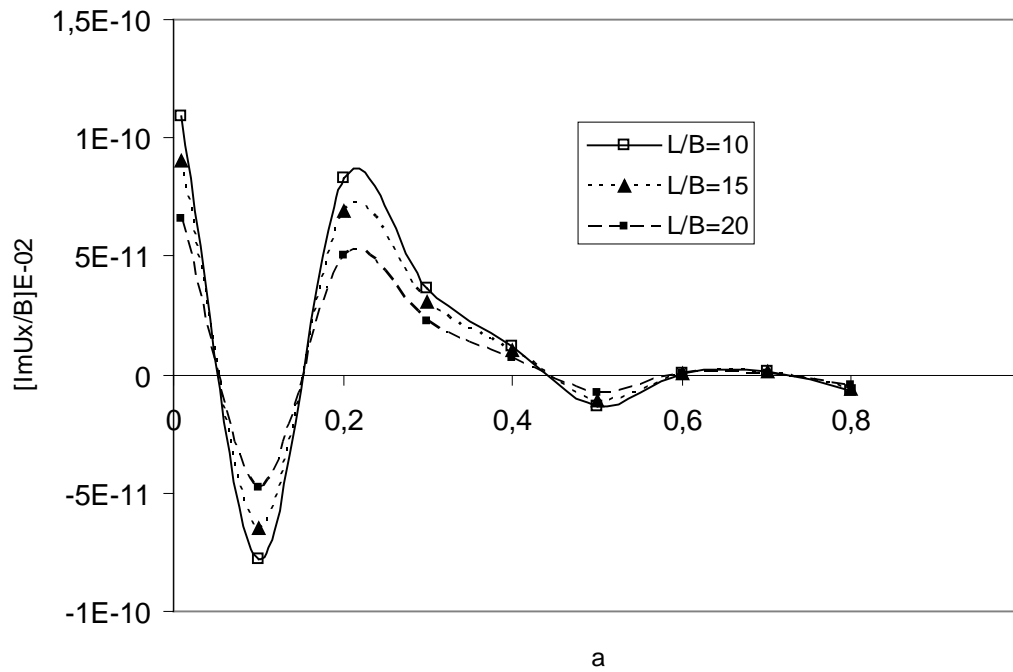


Figure 4.22 Influence de l'élancement – Partie imaginaire du déplacement horizontal

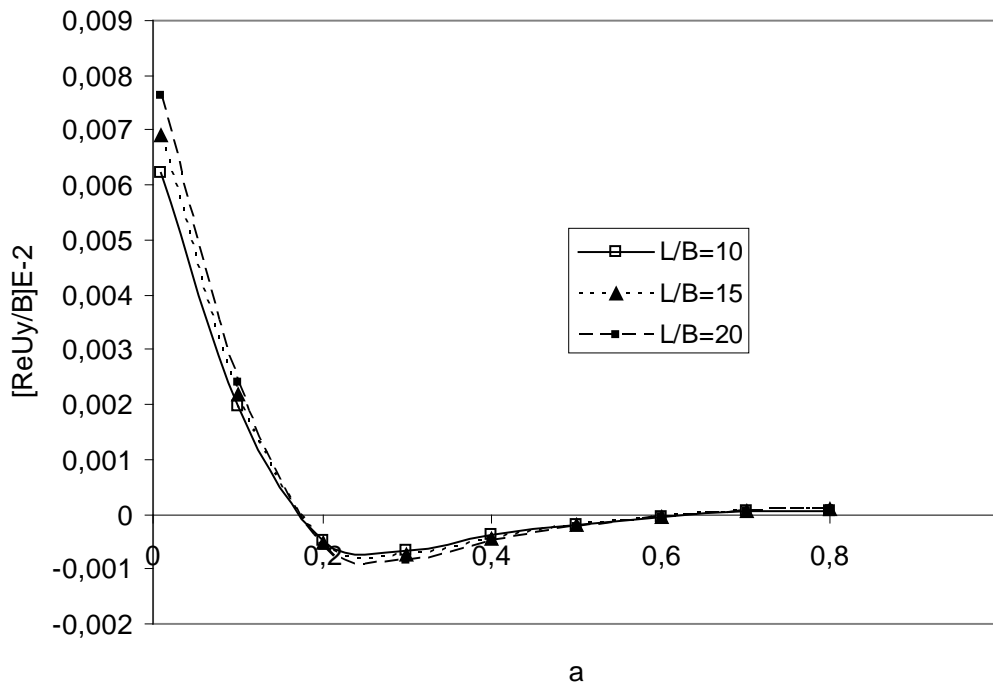


Figure 4.23 Influence de l'élancement – Partie réelle du déplacement vertical

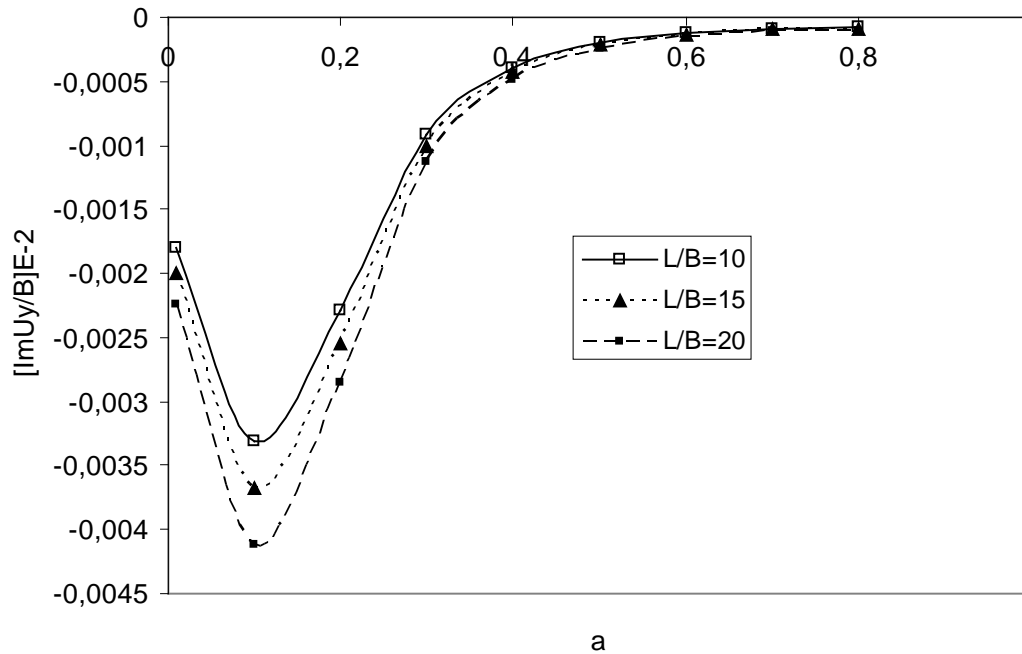


Figure 4.24 Influence de l'élancement – Partie imaginaire du déplacement vertical

D'après les figures 4.21, 4.22, 4.23 et 4.24 on constate que l'augmentation de l'élancement engendre une diminution des amplitudes des déplacements horizontaux et cela est dû essentiellement à l'effet d'encastrement du pieu qui s'amplifie avec l'augmentation de l'élancement. Par contre les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation de l'élancement et cela s'explique par l'augmentation de l'effet de poinçonnement.

Conclusion

La comparaison des simulations faites par la méthode présentée à d'autres travaux cités dans la littérature, confirme la fiabilité de cette méthode et sa bonne adaptation pour les problèmes d'interaction sol-pieu.

L'analyse paramétrique de la réponse d'un pieu flottant libre à sa tête et soumis à une charge harmonique verticale, a mis en évidence l'influence des différents paramètres sur la réponse du pieu. L'analyse des figures permet de conclure que la fréquence de vibration, la rigidité relative, l'élanement du pieu affectent le plus le comportement du pieu. Par contre l'influence des coefficients de Poisson et d'amortissement est moins importante surtout sur le déplacement vertical.

Conclusions et perspectives

Conclusions

Dans cette thèse une méthode combinée Elément Finis – Eléments Frontières est présentée pour l'étude de la réponse des pieux sous différents schémas de chargement statique ou harmonique. Le pieu est placé dans un sol viscoélastique et à comportement linéaire.

Dans cette étude le pieu est considéré comme un élément unidimensionnel et son comportement linéaire. Il est caractérisé par son module de Young et sa densité ainsi qu'avec son coefficient de poisson. Le sol est un matériau viscoélastique, homogène et isotrope, caractérisé par les constantes élastiques (module de Young, Masse volumique, coefficient de Poisson), plus la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et le coefficient d'amortissement. La réponse du pieu est déterminée à travers le calcul des déplacements du pieu.

Le principe de base de la méthode utilisée dans ce travail, est la décomposition du système total en deux milieux fictifs. La réponse totale est établie par la superposition des effets de ces deux milieux fictifs. Le premier est le sol continu sans excavation et qui garde les caractéristiques mécaniques du sol autour du pieu, le deuxième est un pieu fictif qui a des caractéristiques mécanique résultant de la différence entre celles du pieu réel et celles du sol.

La matrice de rigidité du pieu s'obtient par la superposition des matrices de rigidité des deux milieux fictifs. La matrice de rigidité du sol est obtenue par assemblage des matrices des sous-couches en utilisant la méthode des éléments frontières combinée avec celle des couches minces. La matrice de rigidité du pieu fictif

est obtenue en utilisant la méthode des éléments finis en le considérant comme un élément unidimensionnel discrétisé en éléments poutres.

La réponse du pieu est établie par la combinaison des deux effets en imposant la condition de compatibilité des déplacements entre le sol et le pieu qui s'impose dans tout le volume du sol ainsi que le déplacement des sections constituant le pieu est un déplacement d'un corps rigide.

Cette méthode est implantée dans un programme de calcul écrit en Fortran, qui permet le calcul des déplacements d'un pieu soumis soit à des charges statiques ou des vibrations harmoniques.

Pour tester la fiabilité de cette méthode, plusieurs comparaisons ont été faites avec les cas suivants déjà traités par d'autres auteurs. Pour le cas statique les résultats obtenus par la présente méthode sont en bon accord avec ceux présentés par R. Matos Filho *et al* (2005), les mesures de Whitker et Cooke (1966) relatifs à un essai de chargement d'un pieu, ainsi que les travaux de Vilabhan et Sivakumar (1986).

Pour le cas dynamique qui consiste à un chargement harmonique, la comparaison des résultats obtenus par cette méthode et ceux obtenus par Rajapakse, Novak, Kuhlmyer et Sen, confirment la bonne adaptation de cette méthode pour le calcul de la réponse des pieux sous chargement harmonique.

Des applications sur l'influences des différents paramètres géométriques et mécanique sur la réponse d'un pieu, ont été faite en matière de paramètres adimensionnels pour rendre l'étude plus générale et largement exploitable. Cette étude a mis en évidence les points suivants :

- Il a été constaté que plus que la rigidité relative du pieu est plus élevée plus la perturbation est plus importante, et surtout pour les fréquences les plus basses. Cela s'explique, que lorsque la rigidité relative du pieu augmente le pieu devient plus libre car la rigidité du sol est plus faible par rapport à celle du pieu.

- Il a été constaté que l'effet du coefficient d'amortissement affecte beaucoup plus les parties imaginaires des déplacements et surtout le déplacement horizontal.
- Il a été constaté que le déplacement vertical augmente avec l'augmentation de la masse relative qui signifie l'augmentation du poids du pieu par rapport à celui du sol. Par contre pour la partie réelle du déplacement horizontal on constate une diminution due à la stabilité gagnée par le pieu. La partie imaginaire du déplacement horizontal présente une augmentation avec l'augmentation de la masse relative et cela s'explique par le fait d'affaiblissement de l'amortissement du sol.
- Il a été constaté que la variation du coefficient de Poisson affecte beaucoup plus les déplacements horizontaux, et cela s'explique par le fait que le coefficient de Poisson est un facteur caractérisant la déformabilité latérale du sol.
- Il a été constaté que l'augmentation de l'élanement engendre une diminution des amplitudes des déplacements horizontaux et cela est dû essentiellement à l'effet d'encastrement du pieu qui s'amplifie avec l'augmentation de l'élanement. Par contre les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation de l'élanement et cela s'explique par l'augmentation de l'effet de poinçonnement.

Perspectives

Ce travail décrit une méthode combinée FEM-BEM pour la détermination de la réponse des pieux placés dans un sol viscoélastique. Comme continuité à ce travail on peut citer les perspectives suivantes :

- L'étude de la réponse d'un groupe de pieux

- L'étude du cas non linéaire
- L'étude de la réponse des pieux sous charges complexes tel que le séisme.

References

A. P. I. (American Petroleum Institute), Planning, designing and constructing fixed offshore platforms, RP2A-LRFD, Section G, pp. 64-77, 1993.

Badoni D. and Markis N., Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, N° 15, pp. 29-43, 1996.

Blaney G. W., Kausel E; and Roesset M., dynamic stiffness of piles, Proc. of 2nd international Conference of Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, pp. 1001-1012, 1976.

Benrjee P. K. and Driscoll R. M. C., Three dimensional analysis of raked pile groups, Proc. of the institute of civil engineering, Part 2, pp. 653-671, London, 1976.

Boumekik A., Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastree dans un sol multicouche, Thèse de doctorat en sciences appliquées, Université Libre de Bruxelles, Belgique, 1985.

Buzdugan, G., Dynamique des fondations des machines. Ed. Eyrolles, Paris, 1972.

Cairo R., Conte E. and Dente G., Analysis of pile groups under vertical harmonic vibration, Computers and geotechnics, N° 32, pp. 545-554, 2005.

Catal H. H., Free vibration of semi-rigid connected and partially embedded piles with the effects of the bending moment, axial and shear force, Engineering Structures, N° 28, pp. 1911-1918, 2006.

Coyle M. and Reese L. C. Load transfer for axially loaded piles in clay, J. S. M. F. D., ASCE, Vol. 92, SM2, pp. 1-26, 1966.

Davis R. O. and Selvadurai A. P. S., *Elasticity and geomechanics*, Cambridge University Press, 1996.

Det Norske Veritas, *Rules of the design construction and inspection of offshore structures*, Appendix F, Foundations, 1977.

Fascicule N° 62, Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des closes techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'équipement, du logement et des transports, 1993.

Georgiadis M., Anagnostopoulos C. and Saflekou S., Centrifugal testing of laterally loaded piles, *Canadian Geotechnical Journal*, N° 29, pp. 208-216, 1992.

Guoxi Wu, W. D. Liam Finn W. D., Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain, *Canadian Geotechnical Journal*; N° 34, pp. 34-43, 1997.

Karthingeyan S., Ramakrichna V. V. G. S. T. and Rajagopl K., Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand, *Computers and geotechnics*, Vol. 33, pp.121-131, 2006.

Kausel E., *Forced vibration of circular foundation on layered media*, PhD Thesis, M.I.T., 1974.

Kausel E. and Peek R., Dynamic loads in the interior of a layered stratum : an explicit solution, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72 N° 5, pp. 1459-1480, 1982.

Kausel E. and Roesset, J. M., Stiffness matrices for layered soils, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71 N° 6, pp. 1743-1761, 1981.

Kaynia A. M and Kausel E., Dynamic behaviour of pile groups, 2nd Int conf on num methods in offshore pilling. Austin, TX, 1982.

Krishnan R., Gazetas G. and Velez A., Static and dynamic lateral deflexion of piles in non-homogenous soil stratum, *Geotechnique*, Vol. 33 N° 3, pp. 307-326, 1983.

Kuhlmeyer R. L., Static and dynamic laterally loaded floating piles, *J Geotech Eng Division ASCE*, Vol. 105 N° GT2, pp. 289-304, 1979.

Kulhmaye, R. L., Vertical vibration of piles, *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, Vol.105, N° GT2, Proc., Paper 14394, pp. 273-287, 1979.

Kubo K., Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles, *Proc. VITH ICSMFE*, Montreal, Vol. 2, pp.275-279, 1965.

Li Yan et Byrne P. M., Lateral pile response to monotonic head loading, *Canadian Geotechnical Journal*, N° 29, pp. 955-970, 1992.

Lysmer J. and Kuhlmeyer R. L., Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 95, 1979.

Mansouri M, Calcul des fonctions impédances d'un pieu dans un sol Multicouche par une méthode combinée Eléments Finis - Eléments Frontières, Thèse de Magistère, Université de Annaba, Algérie, 1998.

Masoumi H. R., Degrande G. and Lambaert G., Prediction of free field vibrations due to pile driving using a dynamic soil-structure interaction formulation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, N° 27, pp. 126-143, 2006.

Matlock H, Foo S. H. C., Axial analysis of piles using hysteretic and degrading soil model. *Proc. In: Symposium on numerical methods in offshore piling. London, 1979.*

Matlock H., Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay, Proc. of 2nd offshore technology conference, Houston, Texas, Vol. 1, Paper OTC 1204, pp. 577-594, 1970.

Matos Filho R, Mendonça A. V, Paiva J. B, Static boundary element analysis of piles submitted to horizontal and vertical loads, Engineering Analysis with Boundary Elements, Vol. 29, pp. 195-203, 2005.

Mendonça A. V, Paiva J. B., A boundary element method for static analysis of raft foundation on piles, Engineering Analysis with Boundary Elements, Vol. 24, pp. 237-247, 2000.

Mendonça A. V, Paiva J. B., An elastostatic FEM/BEM analysis of vertically loaded raft and piled raft foundation, Engineering Analysis with Boundary Elements, Vol. 27, pp. 919-933, 2003.

Menard L., Bourdon G. et Gambin M., Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats préssiométriques, Sols-Soils, n° 22-23, Vol 6, pp. 16-29, 1969.

Mesquita A. D. et Coda H. B., Boundary integral equation method for general viscoelastic analysis, International Journal of Solids and Structures, Vol. 39, pp. 2643-2664, 2002.

Méthode de calcul des fondations profondes, Document technique réglementaire D.T.R. BC 2.33.2, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 1994.

Muki R. and Sternberg E., Elastostatic load transfer to a halfspace from a partially embedded in non-homogeneous soils, International Journal Solids and structures, Vol. 6, N° 1, pp. 69-90, 1970.

Novak M., Dynamic stiffness and damping of piles. Canadian Geotechnical Journal, N° 11, pp. 574-278, 1974.

Novak M., Vertical vibrations of floating piles, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, EM1, pp. 153-168, 1977.

Novak M, Abbou-Ella F. Impedance functions of piles in layered media. J Eng Mech division ASCE, Vol. 104, (EM1). Proc Paper 13847, pp. 643-661, 1978.

Novak M and EL sharnouby B., Stiffness constants of single pile, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, N° 7, pp. 961-973, 1983.

Nogami T., Dynamic group effect in axial responses grouped piles, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, N° 2. pp 228-243, 1983.

Prakash S. et Sharma H. D., Pile foundations in engineering practice, John Wiley & Sons, 1990.

Prakash, S. F. and Chandrasekaran V., Pile foundation under lateral dynamic loads, Proc. of 8th International Conference on Soil mechanics, Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2, pp. 199-203, 1973.

Poulos H. G. and Davis E. H., pile Foundation analysis and design, John Wiley & Sons, 1980.

P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute), Technical standards for port and harbour facilities in Japan, Bureau of ports and harbours, Port and harbour research institute, Ministry of transport, 1980.

Pal O., Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision, Thèse de Docteur Ingénieur, Université Joseph Fourier, Grenoble, 1998.

Penzien J., Schffley C. F. and Parmelee R. A., Seismic analysis of bridges on long piles, Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE 90, N° EM3, PP 961-973, 1964.

Penzien J., Soil-pile foundation interaction, Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.

Roger F., Calcul des fondations superficielles et profondes, Press de l'école nationale des ponts et chaussées, Nancy, 1999.

Rajapakse R. K. N. D, Shah A.H., Impedance curves for elastic pile, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 8 N° 3, pp. 145-152, 1989.

Rajapakse R. K. N. .D, Dynamics of piles: A critical evaluation of continuum solution models, The Canadian Society of Civil Engineering, Annual Conference. Calgary, 1988.

Rajapakse R. K. N. D, Shah A.H., On the longitudinal harmonic motion of an elastic bar embedded in an elastic half-space, International Journal of Solids and Structures, Vol. 23, pp. 287-303, 1987.

Rajapakse R. K. N. D., Dynamics of piles : A Critical Evaluation of Continuum Solution Models, The Canadian Society for Civil Engineering, Annual Conference. Calgary, 1988.

Reese L. C., Cox W. R. and Koop F. D., Analysis of laterally loaded pile in sand, Vith annual offshore technology conference, proc. Hoston, Texas, pp. 473-483, 1974.

Richart F. E., Woods R. D. and Hall J. R., *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.

Sami Ben Jamaa, Hiroo Shiojiri, A method for three dimensional interaction analysis of pile-soil system in time domain, *Transactions of JSCES*, Paper N° 20000013, 2000.

Sen R, Kausel E, P. K. Banerjee P. K, *Dynamic analysis of piles and pile Groups Embedded in no-homogeneous soils*, *Internatiuonal Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 9, pp.507-524, 1985.

Tahghighi H. and Kanagai K., *Numerical analysis of nonlinear soil-pile group interaction under lateral loads*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Article in press, 2006.

Tassoulas J. L., *Elements for the numerical analysis of wave motion in layered media*, Research report R81-2, Order No. 689, Massachusetts institute of technology, 1981.

Terashi M., Kitazum M. and Kawabata K., *Centrifuge modelling of laterally loaded piles*, *Proc. XIIth ICSMFE*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp.991-994, 1989.

Vallabhan CVG. and Sivakumar J., *Coupling of BEM and FEM for 3D problems in geotechnical engineering*, In: Brebbia CA, Connor JJ et al, editors. *BETECH 86*. Southampton: CML Publ., pp. 675-686, 1986.

Velez A., Gazetas G. and Krishnan R., *Lateral dynamics response of constrained Head piles*, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 109, N° 8, pp. 1063-1080, 1983.

Wass G., *Analysis method for footing in layered media*, PhD, Thesis, University of California, Berkley, 1972.

Whitaker T. and Cooke RW., An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay. Proc Symp Large Bored Piles, pp. 7-49, 1966.

References bibliographiques liées à cette thèse:

Publications

Salah Messast, A. Boumekik and M. Mansouri, Static and dynamic response of a pile foundation subjected to a vertical load, Journal of engineering & applied sciences, Vol. 1, N° 4, pp. 394-399, 2006.

Salah Messast, A. Boumekik and M. Mansouri, Dynamic response of a pile foundation due to the transmission of vertical vibrations from the adjacent soil, European journal of scientific research, Vol. 14, N° 4, pp. 569-577, 2006.

Communications

S. Messast, A. Boumekik and M. Mansouri, «Analysis of harmonic displacements around a pile foundation», First Middle East International Conference on Advances in Civil, Mechanical, and Material Engineering, May 10-13, 2005, University of Jordan, Amman, Jordan.

S. Messast and A. Boumekik, «Transmission of the harmonic vibrations around a pile foundation», International Conference on Problematic Soils, May 25-27, 2005, Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus.

S. Messast, A. Boumekik and M. Mansouri, «3-D FEM-BEM method for analysing the transmission vibrations of soil to a pile foundation», Sixth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, September 6-8, 2006, Graz, Austria.