République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MEDEA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DE DIPLOME
DE MAGISTER EN GENIE CIVIL

OPTION : INGENIERIE DES MATERIAUX ET GEOTECHNIQUE

THEME :

ANALYSE DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES SOUS CHARGEMENT LATERAL – APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DES MURS ANTIBRUIT

Présenté Par

AYACHE Belqassim

Devant le jury composé de :

N. Batel	Maître de Conférences A	Université de Médéa	Président
S. Belkacemi	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique, Alger	Examinateur
Kh. Grine	Professeur	Université de Blida	Examinateur
Dj. Amar Bouzid	Maître de Conférences A (HDR)	Université de Blida	Directeur de Mémoire

Septembre 2015

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère, Mon très cher père,

Mes frères, Mes sœurs, et toute Ma famille,

Ainsi qu'à tous mes amis sans exception.

Belqassim

Remerciements

*Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu **DIEU**, le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.*

*Je remercie **mes très chers parents** pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études. Ainsi que je remercie **mes frères**, **mes sœurs**, et toute **ma famille**.*

*Ces recherches ont été réalisées sous l'excellente direction de Monsieur **DJILLALI AMAR BOUZID**, Maître de conférences A (HDR) à Université de Médéa (Actuellement à Université de Blida). Je tiens à lui exprimer toute mes immenses gratitudes pour avoir encadré, orienté et suivi le travail pendant la durée de l'élaboration et de la rédaction de ce mémoire, aussi pour m'avoir accordé sa confiance. Je tiens à lui remercier très chaleureusement pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt, qui porte sur un problème géotechnique à facettes multiples et pour le temps qu'il a pu me consacrer. Ses compétences scientifiques, ses remarques et sa patience m'ont été d'un grand secours dans la réalisation de ce mémoire.*

*Je tiens à remercier Monsieur **Y.ABED**, Docteur à l'Université de Blida, pour son sens pratique et le caractère constructif de ses remarques.*

Je tiens à remercier :

*Monsieur **N.BATEL,** Maître de conférences A (HDR) à Université de Médéa, de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du Jury.*

*Monsieur **S. BELKACEMI**, Professeur à l'École Nationale Supérieure Polytechnique qui a accepté d'examiner ce mémoire et de faire partie du jury.*

*Monsieur **KH.GREEN**, Professeur à l'Université de Blida, qui a accepté d'examiner ce mémoire et de faire partie du jury.*

*Je tiens à remercier mon cher ami **ABDERRAHMANE OMAR** de son aide précieuse depuis le début de ce travail.*

*Je ne pourrai oublier de remercier tous **les enseignants** qui ont contribué directement ou indirectement à ma formation depuis mes classes de primaire à ce jour.*

Un grand merci à toute ma promotion de Magistère pour leurs aides morales et leurs encouragements.

Finalement, Je remercie tous mes amis, et tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin.

RESUMES

ملخص و الكلمات المفتاحية

الإيطار العام لمذكرة الماجستير هذه هو تحليل الأساسات الشبه عميقة تحت تأثير القوى الافقية و تطبيقها في حساب أساسات العوازل الصوتية.

الهدف من هذه المذكرة يمكن حصره في هدفين رئيسيين، الأول يتمثل في وضع نموذج رقمي ، وهذا بإستعمال طريقة الفوارق المنتهية مع الأخذ بعين الإعتبار وسط ذا سلوك خطي و وسط ذا سلوك لاخطي .

الهدف الثاني من هذه المذكرة متعلق بدراسة نظرية وتحليلية، حيث تم تطوير طريقة جديدة لحساب الأساسات الشبه – عميقة أو الأوتاد القصيرة تحت تأثير القوى الأفقية. حيث أجريت دراسة معلمية لتحديد وقياس العوامل التي تتحكم في سلوك هذا النوع من الأساسات.

في النهاية، كتطبيق قمنا باستخدام هذه الدراسة من أجل القيام بتصميم أساسات العوازل الصوتية.

الكلمات المفتاحية: الأساسات الشبه – عميقة، أوتاد قصيرة، سلوك الأوتاد،القوى الجانبية، سلوك خطي، سلوك لاخطي، أساسات العوازل الصوتية،

Résumé et mots clés

Le cadre général de ce mémoire de Magister est l'analyse des fondations semi-profondes sous chargement latéral – application au dimensionnement des fondations des murs antibruit.

Le but de ce travail de Magister se fixe deux objectifs principaux, le premier consiste à l'élaboration d'un programme numérique **SPULL** en utilisant la méthode des différance finis, et en se basant sur le concept des poussées latérales. Le comportement linéaire et non-linéaire de sol a été pris en compte.

Le second objectif qui est relatif à une étude théorique et analytique, où on a développé une nouvelle méthode de calcul des fondations semi -profondes sous sollicitations horizontales. Une étude paramétrique a été faite afin de de quantifier les facteurs régissant le comportement de ce type de fondations.

Finalement, comme une application, on a utilisé cette étude pour le dimensionnement des fondations des murs antibruit.

Mots clés: fondations semi-profond, pieu court, comportement du pieu, chargement latéral, Elasticité, Elaso-plasticité, fondation des murs antibruit.

Abstract and keywords

The general framework of this Magister thesis is the analysis of short piles under horizontal loading - application to the design of foundations for sound barriers.

This research work has two main objectives; the first is to develop a numerical program SPULL using the finite difference method, taking into account the linear and nonlinear behaviors of soil.

The second objective on a theoretical and analytical study, where we developed a new method for calculating piers foundations under horizontal forces. A parametric study has been done to quantify the factors governing the behavior of this type of foundation.

Finally, as an application, this study was used for the design of foundation noise barriers.

Keywords: Piers foundations, short piers, behavior of the pile, side loading, Elasticity, Elasto-plasticity, foundation noise barriers.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE 1

I ETUDE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES PIEUX SEMI-PROFOND (COURTS) 5

I.1 Introduction 6
I.2 Méthodes de calcule à l'état limite (à la rupture) 7
I.2.1 Méthode de Broms (1964) 7
I .2.1.1 Théorie de Broms (1964a) pour les sols cohérents avec $C > 0\ et\ \varphi = 0$ 10
I .2.1.2 Théorie de Broms (1964b) pour les sols pulvérulents (C=0) 14
I.2.2 La méthode de Balfour Beatty (1986) 18
I.2.3 Méthode de Brinch -Hansen (1961) 19
I.2.4 La méthode de Murf et Hamilton (1993) 21
I .2.5 Méthode des Palplanches 22
I .2.6 Méthode de Davidson 24
I.3 Méthodes basées sur l'approche de module de réaction (Winkler) 27
I.3.1 Module de réaction du sol de fondation constante 28
I.3.2 Module de réaction du sol de fondation proportionnel à la profondeur 31
I.3.2.1 La méthode de Dickin et Wei (1988) 32
I.3.2.2 Méthode de Desai et Kuppusamy (1980) 35
I.3.2.3 Méthode de Padmavathi et al. (2008) 36
I.4 Méthodes basées sur les équations des milieux continuums 39
I.4.1 La méthode de l'Interaction pieu- continuums élastique (La méthode des éléments aux frontières) 40
I.4.2 La méthode des éléments finis 41
I.5 Etudes expérimentales supplémentaires 46
I.5.1 Les essais du sol 46
I.5.2 Essais des modèles classiques 48
I.5.3 Tests du modèles centrifugeuse 50
I.5.4 Essais sur le modèle centrifuge 51
I.6 Conclusion 52

II ANALYSE NON-LINAIRE DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES FICHEES DANS UN SOL NON-HOMOGENE EN UTILISANT LE CONCEPT DES POUSSES LATERALES 53

II.1 Introduction 54
II.2 Pieu fiche dans un milieu élastique linéaire 54
II.3 Pieu dans un milieu élastique parfaitement plastique 57
II.4 Modélisation numérique par différence finis 62

II.4.1 Equations de base 62
II.4.2 Interaction Pieu – sol 65
II.4.3 Conditions aux limites 67
II.5 Description du programme numérique mis au point (SPULL) 68
II.6 Etude parametrique 73
II.6.1 Pieu fiché dans un milieu linéaire élastique 74
II.6.1.1 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol cohésif 74
II.6.1.2 Effet de l'élancement du pieu court sur la rotation pour un sol cohésif 76
II.6.1.3 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant pour un sol cohésif 78
II.6.1.4 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral du pieu pour un sol pulvérulent 80
II.6.1.5 Effet de l'élancement du pieu court sur la rotation du pieu pour un sol pulvérulent 82
II.6.1.6 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant pour un sol pulvérulent 84
II.6.2 Pieu fiché dans un milieu plastique 86
II.6.2.1 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol cohésif 86
II.6.2.2 Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation pour un sol cohésif 88
II.6.2.3 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif 90
II.6.2.4 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol pulvérulent 92
II.6.2.5 Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation la rotation dans un sol pulvérulent 94
II.6.2.6 Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent 96
II.7 Conclusion 98

III DEVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES 99

III.1 Introduction 100
III.2 Théorie générale de la résistance du sol d'une section du mur soumise à un moment de renversement et une force horizontale. 101
III.3 Pressions du sol pour un côté portant un bloc de fondation soumis à un moment de renversement et une force horizontale 107
III.3.1 pressions du sol sur un Bloc fondation prismatique 107
III.3.2 Analyse des contraints de sols aux faces avant et arrière de la Fondation qui sont plus petits que les pressions du sol basée sur 109

"la théorie de Rankine"
III.3.3 Analyse des pressions Basé sur la théorie de Rankine du sol Atteint seulement à la partie supérieure ou aux parties supérieure et inférieure »des faces avant et arrière de la Fondation 109
III.4 Etablissement des équations de conception préliminaire pour côté porteur du bloc Fondations 111
III.5 Etude paramétrique 117
III.5.1 Effet de la charge vertical sur le moment maximal pour un sol pulvérulent 117
III.5.2 Effet de la charge vertical sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent 120
III.5.3 Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent 122
III.5.4 Effet de l'angle de frottement sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent 125
III.5.5 Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif 127
III.6 Comparaison entre les résultats du pieu court sollicité horizontalement obtenus de la méthode développée et de la méthode basée sur l'approche de Winkler de deuxième chapitre 130
III.6.1 Comparaison des moments fléchissant maximaux 130
III.6.2 Comparaison des positions du centre de rotation 134
III.7 Conclusion 135

IV LES MURS ANTIBRUIT : DEFINITION, ROLE ET CHARGES APPLIQUEES 136

IV.1 Introduction 137
IV.2 Avantages et inconvénients de l'utilisation des murs antibruit 137
IV.3 Types de murs antibruit 137
IV.3.1 Barrières supportées sur sol 137
IV.3.1.1 Les talus en terre 138
IV.3.1.2 Les murs antibruit 138
IV.3.1.3 Les murs antibruit combinés aux talus en terre 139
IV.3.2 Murs antibruit supportées sur structure 139
IV.3.3 Matériaux utilises pour les murs antibruit 140
IV.3.3.1 Murs antibruit en béton 140
IV.3.3.2 Murs antibruit en Métal 140
IV.3.3.3 Murs antibruit en Briques et blocs de maçonnerie 141
IV.3.3.4 Murs antibruit en Bois 142
IV.3.3.5 Murs antibruit en verre ou plexiglas (transparents) 142
IV.3.3.6 Murs antibruit en plastique (non transparents) 144
IV.3.3.7 Murs antibruit de verdure 145
IV.4 Charges appliquées 146

IV.4.1 Les charges de gravité 146
IV.4.1.1 Charges mortes 146
IV.4.1.2 Charge due à l'accumulation de la glace 147
IV.4.1.3 Surcharge d'utilisation 147
IV.4.2 Charges latérales 147
IV.4.2.1 Charges dues au vent 147
IV.4.2.2 Charges sismique 147
IV.4.2.3 Poussée latérale des terres 148
IV.4.2.4 Charge due à l'impact des véhicules 148
IV.5 Conclusion 148

V APPLICATION DE LA METHODE DEVELOPPEE AUX MURS ANTIBRUIT 149

V.1 Introduction 150
V.2 Application du modèle numérique SPULL pour le dimensionnement d'une fondation semi-profonde de mur antibruit 151
V.2.1 fondation semi-profond dans un sol pulvérulent 151
V.2.2 fondation semi-profond dans un sol cohésif 154
V.2 Conclusion 155

CONCLUSION GENERALE 156

Références bibliographiques 159

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 :	*Modes de rupture pour un pieu à tête libre (Broms 1964a)*	9
Figure I.2 :	*Modes de rupture pour un pieu à tête fixé (Broms 1964a)*	9
Figure I.3 :	*Déflection, distribution de la réaction de sol et le moment fléchissant pour un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*	11
Figure I.4 :	*Résistance latérale ultime d'un pieu court chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*	12
Figure I.5 :	*Déflection(a) , distribution de la réaction du sol (b) et le moment fléchissant (c) pour un pieu court à tête fixé chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*	14
Figure I.6 :	**(**a) *Déflection, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*	15
Figure I.7 :	*Résistance latérale ultime d'un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*	16
Figure I.8 :	**(**a) *Déflection, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête fixé chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*	17
Figure I.9 :	*Méthode de Brinch-Hansen (1961) pour un pieu court et rigide sous chargement latérale*	19
Figure I.10 :	*Coefficients Kq et Kc de Brinch-Hansen (1961)*	20
Figure I.11 :	*Facteurs de réduction des pressions actives et passives, les coefficients des pressions active et passive*	23
Figure I.12 :	*Schéma de calcul de la profondeur d'ancrage d'un pieu*	24
Figure I.13 :	*La résistance du sol ultime pour sol cohésif.*	25
Figure I.14 :	La résistance ultime du sol pour un sol pulvérulent.	26
Figure I.15 :	*Modèle du sol-pieu (WINKER)*	27
Figure I.16 :	*Coefficients des forces latérales*	31
Figure I.17 :	*Module du sol et la distribution de pression le long de pieu rectangulaire*	33
Figure I.18 :	*Relation entre* (z_r/L) *et* (e/L)	34
Figure I.19 :	Modèle de Vallabhan and Alikhanlou (1982)	35

Figure I.20 : *Réponse du sol dans les trois directions x, y, et z* 36
Figure I.21 : (a) déflexion du pieu, (b) Model de Winkler d'un pieu court chargé latéralement 37
Figure I.22 : *Réponse non linéaire du sol pour un pieu court chargé latéralement* 37
Figure I.23 : *tests à grande échelle sur deux pieux courts* 48

Chapitre II

Figure II.1 : *Élément d'un pieu chargé latéralement* 55
Figure II.2 : *Réponse élasto-plastique d'un sol* 57
Figure II.3 : *Réponse du sol parfaitement plastique* 59
Figure II.4 : *Réaction du sol* 59
Figure II.5 : *Pieu chargé latéralement en matériau parfaitement plastique* 61
Figure II.6 : *Élément d'un pieu chargé latéralement* 62
Figure II.7 : *Réponse du côté droit d'un sol élasto-plastique* 65
Figure II.8 : *Réponse du côté gauche d'un sol élasto-plastique* 66
Figure II.9 : *Réponse du sol résultant* 67
Figure II.10 : *Organigramme du programme SPULL* 69
Figure II.11 : *Pieu chargé latéralement dans un milieu élastique parfaitement plastique selon le modèle numérique élaboré SPULL* 73
Figure II.12 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif* 75
Figure II.13 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif* 75
Figure II.14 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif* 76
Figure II.15 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.* 77
Figure II.16 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.* 77
Figure II.17 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.* 78
Figure II.18 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.* 79
Figure II.19 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans* 79

un sol cohésif.

Figure II.20 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.* 80

Figure II.21 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 81

Figure II.22 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 81

Figure II.23 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 82

Figure II.24 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 83

Figure II.25 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 83

Figure II.26 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 84

Figure II.27 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.* 85

Figure II.28 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.* 85

Figure II.29 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.* 86

Figure II.30 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.* 87

Figure II.31 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.* 87

Figure II.32 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.* 88

Figure II.33 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif* 89

Figure II.34 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif* 89

Figure II.35 : *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif* 90

Figure II.36 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.* 91
Figure II.37 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.* 91
Figure II.38 : *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.* 92
Figure II.39 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 93
Figure II.40 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 93
Figure II.41 : *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.* 94
Figure II.42: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 95
Figure II.43: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 95
Figure II.44: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.* 96
Figure II.45: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.* 97
Figure II.46: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.* 97
Figure II.47: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.* 98

Chapitre III

Figure III.1 : *Section d'un mur chargé latéralement* 102
Figure III.2 : *Diagramme de pression où les Pressions du sol sont plus petites que les pressions du sol basée sur la théorie de Rankine, à tous les points de la Section du mur* 103
Figure III.3 : *Diagramme de pression où les* Pressions du sol basée *sur la théorie de Rankine induite Seulement à la Tête de la Section du mur* 103
Figure III.4 : *Diagramme de pression où Les pressions du sol basé sur la théorie de Rankine, atteint aux parties supérieure et inférieure de la section mur* 104

Figure III.5 :	*Les pressions maximum du sol: Diagramme de pression représente la Résistance ultime du sol*	104
Figure III.6 :	*Diagramme de pression et Diagramme de* $(K_p - K_a)$*pour des pressions du sol Basé sur la théorie de Rankine atteint aux parties supérieure et inférieure de la Section de mur*	105
Figure III.7 :	*Bloc Fondation chargé latéralement*	107
Figure III.8 :	*Pressions total d'une Bloc Fondation chargé latéralement*	108
Figure III.9 :	*Pressions maximales du sol pour un mur chargé latéralement*	108
Figure III.10:	*Diagramme de pression du sol où les pressions du sol basé sur la théorie de Rankine, Atteint à la tête Seulement*	110
Figure III.11:	*Diagrammes de pression pour les sols cohésifs et pulvérulents*	112
Figure III.12:	*Diagramme de pression à la partie inférieure du Bloc Fondation*	114
Figure III.13:	*Diagramme de pression pour les sols pulvérulents (Centre de rotation à la base de la Fondation*)	116
Figure III.14:	*Effet de la charge vertical sur le moment maximal pour un sol Pulvérulent*	118
Figure III.15:	*Effet de la charge vertical sur le moment maximal pour un sol Pulvérulent*	118
Figure III.16:	*Effet de la charge vertical sur le moment maximal pour un sol Pulvérulent*	119
Figure III.17:	*Effet de la charge vertical sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*	119
Figure III.18:	*Effet de la charge vertical sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent*	120
Figure III.19:	*Effet de la charge vertical sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent*	121
Figure III.20:	*Effet de la charge vertical sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent*	121
Figure III.21:	*Effet de la charge vertical sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent*	122
Figure III.22:	*Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*	122
Figure III.23:	*Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol*	123

pulvérulent
Figure III.24: *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent* 123
Figure III.25: *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent* 124
Figure III.26: *Effet de l'angle de frottement sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent* 125
Figure III.27: *Effet de l'angle de frottement sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent* 125
Figure III.28: *Effet de l'angle de frottement sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent* 126
Figure III.29: *Effet de l'angle de frottement sur la position de centre de rotation pour un sol pulvérulent* 126
Figure III.30: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif* 127
Figure III.31: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif* 127
Figure III.32: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif* 128
Figure III.33: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif* 128
Figure III.34: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 129
Figure III.35: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 129
Figure III.36: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 131
Figure III.37: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 131
Figure III.38: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée* 132
Figure III.39: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 132
Figure III.40: *Comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 133
Figure III.41: *Comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 133

Figure III.42: *Comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.* 134

Chapitre IV

Figure IV.1 : *Les talus en terre, Les murs antibruit, Les murs antibruit combinés aux talus en terre* 138

Figure IV.2 : *murs antibruit sur pont, murs antibruit sur viaduc, murs antibruit sur mur de soutènement* 138

Figure IV.3 : *Murs antibruit en béton* 139

Figure IV.4 : *Murs antibruit métalliques* 140

Figure IV.5 : *Murs antibruit en briques et blocs de maçonnerie* 140

Figure IV.6 : *Murs antibruit réalisé en bois* 141

Figure IV.7 : *Murs antibruit réalisé en verre ou plexiglas (transparents)* 142

Figure IV.8 : *Murs antibruit réalisé en plastique (non transparents)* 143

Figure IV.9 : *Murs antibruit de verdure* 144

Chapitre V

Figure V.1 : *Exemple d'un mur antibruit chargé latéralement* 150

Figure V.2 : *Fondation semi profond du mur antibruit chargé latéralement* 151

Figure V.3: *Profils de déplacement latéral pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol pulvérulent selon le programme SPULL.* 152

Figure V.4 : *Profils de moment fléchissant pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol pulvérulent selon le programme SPULL.* 152

Figure V.5: *Profils de déplacement latéral pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol cohésif selon le programme SPULL.* 153

Figure V.6: *Profils de moment fléchissant pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol cohésif selon le programme SPULL.* 154

Liste des symboles

d	Distance au-dessous de la surface du sol, au niveau où le moment fléchissant est maximal
H	Charge latérale
C_u	Résistance au cisaillement non drainé du sol
D_i	Diamètre du pieu
M_{max}^{pos}	Moment fléchissant positif maximal
e	Excentricité de la charge latérale appliquée
g	Partie du pieu court situer en dessous du point de moment fléchissant maximum
L	fiche de pieu
H_{ult}	Résistance latérale ultime
M	Moment admissible au niveau de la surface du sol
B	Largeur de la fondation du pieu court parallèle à la force de renversement (m)
M_{rep}	Moment à la rupture
M_{Pm}	Moment admissible à deux-tiers de la profondeur effective de la fondation
P_p	Pression de terre passive (butée)
P_a	Pression de terre active (poussée)
P	Pression du sol
P_u	pression latérale ultime admissible du sol
σ_{vz}	Pression effective verticale des surcharges
γ	Poids volumique du sol
$K_q\ et\ K_c$	Facteurs dépendent de φ et z/D_i
β	Angle d'inclinaison
φ	angle de frottement du sol
K_a	Coefficient de poussée active
K_P	Coefficient de butée
K_0	Coefficient de terre au repos
E	Le module de Young
k_s	module de réaction du sol
y	Déplacement latéral du pieu
$E_P I_P$	Rigidité à la flexion du pieu
z_r	La distance entre le point de rotation à partir de la surface du sol
Q	force de cisaillement
λ	paramètre de longueur
σ'_{h-max}	pression latérale passive du sol
σ'_{h-min}	pression latérale active du sol
u	déplacement du pieu
u_t	déplacement dans la partir supérieure du pieu court
k_i	Courbure dans l'élément i
k_{i+1}	Courbure dans l'élément $i+1$
R_i	Réaction du sol
v_i	déplacement de l'élément i
v_i	déplacement plastique accumulée
S_i	la pente de la courbe de réponse

H_1	force de frottement
μ	Coefficient de frottement à la base de la fondation
V	Charge verticale totale
σ_{bc}	capacité portante du sol

Liste des tableaux

Tableau I.1 :	*Valeurs de la constante de poussée des terres (p)*	18
Tableau I.2:	*valeurs souterraines de coefficients de déflexion A et B pour un seul pieu*	30
Tableau II.1:	*Résumé des caractéristiques du sol et caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu court.*	74

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations semi-profondes ou les pieux courts sont souvent utilisés comme fondations pour soutenir les bâtiments, ponts, échangeurs routiers, et un certain nombre de d'autres applications lorsqu'il existe de multicouches de sol à des profondeurs relativement faibles. Récemment, les pieux courts sont plus en plus utilisés comme des fondations pour soutenir les poteaux de transport d'électricité, les portiques d'électrification ferroviaires portant des pylônes en acier, les tours de transmission, les poteaux de signalisation, les murs antibruit et beaucoup d'autres panneaux commerciaux élancés.

La conception des fondations des pieux courts est différente à la conception des fondations sur pieux conventionnels, parce que ce type de fondations doit reprendre les forces horizontales et les moments de renversement importants qui sont nettement supérieurs aux forces axiales qui sont relativement petites. Les méthodes appliquées pour l'analyse de ce type de fondations ne sont pas encore bien développées en comparaison à celles des fondations sous charges verticales de compression. En effet, la plupart des méthodes courantes de conception concernant la capacité de reprendre les moments de renversement des pieux courts, sont basées sur des études empiriques déduites des essais en vraie grandeur, ou sur des modèles réduits effectués aux laboratoires.

Contrairement aux ouvrages de génie civil, les fondations des murs antibruit sont généralement considérées comme des fondations semi profondes ou des pieux courts. Ces fondations requièrent une attention particulière au niveau de la conception. Dans la pratique courante, l'absence de normes régissant ce type d'ouvrage amène les concepteurs à se tourner vers des méthodes de calcul spécifiques aux murs de soutènement ou aux supports de matériels routiers, et de les adapter à la conception des murs antibruit en intégrant des coefficients de sécurité considérables. Les travaux présentés dans ce mémoire de Magister sont à caractère théorique et analytique ont pour but de concevoir une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations semi-profondes.

L'objectif principal de ce travail de Magister est de comprendre davantage le comportement linéaire et non linéaire des fondations semi profondes soumises à des charges latérales. Ainsi, plusieurs objectifs sont visés par ce mémoire :

- Faire un état des connaissances afin de bien comprendre les différentes méthodes de dimensionnement de ce type de fondations vis à vis les charges horizontales.

- L'élaboration d'un model numérique permettant l'étude des comportements linaire et non linéaire du sol pour les fondations semi-profondes fichées dans un sol multicouche en utilisant le concept des pousses latérales ;
- développement d'une nouvelle méthode sur la base des équations analytiques pour le dimensionnement des fondations semi-profondes ;
- L'examen de l'effet des caractéristiques du sol ainsi que les caractéristiques du pieu court sur le comportement latéral des pieux courts lorsque ce dernier est fiché dans un sol cohésif ou pulvérulent ;
- concevoir des méthodes de dimensionnement des fondations antibruit qui sont généralement des fondations semi-profondes et requièrent une attention particulière au niveau de la conception.

La structure de ce mémoire comporte sept chapitres :

Apres une introduction générale sur les fondations semi-profondes, les fondations des murs antibruit, l'objectif principal et le plan de travail adopté dans ce mémoire, un premier chapitre consacré à une synthèse bibliographique retrace brièvement l'ensemble des méthodes de conception et de calcul concernant les pieux courts sous chargement latéral. Le chapitre II est réservé au model numérique de calcul des pieux courts sous sollicitations latérales et qui comprend les comportements linaire et non linéaire de sol. D'autre part, on se concentre, dans ce chapitre sur l'étude paramétrique qui a été effectuée afin de déterminer et de quantifier les facteurs régissant le comportement latéral des fondations semi profondes. Le chapitre trois (III) est consacré au développement d'une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations semi-profondes. On donne d'abord un calcul préliminaire des équations de conception pour les blocs fondations chargé latéralement, suivies d'une étude paramétrique pour le but de l'examen de l'effet des caractéristiques du sol ainsi que les caractéristiques du pieu court sur le comportement latéral de ce type de fondations.

Le quatrième chapitre est réservé à une synthèse bibliographique sur les murs antibruit. La première action dans ce chapitre consistait à définir les murs antibruit, et se familiariser avec les différents types des murs antibruit existant, par la suite, des analyses sont réalisées pour déterminer les charges qui s'appliquent sur les fondations supportant les murs antibruit, ainsi que les méthodes de dimensionnement de ces fondations. Le chapitre cinq (V) présente une application pour le but de dimensionner les fondations des murs antibruit.

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent en fin du présent document. On a émet quelques recommandations sur des points qui n'ont pas été abordés dans ce travail de recherche.

CHAPITRE I

ÉTUDE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES (PIEUX COURTS)

RESUME

La fonction d'une fondation semi-profonde ou un pieu court est de transférer les charges axiales, latérales, ainsi que les moments fléchissant au sol entourant et supportant. Pour effectuer cette fonction, le pieu court doit interagit avec le sol autour, au-dessous et au-dessus de pieu court.

La relation entre les pieux courts et le sol est l'une des plus importantes variables dans la conception de ces derniers. En l'absence d'une théorie qui peut englober tous les facteurs compris, des hypothèses simplificatrices doivent être prises en considération.

Ce chapitre constitue une synthèse bibliographique sur les différentes méthodes numériques et analytiques appliquées à la conception d'un pieu court sous charge latérale.

I.1 Introduction

Dès 1950, des méthodes de dimensionnement des pieux semi-profonds (courts) ont été développées pour analyser les chargements latéraux. Ces méthodes d'analyse peuvent être classées en trois (03) groupes principaux: les méthodes de calcul à l'état limite (à la rupture), les méthodes basées sur le module de réaction (Winkler), et les méthodes basées sur les équations de la mécanique des milieux continues. Ce dernier groupe peut se scinder également en deux groupes : les méthodes des éléments frontières et les méthodes des éléments finis. La division additionnelle des différentes méthodes d'analyse disponibles peut être faite sur la base de la capacité de l'analyse pour fournir une solution de charge-déflexion complète ou seulement la solution finale de la capacité. Par exemple, la méthode de Broms (1964) est une méthode qui ne fournit que la solution ultime de la capacité, tandis que, la méthode de l'interaction sol-pieu peut offrir une solution complète de l'effort-déflexion.

Bien qu'il soit presque impossible d'identifier et de résumer toutes les méthodes d'analyse publiées pour les pieux courts chargés latéralement, ce chapitre présente de manière assez détaillée certaines méthodes d'analyse et des formules de conception les plus éminentes et plus représentatives qui ont été développées et discutées par divers chercheurs par exemple :

- Czerniak (1957),
- Broms (1964 a et b),
- Brinch-Hansen (1961),
- McCorkle (1969),
- Reese et la Welch (1975),
- Banerjee et Driscoll (1976),
- Reese et Desai (1977),
- Poulos et Davis (1980),
- Balfour Beatty Construction Ltd (1986),
- Lianyang Zhang(2008),
- Pasquale De Simone (2012),
- Wei Dong Guo(2013).

I.2 Méthodes de calcule à l'état limite (à la rupture)

I.2.1 Méthode de Broms (1964)

Des méthodes sont présentées pour le calcul de la résistance latérale ultime et la déflexion latérale en cas d'un chargement latéral des pieux isolés et des groupes de pieux fichés dans les sols saturés et cohérents et les sols pulvérulents. Les pieux ayant la tête à la fois libres et fixés ont été pris en compte.

Broms (1964a et b) a développé une théorie pour calculer la résistance latérale ultime des pieux courts et rigides dans les sols saturés cohérents et les sols pulvérulents. Il a proposé une distribution des réactions du sol et des moments fléchissant le long d'un pieu relativement court. Cette distribution est représentée par la suite.

Modes de rupture :

D'après Broms (1964 a), les modes de rupture possibles d'un pieu chargé latéralement sont représentés dans les deux figures I.1 et I.2, pour des pieux court libre et encastré en tête respectivement.

i) La rupture d'un pieu à tête libre a lieu lorsque le moment fléchissant maximal du pieu court dépasse le moment provoquant la rupture de la section du pieu (Figure I.1 (a)), ou lorsque les pressions latérales résultant des terres dépassent la résistance latérale ultime du sol le long de toute la longueur du pieu et il tourne comme une unité rigide autour d'un point situé à une certaine distance en dessous de la surface du sol (Figure I.1 (b)). Par conséquent, le mode de rupture dépend de la longueur du pieu, de la rigidité de la section du pieu, et des caractéristiques de charge-déformation du sol. La rupture provoquée par la formation d'une rotule plastique à la section du moment fléchissant maximal (Figure I.1 (a)) a lieu lorsque la profondeur de l'encrage du pieu est relativement grande. La rupture provoquée par un dépassement de la capacité portante du sol support (Figure I.1 (b)) a lieu lorsque la longueur du pieu et sa profondeur de l'encrage sont faibles.

ii) Les des modes de rupture des pieux encastrés en tête sont illustrés sur la Figure I.2. Les pieux encastrés en tête peuvent être fixés par une semelle de liaison ou par un système de contreventement, comme c'est souvent le cas pour les pieux des ponts ou des structures off-shore. Dans le cas où la longueur des pieux et les profondeurs de l'ancrage sont grandes, la

rupture peut avoir lieu lorsque les deux rotules plastiques se forment à l'emplacement des moments fléchissant positifs et négatifs sont maximales. Le moment positif maximal est situé à une certaine profondeur sous la surface du sol, tandis que le moment négatif maximal se situe au niveau de l'appui de l'encastrement du pieu.

Parmi les conditions des pieux à tête fixe, le moment négatif maximal est plus grand que le moment maximal positif et par conséquent, la limite d'élasticité de la section de pieu est généralement dépassée d'abord à la tête du pieu. Cependant, le pieu est encore capable de résister aux charges latérales supplémentaires après la formation de la première articulation plastique et la rupture ne se produit pas jusqu'à une formation d'une seconde articulation plastique au point où le moment positif est maximal. La seconde articulation plastique n'a lieu que lorsque l'amplitude de ce moment est égale au moment provoquant la rupture de la section du pieu Figure I.2(a).

La rupture peut aussi avoir lieu après la formation de la première articulation plastique au sommet du pieu, si les réactions latérales du sol dépassent la capacité portante du sol sur toute la longueur de du pieu comme il est représenté sur la Figure I.2 (b), et le pieu pivote autour d'un point situé à une certaine profondeur au-dessous de la surface du sol. Le mode de rupture, montré dans Figure I.2 (b), a lieu à des longueurs intermédiaires de pieux et des profondeurs intermédiaires de l'encrage. Lorsque les longueurs des pieux et les profondeurs de fiche sont petites, la rupture a lieu lorsque la charge latérale appliquée dépasse la résistance des sols à l'appui, comme représenté sur la Figure I.2 (c).

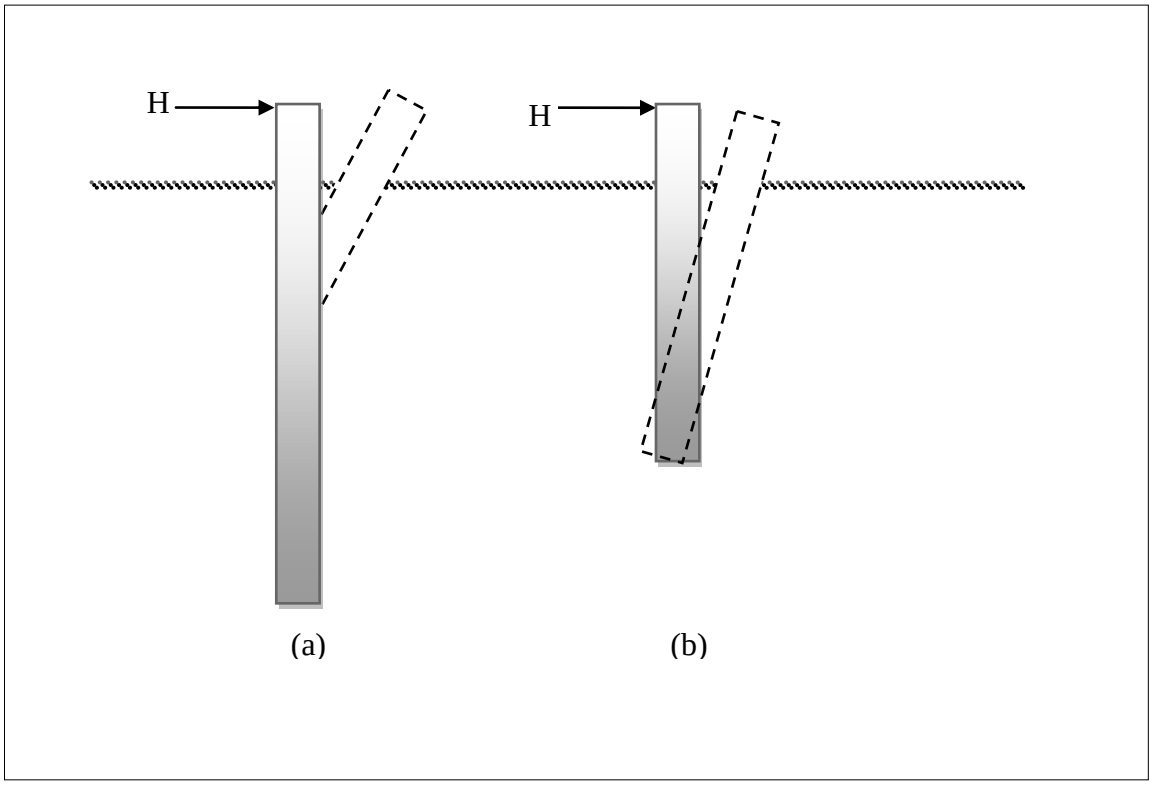


Figure I.1 : *Modes de rupture pour un pieu à tête libre (Broms 1964a)*

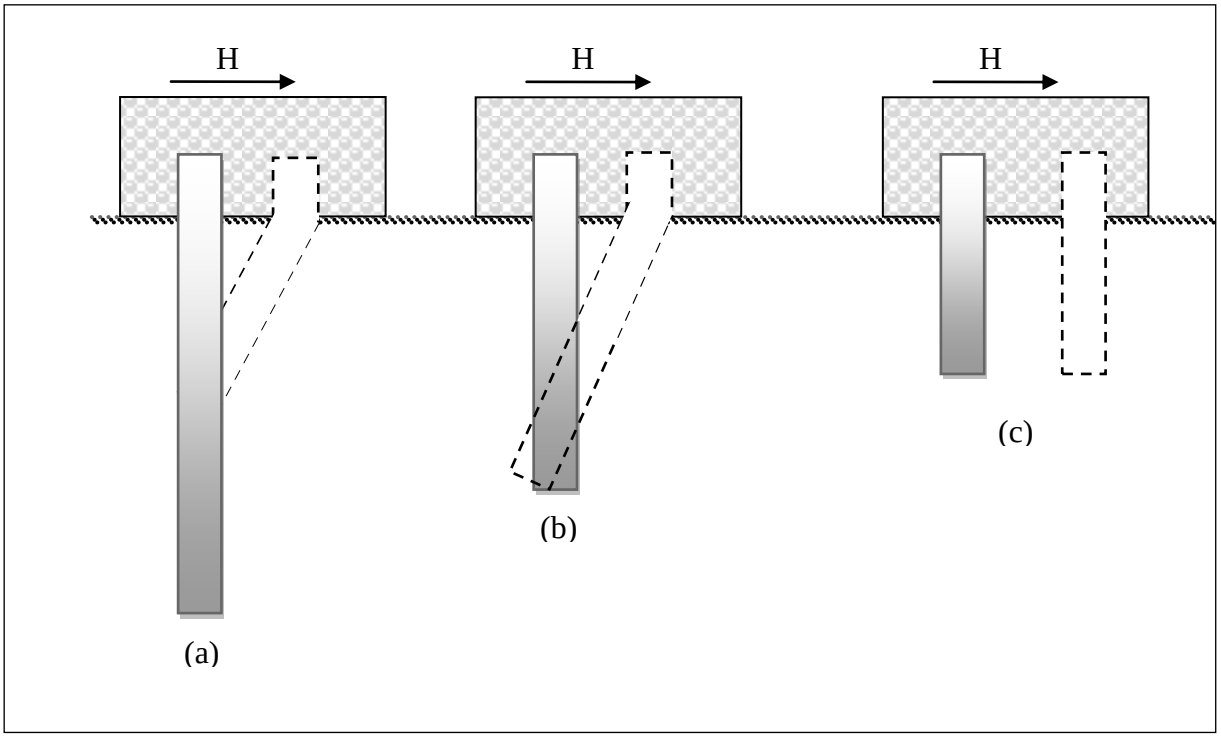


Figure I.2 : *Modes de rupture pour un pieu à tête fixe (Broms 1964a)*

La méthode de Broms (1964) est décrite séparément pour les pieux dans les sols cohésifs et les sols pulvérulents :

- La théorie Broms (1964a) pour les sols cohésifs (sols avec $C > 0$ et $\varphi = 0$)
- La théorie Broms (1964b) pour les sols pulvérulents (sols avec $C = 0$ et $\varphi > 0$).

I.2.1.1 Théorie de Broms (1964a) pour les sols cohérents avec $C > 0$ et $\varphi = 0$

Cette théorie est applicable aux sols cohérents saturés chargés rapidement, dans des conditions non drainées.

i) Pieu court à tête libre : Comme il est montré sur la Figure I.1, la résistance latérale du sol est nulle à partir de la surface du sol jusqu'à une profondeur de 1,5 fois le diamètre de pieu et constante avec une capacité ultime de 9 fois la résistance au cisaillement au-dessous de cette profondeur. Le moment maximal se produit autour d'un point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol, au niveau où la contrainte totale de cisaillement dans le pieu court est égale à zéro, à une profondeur de $(f + 1.5D_i)$ au-dessous de la surface du sol. La distance f et le moment fléchissant maximal M_{Max}^{Pos} calculé à partir des deux équations suivantes:

$$f = \frac{H}{9C_u D_i} \qquad (1.1)$$

Où

f : Distance en-dessous de la surface du sol, au niveau où le moment fléchissant est maximal

H : Charge latérale

C_u: Résistance au cisaillement non drainé du sol

D_i: Diamètre du pieu

et

$$M_{Max}^{Pos} = H(e + 1{,}5D_i + 0{,}5f) \qquad (1.2)$$

Où

M_{Max}^{Pos}: Moment fléchissant positif maximal

e: Excentricité de la charge latérale appliquée telle que définie dans la Figure I.3.

La partie du pieu court de longueur g (situé en dessous du point de moment fléchissant maximum) résiste au moment fléchissant M_{Max}^{Pos}donné par la formule suivante:

$$M_{max} = 2{,}25 C_u D_i g^2 \qquad (1.3)$$

Où

g: Partie du pieu court située en dessous du point de moment fléchissant maximum

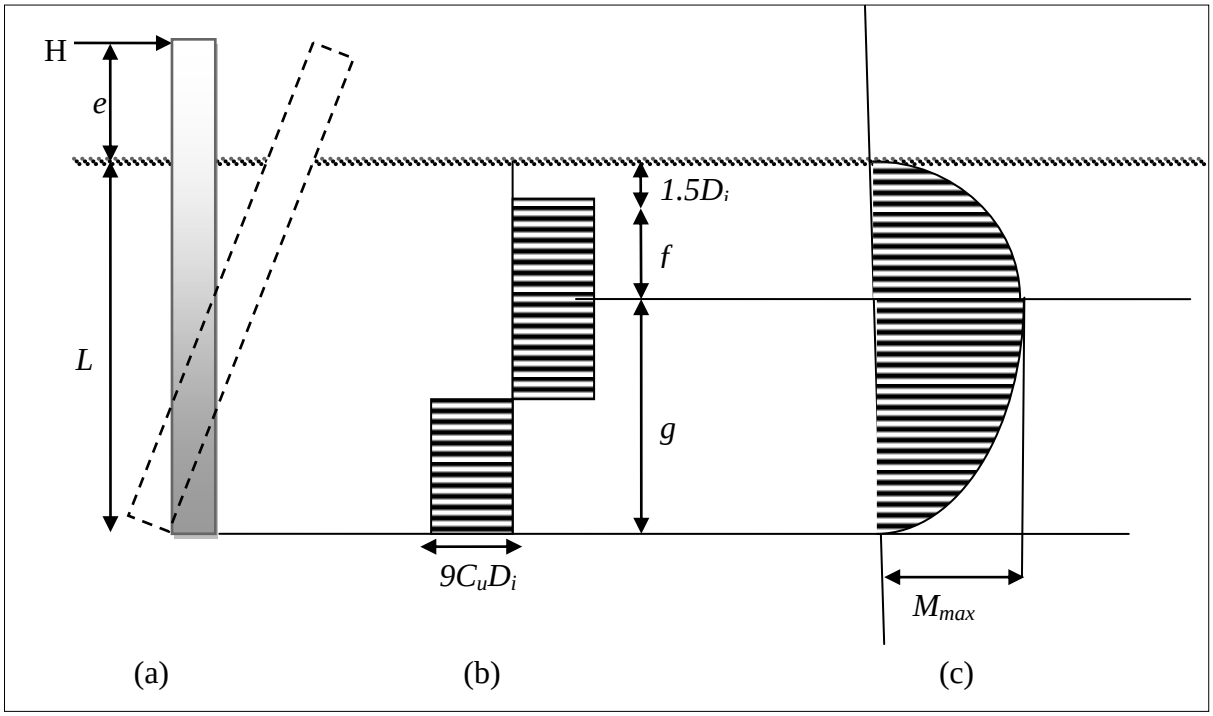


Figure I.3 : *(a) Déflexion, (b) distribution de la réaction de sol, (c) moment fléchissant pour un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*

Le sol près du sommet de pieu court, à la profondeur de 1,5 diamètre en dessous de la surface du sol, ne donne aucune résistance au mouvement de pieu court. Cette hypothèse est considérée comme raisonnable en raison que le sol près de la surface du sol peut être plus faible que le sol plus profond en raison de perturbations lors de la construction de pieu court.

La résistance latérale ultime d'un pieu court dans un sol cohérent peut enfin être calculée à partir des équations. (1.1), (1.2) et (1.3), on peut facilement observer que :

$$\begin{cases} L = (1{,}5D_i + f + g) \\ H_{ult} = \frac{2.25D_i g^2 f}{(e+1.5D_i+0.5f)} \end{cases} \quad (1.4)$$

Où

L : Profondeur d'encrage du pieu ou fiche de pieu

La résistance latérale ultime peut également être déterminée directement à partir de la Figure I.4 où la résistance latérale ultime adimensionnelle ($^{H_{ult}}/_{C_u D_i{}^2}$) a été tracée en fonction de la longueur de l'élancement L/D_i. Il convient de souligner qu'il a été supposé dans cette analyse que la rupture a lieu lorsque le pieu tourne comme une unité, et que le moment fléchissant maximal correspondant M_{Max}^{Pos} calculé à partir des équations (1.2) et (1.3) est inférieur au moment résistant l'ultime ou de la rupture de la section du pieu M_{rep}.

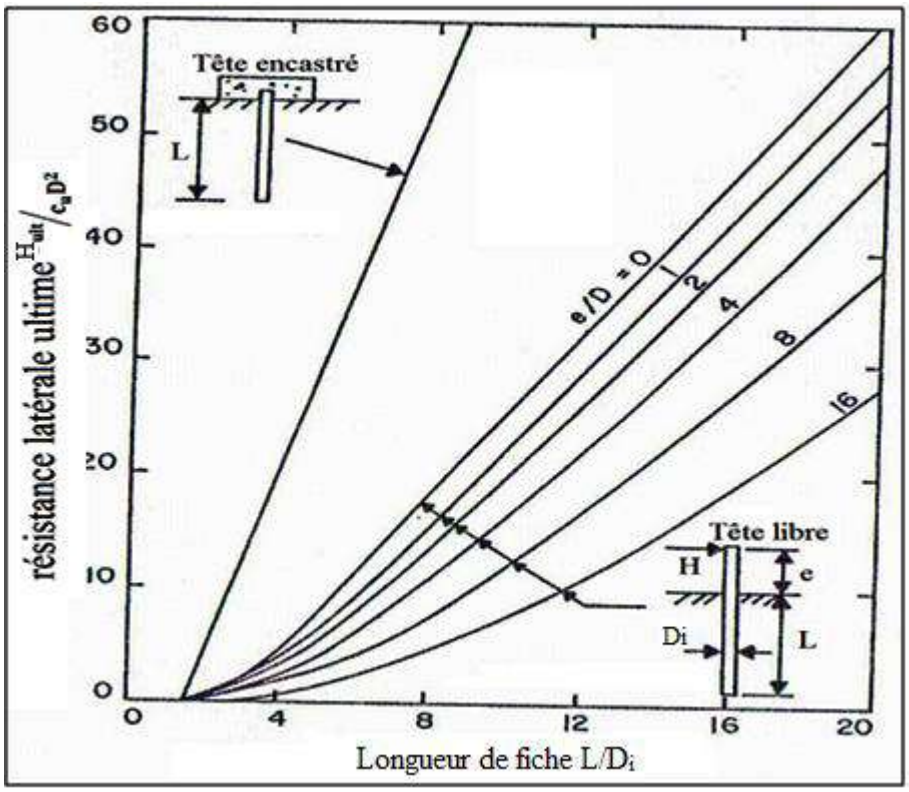


Figure I.4 : *Résistance latérale ultime d'un pieu court chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*

ii) Pieu court à tête fixe : Le mode de rupture pour un pieu fixé très court est montré dans la figure I.5. La rupture à lieu lorsque la charge latérale appliquée est égale à la résistance latérale ultime du sol, et le pieu se déplace comme une unité à travers le sol. Les distributions supposées correspondantes à la pression des terres et les moments fléchissant sont présentés dans les figures I.5(b) et I.5(c), respectivement. La résistance latérale ultime peut être calculée à partir de conditions d'équilibre en tant que :

$$H_{ult} = 9C_u D_i(L - 1.5D_i) \quad (1.5)$$

Où

H_{ult} : Résistance latérale ultime

Afin que le pieu chargé latéralement à la rupture, comme il est indiqué, il est nécessaire que le de moment fléchissant négatif maximal M_{max}^{neg} soit inférieur ou égal à la résistance au moment de rupture de la section du pieu. Ainsi

$$H_{ult} = (0.5L + 0.75D_i) \leq M_{rep} \quad (1.6)$$

Où

M_{rep} : Moment de la rupture

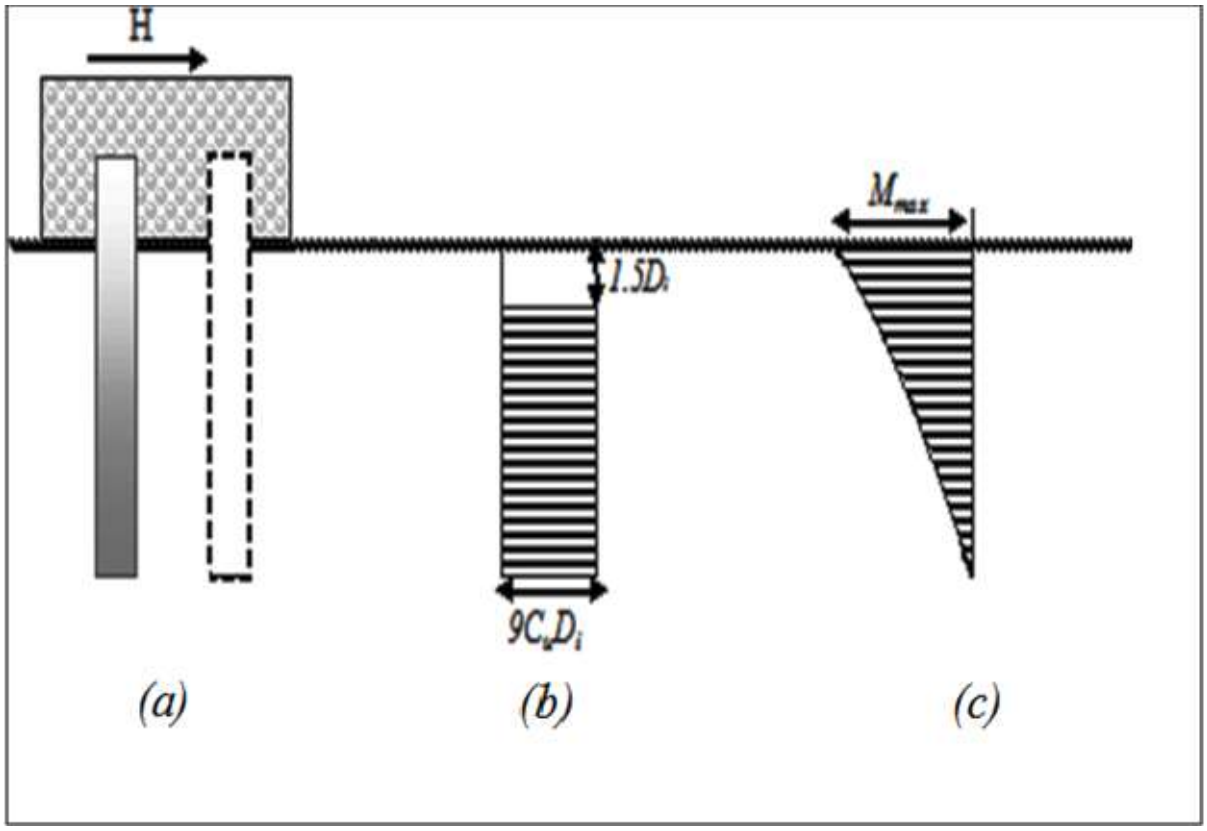


Figure I.5 : *(a) Déflexion, (b) distribution de la réaction du sol, (c) le moment fléchissant pour un pieu court à tête fixe chargé latéralement pour les sols cohésifs (Broms 1964a)*

I.2.1.2 Théorie de Broms (1964b) pour les sols pulvérulents (C=0)

Cette théorie développée par Broms (1964b) est applicable aux sols pulvérulents comme les sables ou graviers, avec $C = 0$. Elle peut être également utilisée pour des argiles ou des limons partiellement saturés qui ont une certaine cohésion si la contribution de la cohésion à la capacité portance du pieu court est négligée.

i) Pieu court à tête libre : Le mode de rupture d'un pieu chargé latéralement ancré dans un sol pulvérulent dépendra de la profondeur de l'encastrement et du degré de liberté à la pointe du pieu. Le mode de rupture d'un pieu court à tête libre est représenté sur la Figure I.6. La rupture a lieu lorsque le pieu tourne comme une unité autour d'un point situé en dessous de la surface du sol. Les distributions supposées correspondantes de pression des terres et des moments fléchissant sont présentés dans les figures I.6(b) et I.6(c), respectivement. Il a été supposé que les déplacements latéraux sont suffisamment grands, à la rupture, la résistance passive complète égale à trois fois la pression passive de Rankine à partir de la surface du sol vers le bas à la position du centre de rotation.

Les pressions de terres négatives élevées se développent près de la pointe du pieu chargé latéralement et ont été prises en charge de l'analyse que cette pression peut être remplacée par une charge concentrée, comme indiqué sur la figure I.6(b).

La résistance latérale ultime peut être évaluée à partir des conditions d'équilibre. Le moment M_d provoquée par la force appliquée H par rapport à la pointe du pieu chargée est donné par :

$$M_d = H(e + L) \tag{1.7}$$

Où

Le moment correspondant à la rupture provoquée par les pressions des terres latérales agissant le long de la partie enterrée du pieu M_r peut être calculée à partir de

$$M_r = 0.5 D_i \gamma L^3 K_p \tag{1.8}$$

Où

M_r : Moment à la rupture

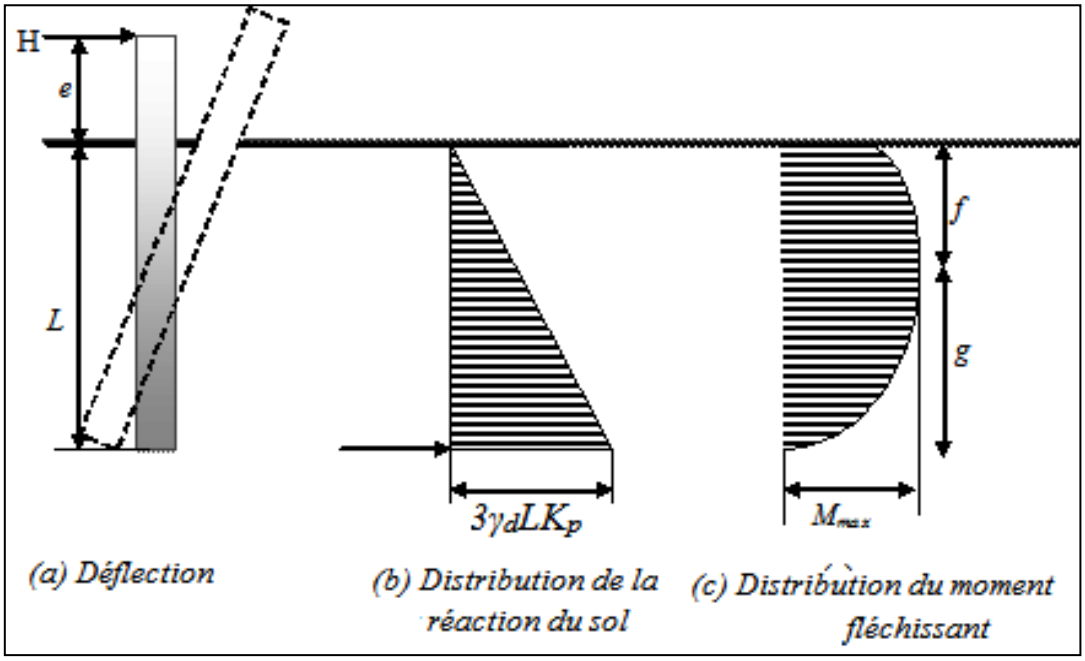


Figure I.6 : (a) *Déflexion, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*

L'équilibre exige que le moment M_d à la rupture soit égal au moment résistant ultime M_r. La résistance latérale H_u peut alors être évaluée à partir des équations (1.7)et (1.8) par la formule suivante :

$$H_u = \frac{0.5 D_i \gamma L^3 K_p}{(e+L)} \qquad (1.9)$$

La résistance latérale ultime adimensionnelle $\frac{H_u}{k_p \gamma L^3}$ déterminée à partir de l'équation (2 .9) a été tracée dans la Figure I.7 en fonction de la longueur d'ancrage adimensionnel $\frac{L}{D_i}$. Il convient de noter que dans les petits rapports d'excentricité $\frac{e}{D_i}$, la résistance latérale ultime augmente linéairement avec $(\frac{L}{D_i})$.

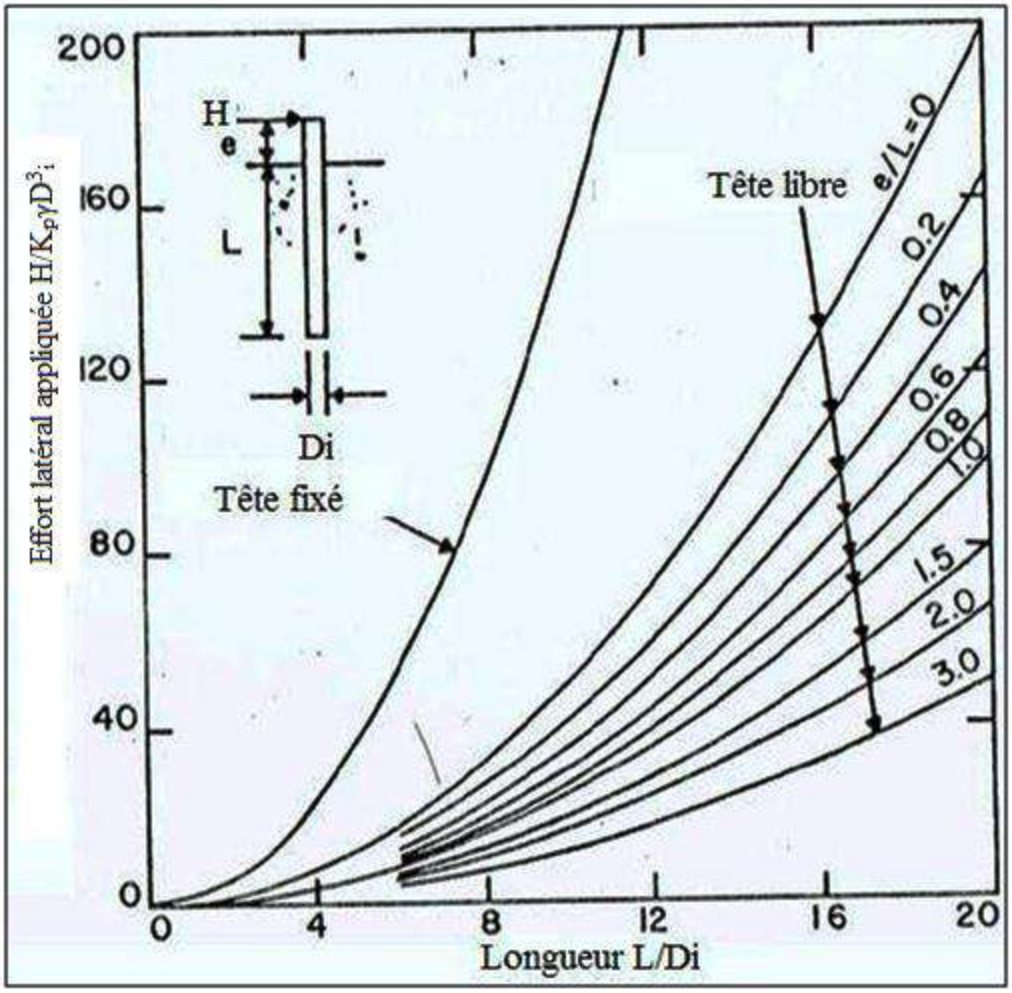


Figure I.7 : *Résistance latérale ultime d'un pieu court à tête libre chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*

ii) Pieu court à tête fixe : Les déplacements latéraux et la distribution des réactions du sol et des moments fléchissant pour un pieu court à tête fixe sont montrés dans la Figure I.8. La rupture a lieu lorsque la charge appliquée sur le pieu est égale à la résistance latérale ultime du sol tel qu'il est exprimé par :

$$H_u = 1.5 D_i \gamma L^2 K_p \qquad (1.10)$$

La résistance latérale ultime adimensionnelle $\frac{H}{k_p \gamma L^3}$ aussi déterminée à partir de l'équation (1.9) et a été tracée sur la Figure I.7 en fonction de la longueur d'ancrage $\frac{L}{D_i}$. L'équation(1.9) n'est applicable que lorsque le moment fléchissant négatif est maximal (qui se développe à la tête du pieu ou à un système de contreventement d'encastrement) est inférieur à la résistance ultime ou de rupture M_{rep} de la section du pieu.

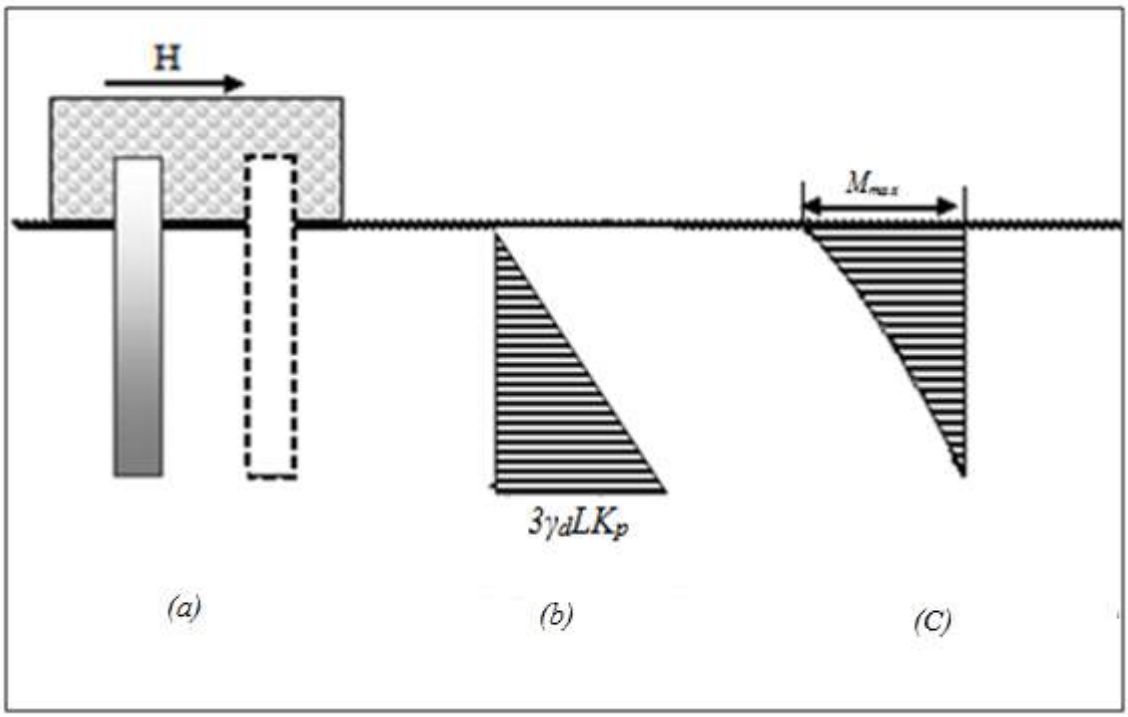


Figure I.8 : (a) *Déflexion, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête fixé chargé latéralement pour les sols pulvérulents (Broms 1964b)*

I.2.3 La méthode de Balfour Beatty (1986)

Balfour Beatty (1986) a développé une formule pour la conception de la fondation des pieux courts pour les portiques aériens d'électrification des chemins de fer. La méthode était basée sur des observations en grandeur réelle à partir de diverses sources. Pour un sol cohésif, cette méthode donne le moment admissible à deux tiers de la profondeur effective de la fondation:

$$M_{Pm} = PL^2(B + 0{,}4) \tag{1.11}$$

Où

M_{Pm}: Moment admissible à deux-tiers de la profondeur effective de la fondation (Kn.m) ;
P: Pression du sol (KN/m²).

B: Largeur de la fondation du pieu court parallèle à la force de renversement (m)

La valeur de la constante de poussée des terres (p) est une fonction de la consistance de l'argile, elle varie de 14 à 40 KN/ m², comme il est indiqué dans le Tableau I.2.

Tableau I.1 : *Valeurs de la constante de poussée des terres (p)*

Consistance de l'argile	P (KN/m²)
argile ferme	14-20
raide	20-30
très raide	30-40

En supposant que le moment augmente linéairement à partir de zéro en fonction de la force horizontale appliquée, le moment admissible au niveau du sol peut être défini comme suit :

$$M = M_{pm}\left[\frac{e}{e+\frac{2}{3}L}\right] \tag{1.12}$$

Où

M: Moment admissible au niveau de la surface du sol

I.2.4 Méthode de Brinch -Hansen (1961)

Cette méthode développée par Brinch Hansen en 1961. Elle est recommandée seulement pour les pieux courts et rigides. Cette méthode est basée sur la théorie de la pression des terres pour les sols ayant une cohésion et un frottement($C-\varphi$). Elle consiste à déterminer le centre de rotation à partir des deux équations d'équilibre, la somme des moments de toutes les forces autour du point d'application de la charge est égale a zéro, et par conséquence la résistance latérale ultime peut être calculée en adoptant la somme des forces horizontales à zéro. Les avantages de cette méthode sont son applicabilité aux sols tels que les limons partiellement saturés ou les argiles qui ont à la fois la cohésion et le frottement ($C-\varphi$). Elle peut être également utilisée comme une alternative aux théories de Broms pour un frottement ($\varphi=0$) ou pour les sols pulvérulents ($C=0$), en mettant en ($\varphi=0\ ou\ C=0$) dans les équations intervenant dans la théorie.

Pour déterminer le point de rotation du pieu court, une procédure d'essai et d'erreur est nécessaire dans le calcul.

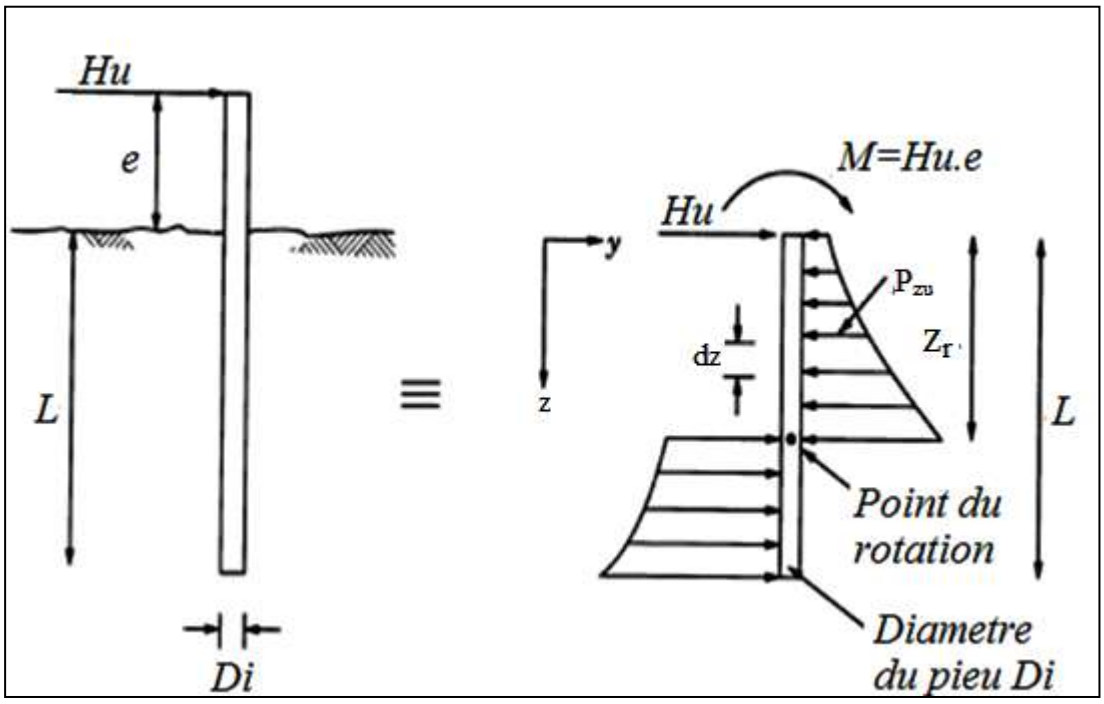


Figure I.9: *Méthode de Brinch-Hansen (1961) pour un pieu court et rigide sous chargement latéral*

Comme il est indiqué dans la figure I.9, la résistance latérale ultime peut être calculée à n'import quel point de la profondeur du pieu, à partir de l'équation d'équilibre qui donne la

somme des forces horizontales sont assimilés à zéro. Par conséquence l'équation de la résistance ultime du sol à n'importe quelle profondeur est donnée par :

$$P_{zu} = \sigma_{vz} K_q + C K_c \qquad (1.13)$$

Où

σ_{vz}**:** Pression effective verticale des surcharges

C **:** Cohésion du sol

$K_q \; et \; K_c$: Facteurs dépendent de φ et z/D_i que l'on peut obtenir à partir des abaques représentés dans la Figure I.10.

Brinch-Hansen a présenté des valeurs de $K_q \; et K_c$ en fonction du rapport de profondeur z à la largeur du pieu D_i dans le sens de rotation, comme le montre la figure I.10.

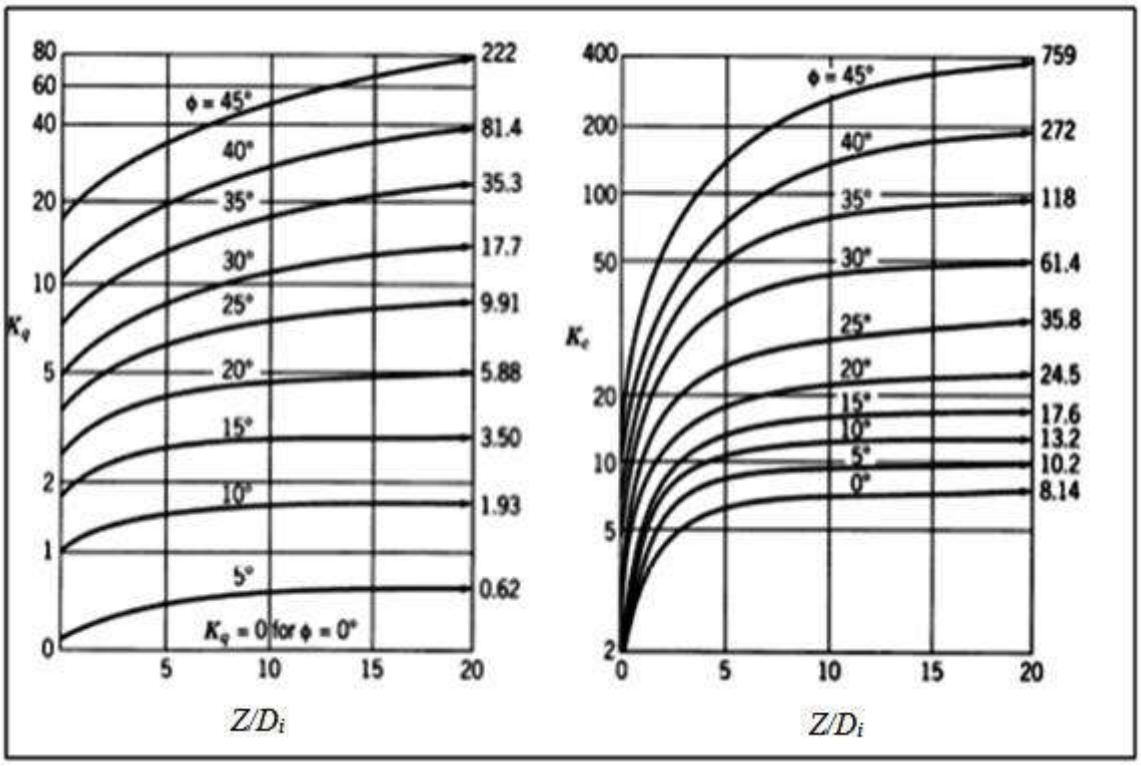


Figure I.10 : *Coefficients Kq et Kc de Brinch-Hansen (1961)*

Comme il est représenté sur la Figure I.9, le diagramme de la résistance latérale le long de la longueur du pieu et le centre de rotation sont supposés comme déterminés. Le

moment est pris sur le point d'application de la charge latérale H_u , une fois que l'on fait l'hypothèse que le point de rotation localisé à une certaine profondeur x_r au-dessous de la surface du sol., si le moment calculé a une faible valeur ou une valeur proche de zéro, le centre de rotation supposé donc est considéré comme correct. Ainsi, après le calcul du moment à z_r , nous pouvons obtenir la valeur de la charge latérale H_u.

Cette méthode est applicable aux sols ayant une cohésion et un frottement $(C-\varphi)$ et valable aussi bien pour les sols multicouches et uniformes. Les inconvénients sont que la méthode s'applique uniquement aux pieux courts et nécessite une procédure d'essai et d'erreur pour localiser le point de rotation dans le calcul.

I.2.5 La méthode de Murf et Hamilton (1993)

Murf et Hamilton (1993) ont proposé un mécanisme de rupture tridimensionnel pour l'analyse de la résistance ultime des pieux dans l'argile chargés latéralement aux conditions non drainées. La méthode de borne supérieure de la plasticité (the upper –boundary method of plasticity) a été utilisée pour estimer la charge de rupture. Ce mécanisme proposé par Murf et Hamilton est capable de façon rationnelle pour contourner de nombreuses difficultés telles que la résistance, la non-homogénéité, l'interaction sol -pieu.

Des études paramétriques montrant l'effet de ces caractéristiques ont été présentées ainsi que des comparaisons du modèle de prévisions avec les résultats des essais centrifuges présentés par Hamilton et Philips (1991). Les valeurs limites de la résistance ultime du sol prévue par le mécanisme de rupture, qui est aussi faible à deux fois le diamètre en profondeur, y compris l'adhésion et l'aspiration, ont été obtenues, et concordaient bien avec les résultats pour permettre l'estimation rapide des charges latérales ultimes pour les pieux dans les profils courants du sol.

I.2.6 Méthode des Palplanches

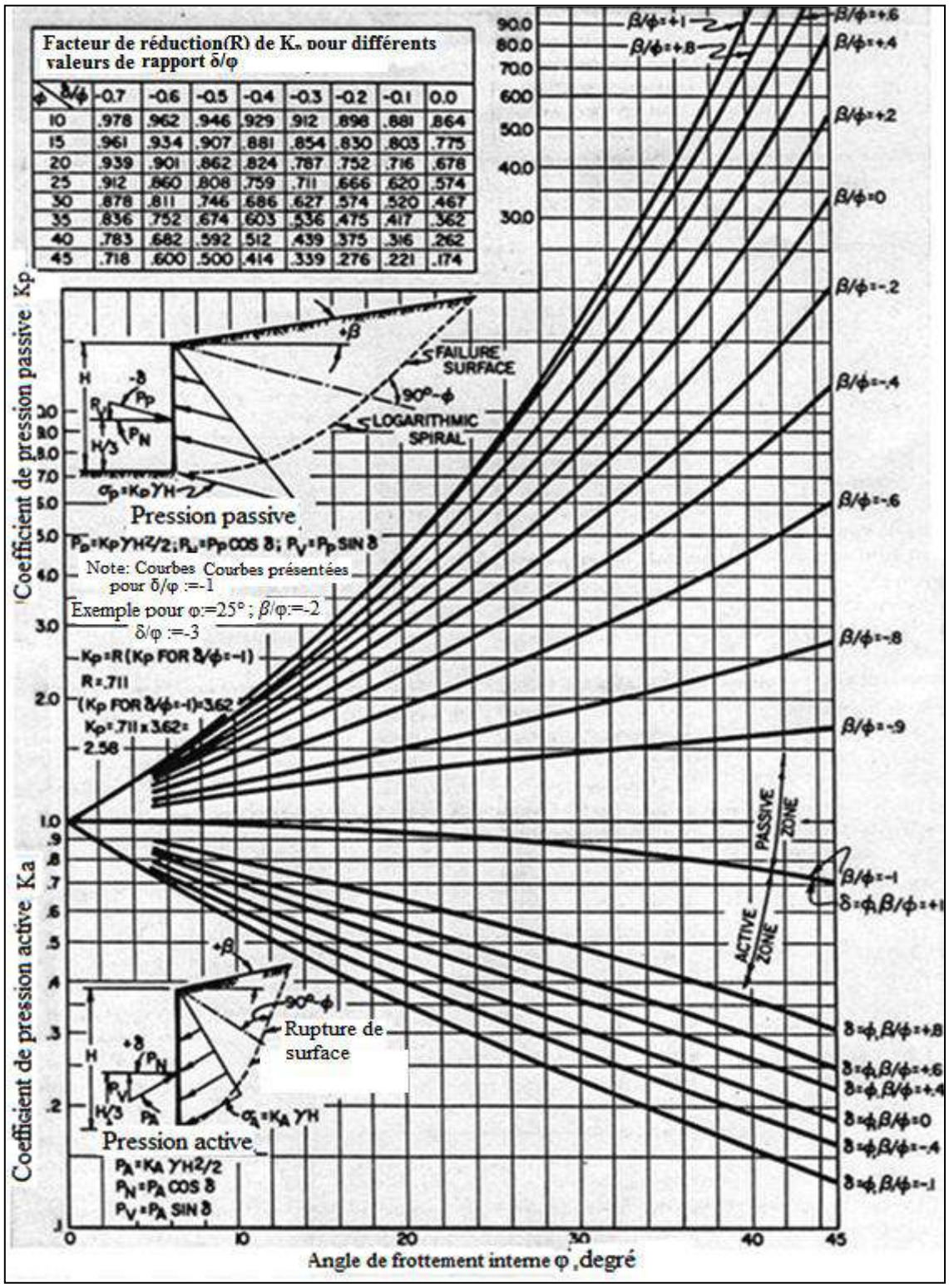
La méthode des palplanches est basée sur la théorie de pression des terres. Elle a été initialement développée pour les palplanches noyées dans les sols pulvérulents. Pour les sols cohésifs, une hypothèse sur l'angle de frottement équivalent doit être faite et la cohésion est supposée être nulle, mais comme il est assez difficile de faire une hypothèse rationnelle sur l'angle de frottement équivalent, la méthode des palplanches est une méthode qui est n'est pas adéquate pour les pieux courts fichés dans les argiles. Aussi, cette méthode est développée

pour les palplanches, qui peuvent présenter des comportements différents de ceux des pieux courts.

Dans une certaine mesure, les calculs à la main intervenant dans l'application de la méthode des palplanches sont incommodes. Cette méthode est uniquement applicable pour les pieux courts fichés dans les sols pulvérulents homogènes.

Pour les sols pulvérulents $\varphi > \beta$, les sols conçus généralement pour un facteur de sécurité F_s égal à 1.25, où $F_s = \frac{tan\varphi}{tan\beta}$. Aussi pour les sols cohésifs, $tan\varphi$ est supposé égal à $1.25tan\beta$ et la cohésion du sol est supposé comme nulle ($C = 0$). L'angle du frottement du mur δ pour des pieux en béton est considéré comme $\delta = \frac{2}{3}\varphi$.

A partir des paramètres$\varphi, \gamma\ et\beta$, La figure I.11 peut donner à l'aide d'un tableau les facteurs de réduction des pressions actives et passives. Aussi, les coefficients des pressions active et passive sont représentés dans cette figure.



δ/φ	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262
45	.718	.600	.500	.414	.339	.276	.221	.174

Figure I.11: *Facteurs de réduction des pressions actives et passives, les coefficients des pressions active et passive*

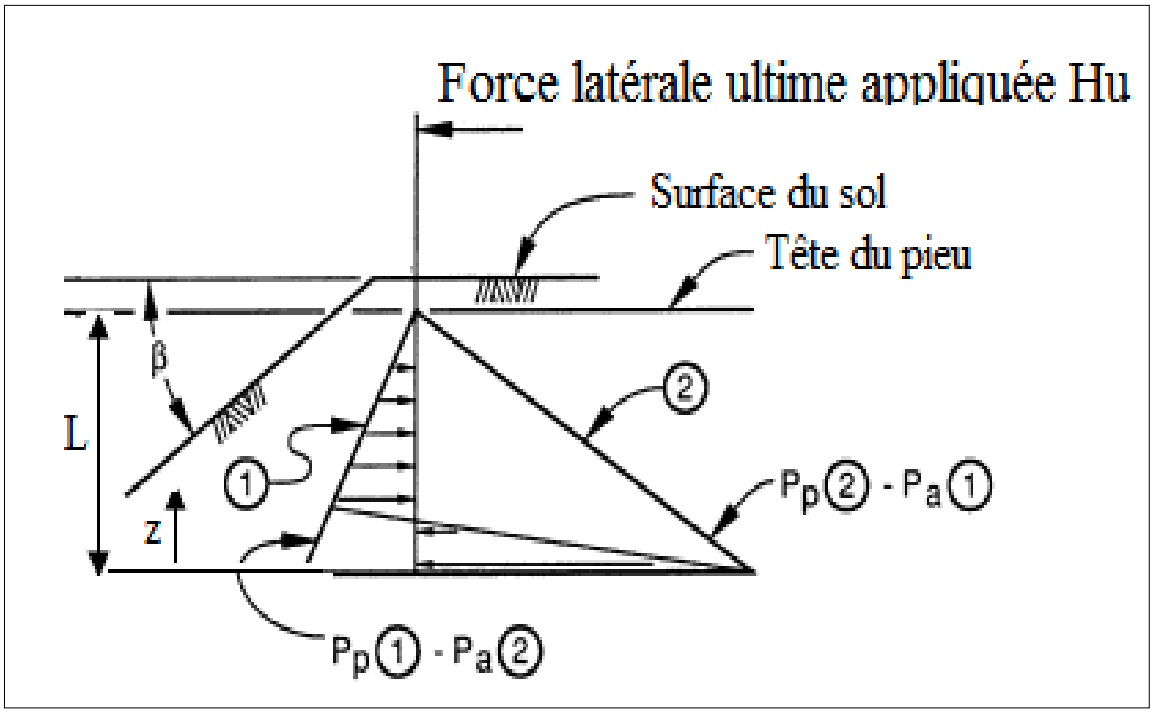


Figure I.12 : *Schéma de calcul de la profondeur d'ancrage d'un pieu*

Les équations suivantes sont données en reportant à la Figure I.12 pour déterminer la profondeur d'ancrage;

$$\sum F_H = P_u L Z + \frac{1}{2} P_u L^2 + H_u \qquad (1.14)$$

$$Z = \frac{1}{2} L - \frac{H_u}{P_u L} \qquad (1.15)$$

Où,

L = profondeur de l'encrage du pieu

P_u = pression latérale ultime admissible du sol

I.2.7 Méthode de Davidson

Le programme de Caisson est basé sur la théorie développée par Davidson et al (1976), en supposant que la force complètement plastique du sol est développée pour le calcul de la capacité ultime. La méthode de Davidson suppose que le pieu court comme un corps rigide et la résistance latérale du sol varie linéairement avec la profondeur à la charge ultime, mais change de sens au point de rotation du pieu court.

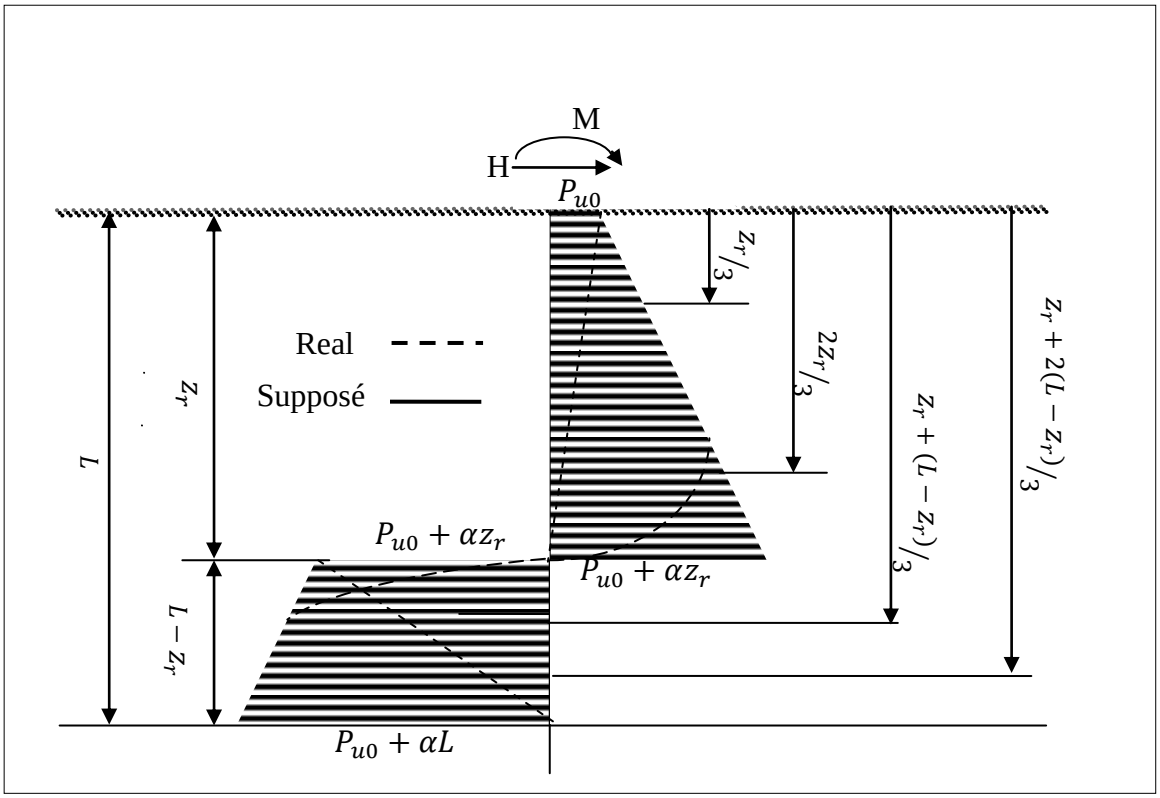


Figure I.13 : *La résistance du sol ultime pour sol cohésif.*

Pour les sols cohésifs, la Figure I.13 montre les distributions réelles de la résistance du sol à la rupture.

Les valeurs de la charge latérale appliquée H et le moment fléchissant M peuvent être trouvées avec les équations d'équilibre suivantes.

$$H = P_{u0}(2z_r - L) + (\alpha/2)(2{z_r}^2 - L^2) \quad (1.16)$$

$$M = P_{u0}\left({z_r}^2 - L^2/2\right) - (\alpha/3)(2{z_r}^3 - L^3) \quad (1.17)$$

Où

α = la pente de la courbe de résistance du sol,

p_{u_0} = la résistance ultime à la surface du sol,

L = la profondeur d'ancrage du pieu court,

z_r = la distance inconnue du point de rotation.

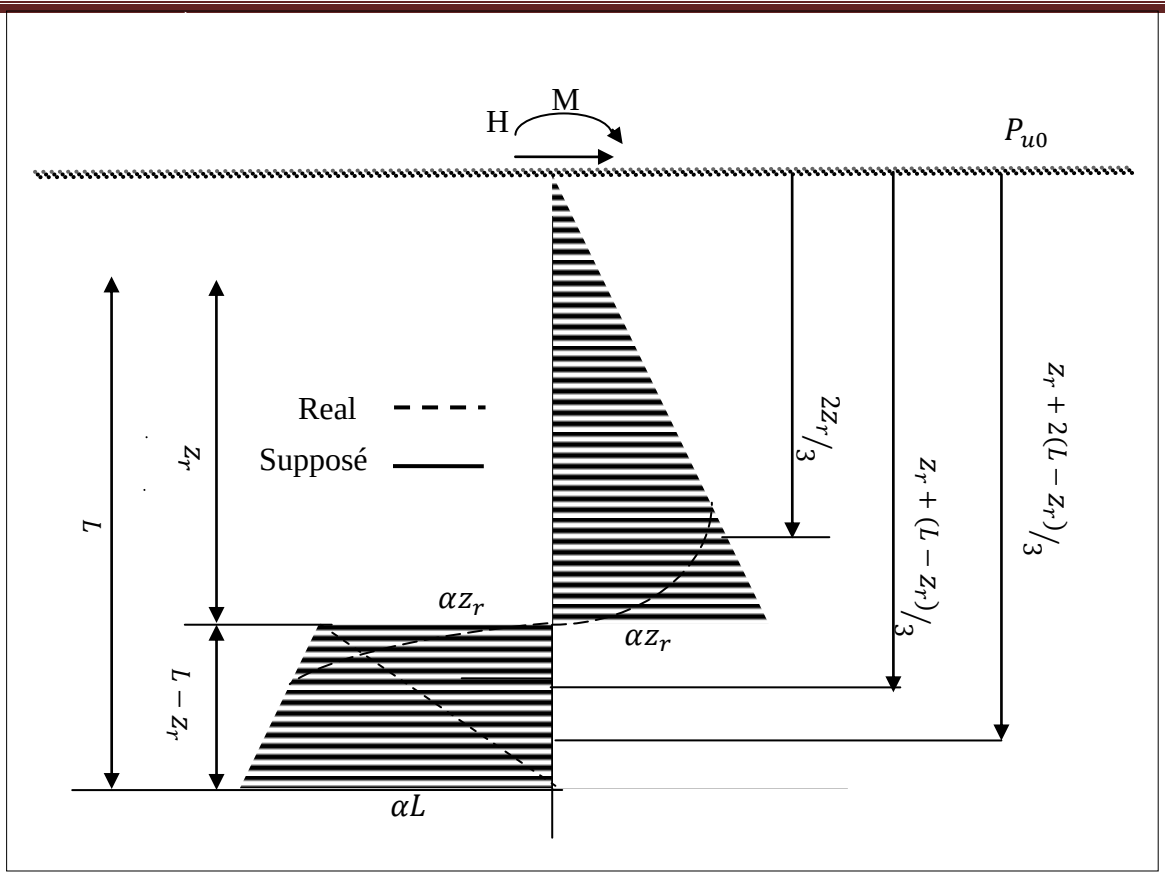


Figure I.14 : La résistance ultime du sol pour un sol pulvérulent.

Pour les sols pulvérulents, la Figure I.14 montre la distribution réelle de la résistance du sol à la rupture.

Les valeurs de la charge latérale appliquée *H* et le moment fléchissant *M* peuvent être trouvées avec les équations d'équilibre des forces horizontal et l'équation d'équilibre du moment suivantes :

$$H = \left(\alpha/2\right)(2{z_r}^2 - L^2) \quad (1.18)$$

$$M = -\left(\alpha/3\right)(2z_r - L^3) \quad (1.19)$$

I.3 Méthodes basées sur l'approche de module de réaction (Winkler)

L'approche du module de la réaction du sol de fondation a été introduite en première fois par Winkler en 1867. Dans ce modèle, on suppose que la réaction du sol est proportionnelle au déplacement. Ainsi;

$$P = Ky \tag{1.20}$$

Où,

P : Pression du sol ;

K: coefficient de réaction du sol de fondation (en unités de force/longueur^3) ;

y : Déplacement.

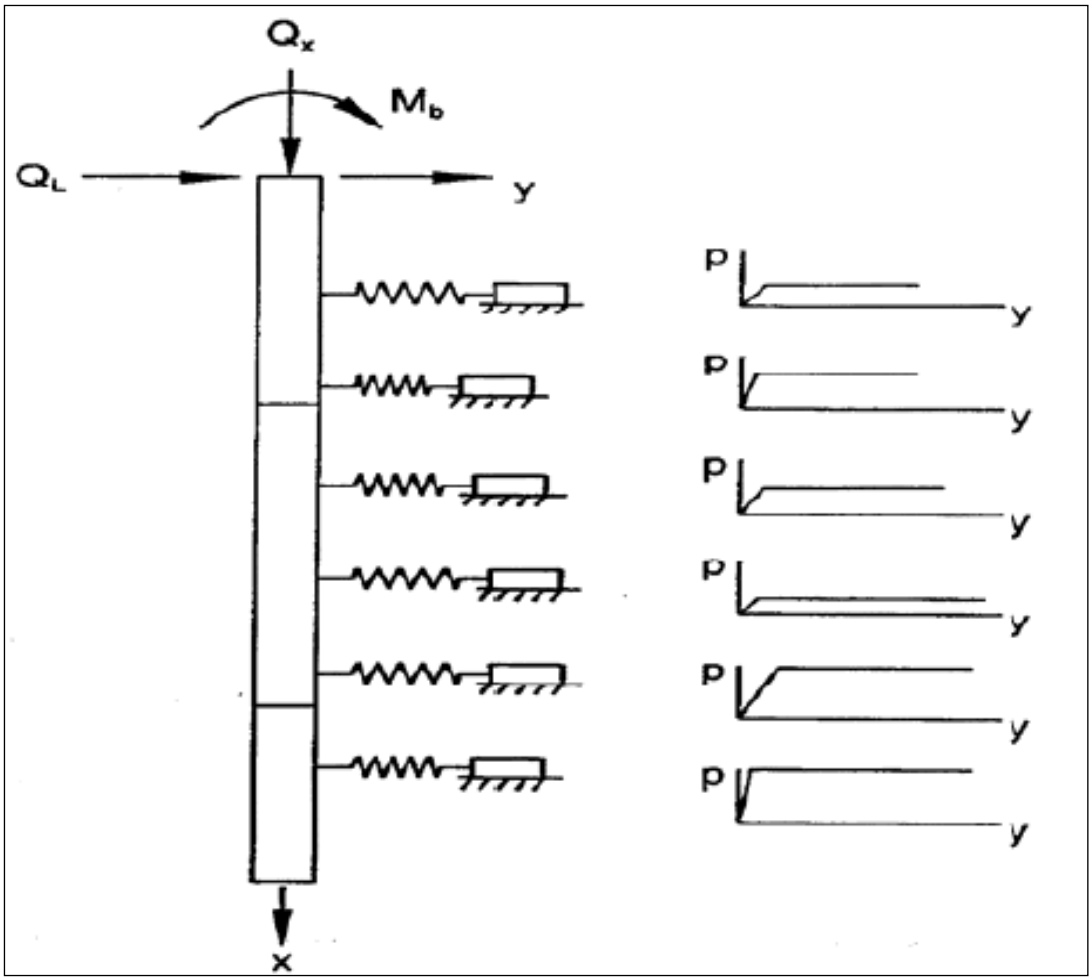


Figure I.15 : *Modèle du sol-pieu (WINKLER)*

Depuis 1867, de nombreuses publications ont traité cette approche. Le module de réaction du sol de fondation peut être supposé constant avec la profondeur ou variable soit linéairement ou non linéairement avec la profondeur. Plusieurs chercheurs ont proposé des procédures pour obtenir la relation entre la pression du sol (P), la déflexion de pieu (y) à des profondeurs différentes (courbes p-y), parmi les auteurs qui ont opté pour cette méthode on cite :

- Hetenyi (1946) ;
- Terzaghi (1955) ;
- McClelland et Focht (1956) ;
- Reese (1958),
- Georgiadis et Butterfiel (1982),
- Pyke et Beikae (1984),
- Kramer (1992), (1987),
- Gabr et Borden (1990),
- Gabr et al. (1994),
- Padmavathi et al. (2008)

I.3.1 Module de réaction du sol de fondation constante

L'équation différentielle pour le problème d'un pieu chargé latéralement modélisée comme une poutre sur appuis élastiques sur fondations est donnée par :

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} + Ky = 0 \qquad (1.21)$$

Où,

$E_P I_P$: Rigidité à la flexion du pieu ;

z **:** Profondeur du pieu court.

K **:** Module de réaction du sol (en unités de force / longueur).

Les solutions de l'équation(1.21) peuvent être obtenues analytiquement ou numériquement (par exemple Palmer et Thompson (1948)). Pour des modules constants de (K) **,** les solutions analytiques concernent les pieux flexibles ont été proposées par Matlock et Reese (1960) en termes d'une longueur caractéristique du pieu, définie par:

$$L_t = 4\sqrt{\frac{E_P I_P}{K}} \tag{1.22}$$

Ils ont donné une série de solutions présentant des groupes similaires de paramètres sous la forme :

$$y = \frac{HT^3}{E_P I_P} A_y + \frac{MT^2}{E_P I_P} B_y$$

$$S = \frac{HT^2}{E_P I_P} A_S + \frac{MT}{E_P I_P} B_S$$

$$M = HTA_m + MB_m \tag{1.23}$$

$$V = HA_V + \frac{M}{T} B_V$$

$$\overline{P} = \frac{H}{T} A_P + \frac{M}{T^2} B_P$$

Où y, S, M, V et $\overline{P}$ sont : le déplacement, la pente, le moment fléchissant, la force de cisaillement et la réaction du sol respectivement. Les coefficients A et B se rapportent à une force latérale H et le moment de chargement M respectivement. Des expressions analytiques pour les coefficients A et B ont été présentées par Matlock et Reese (1960) sous la forme :

$$\begin{cases} A_y = \sqrt{2} e^{-\beta z} \cos \beta z \\ B_y = e^{-\beta z} (\cos \beta z - \sin \beta z) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_s = -e^{-\beta z} (\cos \beta z + \sin \beta z) \\ B_s = -\sqrt{2} e^{-\beta z} \cos \beta z \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_m = \sqrt{2} e^{-\beta z} \sin \beta z \\ B_m = e^{-\beta z} (\cos \beta z + \sin \beta z) \end{cases} \tag{1.24}$$

$$\begin{cases} A_v = -e^{-\beta z} (\cos \beta z - \sin \beta z) \\ B_v = -\sqrt{2} e^{-\beta z} \sin \beta z \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_P = A_y \\ B_P = B_y \end{cases}$$

Où β est une mesure de la rigidité du sol par rapport à celle du pieu donnée par

$$\beta = 4\sqrt{\frac{k}{4\,Ep\,Ip}} \propto \frac{1}{L_t} \qquad (1.25)$$

Les valeurs numériques des coefficients A et B au niveau de la surface de sol sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : *valeurs souterraines de coefficients de déflexion A et B pour un seul pieu.*

paramètre	charge latérale	moment
Déflexion, y	A_y = 1.41	B_y = 1.00
Pente, s	A_s = -1.00	B_s = -1.41
Moment, m	A_m =0.00	B_m = 1.00
Cisaillement, v	A_v =1.00	B_v = 0.00

Cette hypothèse est généralement acceptée pour les argiles surconsolidées. Pour une charge horizontale appliquée au niveau de la tête libre d'un pieu, Hetenyi (1946) a obtenu des solutions pour les déplacements horizontaux, la pente, le moment et le cisaillement le long du pieu. Des solutions pour un pieu dans un système à deux couches ont été présentées par Davisson et Gill (1963). Ils ont conclu que l'utilisation des résultats d'analyse d'un module (k) constant avec la profondeur pourrait conduire à sous-estimer le moment et la déflexion par un facteur de deux (2).

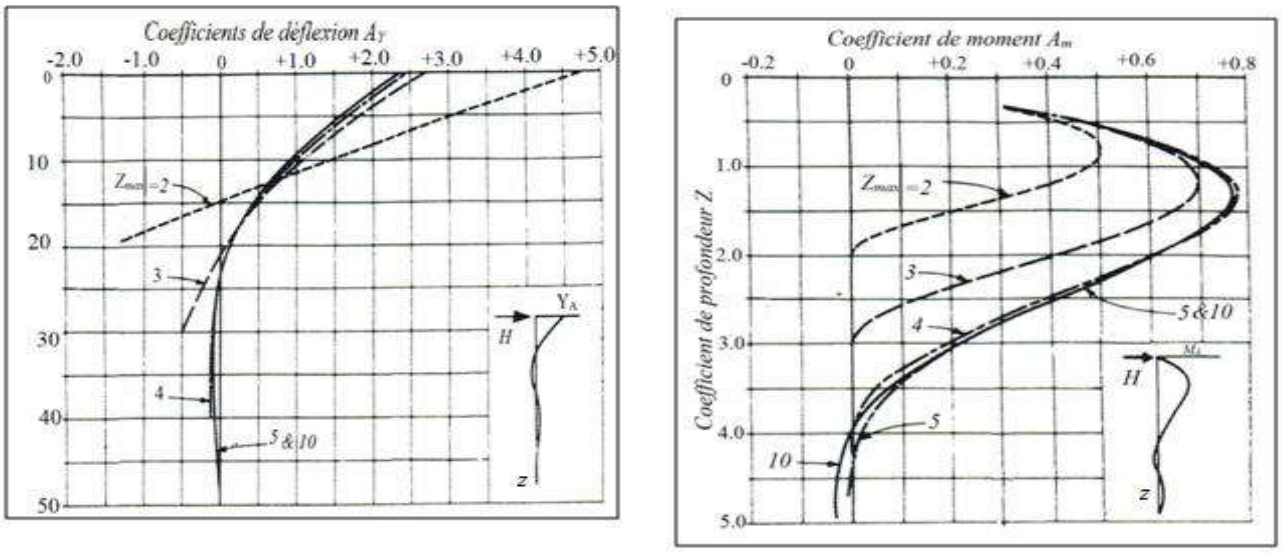
La déflexion latérale des pieux est généralement déterminée sans tenir compte de l'effet de la charge verticale. Davisson (1960) a présenté une analyse pour un pieu vertical soumis à un moment, un effort vertical et une charge axiale. La procédure adoptée est basée sur l'approche de module de réaction au sol de fondation. Il a supposé que la charge axiale est constante avec la profondeur. Les solutions de l'équation différentielle régissantes ont été obtenues en utilisant un ordinateur analogique et les résultats ont été présentés sous forme adimensionnelle. Les résultats montrent que, pour une charge latérale donnée, la charge axiale agrandie la déflexion de la tête du pieu et le moment maximum du pieu. Il a été conclu que, si la charge axiale n'était pas moins de 10% de la charge de flambement, l'augmentation de la déflexion et du moment maximal considèrent comme marginale.

I.3.2 Module de réaction du sol de fondation proportionnel à la profondeur

L'approche de module de réaction du sol de fondation a été améliorée en permettant au module (k) de faire varier tout le long du pieu. Cette hypothèse est généralement acceptée comme la meilleure approximation pour les sols granulaires et pour les argiles normalement consolidées. Une série complète de solutions pour les pieux flexibles a été également présentée par Matlock et Reese (1961) et ces solutions sont identiques à partir de l'équation(1.23), mais la longueur caractéristique du pieu (L_T) a été définie par:

$$L_T = 5\sqrt{\frac{E_p I_p}{n_h}} \tag{1.26}$$

Où n_h est le taux d'augmentation de module k avec la profondeur. Les abaques pour déterminer les coefficients A et B pour le calcul du déplacement, de la pente, le moment fléchissant, force de cisaillement et la réaction du sol ont été déterminées en utilisant des méthodes des différences finies par Matlock et Reese (1960). Les diagrammes pour le calcul de déplacement et le moment fléchissant sont présentés dans la Figure I.16 dans laquelle les coefficients A et B sont liés à un coefficient de profondeur z pour les différentes valeurs de Z_{max}, où z est égale à la profondeur z en tout point divisé par T (i.e. $z = x/T$) et Z_{max} égal à D_i/L_T



Coefficients de déflexion Coefficient de moment de renversement

Figure I.16 : *Coefficients des forces latérales* (Matlock et Reese 1960).

La déflexion latérale à la surface du sol, y_0, est donnée par:

$$Y_0 = \frac{4F\left[1+1.5\left(\frac{L}{D}\right)\right]}{k\, D_i\, D} \quad (1.27)$$

Où

H : Charge latérale ;

L : Hauteur de traction ;

K : Module de réaction du sol de fondation (force/longueur^2) ;

D_i : Diamètre du pieu.

I.3.3 La méthode de Dickin et Wei (1988)

Czerniak (1957) a proposé une formule de conception pour un pieu rigide, avec un module de réaction du sol de fondation proportionnel à la profondeur, sur la base d'un point de rotation du pieu. La Figure I.17 montre la géométrie, le module du sol et la distribution de pression le long de pieu rectangulaire. Dickin et Wei (1988) ont obtenu une relation entre le moment, la résistance et la géométrie du sol pour les pieux courts circulaires dans le sable sur la base de la méthode de Czerniak. La charge latérale et le moment au niveau de la surface de sol sont donnés en termes de module du sol, de déflexion horizontale au niveau de la surface de sol, la profondeur de pieu et la distance du point de rotation à partir de la surface du sol :

$$H = \frac{w\,\Delta\, L}{6z_r}(3z_r - 2L) \quad (1.28)$$

Et

$$M = -\frac{w\,\Delta\, L^2}{12z_r}(4z_r - 3L) \quad (1.29)$$

Où

H : Charge latérale ;

w : Le module de sol au niveau de la pointe du pieu (en unités de force / longueur^2) ;

Δ : Déflexion horizontale au niveau de la surface du sol ;

z_r: La distance entre le point de rotation à partir de la surface du sol ;

M : Moment au niveau de la surface du sol.

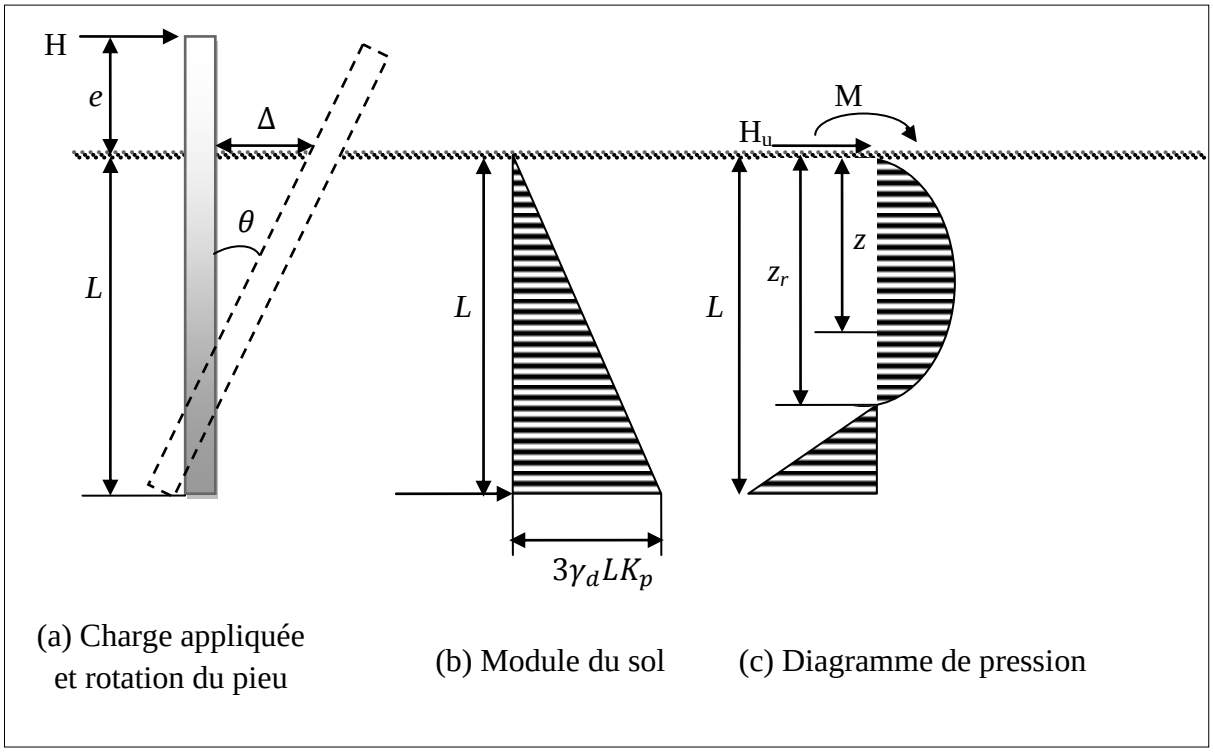


Figure I.17: *Module du sol et la distribution de pression le long de pieu rectangulaire*

Czerniak (1957)

Étant donné que $M = H_u L$, les équations (1.28) et (1.29) donnent la relation suivante pour la profondeur du point de rotation

$$\frac{z_r}{L} = \frac{4(e/L)+3}{6(e/L)+4} \tag{1.30}$$

La relation entre (z_r/L) et (e/L) est représentée dans la Figure I.18. Pour n'importe quelle profondeur L du pieu. Il est évident que lorsque la hauteur de traction égale à zéro, (z_r/D) est égale à 3/4, et lorsque la hauteur de traction augmente (z_r/L) se rapproche de 2/3.

La combinaison des équations (1.28) et (1.29) pour une section rectangulaire du pieu, donne la valeur du moment au niveau de la surface de sol par la formule suivante :

$$M = \frac{w\,\Delta\,L^2}{24+18(e/L)} \tag{1.31}$$

Ainsi la limite de moment de renversement au grand e pour une limite de déplacement prescrites est donnée par;

$$M = \frac{w\,z_r\,L^3}{36+24\,(e/L)} \tag{1.32}$$

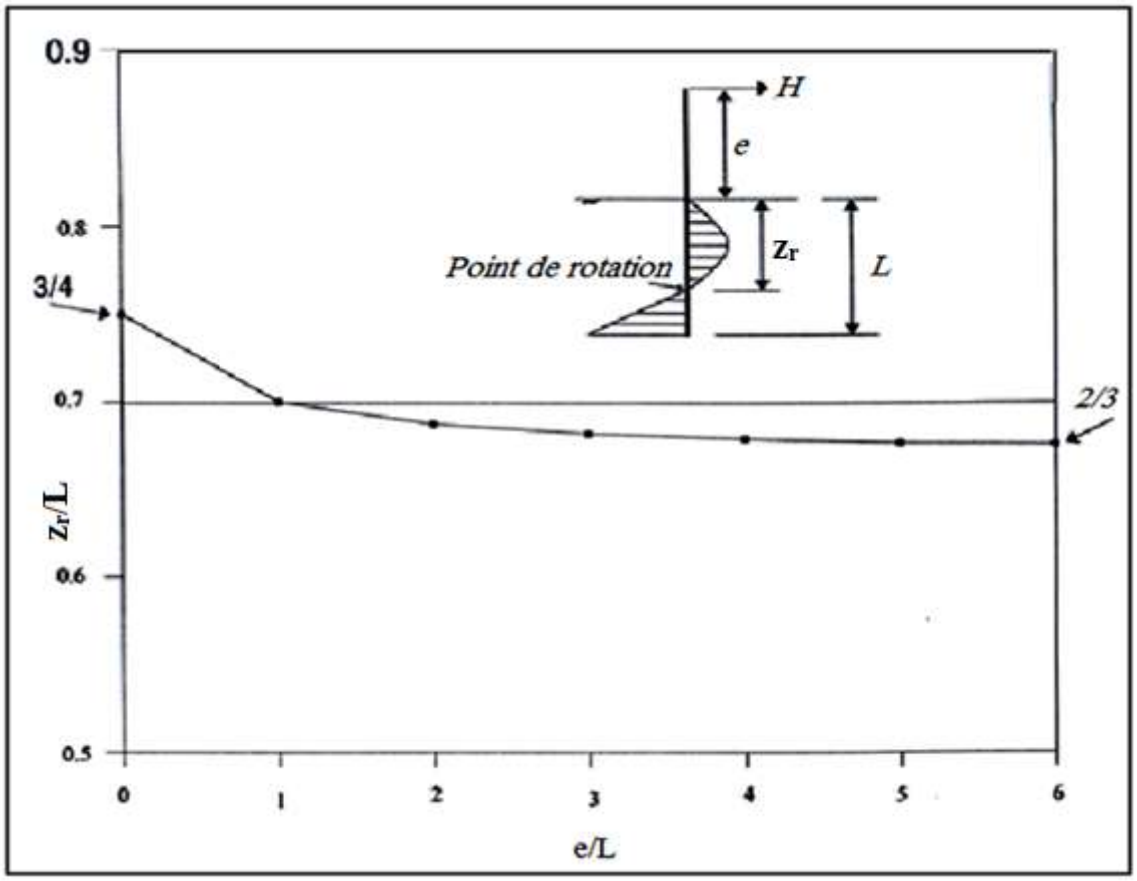


Figure I.18: *Relation entre* (z_r/L) *et* (e/L)

Sur la base de l'équilibre d'un coin de sol à la rupture en forme de tétraèdre sous charge latérale, Reese (1958) a formulé une expression de la résistance ultime d'un pieu latéralement chargé dans l'argile molle. La résistance ultime résultant par unité de longueur du pieu est composée de trois termes. Le premier a indique la résistance à la surface du sol, le second lié à l'augmentation de la résistance avec la profondeur résultant de pression de surcharge, et le troisième est un terme géométrique relié à la contrainte. Cette méthode, qui a été envisagée ensuite par Matlock (1970) pour l'argile molle et plus tard étendue par Reese et Welch (1975) pour l'argile raide, a abouti à des prévisions non linéaires qui se rapprochent du comportement réel des pieux sous chargement latéral. Matlock (1970) a constaté que le troisième terme dans l'expression de Reese n'était pas en accord avec les observations expérimentales et a proposé une approche alternative basée sur les courbes P-y. La procédure générale pour obtenir un ensemble de courbes p-y aux différentes profondeurs le long d'un pieu dans l'argile comme proposé par Matlock (1970) et Reese et Welch (1975) était de:

D'après les résultats des essais de compression triaxiale sur des échantillons intacts, obtenir la variation de la résistance au cisaillement non drainé, le poids unitaire agissante, y,

du sol et de la valeur de e_{50}, la contrainte correspondant à la moitié de la différence maximale des contraintes principales, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ avec la profondeur.

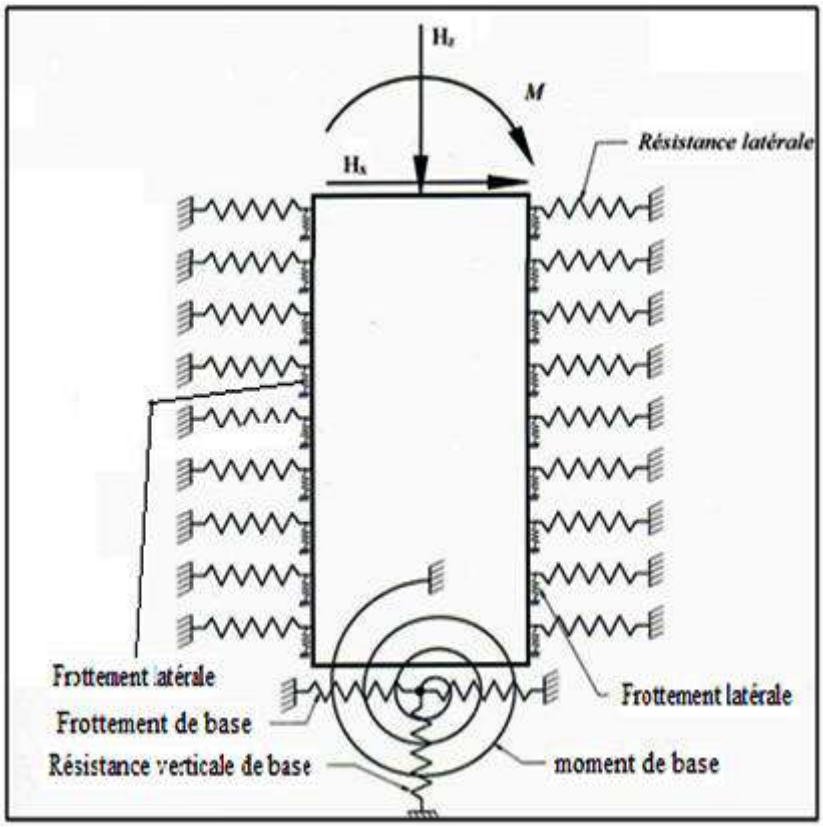


Figure I.19: Modèle de Vallabhan and Alikhanlou (1982)

I.3.3 Méthode de Desai et Kuppusamy (1980)

Desai et Kuppusamy (1980) ont effectué une analyse simple des éléments finis dans laquelle ils ont utilisé des éléments poutres d'une structure en flexion et remplacé le sol tridimensionnel non-linéaire par des ressorts dans les trois axes comme le montre la figure 2.20. Une procédure itérative incrémentale a été utilisée pour simuler le comportement non linéaire du sol. Certaines séquences de construction telle que l'excavation et les tirants ont été aussi considérés. Ils ont comparé les prédictions numérique avec des solutions de forme fermée, observations de laboratoire et / ou sur le site qui indiquent un bon accord.

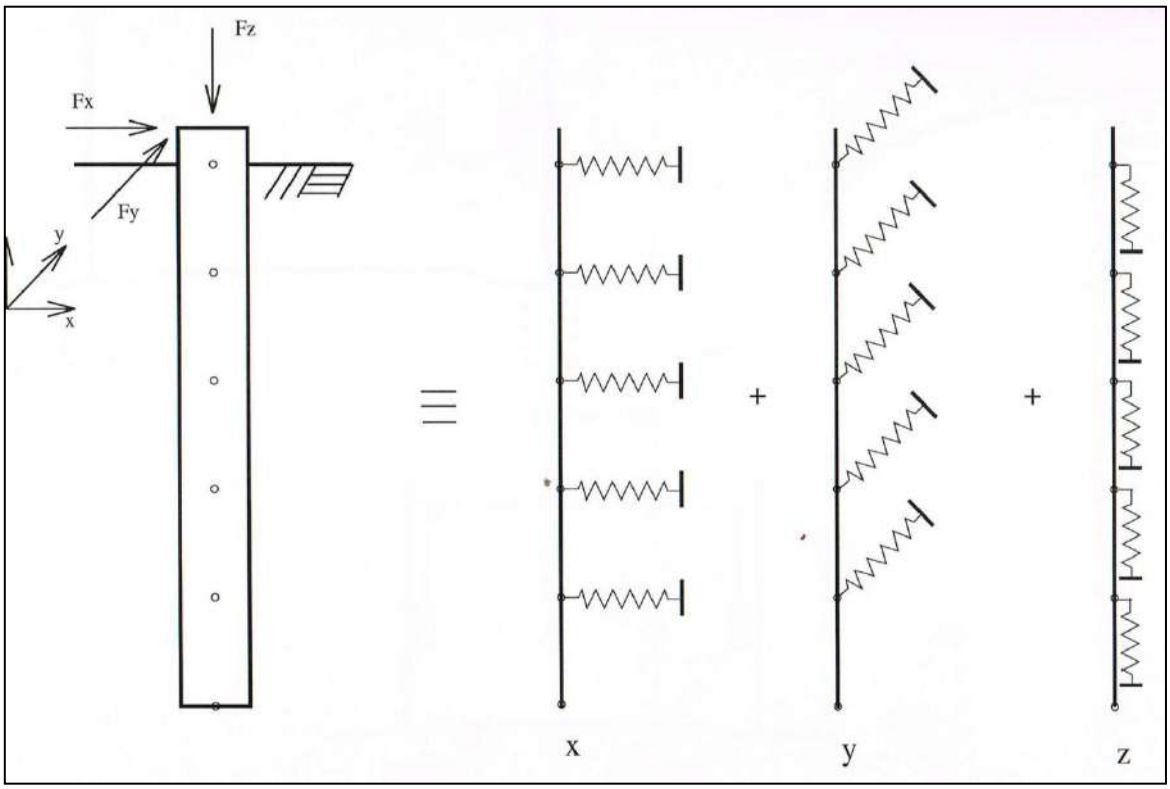


Figure I.20: *Réponse du sol dans les trois directions x, y, et z*

(Desai et Kuppusamy 1980)

I.3.4 Méthode de Padmavathi et al. (2008) :

Cette méthode est développée par Padmavathi et al. (2008). Elle est basée sur le module de réaction du sol de fondation pour prédire la réponse complète charge-déplacement d'un pieu rigide à tête libre chargé latéralement. Une réponse non-linaire (hyperbolique) a été considérée dans cette méthode.

Dans la présente méthode, un pieu rigide à tête libre est installé dans un sol cohésif soumis à une charge latérale. La longueur pieu est L, et le diamètre, d, sollicité (Figure I.21) par une force latérale H, à une excentricité e, ce qui crée un moment $M = He$. Le pieu est tourne par un angle θ, autour d'un point «O» de profondeur z_r, à partir de la surface du sol (figure I.21a). La réponse du sol est représentée par le model de Winkler en utilisant un ensemble de ressorts (Figure I.21b) avec un module de réaction du sol k_s, et la pression latérale ultime des sols, q_{max}.

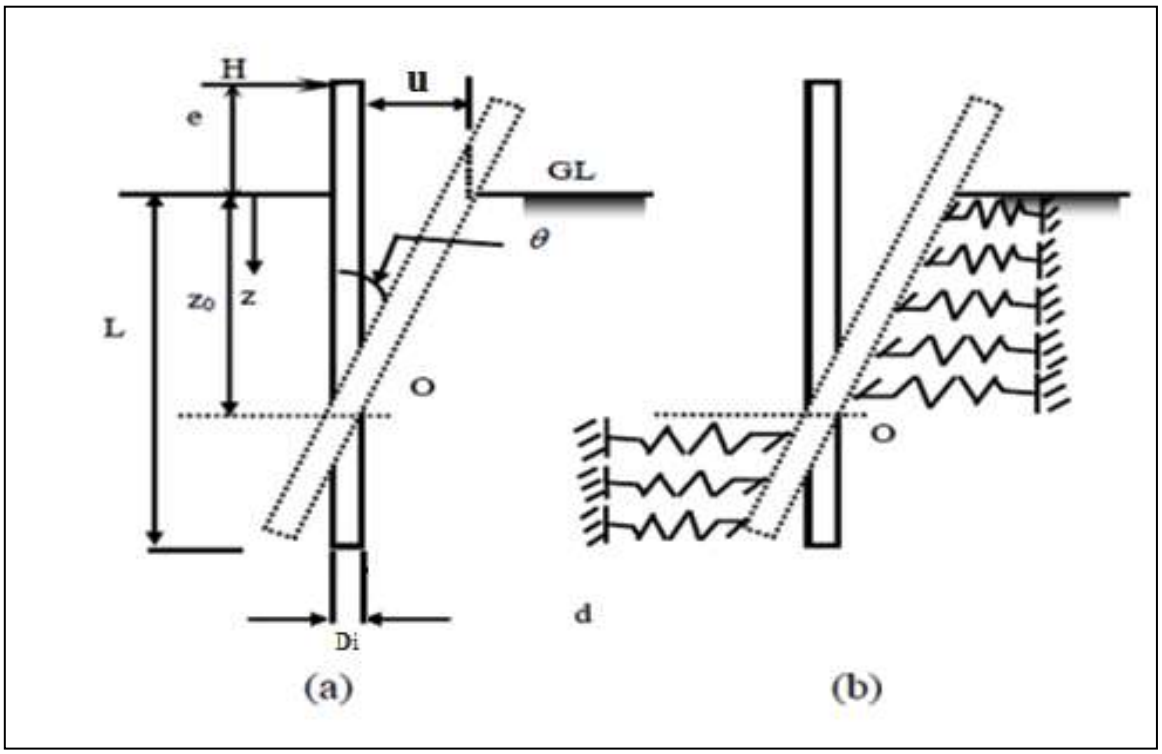


Figure I.21: (a) déflexion du pieu, (b) Model de Winkler d'un pieu court chargé latéralement **(**Padmavathi et al. 2008)

Le déplacement d'après cette méthode varie linéairement avec la profondeur. La contrainte latérale, q, est en relation hyperbolique avec le déplacement latéral (Figure I. 22)

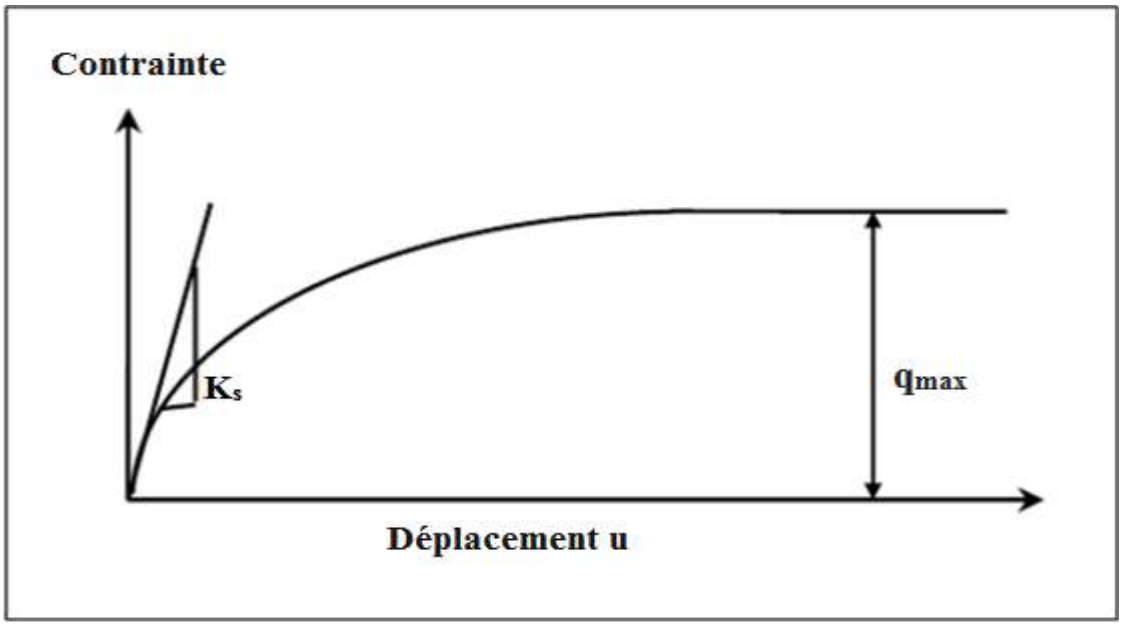


Figure I.22: *Réponse non linéaire du sol pour un pieu court chargé latéralement* **(**Padmavathi et al. 2008)

Estimation de la capacité latérale ultime du pieu court

Dans les cas où les capacités latérales ultimes du pieu est n'pas clair dans la courbe charge normalisée-déplacement, un tracé hyperbolique supposés par Kondner (1963) est utilisée pour l'estimation des capacités latérales ultimes. Le rapport $u^*/_{H^*}$ a été tracé en foncions du déplacement u^*, pour obtenir une ligne droite. L'inverse de la pente de la ligne droite est la charge latérale ultime normalisée, H_u^*. La capacité latérale ultime, H_u, du pieu est alors calculée à partir de l'expression

$$H_u = H_u^* K_s d L^2 \qquad (1.33)$$

Où

u^*: Déplacement latéral normalisée ;

H^*: Charge horizontal normalisée.

Selon Méthode de Padmavathi et al., la réponse du sol est hyperbolique, la capacité latérale ultime serait la valeur asymptotique correspondant au déplacement infinie.

I.4 Méthodes basées sur les équations des milieux continuums

Les méthodes basées sur les équations des milieux continuums ont été développés pour étudier la distribution des contraints et des déplacements dans un milieu considéré comme étant un continuum isotrope élastique linéaire, non linéaire ou élastoplastique. Parmi les auteurs qui ont travaillé dans ce cadre de méthodes, on peut citer :

- Poulos (1971a, 1973);
- Meissner (1976),Baguelin ;
- Frank et Said (1977) ;
- Randolph (1977, 1981) ;
- Banerjee et Davies (1978);
- Davies (1979) ;
- Baguelin, Trezos et Frank (1979) ;
- Poulos et Davis (1980) ;
- Faruque et Desai (1982) ;
- Budhu et Davies (1987, 1988);
- Davies et Budhu (1986) ;
- Kooijman et Vermeer (1988);
- Verruijt et Kooijman (1989);
- Chen et Poulos (1993) ;
- Anjum Rashid Chaudhry (1994) ;
- De Gennaro 1999 ;
- Das Neves et al. 2001a et b ;
- De Gennaro et Frank 2002b ;
- Wehnert et Vermeer 2004.

I.4.1 La méthode de l'Interaction pieu- continuum élastique (La méthode des éléments aux frontières)

La méthode des éléments frontières est une technique numérique qui a été développée au cours les années quatre-vingt dans les ombres des méthodes de différence finie et éléments finis.

Pour les semelles enterrées et d'après Douglas et Davis (1964) des analyses dont le pieu ou le pieu court enterré est encastré dans un continuum élastique ayant un module d'élasticité E constant avec la profondeur, ou parfois augmentant linéairement avec la profondeur. La méthode a été prolongée ensuite par Poulos (1971) qui a proposé une méthode basée sur l'interaction entre le pieu et le sol lorsque le pieu est soumis à une charge verticale ou horizontale et un moment appliquée en dessous de la surface horizontale d'un milieu semi-infini, en utilisant les équations de Mindlin (1936), donnant les contraints et les déplacements en un point quelconque du massif. Dans cette méthode de Poulos, le sol entourant le pieu est modélisé en tant qu'un milieu parfait, homogène, isotrope et élastique, et le pieu est considéré comme une plaque mince de rigidité à la flexion égale à celle du pieu. En fonction du module du sol, Poulos a étudié deux cas et pour chaque cas il a donné des abaques applicables aux pieux à tête libre ou encastrés. Dans le premier cas il a considéré un module de sol constant avec la profondeur présentant des paramètres élastiques constants E_s et V_s. Les déplacements du sol sont évalués à partir de l'équation Mindlin pour le déplacement horizontal du à une charge horizontale dans une masse semi-infinie et les déplacements des pieux sont obtenus à partir de l'équation de flexion d'une plaque mince. Une procédure de résolution itérative est utilisée jusqu'à ce que, les déplacements horizontaux du sol et du pieu sont égaux le long de la longueur du pieu.

Pise (1984) a réalisé une étude théorique sur un pieu de tête –libre soumis à une charge latérale et un moment à la surface du sol. Il a supposé que le pieu a été fiché dans un système de sol à deux couches. Les déplacements latéraux à la tête du pieu, les coefficients de rotation et les moments ont été présentés en termes graphiques approfondis adimensionnels. Il a conclu ainsi que les résultats fournis des lignes directrices pour prédire la réponse latérale d'un pieu de tête libre.

Sun et Pires (1993) ont proposé une approche simple pour l'analyse de l'interaction pieu-sol sous des charges latérales statiques et dynamiques. Le pieu a été traité comme une poutre au cisaillement et le sol a été supposé comme un matériau élastique linéaire. Les

solutions pour le cas statique ont été données en tant qu'un cas limite, lorsque la fréquence circulaire est égale à zéro. Dans ce cas, les déplacements aux têtes des pieux ont été comparés aux déplacements correspondants, obtenus par la méthode de Poulos (1971a) pour un pieu-tête fixe, et ils ont trouvés un bon accord.

Cette méthode a été utilisée pour des analyses linéaires (Banerjee et Driscoll, 1976) des pieux chargés latéralement. L'analyse d'un pieu fiché dans un sol homogène au moyen d'une formulation des éléments frontières suppose l'intégration d'une solution de force de point élémentaire approprié pour le milieu de sol sur les éléments de surface discrétisées de l'interface pieu-sol. Les équations relatives aux déplacements et la surface de traction pour le domaine du sol sont ensuite couplés avec les équations de compressibilité et de la flexibilité du pieu pour générer le système final d'équations (en utilisant la notation de Banerjee et Davies, 1978) comme

$$\{F_{id}\}\{\emptyset\} = \{B_{id}\} \tag{1.34}$$

Ou

$\{F_{id}\}$: Matrice carrée des coefficients

$\{\emptyset\}$: Vecteur de tractions de surface à l'interface sol-pieu

$\{B_{id}\}$: Vecteur de conditions aux limites de déplacement

I.4.2 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

Pour la mécanique du sol et l'ingénierie de fondation, l'une des solutions numériques les plus rigoureuses est la méthode des éléments finis (MEF). Cette méthode est bien établie aujourd'hui, voir par exemple Zienkiewicz (1977), King (1977), Desai et Abel (1972), Huebner (1975), Hinton et Owen (1979), Baihe (1982) , Burnett (1987) et Zhaohui Yang and Boris Jeremié (2002). Cette méthode idéalise la zone à analyser comme un assemblage d'éléments discrets interconnectés à leurs points nodaux. La MEF peut permettre de réaliser les calculs des contraintes et les déformations dans et autour des pieux tridimensionnels. Il est également possible d'étudier le développement progressif des contraintes et des déformations conduisant à la délimitation des zones de rupture. La méthode nécessite l'utilisation d'un ordinateur puissant pour la résolution d'un problème donné, Bien que l'utilisation des analyses tridimensionnelles par éléments finis soit relativement coûteuse. Avec l'introduction de la nouvelle génération d'ordinateurs et le développement de la résolution et les performants mémoires de données, l'utilisation de cette méthode est devenue assez courante. L'application de la méthode a plusieurs problèmes afférents à la mécanique du sol et notamment l'interaction de structure - sol, les pentes, les infiltrations et les fondations sur pieux.

Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0$) à au moins deux fois la longueur L_p du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur Lp en dessous de la pointe (condition v = 0 ou u = v = 0), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999).

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement horizontale en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de

comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte. Selon les études numériques tridimensionnelles récentes qui existent dans la littérature. On remarque que la plupart des études concernent les pieux chargés latéralement ou les groupes de pieux et, dans la moitié des cas, la prise en compte d'une interface est omise. Si l'interface est prise en compte, les éléments de contacts reproduisent un frottement limite de Coulomb sans prise en compte de l'élastoplasticité de l'interface.

1) Méthode des Eléments Finis Continuum 2D

Une simplification couramment utilisée pour les structures axisymétriques sous charges non axisymétriques, permet d'exprimer les déplacements circonférentiels que la série de Fourier de telle sorte que l'analyse devient bidimensionnel. Cette méthode a été développée par Wilson (1965) et a été utilisée pour étudier le problème des pieux courts circulaires soumis à un chargement latéral par Desai et Chandrasekaran (1980). Le pieu court et le sol ont été discrétisées en utilisant les éléments finis isoparamétriques à huit nœuds et l'interface entre le sol et le pieu court par des éléments d'interface à six nœuds. Ils ont réalisé une étude paramétrique pour obtenir les facteurs d'influence pour le déplacement et la rotation d'un pieu court dans un sol élastique homogène, et isotrope. Pour un moment et un chargement horizontal, les variations des facteurs d'influence pour le déplacement et la rotation avec les rapports de la profondeur d'encastrement au diamètre du pieu court, et l'épaisseur totale de la couche de sol à la profondeur de l'encastrement ont été présentées.

Cette approche a été également utilisée par Chandrasekaran et King (1982) pour analyser le comportement des pieux chargés latéralement fiché dans un continuum élastique.

Le programme informatique écrit permet de tenir compte de la non-homogénéité arbitraire dans le dépôt du sol et aussi la rigidité variable sur la longueur des pieux. Les conditions de tête –libre et de tête- fixe ont été considérées dans l'analyse. Ils ont évalué l'influence des coefficients adimensionnels pour le déplacement et la flèche de la tête du pieu et les variations du moment fléchissant le long de la longueur du pieu pour un support de sol homogène et pour un milieu dans lequel le module du sol était proportionnel à la profondeur. Ils ont conclu que l'influence du coefficient de Poisson sur le comportement des pieux chargés latéralement n'était pas significative. Ils ont également réalisé deux expériences sur un pieu du modèle fiché dans une argile saturée remaniée à la centrifugeuse. Les variations du moment fléchissant et de la déformation latérale sur la longueur du pieu ont été présentées avec les résultats obtenus à partir de l'analyse par éléments finis. Les résultats sont en bon accord.

Une approche simplifiée de l'analyse par éléments finis pour des pieux chargés latéralement dans un milieu élastique en couches a été décrit par Verruijt et Kooijman (1989). Ils ont supposé que les déplacements horizontaux dominent le champ de déplacement du sol autour du pieu, de telle sorte qu'une analyse quasi tridimensionnelle a été obtenue. Le pieu a été traité comme une poutre sur deux ressorts élastiques et des analyses bidimensionnelles pour les couches de sol ont été réalisées. Le comportement des pieux et des couches de sol sont couplés pour satisfaire l'équilibre et la compatibilité des conditions. Le modèle a été vérifié pour les deux types de sols, à savoir un matériau élastique homogène et un milieu présentant un module d'élasticité proportionnelle à la profondeur.

2) Méthode des Eléments Finis Continuum 3D

Selby et Arta (1991) ont élaboré un modèle d'élément élastique linéaire finie pour la comparaison avec une série de tests sur une section transversale des pieux sous chargement latéral. Le fût de chaque pieu a été modélisé par des éléments prismatiques en 3-D occupant la section transversale du pieu, mais du module réduit de telle sorte que l'élément était de la raideur équivalente aux nervures d'une section transversale. Le sol entourant a été modélisée par un maillage de prismes en 3-D, l'augmentation des modules avec la profondeur dans une couche de sable ou des modules uniformes dans la couche d'argile. Le chargement horizontal a été appliqué sur le modèle par un déplacement horizontal imposé de 20 mm. Ils ont comparé

les résultats pour un seul pieu sous charge horizontale avec les déflexions et les moments du fût de pieu proposée par Poulos (1971a). Les résultats des comparaisons ont montré qu'un bon accord a été obtenu. La différence maximale étant de 33%.

Trochanis et al. (1991a, b) ont utilisé un modèle tridimensionnel par éléments finis pour examiner l'effet du comportement des sols non-linéaire sur la réponse axiale et latérale des pieux au chargement monotone et cyclique. Les pieux et le sol ont été modélisés par des éléments quadratiques à 27 nœuds (neuf nœuds par face) choisis dans la bibliothèque du code commercial ABAQUS. Les éléments d'interface sont des éléments quadratiques à 18 nœuds comprenant deux surfaces de neuf nœuds compatibles avec les éléments solides adjacents. Les éléments de pieu sont supposés restés toujours élastiques tandis que le sol a été idéalisé comme étant un matériau élastique linéaire ou un matériau élasto-plastique de Drucker-Parager. La validité du modèle a été testée en comparant certains de ses résultats avec ceux des études précédentes. Lorsqu'il est soumis à des charges latérales, le pieu séparé du sol entourant qui a provoqué une nette augmentation des déplacements latéraux. Il a été conclu que lorsqu'il est soumis à la combinaison d'une charge axiale et autre latérale, la capacité axiale pourrait effectivement augmenter, alors que l'effet d'une charge axiale constante sur la réponse aux charges latérales cycliques n'a pas été significatif.

En raison de la non-linéarité du comportement du sol au contrainte-déformation, la réponse de pieu au chargement latéral est également non-linéaire. Bien que les programmes d'éléments finis soient généralement formulés pour un comportement linéaire, il existe plusieurs techniques disponibles pour simuler des analyses non-linéaires, y compris la méthode incrémentale, la méthode itérative et la méthode mixte. Dans la procédure itérative le même changement de charge externe est analysé de manière répétée jusqu'à ce que les niveaux des contraintes et de déformation soient compatibles. Dans la procédure incrémentale la variation de chargement est analysée en une succession d'étapes, ou par incréments pendant que les changements de rigidité en fonction du niveau des déformations. Selon la procédure mixte la charge est appliquée par petits incréments, mais les itérations sont effectuées après chaque incrément de charge. La méthode incrémentale présente un grand potentiel Pour l'utilisation dans les domaines de géotechnique et structure (Edwards, 1979).

I.5 Etudes expérimentales supplémentaires

Un nombre considérable d'études de modèles, aussi bien que quelques essais en grandeur réelles, ont été réalisés sur des pieux chargés latéralement et les pieux courts rigides sur un large série de conditions du sol et de la géométrie.des essais prototypes ne sont pas souvent réalisées en raison du coût élevé des matériaux et de la main-d'œuvre, et parce que les conditions de sol sont difficiles à contrôler et à quantifier.

I.5.1 Les essais du sol

Certains du premier champ à grande échelle et de des tests de laboratoire à petite échelle sur la stabilité des postes non-uniformes soumis à des charges latérales dans un sol granulaire et une argile limoneuse ont été réalisées. Ils ont constaté que la localisation du point de rotation était à cette profondeur en dessous de laquelle il y avait 0,324m de la surface de section transversale verticale de la partie noyée et que les sections carrées ont la même résistance au déplacement comme les sections rondes avec un diamètre égal à la diagonale du carré.

Une série importante de tests en grandeur réelle concernant les fondations des portiques effectuées par Ramelot et Vandeperre (1950) a été signalé par l'UIC / ORE (1957). Des essais ont été réalisés le long des voies de chemin de fer ou à proximité immédiate de la piste. Un chargement en cours a été effectué jusqu'à la rupture de la fondation. Deux méthodes d'application de la charge étaient utilisées, comme le montre la Figure I.21 Avec la première méthode, en utilisant un treuil à main, les tests sont achevées en quinze minutes environ (tests rapides), tandis que la seconde méthode, en utilisant le poids mort, leur achèvement après plusieurs semaines ou mois (tests lents). Les deux fondations prismatiques et circulaires ont été testées. Les tests comprenaient sur une large gamme de sols, par exemple de l'argile, de gravier et de sable mélangé.

Matlock (1970) a effectué des tests de charge latérale en utilisant un pieu tubulaire en acier de 325 mm de diamètre et de 12,8 m de longueur. Il a été étudié deux argiles proches de Lake Austin qui ont eu une résistance au cisaillement d'environ 38 et 14 kPa. Il a analysé les données et obtenu des courbes p-y expérimentales. Il a recommandé une procédure de conception en utilisant des courbes p-y pour une argile moue soumis au chargement statique à court terme.

Reese et Welch (1975) ont présenté les résultats d'un essai instrumenté de charge latérale à grande échelle sur un pieu court de 13 m de longueur et 0,76 m de diamètre chargé à une charge maximale de 445 Kn en argile raide. La déflexion de la partie supérieure du pieu a été jugée comme une fonction non linéaire avec la charge. Les valeurs mesurées du moment et de la flèche ont été comparées avec les valeurs calculées sur la base de la méthode des courbes p-y et ils ont trouvés un bon accord.

Bartolomey (1977) a effectué des tests sur des pieux isolés et sur un groupe de pieux noyée dans l'argile. Il a utilisé des pieux en béton précontraint de section carrée de (30x30) cm^2 et une longueur de 5 à 12 m. Il s'est avéré que les pieux courts soumis à la fois aux charges verticale et latérale montrent une résistance 15 à 30% plus élevée que pour un pieu court soumis a une seule charge. Il a également signalé que des fissures ont été observées à une certaine profondeur au-dessous de la surface du sol dans les pieux courts soumises à des charges latérales seulement.

Ismael et Klym (1979) ont effectué des tests à grande échelle sur deux pieux courts instrumentés dans l'argile près de Hamilton, en Ontario. Le premier pieu court était de 1,5 m de diamètre et 12,6 m de profondeur et le second était un pilier de 5,2 m de profondeur agrandie avec un pieux socle de 1,5 m de diamètre et un diamètre de 3 m cloche. Le programme d'essais a consisté en des essais de soulèvement et de chargement latéral. Le profil de sol au site est composée d'une argile limoneuse brun raide fissurée à une profondeur d'environ 2,4 m. Cela a été superposée à une argile limoneuse gris. Les charges latérales ont été appliquées simultanément aux deux piliers et les déplacements latéraux étaient enregistrés par les comparateurs après chaque incrément de 45 Kn de charge. À 169 Kn, les cycles de déchargement / rechargement ont été réalisées. Les charges ont été ensuite appliquées à 89 Kn par incréments à un maximum d'environ 710 Kn. Les essais ont été analysés en utilisant la théorie du sol de fondation élastique et la méthode d'analyse non linéaire (Matlock (1970) et Reese et Welch (1975)), qui est essentiellement constituée la théorie de la fondation et la réponse non linéaire du comportement du sol. La théorie de la fondation élastique a donné des estimations prudentes pour les déformations latérales. La méthode d'analyse non-linéaire a donné des déformations latérales qui étaient en bon accord avec le comportement réel de la semelle sous charge latérale. En outre, ils ont conclu que le point de rotation était à 71% de la profondeur pour les deux pieux courts sans aucun effet apparent provoqué par la présence de la cloche.

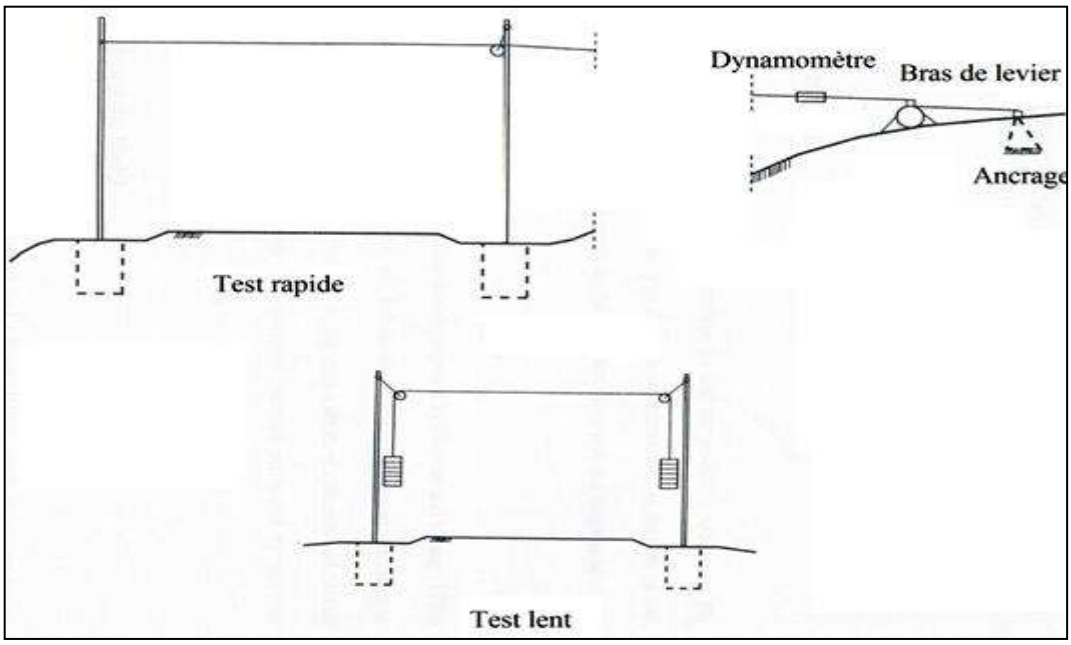


Figure I.23: *tests à grande échelle sur deux pieux courts (UIC / ORE (1957))*

Bhushan et al. (1979) ont effectué des essais sur le sol par le mode plein écran instrumentés par des pieux courts noyés dans des argiles surconsolidées difficiles à étudier leur réponse latérale. Douze pieux de diamètres compris entre 0,61 m et 1,22 m et une longueur comprise entre 2,74 m à 6,71 m ont été testés. Huit des puits ont été construits dans un sol plat et quatre ont été testés sur des pentes allant de 20 à 50 degrés. Des charges latérales jusqu'à 2670 Kn ont été appliquées à un point de 0,23 m au-dessus de la surface du sol. Un programme informatique appelé COM622, sur la base de la méthode des courbes p-y, a été utilisé pour obtenir les résultats théoriques. Il est suggéré que les pieux courts noyés dans les argiles dures peuvent être conçus pour supporter des charges latérales élevées. Les déformations calculées à partir du programme étaient généralement plus grandes que celles observées en particulier pour des charges supérieures à un tiers de la charge de rupture.

I.5.2 Essais des modèles classiques

Portant la capacité, la distribution de la pression latérale du sol sur le tronc de pieu, et les déplacements de tête de pieu pour des pieux rigides mis sur appui en argile et soumis à une charge excentré et inclinée ont été signalés par Meyerhof et Sastry (1985) et Sastry et Meyerhof (1986). Des études similaires sous charges centré inclinées ont été présentées pour les pieux verticaux et groupes de pieux dans l'argile par Meyerhof (1981), Meyerhof et Yalcin (1984), Sastry et al. (1986) et dans le sable par Meyerhof et al.

Sastry et Meyerhof (1987) ont effectué des tests sur des modèles des pieux isolés rigides noyés et instrumentés soumis à un moment pur et une charge horizontale en argile saturé pour étudier la distribution latérale de pression du sol, la capacité de pieu, et les déplacements. Ils ont également étudié l'influence de la méthode d'installation de pieu sur les paramètres mentionnés en comparant le comportement des pieux forés avec celle des pieux Mis sur appui. Un modèle du pieu creux en acier de 1100 mm de long, fendu longitudinalement d'un diamètre extérieur de 74 mm et une épaisseur de paroi de 7 mm a été utilisée comme fondation sur pieux rigides. Il était équipé de 18 transducteurs de pression pour mesurer les pressions de sol latérales et avec une cellule de charge pour mesurer la résistance de base. Deux types d'essais ont été réalisés. Dans la première, le pieu a été soumis à moment pur causée par deux forces verticales égales et opposées appliquées à un bras horizontal fixé sur la partie supérieure du pieu. Dans la seconde, une force horizontale est appliquée au niveau du sol. Il a été conclu que, la distribution nette de pression latérale du sol à la rupture le long de tronc du pieu et la capacité du pieu n'ont pas été affectées par la méthode de l'installation. Toutefois, les déplacements d'un pieu noyé étaient en général 1,5 à 3 fois supérieurs à ceux d'un pieu mis sur appui. Il a été constaté que le déplacement horizontal et la rotation d'un pieu noyé pouvaient être estimés en étroite collaboration à tous les niveaux de la théorie élastique de chargement en utilisant un module de sol rétro calculée pour le niveau de charge approprié à partir des résultats des tests de compression simple.

Georgiadis et al. (1992) ont réalisé une série de tests sur des modèles pour étudier la réponse d'un pieu aux charges latérales cycliques dans un bâti des argiles moues, de plasticités moyennes. Les moments fléchissant ont été suivis par des jauges de contrainte placées le long de pieu.

Six essais de chargements latéraux ont été réalisés sur 500 mm de longueur d'aluminium, fermé et borné, des pieux de 19 mm de diamètre extérieur et de 1,5 mm de l'épaisseur de la paroi. Les charges horizontales appliquées à la tête du pieu au niveau du sol étaient les 38, 92, 146 et 202 N et ont cyclées dix fois chacune. Les valeurs moyennes (de six essais) ont été utilisées pour interpréter les résultats. La charge - le déplacement horizontal et la charge - les relations de rotation de la tête du pieu ont été tracées. Des relations similaires pour tous les cycles de charge, ce qui démontre la non-linéarité de la réponse du pieu, même pour les faibles niveaux de charge. Ils ont montré que la charge latérale cyclique eu un effet significatif sur le déplacement latéral de la tête du pieu et de la rotation mesurée. De manière

correspondante, le moment fléchissant maximal mesuré au cycle de 10 était d'environ vingt pour cent (20%) supérieur à celui mesuré pendant le premier cycle. Une autre caractéristique importante des résultats, c'est que la profondeur pour laquelle le moment fléchissant atteint sa valeur maximale augmente avec la charge latérale H, à partir de 80 mm pour H = 38 N à 140 mm pour H= 202 N. Sur la base de la réponse du pieu mesurée, une relation a été établie entre la résistance du sol et le déplacement latéral. Cette relation a été incorporée dans une analyse numérique pour prédire la réponse latérale du pieu par traitement du pieu comme une poutre élastique sur des ressorts non linéaires. Ils ont comparé la charge latérale - déplacement de la tête du pieu et de la distribution du moment fléchissant le long de la profondeur au cycle 1 et 10 avec les résultats déterminés selon la méthode de courbes p-y de Matlock (1970) et Reese et weich (1975). Ils ont conclu que la réponse de la tête du pieu mesurée a été prévu de façon assez précise pour le chargement statique, mais que pour le cycle de charge dixième de la prévision sous-estimer la réponse plus de 50%. En outre, la différence entre les moments fléchissant mesurées et celles prédites est inférieure à la différence entre les déplacements de la tête du pieu correspondantes, par un ordre de 10%. Cependant la différence entre les moments fléchissant était assez grande, à des profondeurs au-dessous du point où le moment de flexion maximal s'est produit.

I.5.3 Tests du modèles centrifugeuse

Le test centrifuge a été proposé par Phillips en 1869 (Craig, 1989a) pour les modèles de test d'un pont métallique enjambant pour la Manche. Cependant, l'utilisation pratique de la centrifugeuse n'a pas été vu jusqu'à ce que les années 1930 lorsque les deux, Bucky (1931) aux Etats-Unis et Pokrovsky (1933) et Davidenkov (1933) en URSS ont commencé à les utiliser. La première publication dans la littérature géotechnique mainstream était par Pokrovsky et Fedorov (1936) lors de la première Conférence internationale sur la mécanique des sols et de la Fondation (Craig, 1989b) en 1936. Aux Etats-Unis Bucky poursuivi la modélisation de la centrifugeuse à l'Université de Columbia de 1931 à 1949 (Cheney, 1988). Suite à ces premières études, modélisation centrifuge a été acceptée comme méthode de test du modèle le plus fiable en mécanique des sols et des travaux de fondation par de nombreux chercheurs dans différents pays et, depuis, beaucoup de centres de centrifugeuses ont été construites avec un large éventail de capacités de la machine et des niveaux d'accélération . Activités et / ou de la littérature du Japon, des Etats-Unis, la France, le Danemark, l'URSS, le Royaume-Uni pour ne citer qu'eux recherche de centrifugeuses ont été présentés à la session

de la discussion lors de la onzième Conférence internationale sur la mécanique des sols et des travaux de fondations à San Fransisco en Août 1985. Certains de ces documents ont été publiés par Craig et al. (1988).

Au Royaume-Uni, la méthode a été introduite par Schofield au début des années 1960 et la première centrifugeuse géotechnique spécialiste a été construit à l'Université de Manchester Institute of Science and Technology (UMIST), en 1969 (Basset et Craig (1988)). L'importance de test centrifuge des fondations des pieux a été discutée par plusieurs chercheurs, e.g. Scott (1981), Craig (1985,1989b). L'application de la technique de centrifuge pour la modélisation de fondation de pieu et les résultats des études les plus récents donnée par by Craig (1988).

Le test du modèle centrifugeuse de structures et sol a non seulement attiré l'attention comme un outil de recherche, mais également été reconnu comme un outil pédagogique dans la géotechnique. Craig (1988) a signalé que l'utilisation d'une petite centrifugeuse dans un laboratoire de l'enseignement fourni un moyen simple et un bon marché de démontrer l'influence de la gravité sur les structures de la terre d'une manière dramatique. Dans le domaine particulier de la stabilité de pente, il fournit un moyen de démontrer la mécanique de la panne, qui serait autrement invisibles dans le laboratoire.

I.5.4 Essais sur le modèle centrifuge

Une série de neuf essais sur des modèles de pieux ont été réalisés à l'Université de Cambridge centrifugeuse géotechnique par Hamilton et Phillips (1991). Les essais ont été effectués en argile fine de porcelaine avec une limite de liquidité de 69% et un indice de plasticité de 31%. Les modèles des pieux à tête fixé avec des géométries de prototypes de 0,65 m à 2,45 m de diamètre et 5,67 m à 23,23 m de longueur ont été testés sous une charge latérale. Dans ces essais, la machine a été exploitée entre 49,3 g à 93,7g. Le Comportement de la résistance du sol à partir des résultats d'essais de chargement statique a été comparé avec les résultats prédits par Matlock (1970), et les résultats des tests de modélisation des ces modèles ont été présentés. Le bon accord entre le comportement de déplacement-charge du pieu à tête fixé et les courbes p-y dérivés aux tests, ont indiqué que la modélisation de modèles a été réussite. Les résultats pour les pieux isolés chargés latéralement ont été présentés à bon accord avec ceux prédits par les méthodes classiques d'analyse. Il a été conclu que la centrifugeuse géotechnique offert une alternative économique et pratique aux essais sur

le terrain à grande échelle pour déterminer le comportement des pieux soumis aux charges latérales cyclique, et grand déplacement.

I.4 Conclusion

Les enseignements qu'on peut tirer de cette synthèse bibliographique sont multiples :

Bien qu'on a assisté à un développement considérable des méthodes de dimensionnement des fondations profondes vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux au cours de ces dernières décennies, les travaux de dimensionnement sur des fondation semi-profonds soumis aux forces verticales et horizontales ne sont pas nombreux. Les travaux qu'on a pu localiser, s'appuient principalement sur un mélange d'expressions analytiques et de constatations expérimentales.

La méthode de Brinch-Hansen (1961) est basée sur la théorie de pression de terre, elle peut fournir le moment limite, son emplacement, et la résistance latérale ultime. Elle est applicable pour les sols pulvérulents ainsi que cohésifs et applicable pour les sols homogènes et multicouche, mais cette méthode est limitée uniquement pour les pieux courts.

La méthode de Broms (1964a, b) donne le moment limite, son emplacement, et la résistance latérale ultime.est une méthode plus simple que la méthode de Brinch-Hansen. Tel qu'il est possible de résoudre tous les équations en utilisent les calculs à la main. La limite de cette méthode est qu'elle est applicable aux sols homogènes et donne des estimations approximatives.

Les méthodes basées sur l'approche semi-empirique sont largement utilisées dans les travaux de recherche, mais ces méthodes présentent quelques limitations, ou le caractère continu du sol n'est pas clairement modélisé, cet inconvénient considéré comme limite majeure de ces méthodes. .

CHAPITRE II

ANALYSE NON-LINAIRE DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES FICHEES DANS UN SOL NON-HOMOGENE EN UTILISANT LE CONCEPT DES POUSSES LATERALES

Résumé:

Les fondations semi profondes aient généralement pour objet principal de porter les charges axiales, ils peuvent également être soumis à des charges latérales. Cela est particulièrement le cas pour les plates-formes offshore, les quais, les murs de soutènements et les fondations des murs antibruit, qui peuvent être chargés par des forces latéral dû au poids des terres, au vent, aux vagues et marées, aux séismes, aux impacts et aux mouvements des véhicules peuvent nuire à la bonne performance de la structure. La réponse d'un pieu court sous une charge latérale est étudiée dans ce chapitre. Certaines solutions analytiques pour des problèmes simplifiés seront d'abord présentées. Dans la section suivante, un modèle numérique sera développé, qui comprend les comportements linaire et non linéaire des fondations semi-profondes fichées dans un sol multicouche en utilisant le concept des pousses latérales. A cet effet une étude paramétrique sera effectuée dont on a ciblé les propriétés géo mécanique du sol.

II.1 Introduction

Tout le long de ce chapitre la réponse du sol au voisinage du pieu sera supposé être déterminée uniquement par le déplacement latéral du pieu à ce point là. Cela signifie que tous les transferts de charge dans le sol dans la direction verticale sont négligés. Et signifie également que les effets de la plasticité peuvent être pris en compte seulement comme fonctions du déplacement local du pieu. Les solutions élastiques, pour les pieux dans un milieu élastique linéaire, ont été mises au point par Poulos (1986). Un modèle raffiné, dans lequel le sol est modélisée comme un système de couches élasto-plastique, a été développé par Kooijman (1989). Ce modèle s'applique également à l'analyse des groupes des pieux, même lorsque les zones plastiques des pieux individuelles dans le groupe des pieux chevauchent. Le modèle a également la fonction que l'écart entre le pieu et le sol peut être développé sur le côté haut du pieu.

II.2 Pieu fiche dans un milieu élastique linéaire

Considérons un pieu constitué d'un matériau élastique linéaire, avec un module d'élasticité E. le moment d'inertie de la section du pieu dans la direction de la flexion du pieu est de I, donc que la rigidité de flexion du pieu est égale à EI. Le pieu est chargé par une charge latérale, comme il est présenté dans la *Figure II.1*. La force f est liée à la force de cisaillement Q par une équation d'équilibre dans la direction latérale donné par :

$$\frac{dQ}{dz} = -f \tag{2.1}$$

De même, l'équilibre des moments donne la relation suivante :

$$\frac{dM}{dz} = Q \tag{2.2}$$

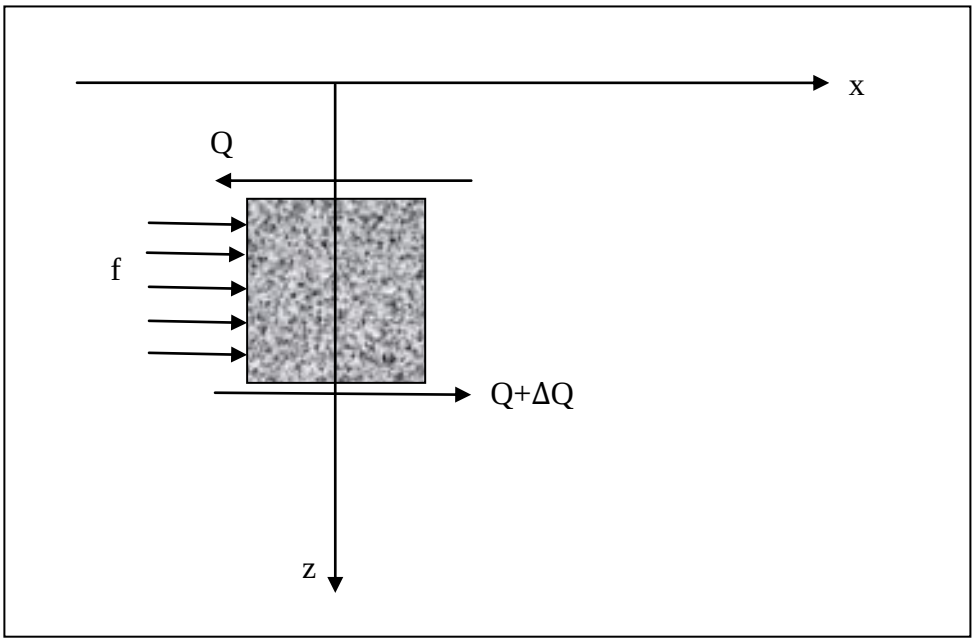


Figure II.1 : *Élément pieu chargé latéralement*

$$\frac{d^2M}{dz^2} = -f \qquad (2.3)$$

Il s'agit d'une relation connue entre le moment fléchissant et la force appliquées sur une poutre.

La deuxième équation de base décrit la déformation de pieu. En utilisant l'hypothèse de Bernoulli qui dit que les sections normale plane restent planes, cette équation est trouvée pour être :

$$EI\frac{d^2u}{dz^2} = -M \qquad (2.4)$$

Où u est le déplacement latéral du pieu, dans la direction z. Le moment fléchissant M peut être éliminé à partir des équations (2.3) et (2.4)pour donner :

$$EI\frac{d^4u}{dz^4} = f \qquad (2.5)$$

C'est l'équation de base connu de la théorie de flexion des poutres.

Dans le cas d'un pieu avec un support latéral, la charge est générée par un déplacement latéral u. Dans le cas le plus simple, la charge est proportionnelle à ce déplacement,

$$f = -ku \qquad (2.6)$$

Où

k est le module de réaction (en kN/m^3), et le signe moins est nécessaire parce que lorsque le déplacement est à droite, la réaction du sol sera à gauche, voir Figure II.1. En supposant que c'est la seule charge du pieu, la substitution de l'équation (2.6) dans l'équation (2.5)donne

$$EI\frac{d^4u}{dz^4} + ku = 0 \qquad (2.7)$$

Où

$$\frac{d^4u}{dz^4} + \frac{4u}{\lambda^4} = 0 \qquad (2.8)$$

Où

λ est un paramètre de longueur, définie comme suit :

$$\lambda^4 = \frac{4EI}{k} \qquad (2.9)$$

La solution générale de l'équation différentielle l'équation (2.8)est donné par :

$$u = C_1\exp\left(\frac{z}{\lambda}\right)\cos\left(\frac{z}{\lambda}\right) + C_2\exp\left(\frac{z}{\lambda}\right)\sin\left(\frac{z}{\lambda}\right) + C_3\exp\left(\frac{-z}{\lambda}\right)\cos\left(\frac{z}{\lambda}\right) + C_4\exp\left(\frac{-z}{\lambda}\right)\sin\left(\frac{z}{\lambda}\right) \qquad (2.10)$$

Les constantes C1, C2, C3 et C4 doit être déterminée à partir des conditions aux limites. En général, les deux limites vont donner lieu à deux conditions, de telle sorte que les quatre constantes peuvent en effet être déterminées.

Solution pour un pieu infiniment long

Dans le cas d'un pieu d'une longueur infinie l'une des limites est à $z = \infty$ .Les termes avec $exp(z/\lambda)$ doit être ensuite éliminée en prenant $C1 = 0\ et\ C2 = 0$. Si l'on suppose que les conditions limites au sommet de pieu sont :

$$z = 0 : M = -EI\frac{d^2u}{dz^2} = 0 \qquad (2.11)$$

et

$$z = 0 : Q = -EI\frac{d^3u}{dz^3} = -H \qquad (2.12)$$

La solution finale devient

$$u = \frac{H\lambda^3}{2EI}\exp\left(\frac{-z}{\lambda}\right)\cos\left(\frac{z}{\lambda}\right) \qquad (2.13)$$

Le déplacement dans la partir supérieure du pieu sera noté u_t. Sa valeur est

$$u_t = \frac{H\lambda^3}{2EI} \qquad (2.14)$$

Il est évident de constater que le déplacement latéral u_t de sommet du pieu est proportionnelle à la charge latérale H. Ceci est une conséquence immédiate de la linéarité du modèle utilisé. Cela également peut être vu à partir de la solution de l'équation (2.14)que le déplacement est inversement proportionnelle aux paramètres $k^{\frac{3}{4}}$ et $EI^{\frac{1}{4}}$. Ceci signifie que la rigidité du pieu EI est relativement importante, et que la rigidité du sol k est très importante pour la réponse du sol.

Une variante du problème résolu dans cette section est de considérer que le module de réaction augmente linéairement avec la profondeur. Cela peut être une hypothèse réaliste, aussi souvent la rigidité du sol augmente avec la contrainte initiale, qui augmente avec la profondeur. Cependant, la solution analytique de ce problème ne sera pas considérée ici.

II.3 Pieu dans un milieu élastique parfaitement plastique

Dans cette section, une solution analytique approximative sera présentée pour le problème d'un pieu dans un matériau homogène, en tenant compte des déformations plastiques du sol. Une hypothèse assez réaliste pour la réponse du sol à un déplacement latéral est de considérer que cette réponse soit élasto-plastique, voir la figure II.2.

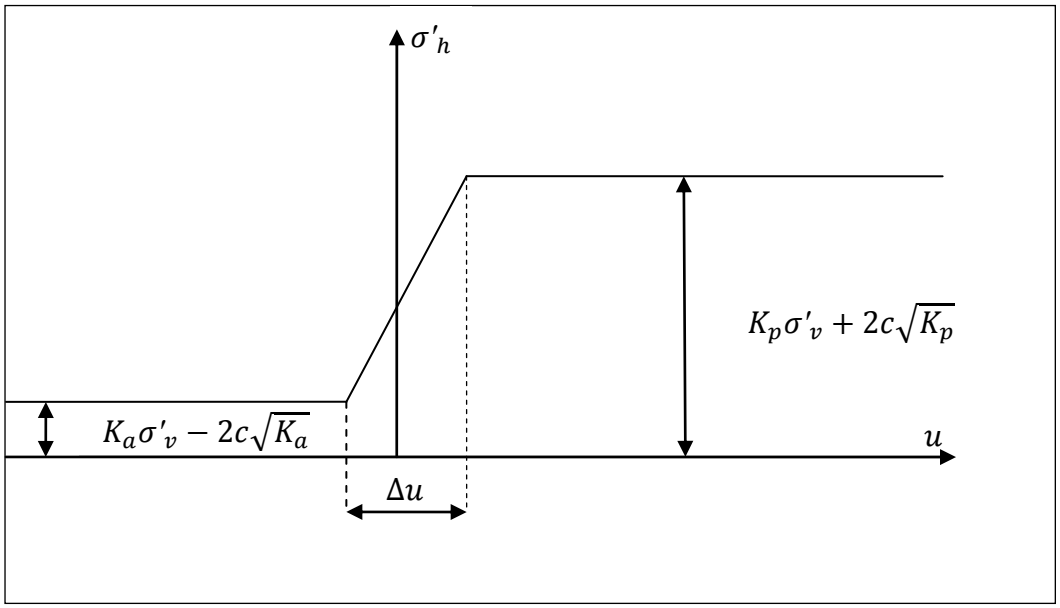


Figure II.2 : *Réponse élasto-plastique d'un sol*

Sur cette figure, la réponse est considérée comme élastique si le déplacement est faible. Il atteint sa valeur maximale (la pression latérale passive du sol)

$$\sigma'_{h-max} = K_p\sigma'_v + 2C\sqrt{K_P} \qquad (2.15)$$

Lorsque le déplacement atteint une certaine valeur positive, et cette valeur atteint sa minimale, il apparait une pression qui s'appelle la pression latérale active du sol, donné par l'expression suivante :

$$\sigma'_{h-min} = K_a \sigma'_v - 2C\sqrt{K_a} \quad (2.16)$$

Lorsque le déplacement atteint une certaine valeur négative. Si la valeur obtenue a partir de l'équation (2.16)se trouve être négative la contrainte horizontal effective est nul, car les contraintes de traction ne peuvent être transférés dans un matériau granulaire. Dans les équations ci-dessus c est la cohésion du sol, et K_a et K_p sont les coefficients de pression active et passive, donnés respectivement par les deux formules suivants :

$$K_a = \frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi} \quad (2.17)$$

$$K_P = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi} \quad (2.18)$$

Où, φ est l'angle de frottement du sol.

La longueur de la plage de déplacements élastique (Δu dans la *Figure II.2)* représente la différence de déplacement entre les pressions générées du sol active et passive, respectivement.

La réponse montrée dans la *Figure II.2* sera utilisé dans la suite pour développer un modèle numérique. Dans la présente section une analyse simplifiée sera d'abord présentée. Dans cette analyse, on suppose que la plage élastique soit extrêmement faible, voir la *Figure II.3.* C'est ce qu'on appelle une réponse parfaitement plastique. Dès qu'il ya un déplacement la réponse est soit à son maximum ou à son minimum. Si la charge du pieu agit vers la droite, la force sur le côté droit de pieu est la pression du sol passive, et la force sur le côté gauche du pieu est la pression active du sol. Ainsi, la force totale est

$$f = -(K_p - K_a)D_i \sigma'_v - 2C D_i\left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) \quad (2.19)$$

En supposant que la contrainte verticale effective augmente linéairement avec la profondeur,

$$f = -(K_p - K_a)D_i \gamma' z - 2C D_i\left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) \quad (2.20)$$

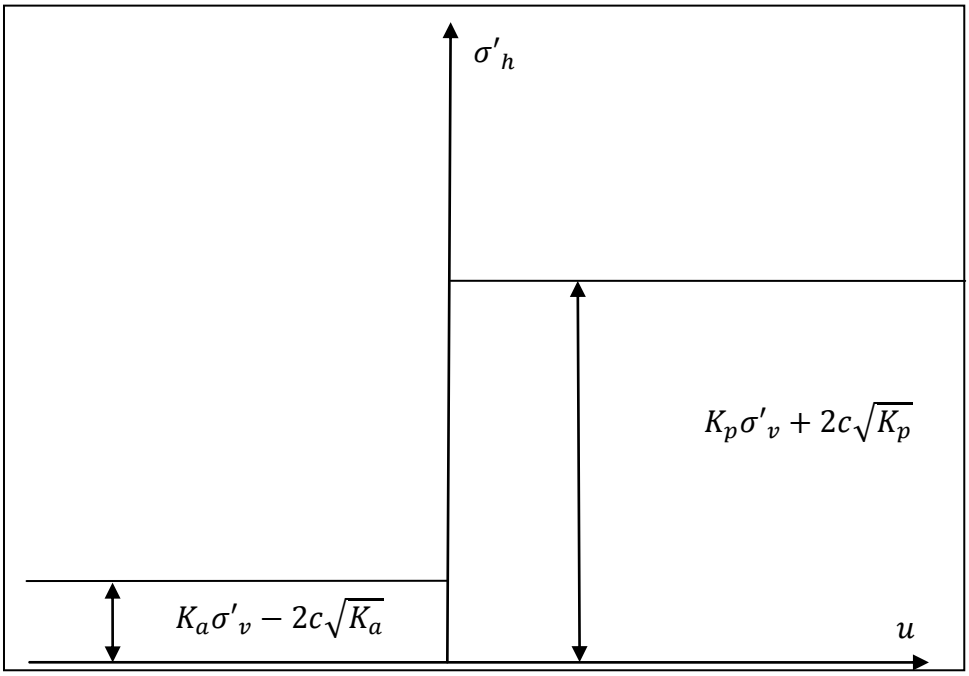


Figure II.3 : *Réponse du sol parfaitement plastique*

Il est en outre supposé que la distribution de la réaction du sol est telle que représentée sur la *Figure II.4.* L'idée de base est que le pieu est déplacé vers la droite par la force appliquée, sauf à son extrémité inférieure, où un déplacement vers la gauche se produit. La réaction du sol sur cette partie la plus profonde de pieu, est remplacé par une force concentrée, en supposant en outre que le pieu est fixé à cette profondeur.

L'équation différentielle est donné par :

$$EI\frac{d^4u}{dz^4} = f = -\left(K_p - K_a\right)D_i\gamma' z - 2CD_i\left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) \qquad (2.21)$$

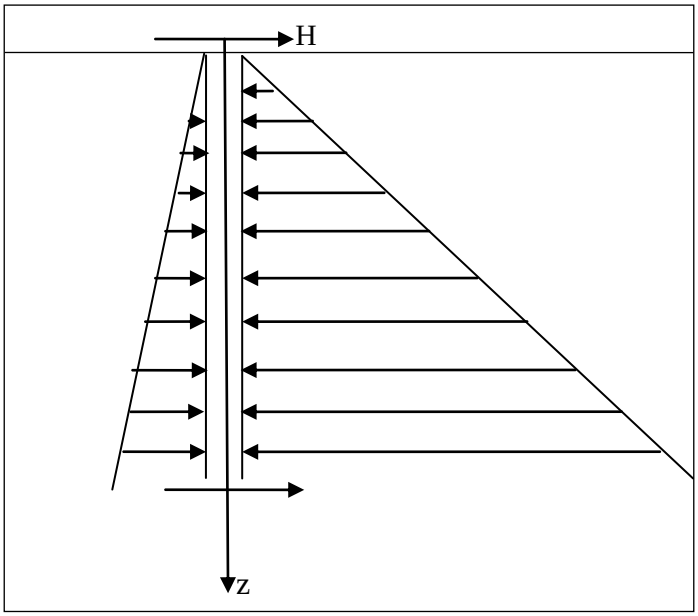


Figure II.4 : *Réaction sol*

Et les conditions aux limites sont

$z = 0 \ : Q = -H$ (2.22)

$z = 0 \ : M = 0$ (2.23)

$z = h \ : u = 0$ (2.24)

$z = h \ : \frac{du}{dz} = 0$ (2.25)

$z = h \ : M = 0$ (2.26)

La valeur du paramètre h, qui est le niveau auquel le pieu est considéré comme fixé, est inconnue. Un raisonnement possible menant aux trois dernières conditions est que le pieu est bien fixé à des grandes profondeurs, de sorte que le déplacement u et de ses deux premières dérivées sont nulles à cette profondeur. Le point faible de cet argument, au moins du côté mathématique, est que, à la profondeur $z = h$, la troisième dérivée ne peut pas être nulle, car la force concentrée agit à cette profondeur. Il convient également de noter que la réaction du sol supposée ne peut pas être en équilibre avec la charge appliquée sans la force concentrée, parce que l'équilibre des moments est impossible. L'analyse en utilisant les hypothèses de la distribution de pression comme le montre la Figure II.4 peut mener à des résultats très appréciables.

La solution générale de l'équation différentielle est :

$$u = -\frac{(K_p - K_a) D_i \gamma' z^5}{120EI} - \frac{2CD_i\left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) z^5}{24EI} + C_1 z^3 + C_2 z^2 + C_3 z + C_4 \quad (2.27)$$

En utilisant les conditions limites, les constantes d'intégration peuvent être déterminées. La substitution de ces valeurs dans la solution de l'équation (2.27) donne la solution finale sous la forme :

$$u = -\frac{(K_p - K_a)\gamma' D_i\left(8h^2 + 9hz + 3z^2\right)}{360EI}(h - z)^3 - \frac{\left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) CD_i (h + z)}{12EI}(h - z)^3 \quad (2.28)$$

Où la valeur de h doit être déterminée à partir de la relation :

$$H = \frac{1}{6}\left(K_p - K_a\right)\gamma' D_i h^2 + \left(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_a}\right) CD_i h \quad (2.29)$$

Si la force H est donnée, et les propriétés du sol et du pieu sont connues, la valeur h peut être déterminée à partir de l'équation(2.29). Ensuite, le déplacement peut être obtenu à partir de l'équation (2.28)

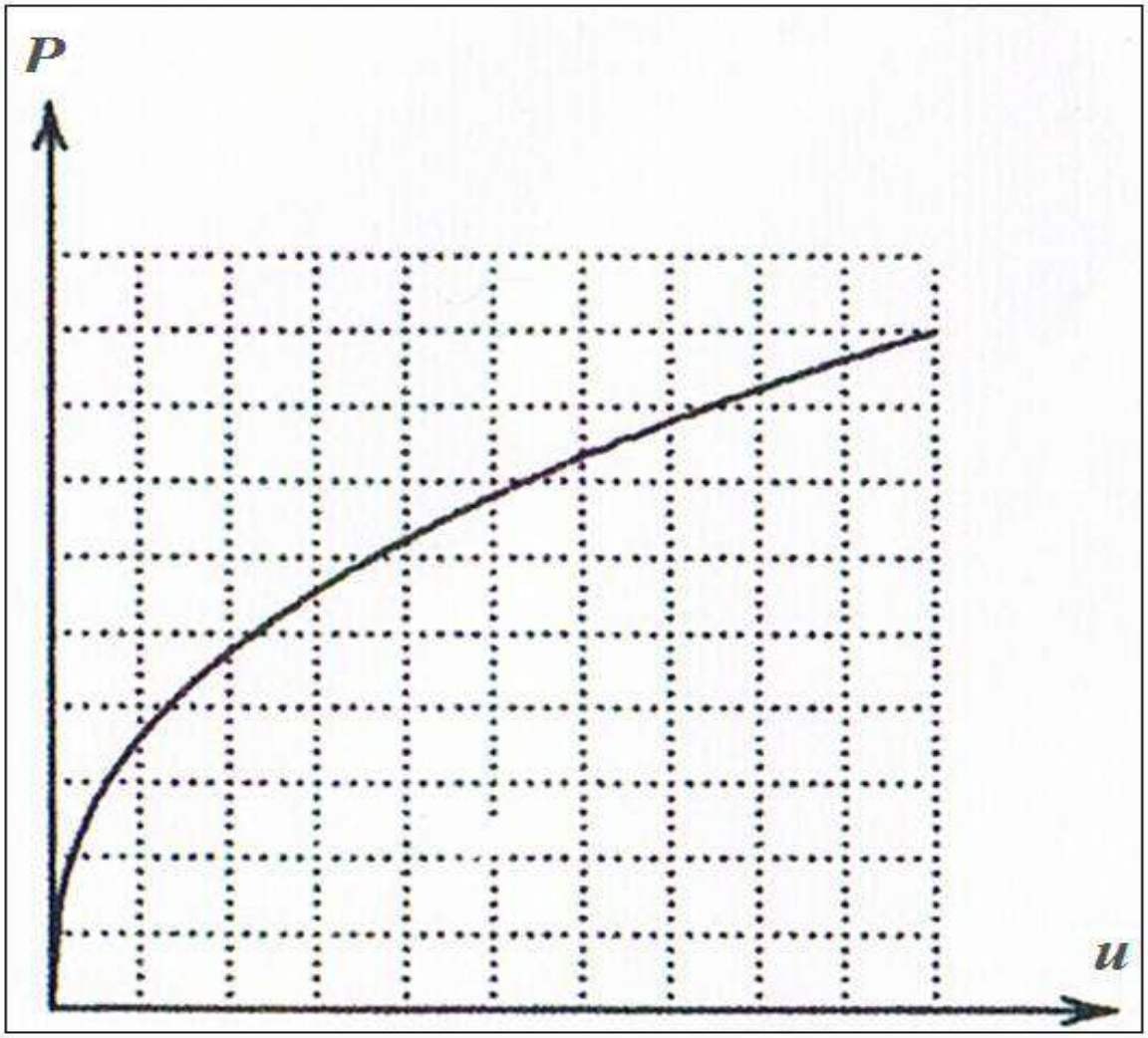


Figure II.5: *Pieu chargé latéralement dans un milieu élastique parfaitement plastique*

La *Figure II.5* montre la relation entre la force latérale H et le déplacement du sommet de pieu u_t sous forme graphique, pour le cas d'un sol non cohésif (c = 0). On peut voir que le pieu devient beaucoup plus flexible lorsque la charge augmente. Cela est dû au fait que lorsqu'un certain niveau de la charge de pieu a été atteint, le sol sur une certaine longueur vers le sommet de pieu est entièrement dans la plage plastique, et ne peut pas contribuer à porter une charge supplémentaire. Ainsi, la charge supplémentaire devra être compensée par une augmentation de la plage plastique à des profondeurs plus faibles, ce qui donne lieu à des déplacements supplémentaires considérables.

Lorsque l'on compare cette solution à un matériau parfaitement plastique avec la solution élastique de la section précédente, on peut noter ici que les paramètres les plus importants pour la réponse caractéristique est la rigidité du pieu EI et la résistance du sol, telle qu'elle est exprimée par les paramètres $(K_P - K_a)$ et $C\left(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}\right)$. La rigidité du sol

n'apparaît plus dans la solution, car elle a été éliminée à partir du modèle en supposant une réponse parfaitement plastique.

II.4 Modélisation numérique par différences finis

Dans cette section, un modèle numérique pour l'analyse des déplacements latéraux d'un pieu court chargé par une force latérale au niveau de son sommet est présenté. Une attention particulière doit être prise pour s'assurer que le modèle peut être utilisé pour un pieu court dans un sol multicouche.

II.4.1 Equations de base

Afin de développer le modèle numérique, le pieu est subdivisé en n petits éléments. Un élément typique, situé entre les points $z_{i-1} et\ z_i$ est illustré à la figure II.6. Les points sont numérotés de $i = 0,1,\dots,n,$ et les éléments sont numérotés de i = 1,2, ..., n. L'élément du pieu peut être chargé par une force donné H_i et par une réaction de sol R_i qui dépend de déplacements latéraux u_{i-1} et u_i.

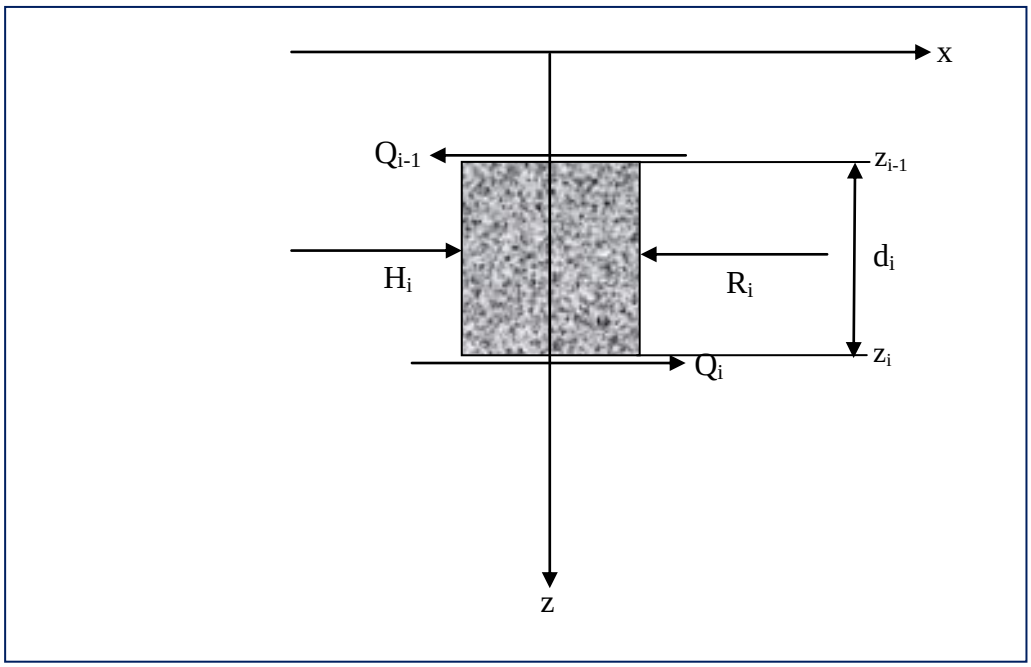


Figure II.6 : *Élément d'un pieu chargé latéralement*

Les équations de base peuvent être établies en tenant compte de l'équilibre horizontal et l'équilibre de moment des éléments i et i +1. Le but de cette analyse est d'obtenir une équation exprimant les moments fléchissant des charges latérales. L'équilibre des forces horizontales agissant sur l'élément i exige que :

$$Q_i - Q_{i-1} + H_i - R_i = 0 \qquad (2.30)$$

De même pour l'élément suivant, l'équilibre horizontal exige que

$$Q_{i+1} - Q_i + H_{i+1} - R_{i+1} = 0 \tag{2.31}$$

L'addition de ces deux équations donne

$$Q_{i+1} - Q_{i-1} + H_i + H_{i+1} - R_i - R_{i+1} = 0 \tag{2.32}$$

Les équations d'équilibre des moments pour les éléments i et $i + 1$ sont

$$M_i - M_{i-1} = (Q_i + Q_{i-1})\frac{d_i}{2} \tag{2.33}$$

Et pour l'élément suivant soit :

$$M_{i+1} - M_i = (Q_{i+1} + Q_i)\frac{d_{i+1}}{2} \tag{2.34}$$

A partir de ces deux équations, on peut obtenir

$$a_{i+1}M_{i+1} + a_iM_i + a_{i-1}M_{i-1} = \frac{1}{2}(Q_{i+1} - Q_{i-1}) \tag{2.35}$$

Où

$$a_{i+1} = \frac{1}{d_{i+1}}$$

$$a_i = -\frac{1}{d_{i+1}} - \frac{1}{d_i} \tag{2.36}$$

$$a_{i-1} = \frac{1}{d_i}$$

Les forces de cisaillement peuvent désormais être éliminées des équations (2.32) et(2.35). Cela donne

$$a_{i+1}M_{i+1} + a_iM_i + a_{i-1}M_{i-1} = \frac{1}{2}(-H_{i+1} - H_i + R_{i+1} + R_i) \tag{2.37}$$

Ceci est l'équivalent numérique de l'équation différentielle de base

$$\frac{d^2M}{dz^2} = -f \tag{2.38}$$

Lorsque tous les éléments gardent la même longueur, l'équation de différences finies se réduit à la combinaison familière (1,-2,1). Cependant, la dérivation donnée ci-dessus s'applique aussi bien lorsque les éléments ont des longueurs variables. En vue d'obtenir l'équivalent numérique de l'équation de flexion.

$$\frac{d^2u}{dz^2} = -\frac{M}{EI'} \tag{2.39}$$

Pour le cas d'intervalles inégales, les approximations suivantes sont introduit pour les déplacements latéraux des éléments i et $i + 1$,

$$z_{i-1} < z < z_i \ : \quad u = u_i + \varphi_i z + \frac{1}{2}k_i z^2 \tag{2.40}$$

Et

$$z_i < z < z_{i+1} \ : \quad u = u_i + \varphi_i z + \frac{1}{2} k_{i+1} z^2 \tag{2.41}$$

Cela garantit que le déplacement u et sa première dérivé φ sont continues au point $z = z_i$ Cependant, les courbures dans les éléments i et $i+1$ peuvent être différentes. Ils sont désignés par k_i et k_{i+1} .

Il en résulte des équations (2.40) et (2.41), tel que

$$u_{i-1} = u_i - \varphi_i d_i + \frac{1}{2} k_i {d_i}^2 \tag{2.42}$$

Et

$$u_{i+1} = u_i - \varphi_i d_{i+1} + \frac{1}{2} k_{i+1} d_{i+1}^2 \tag{2.43}$$

A partir de ces deux équations la pente φ_i peut être éliminée,

$$\frac{u_{i+1}-u_i}{d_{i+1}} - \frac{u_{i-1}-u_i}{d_i} = \frac{1}{2} k_{i+1} d_{i+1} + \frac{1}{2} k_i d_i \tag{2.44}$$

Les courbures k_i et k_{i+1} peuvent être liées aux moments fléchissant moyenne dans les éléments i et $i + 1$, respectivement,

$$k_i = \frac{M_{i+1}+M_{i-1}}{2\,EI_i} \tag{2.45}$$

$$k_{i+1} = \frac{M_{i+1}+M_i}{2\,EI_{i+1}} \tag{2.46}$$

Les équations (2.44) , (2.45) et (2.46) donne

$$a_{i+1}u_{i+1} + a_i u_i + a_{i-1}u_{i-1} = -b_{i+1}M_{i+1} - b_i M_i - a_{i-1}M_{i-1} \tag{2.47}$$

Où les coefficients a_i sont les mêmes que précédemment, voir l'équation (2.37) , et donc

$$\begin{cases} b_{i+1} = \frac{d_{i+1}}{4\,EI_{i+1}} \\ b_i = -\frac{d_{i+1}}{4\,EI_{i+1}} - \frac{d_i}{4\,EI_i} \\ b_{i-1} = \frac{d_i}{4\,EI_{i+1}} \end{cases} \tag{2.48}$$

L'équation (2.47) est l'équivalent numérique de l'équation (2.39) . La dérivation donnée ici semble à conduire à la même type d'équation que pour l'équation d'équilibre(2.37). Les équations (2.37)et (2.47) sont les deux équations de base du modèle numérique. Les variables du modèle sont les déplacements $u_i$et les moments M_i , pour i = 0,1, ..., n. Il s'agit de $2(n+1)$ inconnues, pour lequel le modèle donne $2(n-1)$ équations (i - 1,2, ..., n - 1). Les quatre équations restantes doivent être obtenues à partir des conditions

aux limites. Il convient de noter que «les réactions du sol R_i doivent être liés à des déplacements latéraux. En général, ce sera une relation non - linéaire.

II.4.2 Interaction Pieu – sol

La réaction du sol est supposée être élasto-plastique, comme illustrée sur la figure II.8. Cette figure représente la réaction du sol à partir du sol vers la droite du pieu, en supposant que la direction z est positive vers la droite.

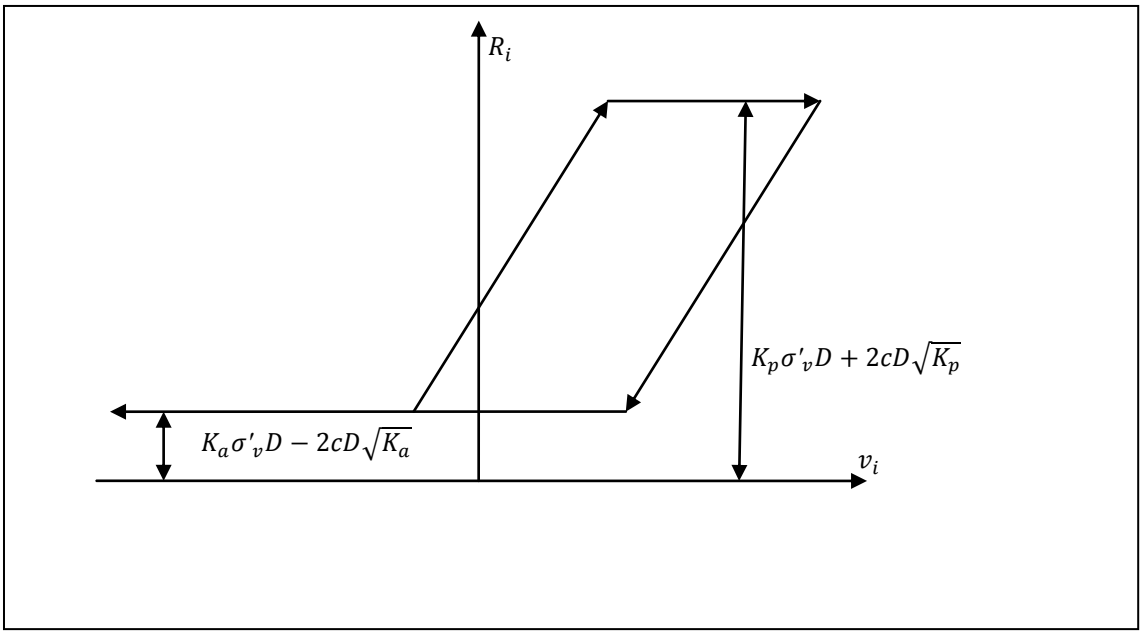


Figure II.7 : *Réponse du côté droit d'un sol élasto-plastique*

En général, la réponse du sol peut s'écrire

$$R_i = S_i(v_i - \overline{v_i}) + T_i \qquad (2.49)$$

Où,

v_i est le déplacement de l'élément i, qui peut être lié aux déplacements nodaux par

$$v_i = \frac{1}{2}(u_i + u_{i-1}) \qquad (2.50)$$

$\overline{v_i}$ est le déplacement plastique accumulée, qui doit être mis à jour au cours du processus de déformation. Le coefficient S_i représente la pente de la courbe de réponse, qui est nul dans les branches plastique. Le terme T est égal à zéro dans le domaine élastique, et peut être utilisée pour représenter la réponse d'un sol plastique dans les branches plastiques.

Il est à noter qu'il existe aussi une réponse de l'autre côté de pieu. Il s'agit du même type que la réponse sur le côté droit, à l'exception du signe, voir la figure II.8. Dans un premier temps, pour de très petits déplacements, les deux réponses seront dans le domaine élastique, ce qui signifie simplement que la rigidité peut être ajoutée.

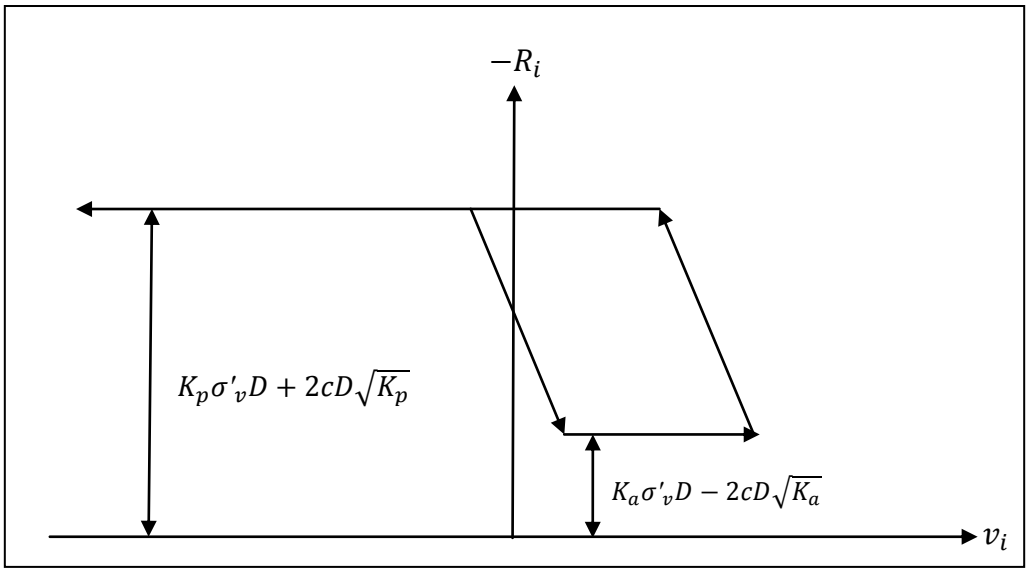


Figure II.8 : *Réponse du côté gauche d'un sol élasto-plastique*

Après que les déformations plastiques tiennent lieu, la réaction devient plus compliquée, car la transition des branches élastiques aux branches plastiques est déplacée lorsque la déformation plastique s'accumule.

La réponse résultante des deux côtés, pour le premier chargement d'un pieu, est représentée sur la figure II.9. La réponse initiale est que les deux côté gauche et droit de pieu, les ressorts sont dans la plage élastique. Dès que le premier ressort a atteint la limite de plasticité, la rigidité est réduite, et enfin ramenée à zéro lorsque l'autre ressort atteint sa limite de plasticité. Il est intéressant de noter que la courbe tri- linéaire. Le principal avantage de la réponse de base construit à partir de deux réponses de chaque côté de pieu est que de cette manière, il est plus facile sur le plan conceptuel pour décrire le comportement dans le déchargement et le rechargement subséquent.

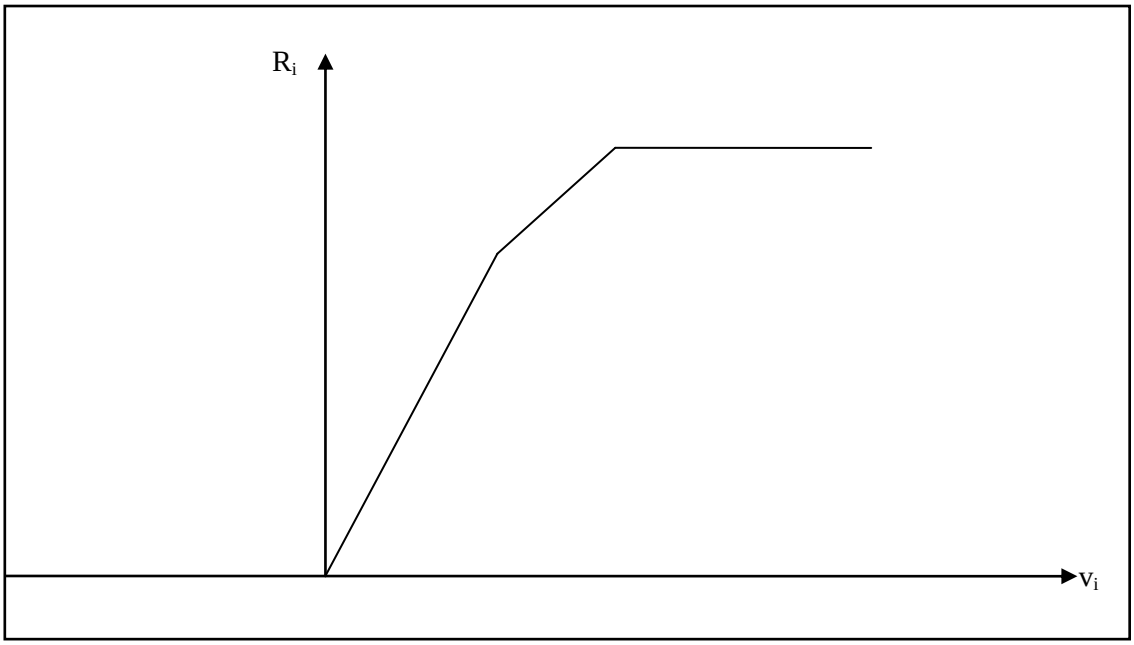


Figure II.9 : *Réponse du sol résultant*

II.4.3 Conditions aux limites

Il est plus pratique si les conditions limites peuvent être exprimées comme conditions pour le déplacement et le moment fléchissant au sommet et à la pointe du pieu, respectivement. Cependant, la condition limite physiquement plus réaliste, est que la force de cisaillement et le moment sont donnés à une extrémité libre de pieu. Le moment appliqué peut facilement être incorporé dans le système d'équations, mais il nécessite un certain effort pour transformer l'état d'une force de cisaillement dans une condition prescrite en fonction du déplacement. Par exemple la condition limite au sommet de pieu sera considérée comme suite :

$z = 0 \ : Q = -\mathrm{H}$ (2.52)

L'équilibre des moments du premier élément est exprime comme :

$M_1 - M_0 = \frac{d_1}{2}(Q_1 + Q_0)$ (2.52)

La force de cisaillement Q_i peut être éliminée en prenant en compte l'équilibre horizontal de cet élément,

$Q_1 - Q_0 = -H_1 + R_1$ (2.53)

Ainsi, avec $Q_0 = -H$ on obtient

$R_1 + \frac{2}{d_1}(M_1 - M_0) = H_1 + 2H$ (2.54)

II.5 Description du programme numérique mis au point (SPULL)

Le programme élaboré dans ce chapitre est destiné à l'étude des fondations semi profondes (pieux rigides) soumis à un effort latéral en tête, ou un moment en tête dans un milieu non-linéaire.

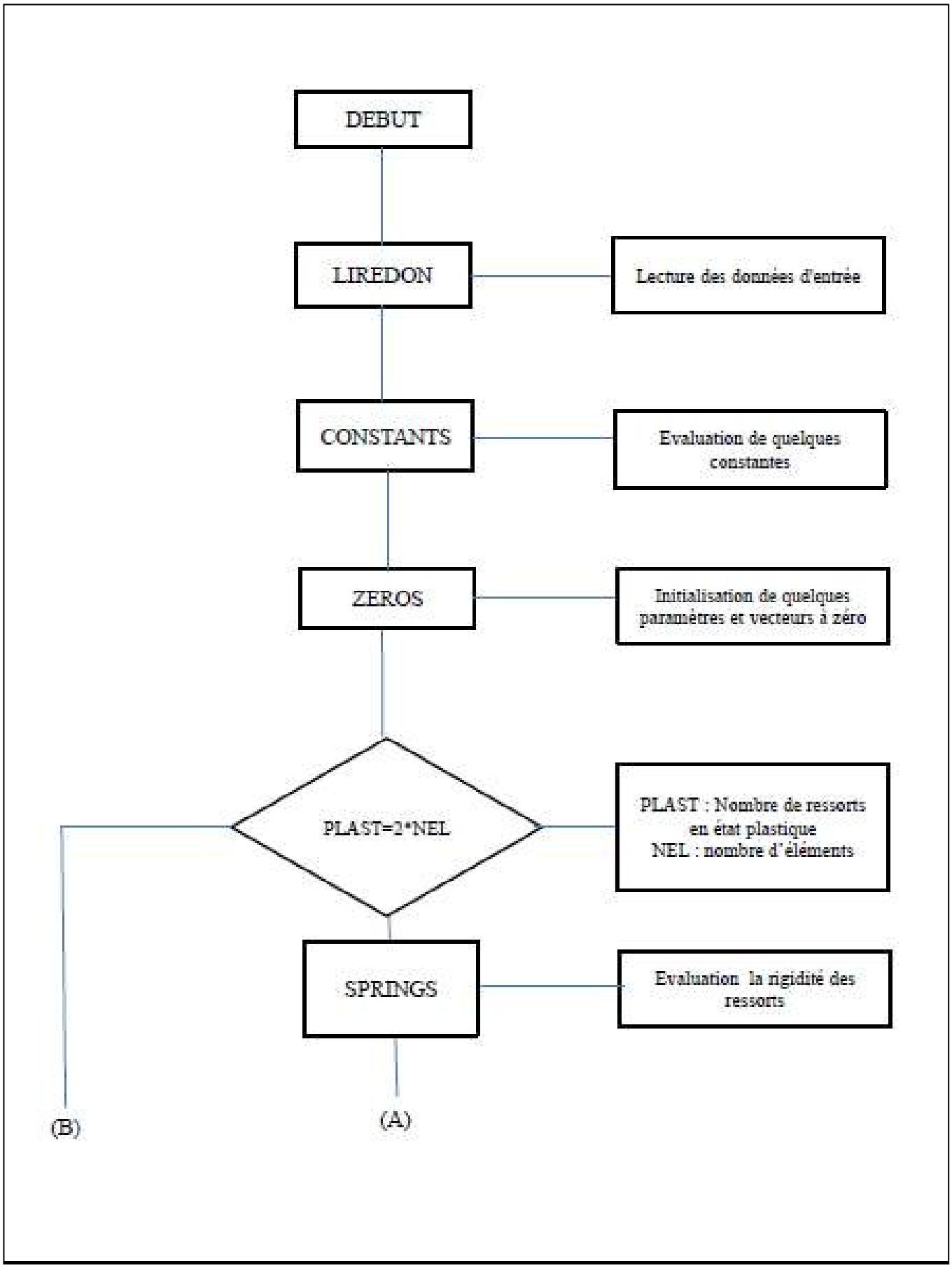
Ce programme numérique baptisé **SPULL** (Short Piles Under Latéral Loads) est écrit en Fortran 77, et comporte huit (08) subroutines dont l'enchainement est illustré par la figure (II.10).

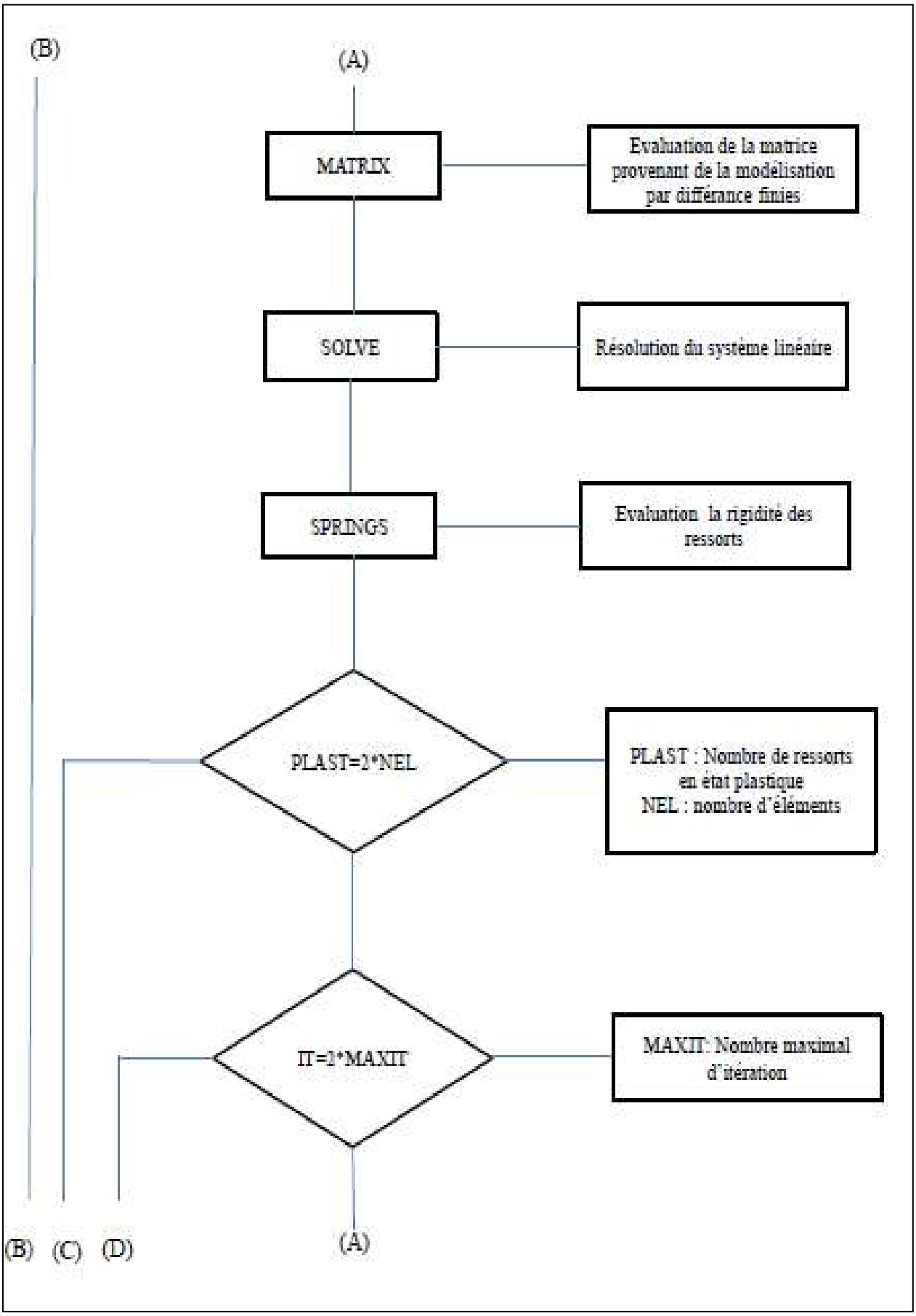
Comme tout autre programme d'analyse par différence finis le code **SPULL** débute par une lecture des caractéristiques géométriques et mécanique du pieu court , les caractéristiques géométriques du sol et les paramètres relatifs au calcul, ensuite le programme SPULL fait l'évaluation de quelque constantes ainsi que l'initialisation de quelques paramètres à zéro, cette tâche est confiée aux trois soubroutines LIRDON, CONSTANTS et ZEROS. Ensuite une soubroutine SPRINGS qui permet d'évaluer la rigidité des ressorts.

Le programme SPULL permet de l'évaluation d'un system linéaire des équations et on met ce système sous forme matricielle par la subroutine MATRIX, puis en faisant appel à la subroutine SOLVE pour entamer la résolution du système linaire.

Pour calculer le déplacement, la rotation et le moment fléchissant, le sous-programme EFFORT a été crées dans le programme **SPULL**. Ce sous programme permet de déterminer les éléments de réduction à partir de l'approche des différences finies. Finalement, le programme **SPULL** se termine par l'impression des résultats d'analyse obtenus.

On peut dire finalement, que le programme informatique **SPULL** est écrit de telle façon qu'il peut traiter n'importe quel type de sol élastique linéaire ou elasto-plastique non- Il est adapté également à analyser des pieux de rigidité constante ou variable le long de la fiche et sous sollicitation de H_0 et M_0 ou l'action simultanée des deux.


DEBUT
LIREDON
Lecture des données d'entrée
CONSTANTS
Evaluation de quelques constantes
ZEROS
Initialisation de quelques paramètres et vecteurs à zéro
PLAST=2*NEL
PLAST : Nombre de ressorts en état plastique
NEL : nombre d'éléments
SPRINGS
Evaluation la rigidité des ressorts
(B)
(A)


(B)
(A)
MATRIX
Evaluation de la matrice provenant de la modélisation par différance finies
SOLVE
Résolution du système linéaire
SPRINGS
Evaluation la rigidité des ressorts
PLAST=2*NEL
PLAST : Nombre de ressorts en état plastique
NEL : nombre d'éléments
IT=1*MAXIT
MAXIT: Nombre maximal d'itération
(B)
(C)
(D)
(A)

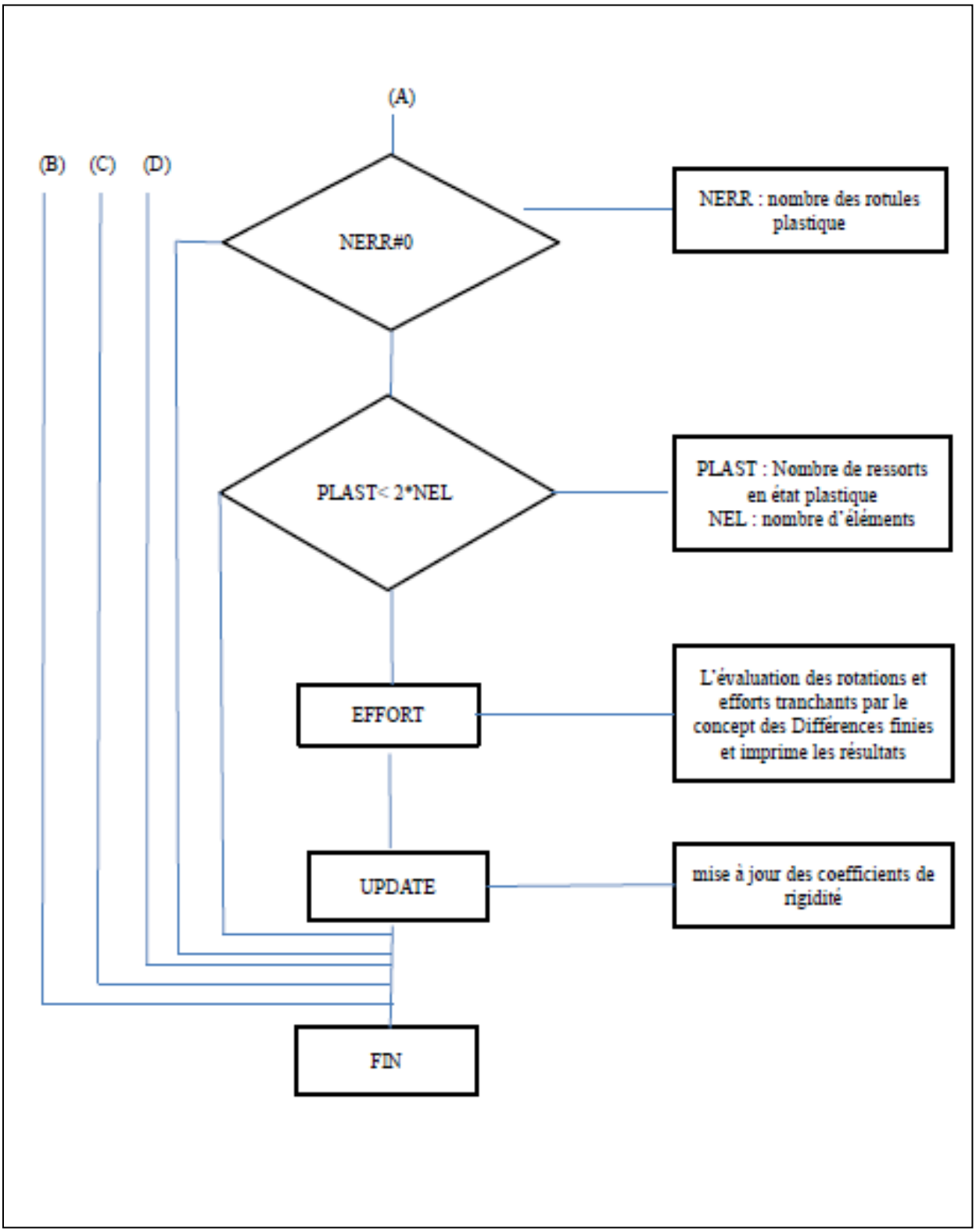


Figure III.10: *Organigramme du programme SPULL*

Conclusion :

Au terme de cette etude, le programme SPULL a été conçu pour dimensionner et analyser les pieux court chargés latéralement dans un sol non-homogene en utilisant le concept des pousses laterales. Il offre un choix de réponse de sol pour un milieu elastique lineaire et un milieu elasto-plastique non-linéaire. Dans ce programme et a partir des valeurs de chargement horizontal en tete de pieu (H_0) , permet d'obtenir le déplacement lateral, la rotation et le moment fléchissant du pieu court en fonction de plusieurs parametres qui influent sur le comportement lateral du pieu. A cet effet une etude paramétrique sera etablie pour etudier l'effet de l'elancement du pieu court sur le comportement lateral du pieu pour plusieurs valeurs de cohésion c et angle de frottement φ .

II.6 Etude parametrique

Comme on a vu dans la section précédente de ce chapitre, le modèle numérique élaboré a l'avantage de traité la réponse linéaire et non-linéaire du sol. La simplicité de cette procédure schématisée par la Figure (II.11), font que nous l'adoptons dans le programme numérique SPULL.

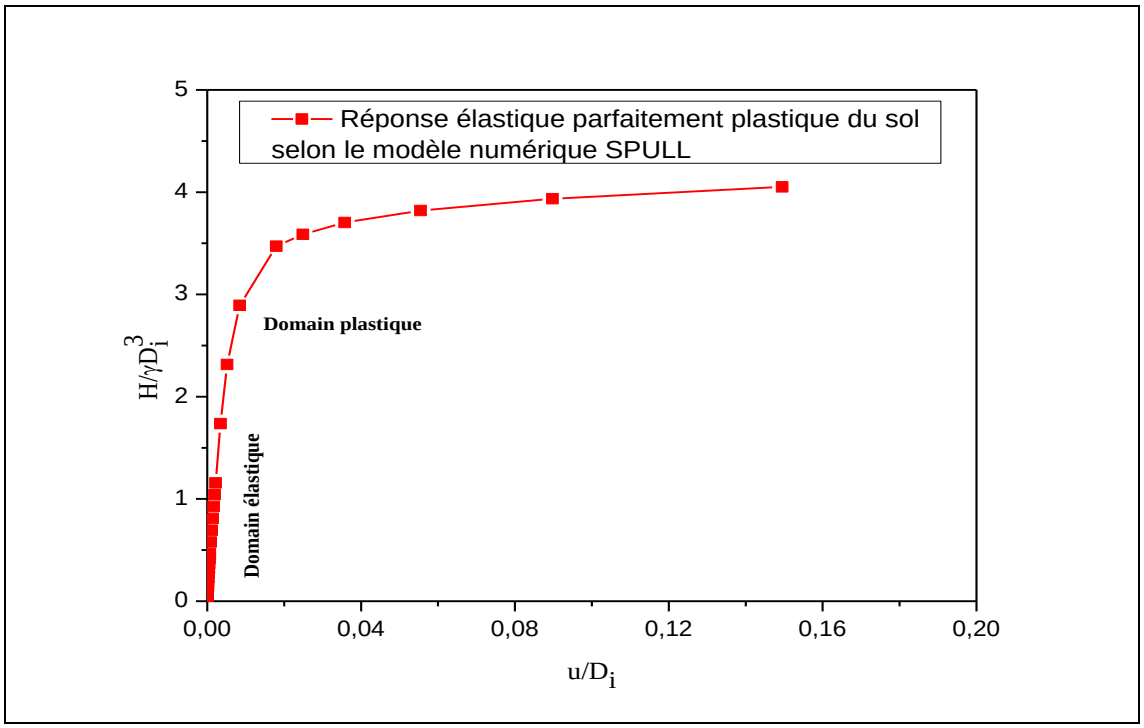


Figure II.11: *Pieu chargé latéralement dans un milieu élastique parfaitement plastique selon le modèle numérique élaboré SPULL*

Afin d'avoir une vue globale, tout les paramètres étudiés sont exprimés sous forme de grandeurs adimensionnelles et leurs variations sont examinées en fonction de la profondeur relative z/L . Les grandeurs adimensionnelles interviennent dans cette étude paramétrique seront :

Le déplacement adimensionnel : $\frac{uCD_i}{H_0}$: pour les sols cohésifs ; et $\frac{u\gamma(K_p-K_a)D_i^2}{H_0}$ pour les sols pulvérulents.

Le moment fléchissant adimensionnel : M/H_0D_i

Les caractéristiques mécaniques de la fondation semi-profonde et les propriétés du sol adoptées dans cette étude paramétrique sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.1: *Résumé des caractéristiques du sol et caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu court*

D_i (m)	EI $(KN.m^2)$	γ (KN/m^3)	φ (°)				
				0	20	30	40
			K_0	1,0	0,658	0,500	0,357
3.0	79521570	16.0	K_a	1,0	0,490	0,333	0,217
			K_p	1,0	2,040	3,000	4,599
			$K_p - K_a$	0,0	1,549	2,667	4,381

II.6.1 Pieu fiché dans un milieu linéaire élastique

Cette partie de l'étude est consacrée pour le but d'étudier le comportement latéral du pieu court sur les grandeurs adimensionnels (déplacement latéral, rotation et le moment fléchissant) pour un pieu court fiché dans un milieu linéaire élastique lorsque la charge latérale est inferieur a certain valeur de seuil élastique et lorsque les rotules plastique est absents dans la réponse de sol comme il est montré sur la figure II.11. Dans cette étude consentant le milieu linéaire élastique on a adopté une charge latérale $H_0 = 50KN$, appliquée à la tête du pieu court.

II.6.1.1 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol cohésif

Dans le but d'obtenir l'effet de l'élancement des pieux courts sur le comportement latéral des pieux courts dans un sol cohésif et pour plusieurs valeurs de cohésions, les figures (*II.12, II.13 et II.14*) illustrent la distribution du déplacement adimensionnel $^{uc_u D_i}/_{H_0}$ en fonction de la fiche de pieu (z/L).On remarque que:

Après une comparaison entre les différents cas de cohésions étudiées, il est très clair que l'effet de la cohésion sur les déplacements adimensionnels d'un pieu est très petit.

L'allure des courbes obtenues mettent en évidence une différence entre les différents élancements étudiés. On constate que lorsque l'élancement est relativement petite, le pieu court ($^{L}/_{D_i} = 3\ et\ ^{L}/_{D_i} = 4$) réagit comme un pieu rigide, il subit un déplacement d'ensemble avec un simple pivotement autour d'un point plus proche de sa pointe, limitant ainsi deux zones, dites de butée et de contre-butée. Il en découle que l'élancement du pieu courts dépasse la valeur 9($^{L}/_{D_i} = 9$) , le déplacement s'approche d'une valeur nul à partir

d'une fiche supérieur à 0.5 ($^{z}/_{L} = 0.5$) . En constate encore que les déplacements adimensionnels négatifs sont relativement faible en comparaison aux déplacements adimensionnels positifs.

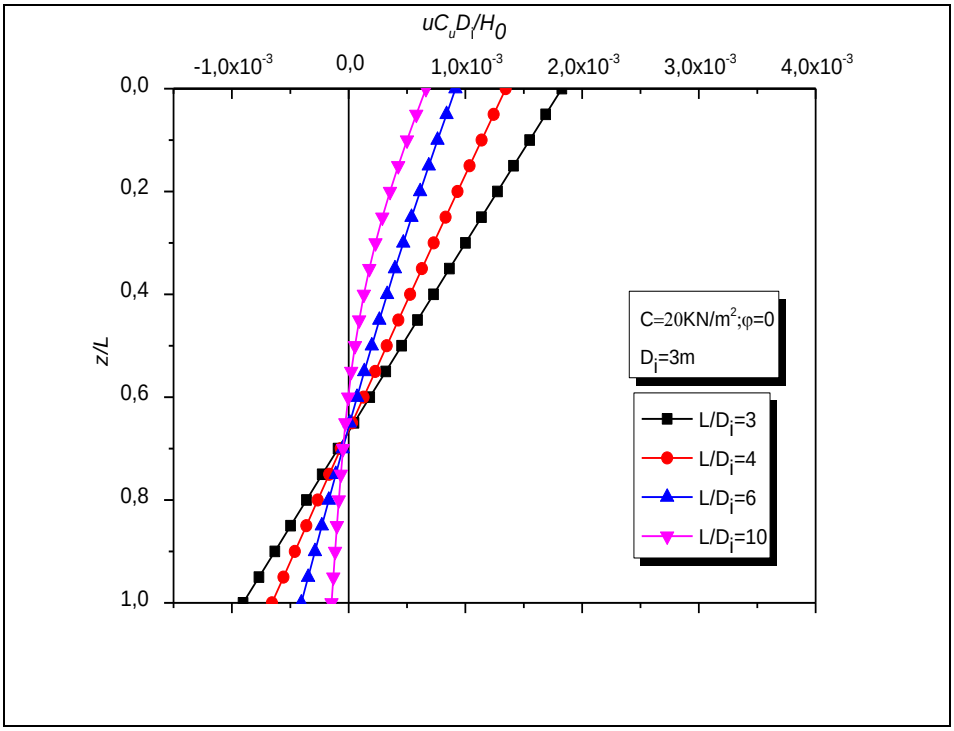


Figure II.12: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif*

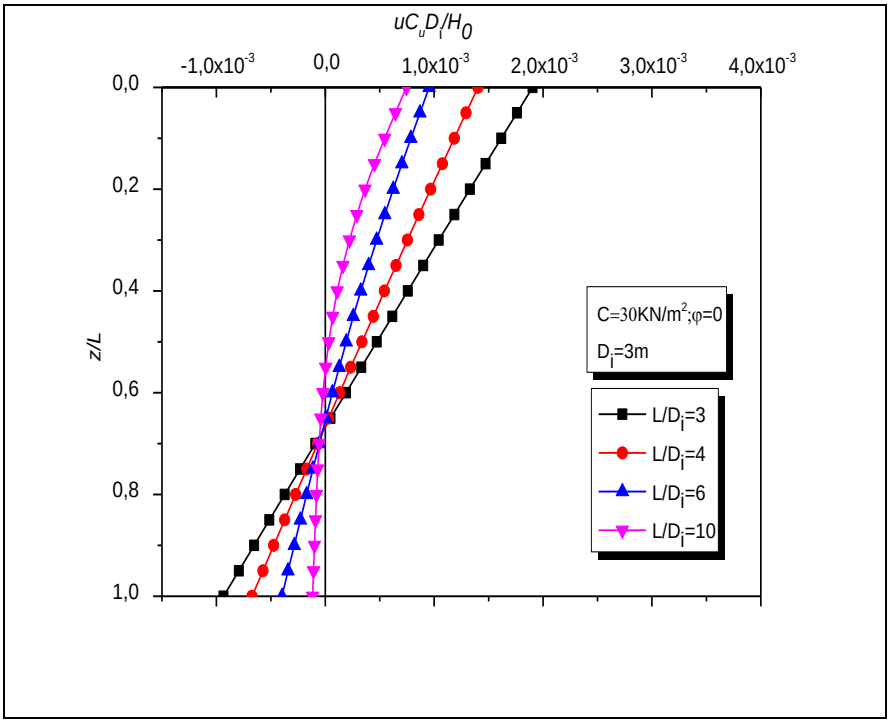


Figure II.13: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif*

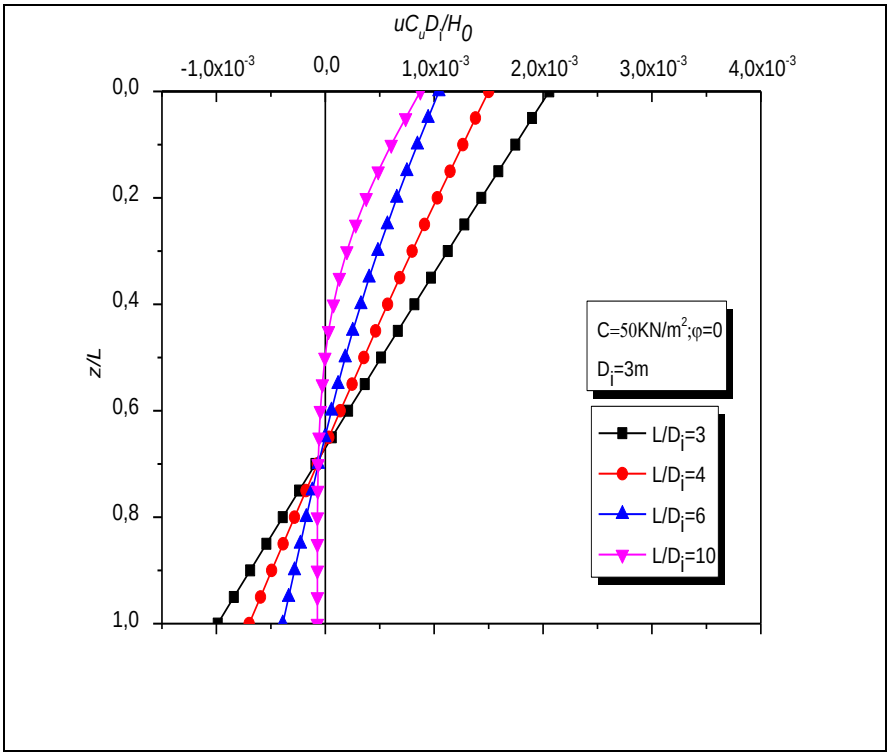


Figure II.14: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif*

II.5.1.2 Effet de l'élancement du pieu court sur la rotation pour un sol cohésif

La rotation du pieu court pour un sol cohésif est présentée dans les figures *(II.15, II.16 et II.17).* Après une lecture comparative entre les différents cas étudiés constate que :

L'allure de rotation du pieu montre que cette dernière est presque constante tout le long de fiche de pieu ($^{z}/_{L}$), ce résultat est logique et confirme la linéarité de l'allure de déplacement.

La rotation du pieu court autour de point de rotation est considéré comme inversement proportionnelle avec la cohésion. Plus la cohésion du sol est grande plus la rotation du pieu court augmente. Même remarque est dit pour l'effet de l'élancement dont la rotation du pieu diminue lorsque l'élancement du pieu augment.

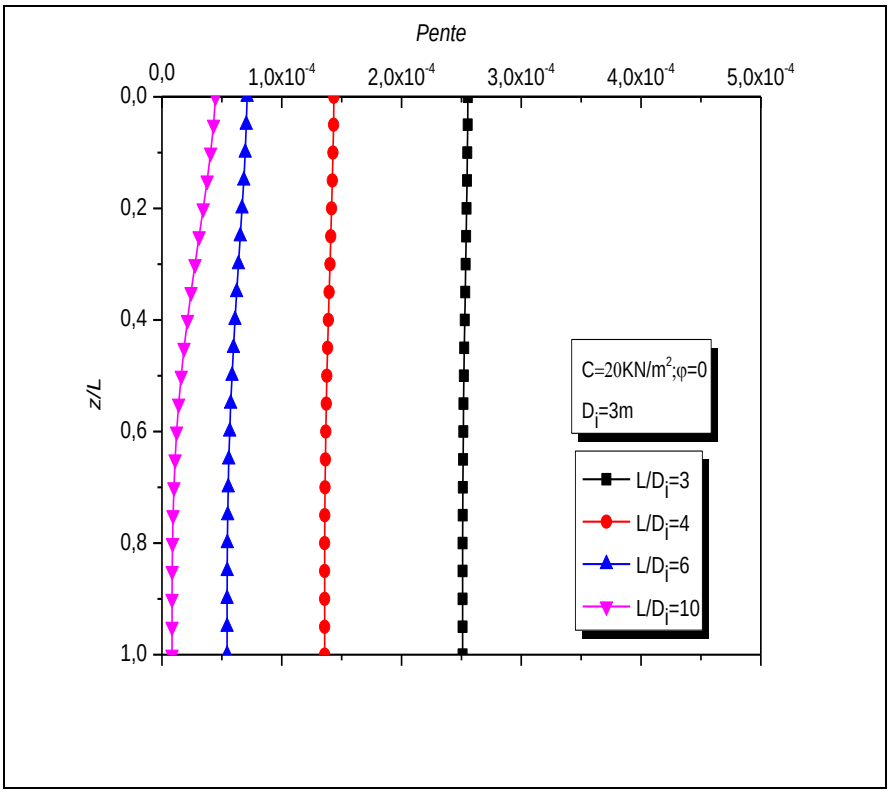


Figure II.15: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

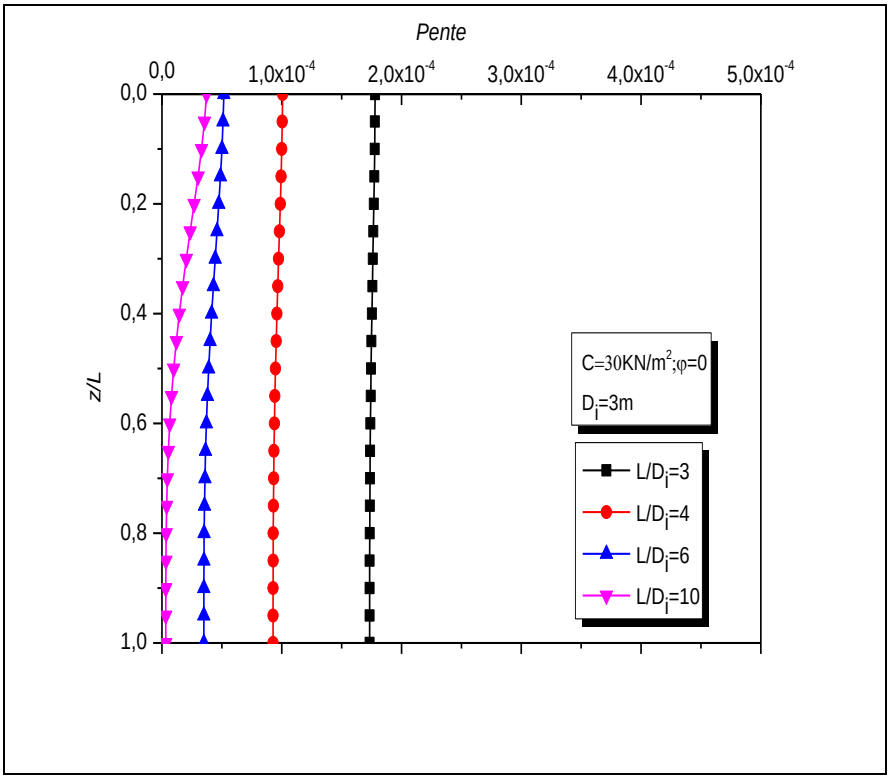


Figure II.16: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

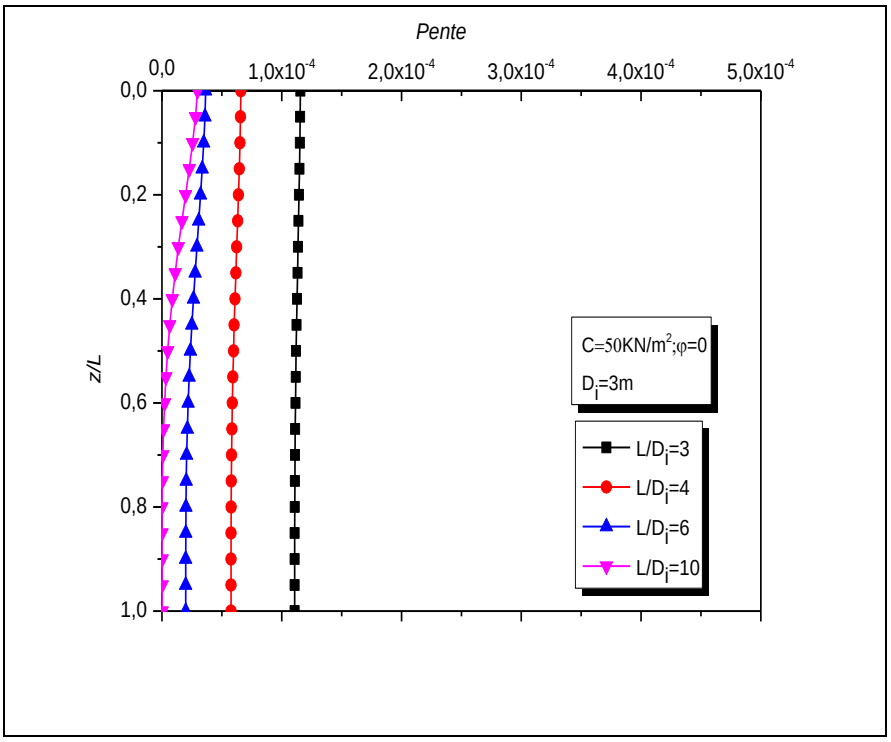


Figure II.17: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

II.6.1.3 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant pour un sol cohésif

L'étude de l'effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant pour un sol cohésif comporte quatre élancements d'un pieu court à savoir : $^{L}/_{D_i} = 3; ^{L}/_{D_i} = 4; ^{L}/_{D_i} = 6\ et\ ^{L}/_{D_i} = 9.$

Les figures (*II.18, II.19 et II.20*) illustrent la distribution du moment fléchissant adimensionnel $^{M}/_{H_0 D_i}$ pour les pieux courts soumis à un chargement horizontal en tête, pour plusieurs valeurs de la cohésion.

En examinant les courbes tracées, on s'aperçoit que l'élancement du pieu court joue dans le même sens sur les moments fléchissant: plus l'élancement du pieu est grande plus le moment fléchissant maximum augmente. On constate également, que le moment maximum est situé d'autant plus haut, que la fiche du pieu court est plus profonde.

Il est parfaitement clair, que toute la hauteur de fiche des pieux courts est sollicitée par un moment fléchissant.

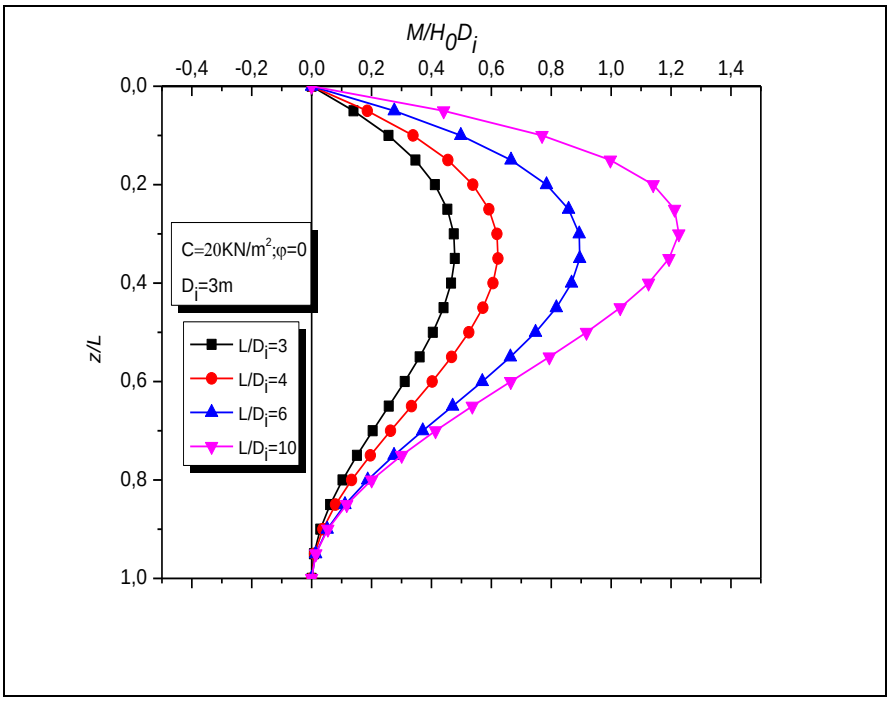


Figure II.18: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

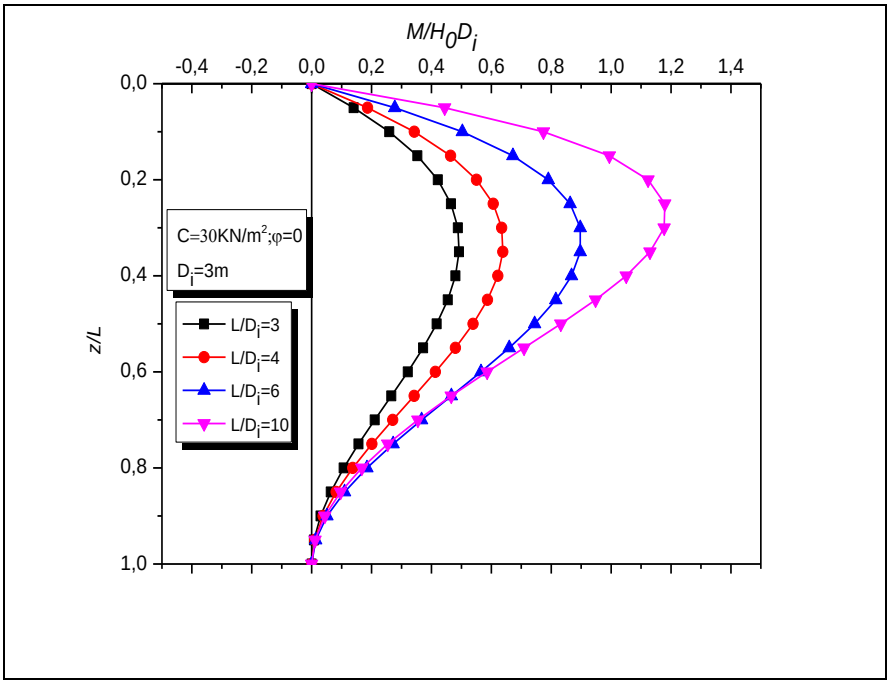


Figure II.19: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

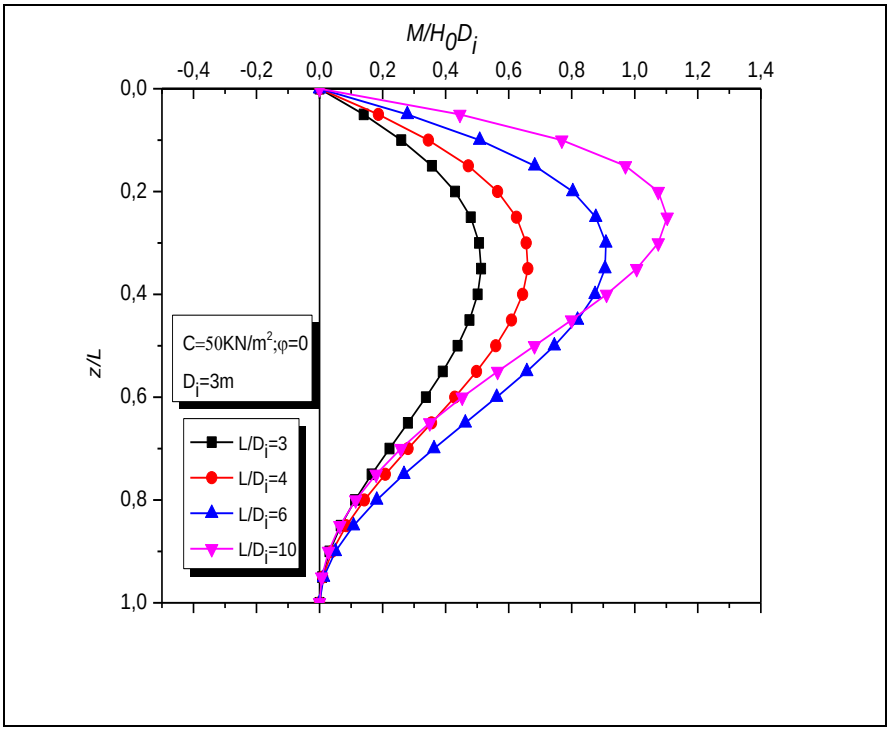


Figure II.20: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

II.6.1.4 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral du pieu pour un sol pulvérulent

Pour un sol pulvérulent et pour le but d'étudié l'effet de l'élancement sur le déplacement adimensionnel pour plusieurs valeurs d'angle de frottement, les figures *(II.21, II.22 et II.23)* montrent que :

Après une comparaison entre les différents cas de l'angle de frottement, il est très clair que l'effet de l'angle de frottement sur le déplacement latéral adimensionnel d'un pieu est lie au l'élancement du pieu, lorsque l'élancement du pieu est petit ($^{L}/_{D_i} < 3$) l'effet de l'angle de frottement sur le déplacement est très faible, tandis que lorsque l'élancement est relativement grande ($^{L}/_{D_i} > 3$) , le déplacement latéral adimensionnel est proportionnel avec l'angle de frottement.

Les résultats obtenus mettent en évidence une différence dans les différentes fiches des pieux courts. On constate que le pieu de fiche relativement petite ($^{L}/_{D_i} = 3$ et $^{L}/_{D_i} = 4$) sous l'effet d'un effort horizontal en tête réagit comme un pieu rigide, il subit un déplacement d'ensemble avec une simple pivotement autour d'un point plus proche de sa pointe qui

s'appelle le point de rotation, limitant ainsi deux zones, dites de butée et de contre-butée. Il en découle que lorsque la fiche du pieu dépasse une valeur de dix fois le diamètre du pieu($^{L}/_{D_i} = 10$) , le déplacement adimensionnel s'approche d'une valeur nul à partir d'une profondeur adimensionnelle égale à 0.4 ($^{z}/_{L} = 0.4$).

Comme on a constaté pour les sols cohésifs, Les déplacements adimensionnels négatifs sont relativement petits en comparaison aux déplacements adimensionnels positifs.

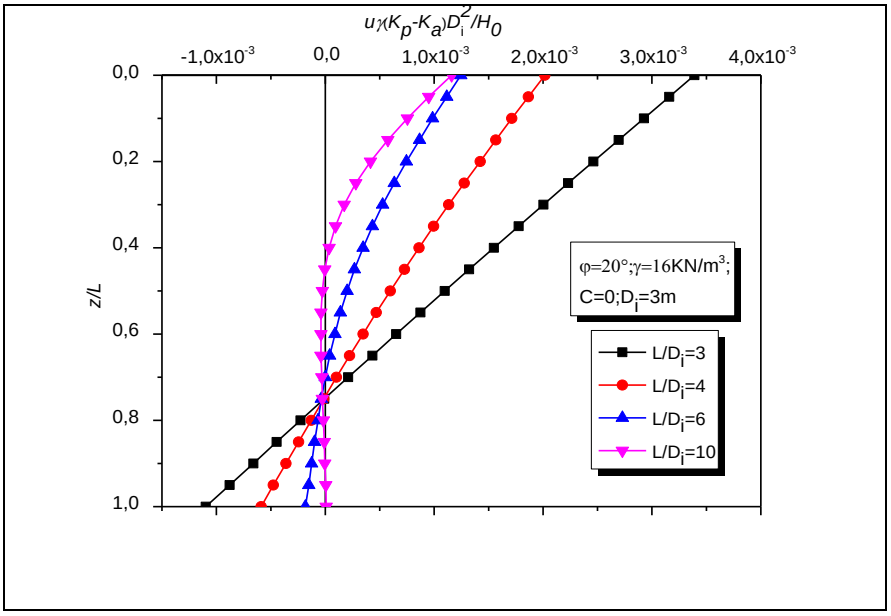


Figure II.21: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

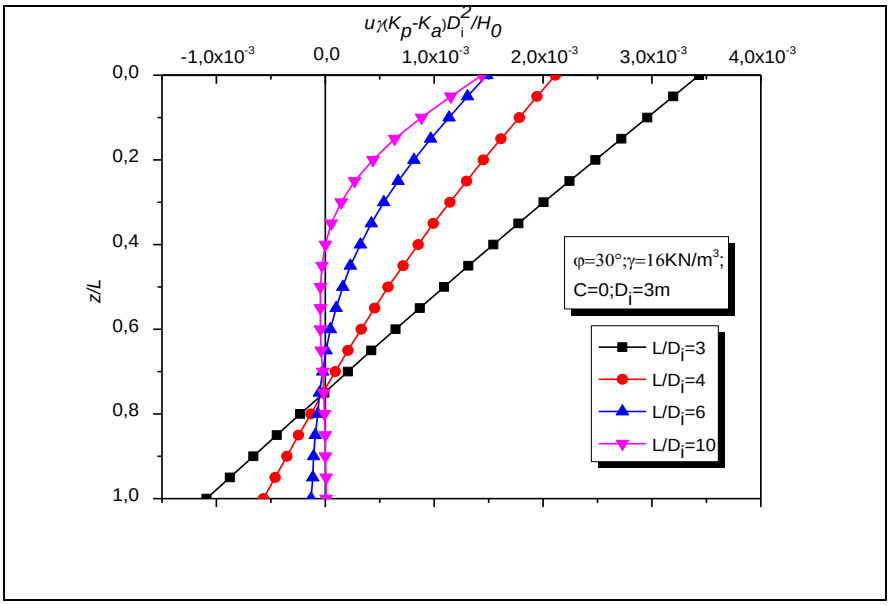


Figure II.22: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

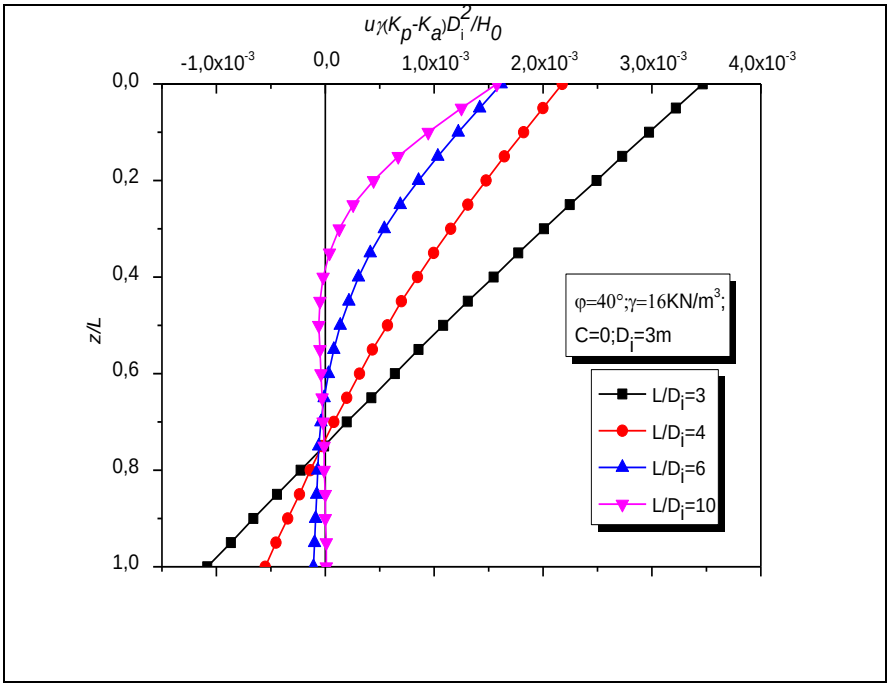


Figure II.23: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

II.6.1.5 Effet de l'élancement du pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent

La rotation du pieu court pour un sol pulvérulent est présentée dans les figures *(II.24, II.25 et II.26).* Après une lecture comparative entre les différents cas étudiés, on constate que :

L'allure de la rotation du pieu court montre que cette dernière est presque constante tout le long de fiche de pieu ($^{z}/_{L}$), ce résultat est logique et confirme la linéarité de l'allure de déplacement. La rotation du pieu court autour de point de rotation est considéré comme inversement proportionnelle avec l'angle de frottement: plus l'angle de frottement du sol est faible plus la rotation du pieu court augmente. Même remarque est dit pour l'effet de l'élancement ou an a la rotation du pieu diminue lorsque l'élancement du pieu augment. D'après les résultats de rotation du pieu trouvés pour le cas de sol cohésif, on remarque la rotation dans un sol cohésif est plus important que la rotation dans un sol pulvérulent.

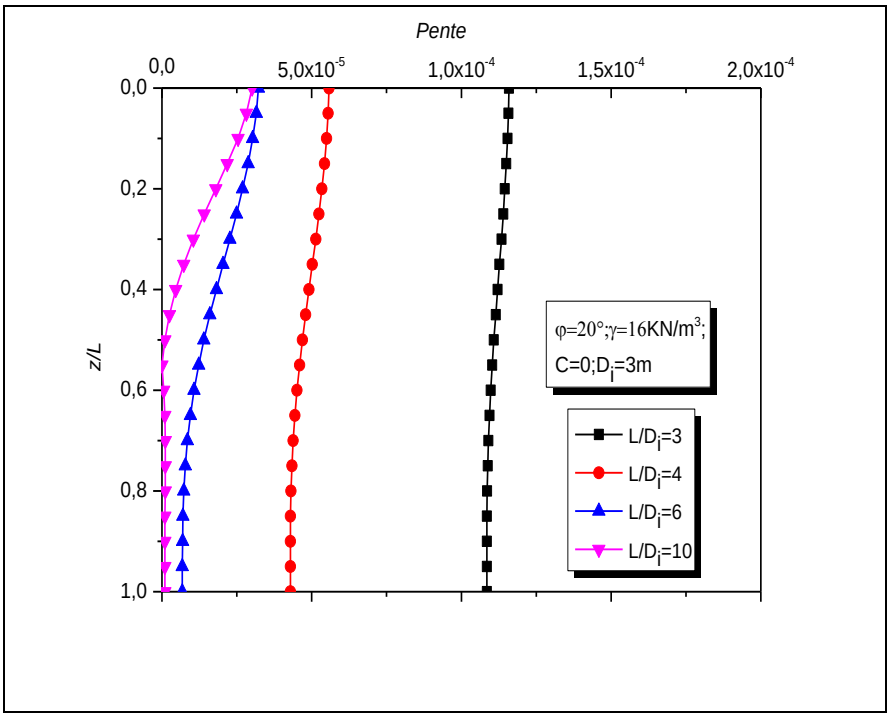


Figure II.24: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

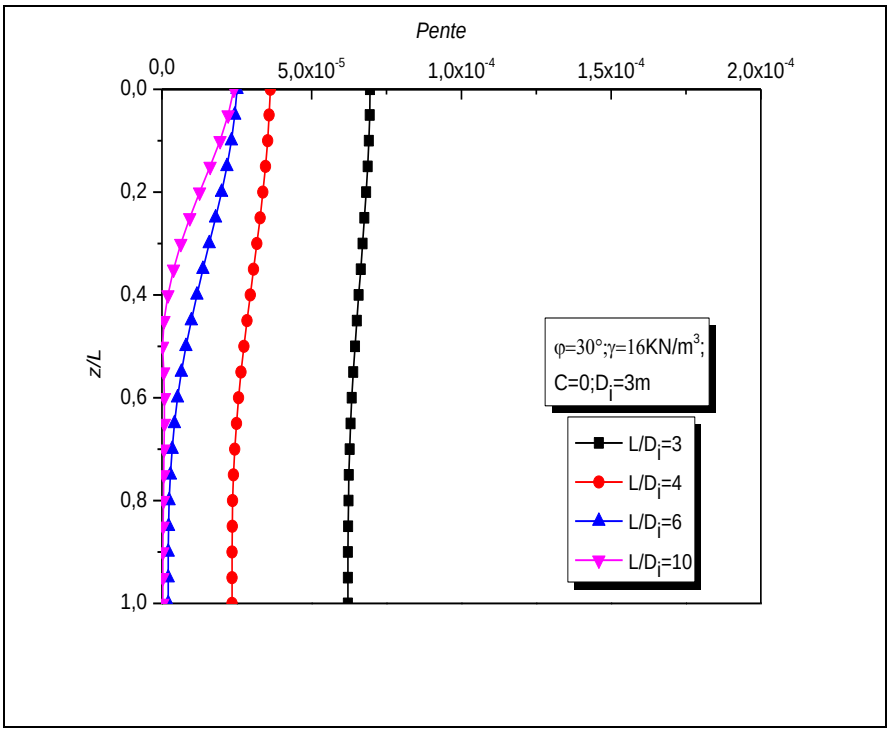


Figure II.25: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

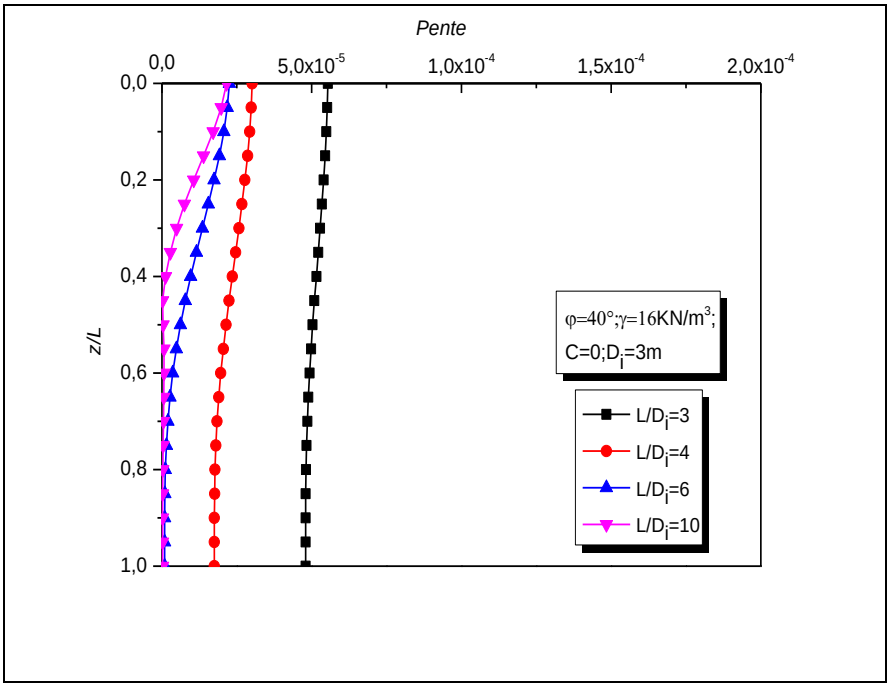


Figure II.26: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

II.6.1.6 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant du pieu court dans un sol pulvérulent

Les figures *(II.27, II.28 et II.29)* illustrent la distribution du moment adimensionnel $M/_{H_0 D_i}$ pour les pieux courts soumis à un chargement horizontal en tête.

Après une comparaison entre les différents cas de l'angle de frottement, on constate que l'effet l'angle de frottement sur le moment adimensionnel est très petit.

En examinant les figure de cette partie, on s'aperçoit que l'élancement du pieu joue dans le même sens sur les moments fléchissant: plus l'élancement du pieu est grande plus le moment fléchissant maximum augmente. On constate également, que le moment maximum est situé d'autant plus haut, que la fiche du pieu est plus profond.

D'après l'allure des moments fléchissant, il est parfaitement évident que le moment fléchissant nul se situe en tête du pieu court. En outre le moment fléchissant s'annule en base du pieu court. Ce résultat est en accord avec la supposition que la base du pieu est fixe.

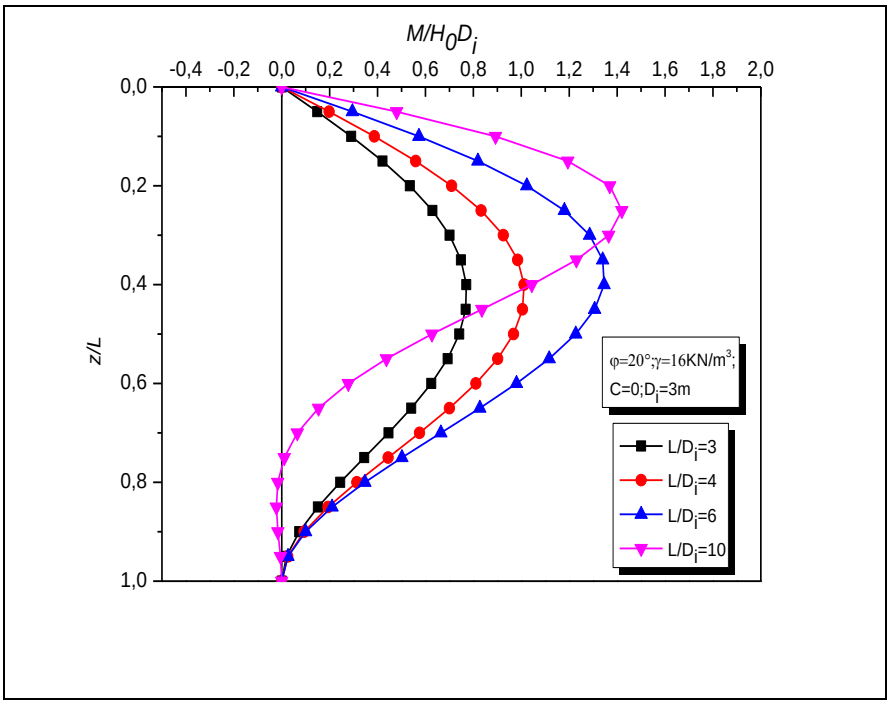


Figure II.27: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.*

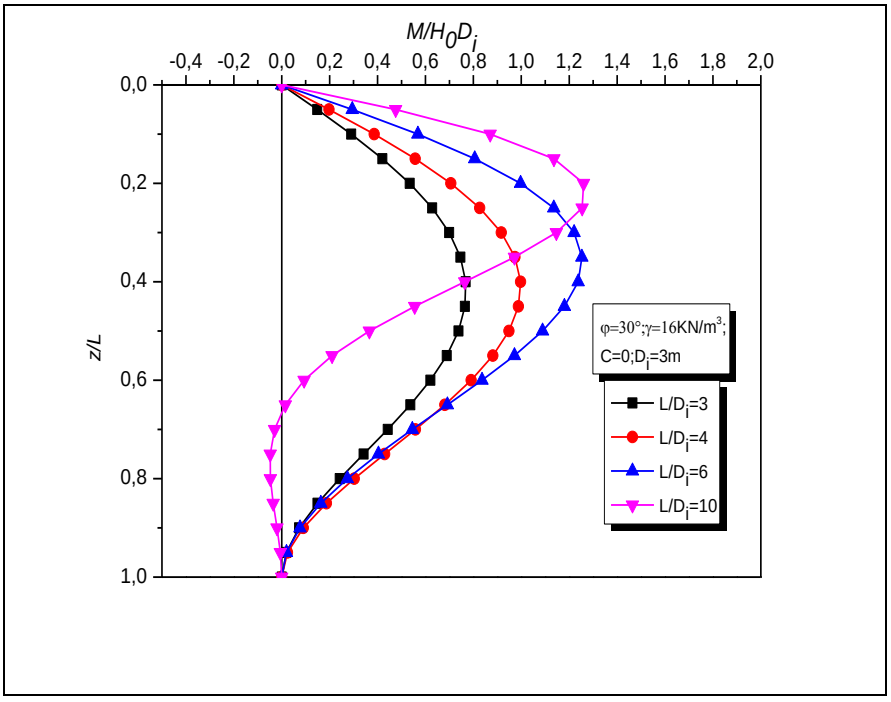


Figure II.28: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.*

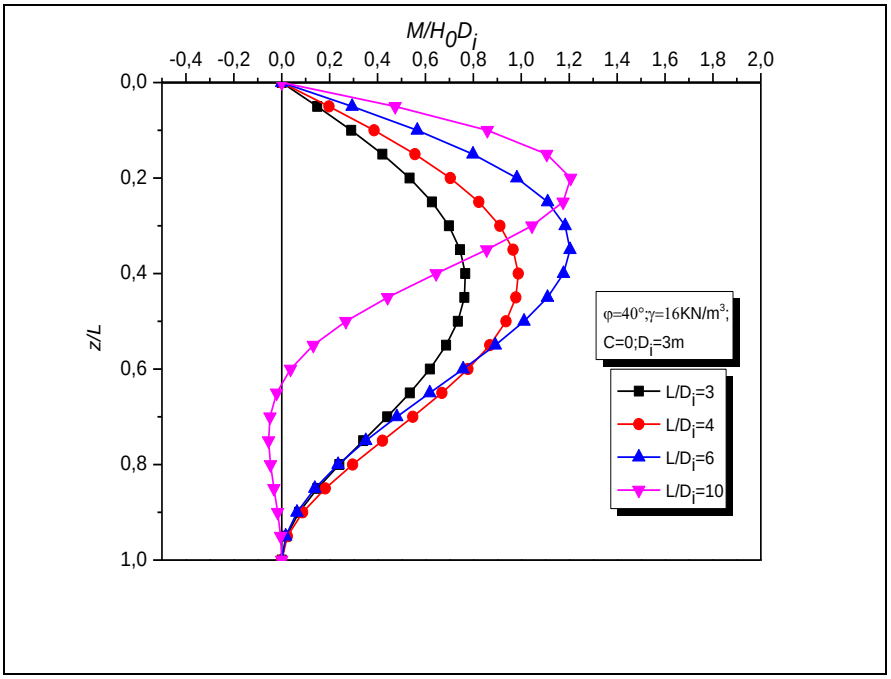


Figure II.29: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant du pieu dans un sol pulvérulent.*

II.6.2 Pieu court fiché dans un milieu plastique

On s'intéresse dans cette partie d'étude à un pieu fiché dans un milieu plastique, lorsque le seuil élastique est dépassé, des rotules plastiques apparaissent dans la réponse de sol au chargement latéral applique comme il est montré dans la figure II.12. Dans cette étude consentant le milieu non-linéaire on a adopté une charge latérale $H_0 = 500KN$appliquée à la tête du pieu court.

II.6.2.1 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol cohésif

Dans le but d'obtenir l'effet de l'élancement des pieux courts sur le comportement latéral des pieux courts dans un sol cohésif et pour plusieurs valeurs de cohésions, les figures (*II.30, II.31 et II.32*) illustrent la distribution du déplacement adimensionnel $^{uc_u D_i}/_{H_0}$ en fonction de la fiche de pieu (z/L).On remarque que:

Après une comparaison entre les différents cas de cohésions étudiées, on constate que plus la cohésion est grande plus le déplacement augmente.

L'allure des courbes obtenues montrent que le pieu court réagit comme un pieu rigide, il subit un déplacement d'ensemble avec un simple pivotement autour d'un point plus proche de sa pointe qui s'appelle le point de rotation, limitant ainsi deux zones, dites de butée et de contre-butée. Ce résultat est parfaitement clair lorsque l'élancement du pieu est petit.

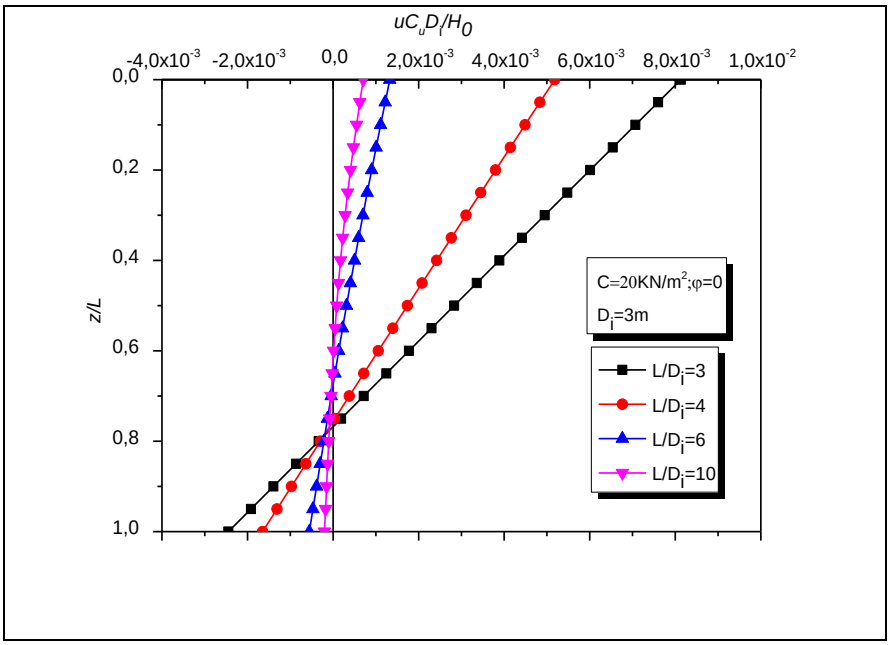


Figure II.30: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.*

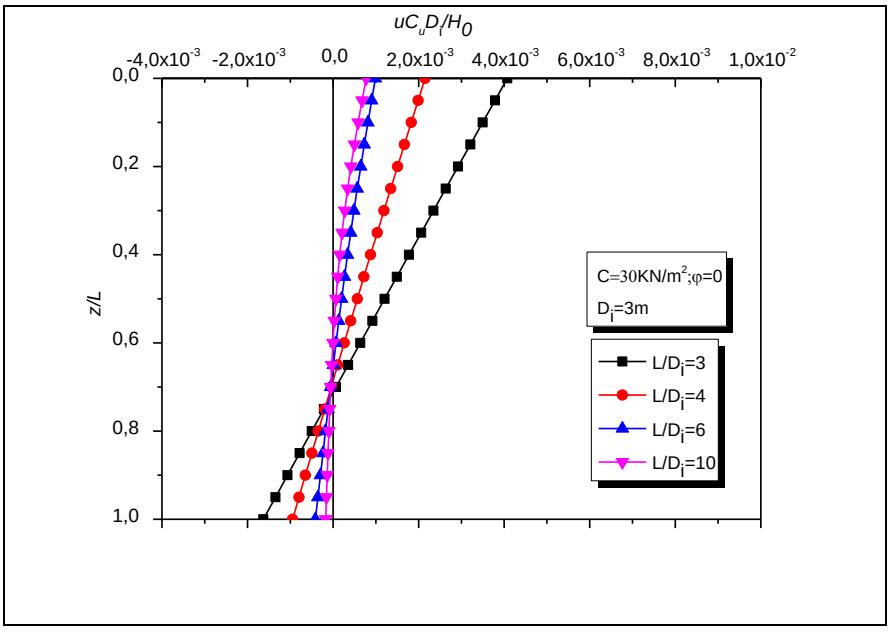


Figure II.31: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.*

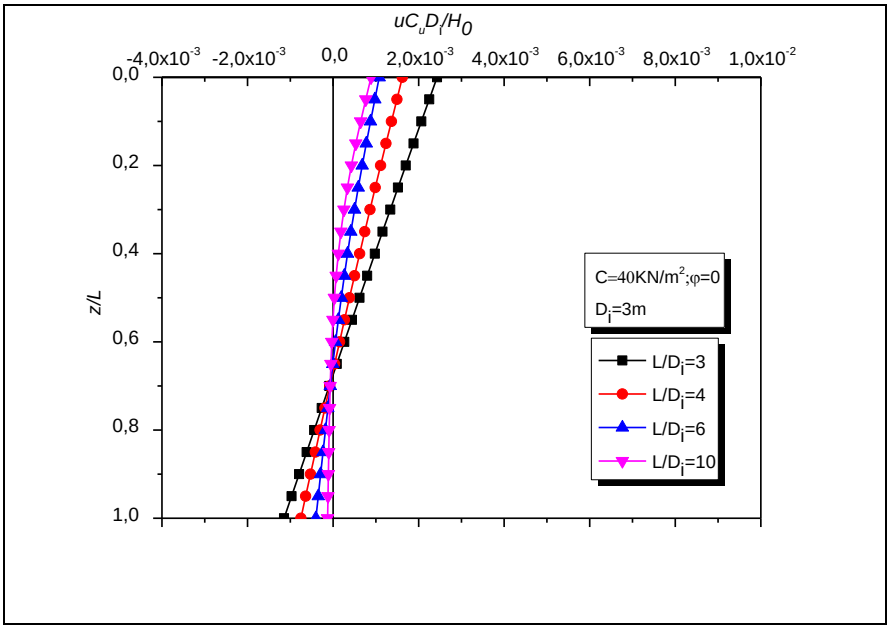


Figure II.32: *Effet de l'élancement de pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol cohésif.*

II.6.2.2 Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation pour un sol cohésif

Pour le but d'examiner l'effet de l'élancement sur la rotation pour un sol cohésif on étudiera quatre élancements différents : $^{L}/_{D_i} = 3; ^{L}/_{D_i} = 4; ^{L}/_{D_i} = 6; \ ^{L}/_{D_i} = 9$

Pour plusieurs valeurs de cohésion de sol.

Les figures (*II.33, II.34 et II.35)* met au clair une différence entre les cohésions choisi, on constat que la rotation en tête est inversement proportionnelle avec la cohésion, plus la cohésion de sol est grand plus la rotation diminue.

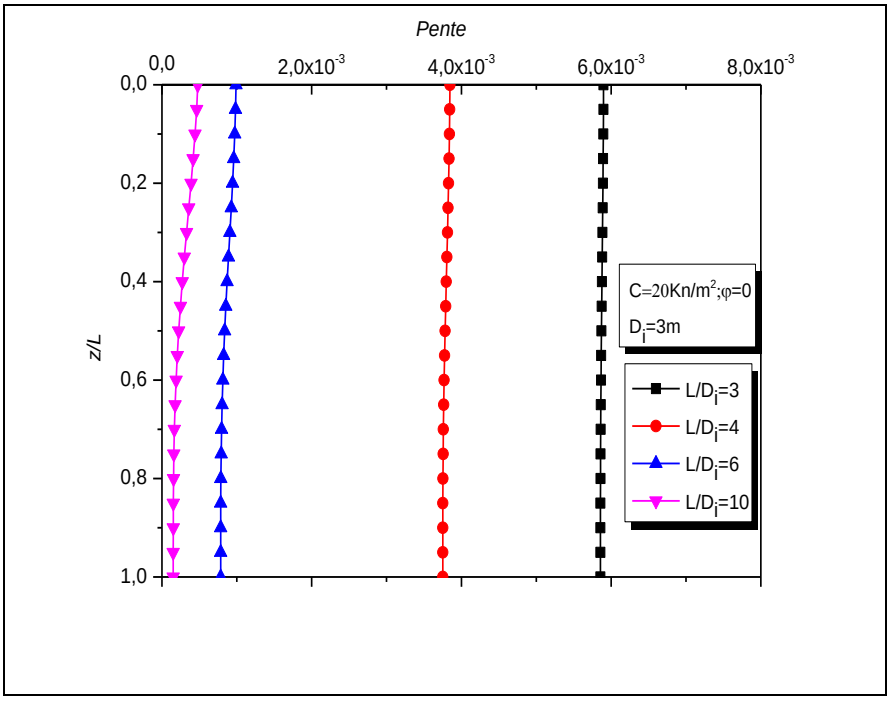


Figure II.33: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

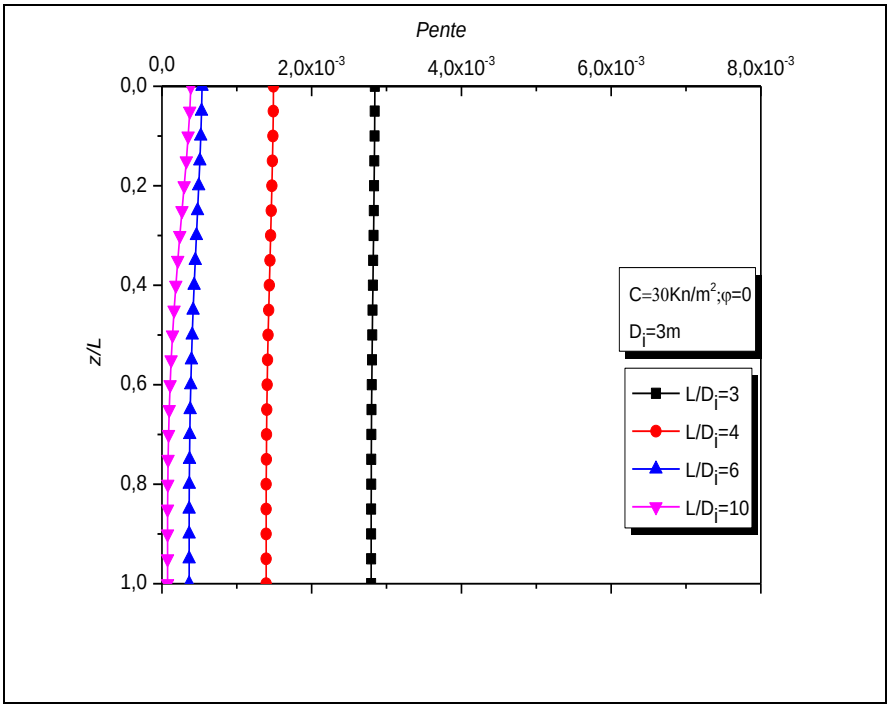


Figure II.34: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

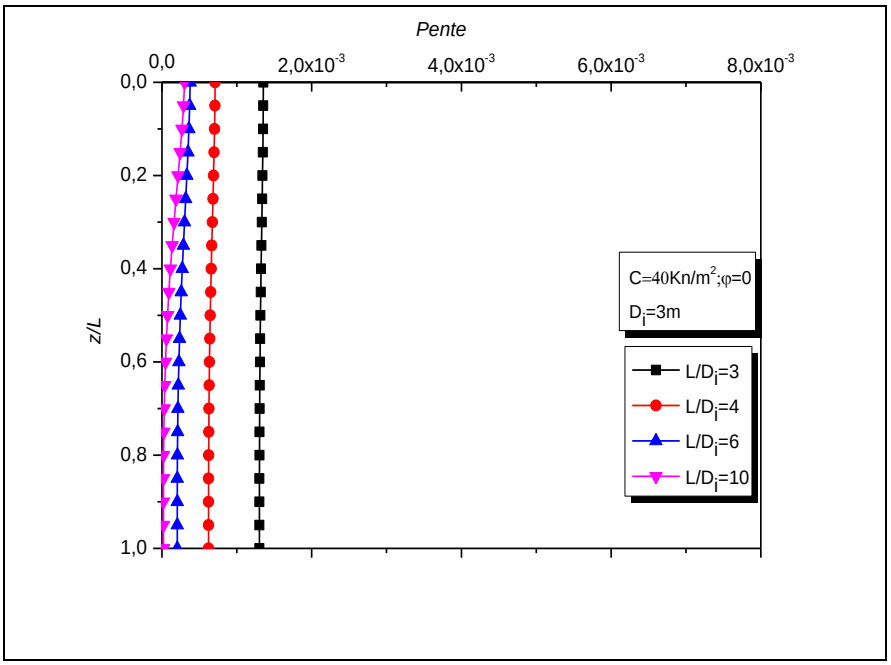


Figure II.35: *Effet de l'élancement de pieu court sur la rotation du pieu dans un sol cohésif.*

II.6.2.3 Effet de l'élancement du pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif

Dans cette partie d'étude quatre élancements différents ($^{L}/_{D_i} = 3; {}^{L}/_{D_i} = 4; {}^{L}/_{D_i} = 6$ *et* $^{L}/_{D_i} = 9$) sont traités.

L'influence de ce paramètre sur le comportement latéral du pieu court est observé a travers les figures (*II.37*, *II.38et II.39*) illustrent la distribution du moment adimensionnel $^{M}/_{H_0 D_i}$ en fonction de la fiche de pieu dans un sol cohésif. Il est parfaitement clair que le moment fléchissant maximal joue dans le même sens sur l'élancement, plus la fiche du pieu est grande plus le moment fléchissant maximum augmente. On constat également que le moment maximal est situé a une profondeur adimensionnel proche de 0.3 ($^{z}/_{L} \approx 0.3$) pour tout les élancements étudiée et pour tout les cas de cohésion.

Toute la hauteur de fiche des pieux courts est sollicitée par le moment fléchissant,

En examinant les figures de cette partie, on s'aperçoit que plus la cohésion est grande plus le moment fléchissant augmente, et lorsque l'élancement du pieu dépasse la valeur $4\left({}^{L}/_{D_i} > 4\right)$, l'effet de la cohésion est devenu très claire, d'où on remarque une augmentation très important du moment maximal pour une cohésion de 50KN/m².

D'après l'allure des moments fléchissant, il est parfaitement évident que le moment fléchissant nul se situe en tête du pieu court. En outre le moment fléchissant s'annule en base du pieu court.

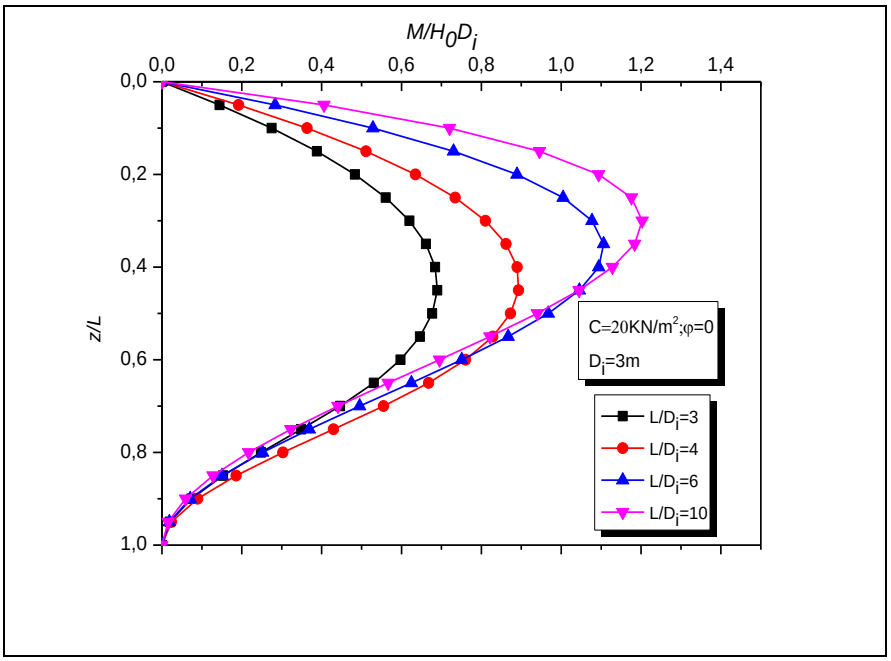


Figure II.36: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

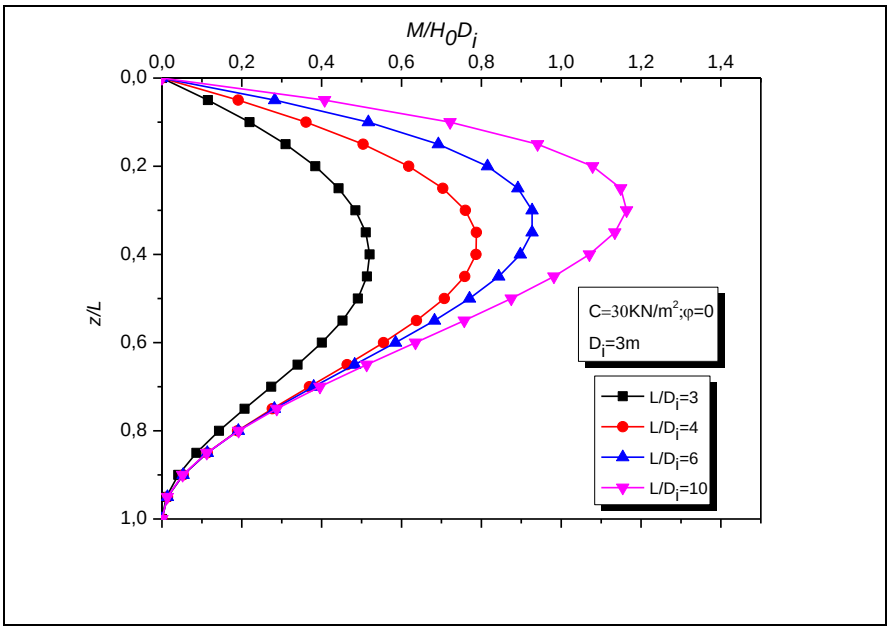


Figure II.37: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

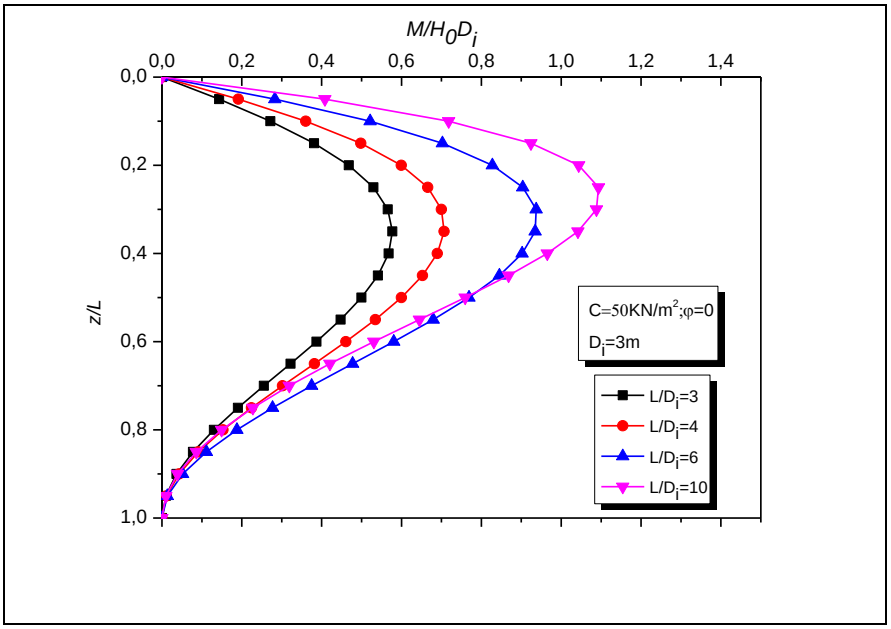


Figure II.38: *Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol cohésif.*

II.5.2.4 Effet de l'élancement du pieu court sur le déplacement latéral dans un sol pulvérulent

Pour un sol pulvérulent et pour le but d'étudié l'effet de l'élancement sur le déplacement adimensionnel pour plusieurs valeurs d'angle de frottement, dans un milieu non-linéaire et pour un sol pulvérulent, les figures *(II.39, II.40 et II.41)* montrent que :

Pour les quatre élancements étudiés, on peut dire que le déplacement latéral suivre une relation inverse de l'élancement, ou plus l'élancement du pieu est grand, le déplacement latéral diminue.

Contrairement au milieu élastique linéaire étudié supra, l'effet de l'angle de frottement est très clair, on constate que le déplacement latéral adimensionnel est d'autant plus grand que l'angle de frottement est petit. On peut également voir, que pour un angle de frottement supérieur à 30°, pour un élancement ($^{L}/_{D_i} > 6$), le déplacement latéral commence a diminue pour s'approche de zéro à un point situant approximativement au deux tiers inférieur de la tête de pieu court.

Comme il est montré dans les figures *(II.40, II.41 et II.42)*, pour l'élancement ($^{L}/_{D_i} = 3$ et $^{L}/_{D_i} = 4$), le pieu réagit comme un pieu court rigide , il subit un - déplacement

d'ensemble avec un simple pivotement autour d'un point plus proche de sa pointe qui s'appelle le point de rotation, limitant ainsi deux zones, dites de butée et de contre-butée.

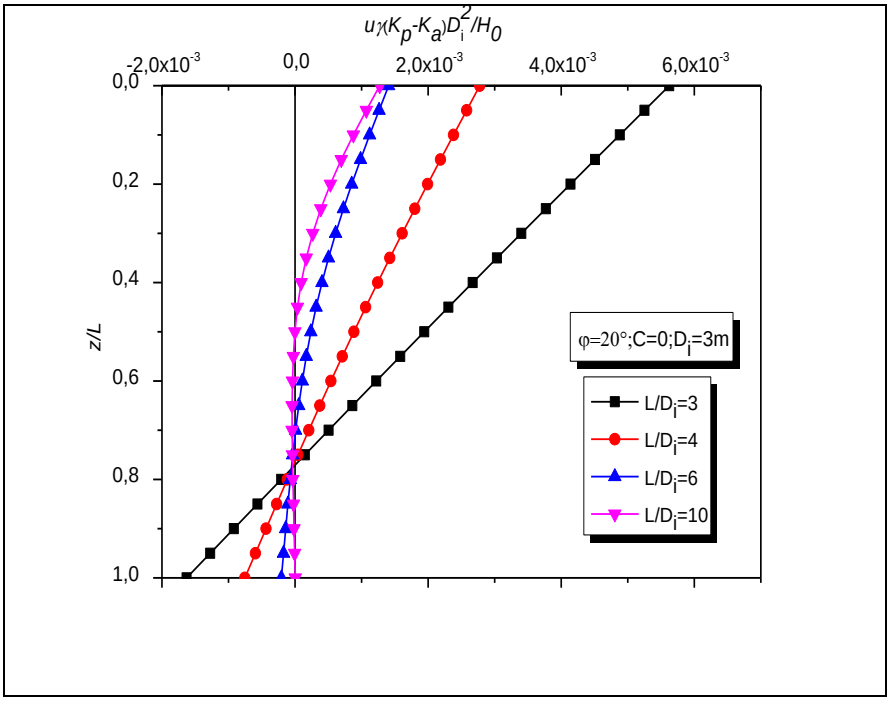


Figure II.39: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

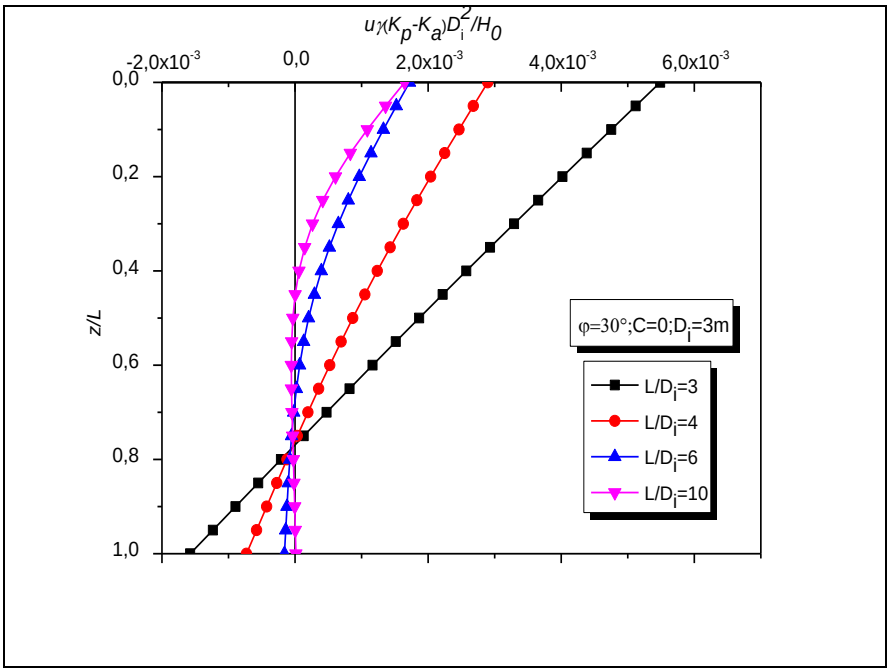


Figure II.40: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

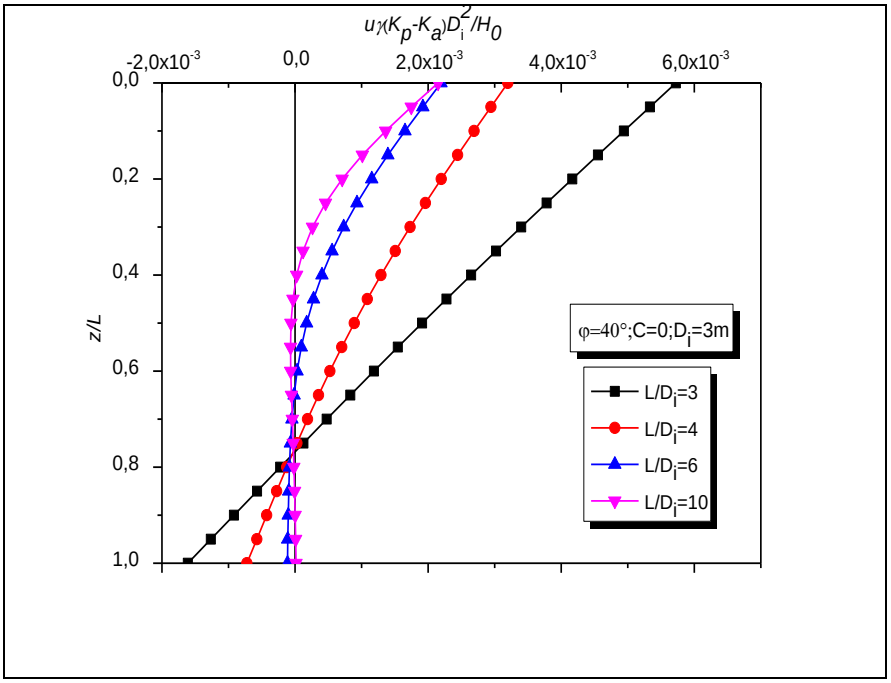


Figure II.41: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le déplacement latéral du pieu dans un sol pulvérulent.*

II.6.2.5 Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation dans un sol pulvérulent

Concernant Effet de l'élancement de la rotation sur un pieu court sur la rotation dans un sol pulvérulent, les figures *(II.42, II.43 et II.44)* illustrent l'allure de la rotation des pieux courts soumis à un chargement horizontal en tête. On remarque que :

La rotation du pieu court autour de point de rotation est considéré comme inversement proportionnelle avec la cohésion, plus l'angle de frottement est grand plus la rotation du pieu court diminue. Même relation est constatée entre l'élancement du pieu et la rotation, ou la rotation du pieu court diminue lorsque l'élancement (L/D_i) augmente. Comme on a vue supra, la rotation du pieu est constante le long de la fiche de pieu, ce qui confirme la distribution linéaire du déplacement adimensionnel.

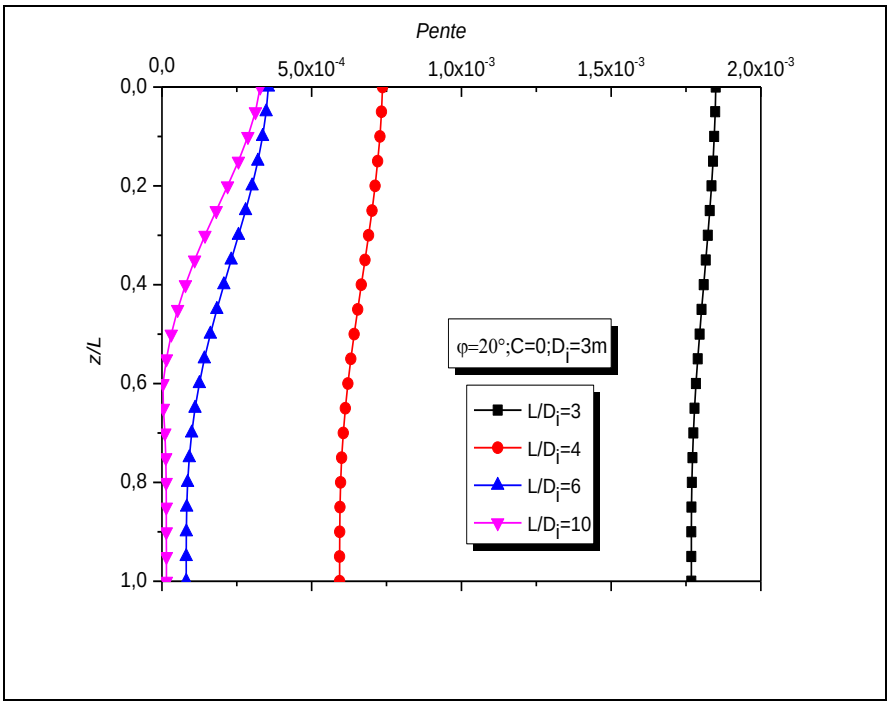


Figure II.42: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

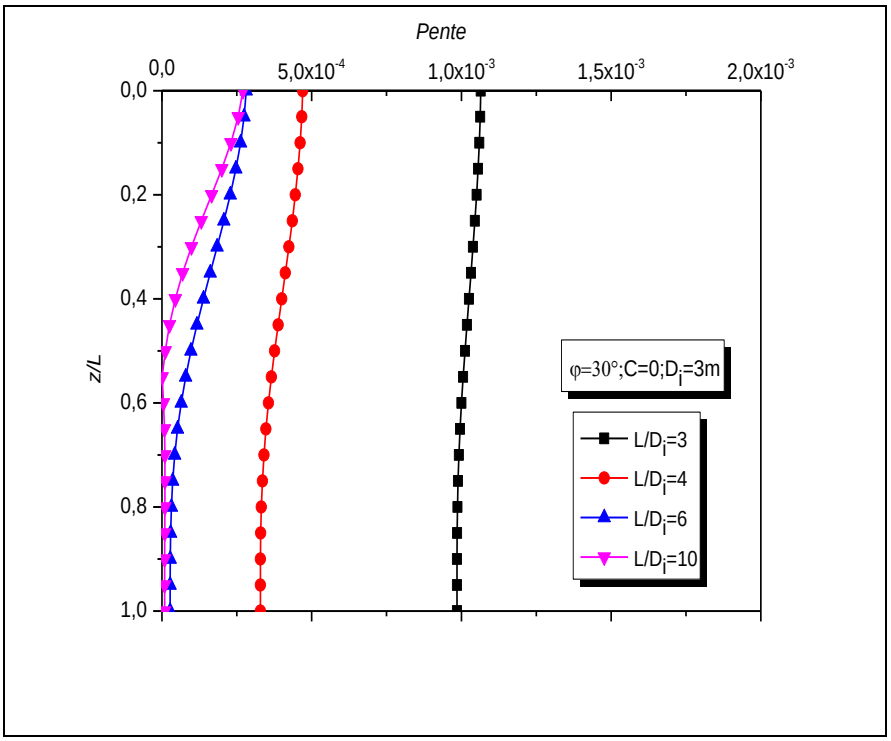


Figure II.43: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

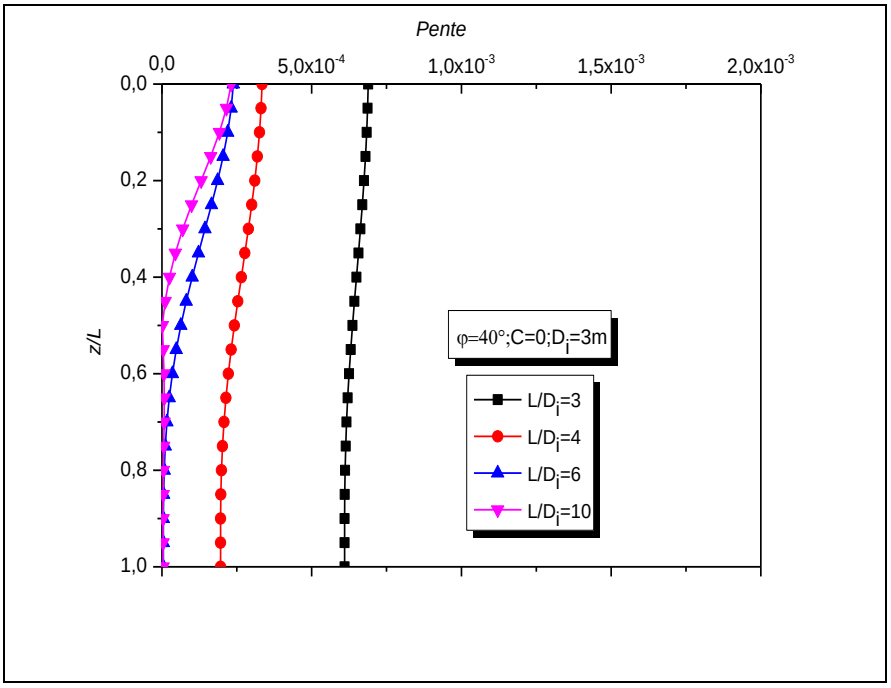


Figure II.44: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur la rotation du pieu dans un sol pulvérulent.*

II.6.2.6 Effet de l'élancement de pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent

Les figures *(II.45, II.46 et II.47)* illustrent la distribution du moment adimensionnel $M/_{H_0 D_i}$ pour les pieux courts.

Après une comparaison entre les différents cas de l'angle de frottement, on constate que l'effet l'angle de frottement sur le moment est très petit.

En examinant les figure de cette partie, on s'aperçoit que l'élancement du pieu joue dans le même sens sur les moments fléchissant: plus l'élancement du pieu est grande plus le moment fléchissant maximum augmente. On constate également, que le moment maximum est situé d'autant plus haut, que la fiche du pieu plus profond.

D'après l'allure des moments fléchissant, il est parfaitement évident que le moment fléchissant nul se situe en tête et à la base du pieu court. Ce résultat est en accord avec la supposition que la base du pieu est fixe.

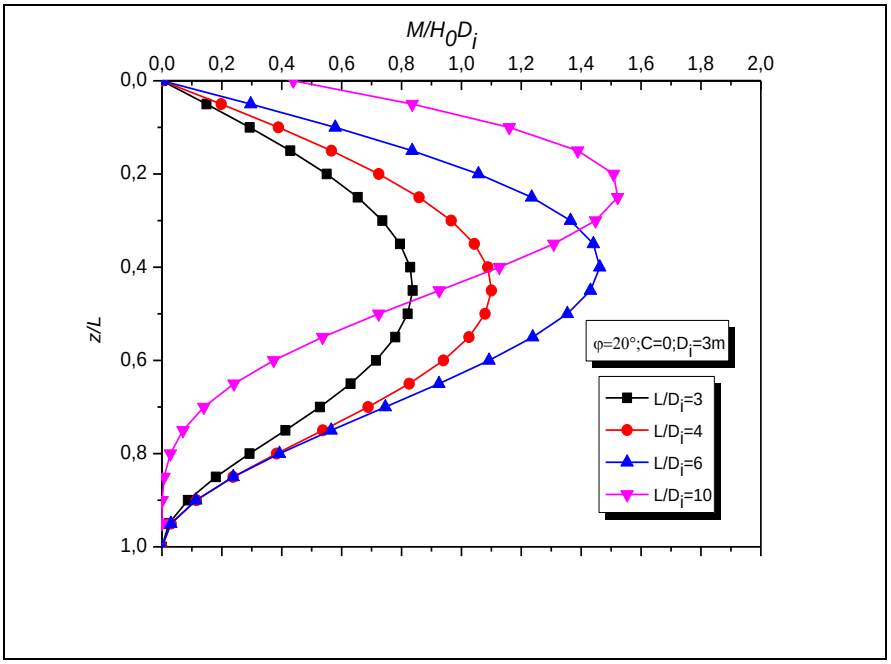


Figure II.45: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.*

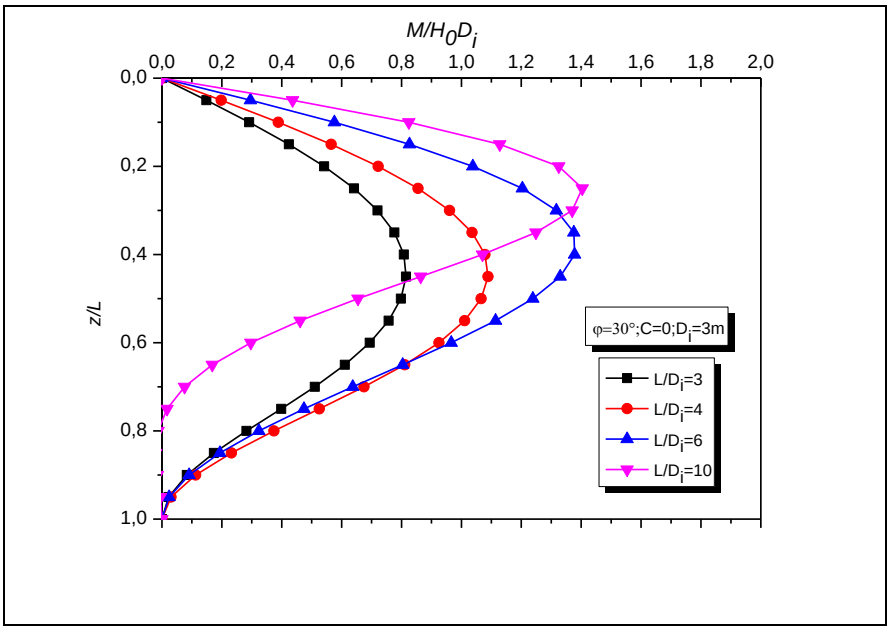


Figure II.46: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.*

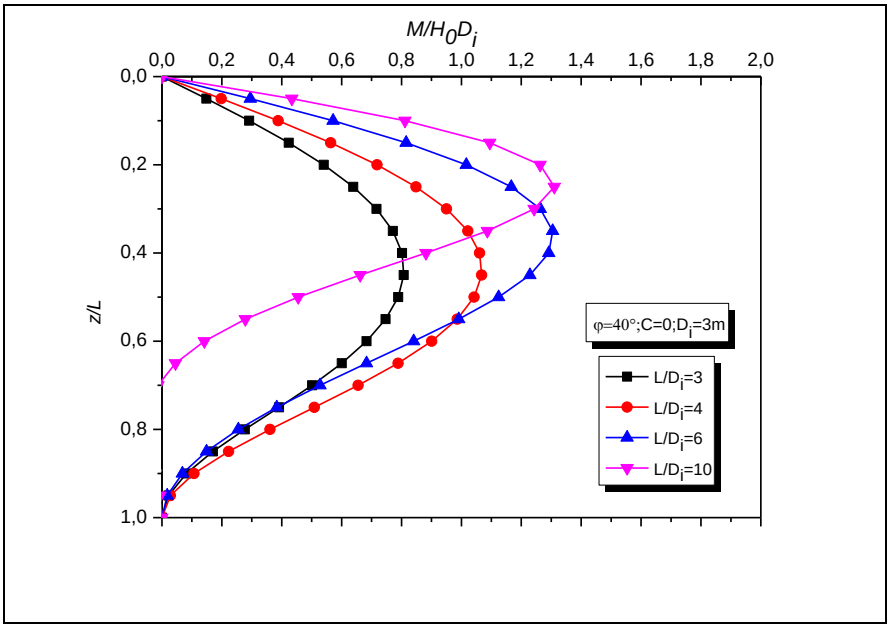


Figure II.47: *Effet de l'élancement d'un pieu court sur le moment fléchissant dans un sol pulvérulent.*

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, deux problèmes géotechniques ont été analysés, le premier problème relatif à un pieu court fiché dans un milieu élastique linéaire lorsque la charge latéral est relativement faible et en absence des rotules plastiques qui indiquent que le comportement du sol est plastique. Le deuxième problème est lié à un milieu plastique non-linéaire à partir d'une certaine valeur de l'effort horizontal et après que les rotules plastiques apparaissent.

Parmi les nombreux renseignements que l'on peut tirer de cette étude paramétrique est l'influence considérable des caractéristiques de sol ($C\ et\ \varphi$) , dans le cas du comportement plastique du sol, sur le déplacement, la rotation et le moment fléchissant de pieu court, ainsi que l'effet plus important de l'élancement sur le comportement latéral du pieu.

CHAPITRE III

DEVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES

Résumé:

Ce chapitre se consacre essentiellement a' une nouvelle méthode pour le dimensionnements des fondations semi-profondes. Cette méthode est basée essentiellement sur les notions de poussé et de butée de Rankine.une étude paramétrique a été faite afin de et de quantifier les facteurs régissant le comportement de ce type de fondations

III.1 Introduction

Afin d'éviter des calculs compliqués une tentative de développer une méthode pour obtenir des solutions pratiques pour la conception d'un bloc de fondation chargé latéralement.

Certaines données et hypothèses importantes pour l'analyse des faces latérales des pieux seront utilisées à titre indicatif et utilisés dans le calcul des solutions préliminaires pour la conception et l'analyse des blocs fondations.

Terzaghi a observé à partir des essais sur des grands murs de soutènement, après que les murs se sont déplacés au-delà d'une certaine distance critique, la distribution de la pression latérale dans le sable est toujours hydrostatique. Par conséquent, pour cette analyse, les pressions latérales de terres actives et passives basées sur la théorie de Rankine sont adoptées pour les valeurs des pressions des terres maximales. Cette méthode suppose l'absence du frottement entre le sol et la face verticale de la fondation. Si, pour une face verticale et une surface du sol horizontale une erreur existe à cause de cette hypothèse, la solution obtenue est optimiste.

Les éléments suivants seront discutés dans l'ordre :

a. Théorie générale de la résistance du sol d'une section du bloc fondation soumise à un moment de renversement et une force horizontale.

b. Les pressions pour l'appui latéral d'un bloc fondation soumis à un moment de renversement et une force horizontale sol.

c. Calcul préliminaires des équations de conception pour les blocs fondations chargé latéralement.

III.2 Théorie générale de la résistance du sol d'une section du mur soumise à un moment de renversement et une force horizontale.

Les pressions développées par Rankine (1857) sont :

$$P_p = \gamma z\, tg^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p \quad (3.1)$$

$$P_a = \gamma z\, tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_a \quad (3.2)$$

Avec

$K_p = tg^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

Où

P_p : Pression de terre passive (butée) (KN/m²) ;

P_a : Pression de terre active (poussée) (KN/m²) ;

γ : Poids volumique du sol ;

z : La distance entre le sommet du mur et le point visé par le calcul de la pression ;

K_p : Coefficient de butée ;

K_a : Coefficient de poussée ;

φ : L'angle de frottement interne.

Considérons une tranche d'un mur d'épaisseur égale à un (1) dont les données sont représentées sur la figure III.1

L : Hauteur de fiche ;

t : L'épaisseur du mur (très petite) ; une tranche d'un mur d'épaisseur égale à 1 ;

z_r : La profondeur du centre de rotation.

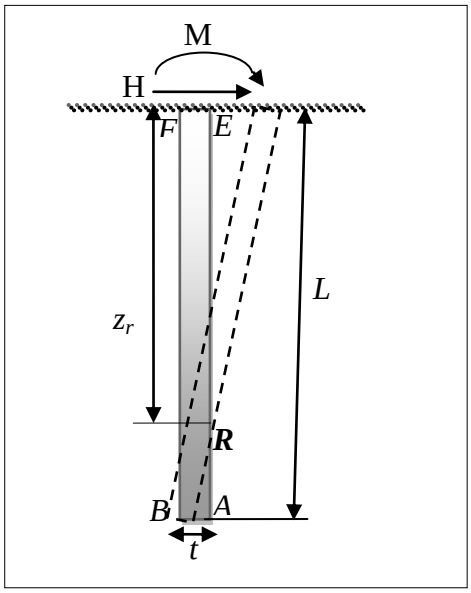


Figure III.1 : *Section d'un mur chargé latéralement*

Pour les petites valeurs du chargement horizontale H et du moment de renversement M, la section de mur tourne autour d'un point de rotation R, mais les pressions du sol à la face verticale avant et à la face verticale arrière seront plus petites que $P_p \; et \; P_a$ (dans tous les points). Pour des grandes valeurs du moment de renversement, $P_p \; et \; P_a$sont induites aux points hauts $E \; et \; F$; et pour des valeurs successives plus grandes du moment de renversement, $P_p \; et \; P_a$ seront également atteintes aux points plus bas. La même chose est vraie pour quelques points en dessous du point de rotation R où $P_p \; et \; P_a$ seront d'abord atteint les points les plus bas $B \; et \; A$ et ensuite successivement aux points plus en plus élevés. Si $P_a$est superposée surP_p, les résultats sont représentés dans les diagrammes de pression comme le montre les figures III. (2, 3,4 et 5).

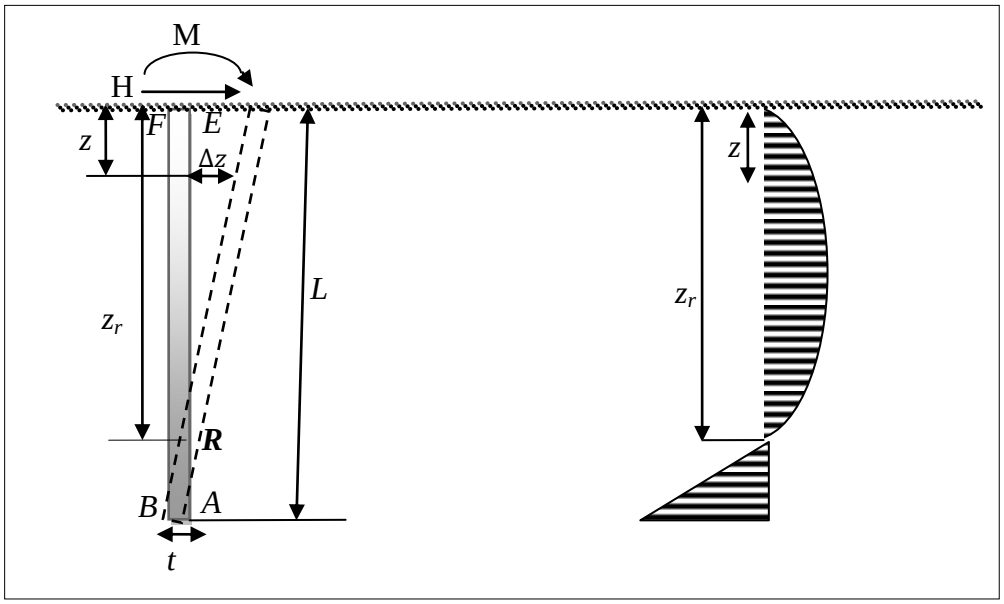


Figure III.2 : *Diagramme de pression où les Pressions du sol sont plus petites que les pressions limites basées sur la théorie de Rankine, à tous les points de la section du mur.*

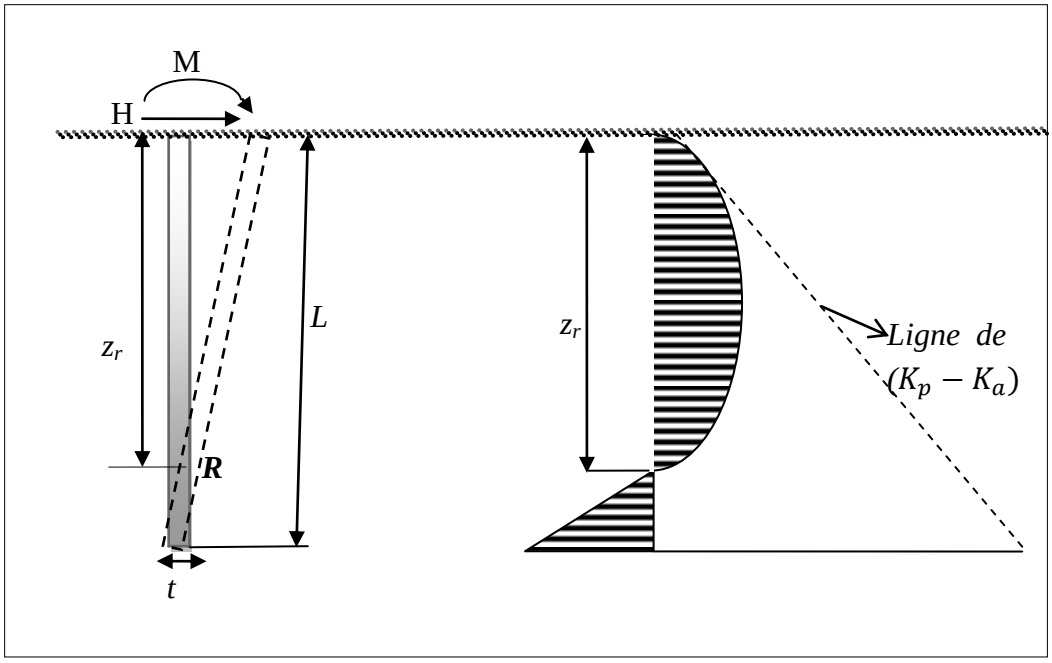


Figure III.3 : *Diagramme de pression où les* Pressions du sol basée *sur la théorie de Rankine induite seulement à la tête de la Section du mur.*

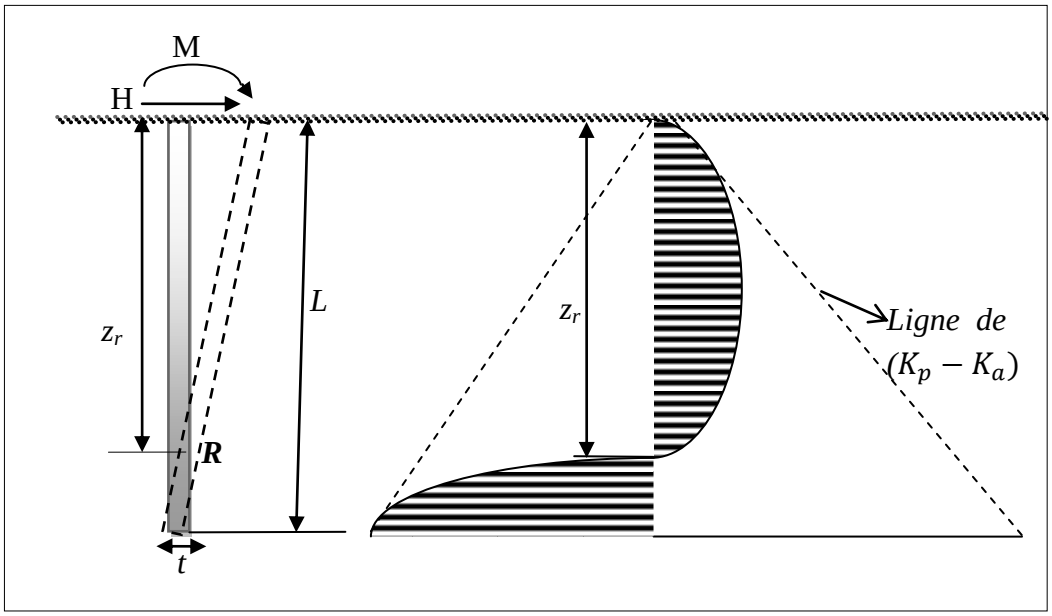


Figure III.4 : *Diagramme de pression où les pressions du sol basées sur la théorie de Rankine, atteintes aux parties supérieure et inférieure de la section mur*

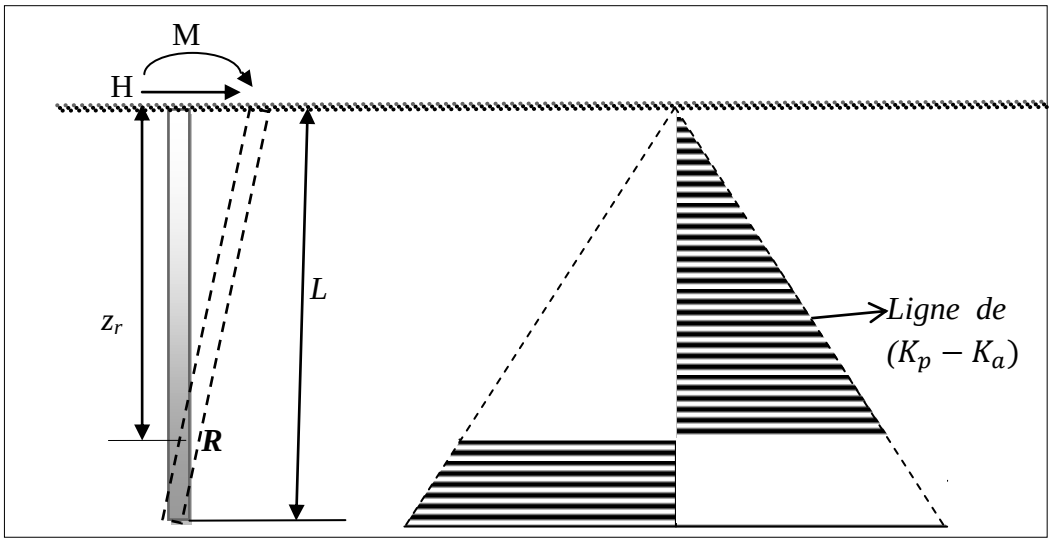


Figure III.5 : *Les pressions maximum du sol: Diagramme de pression représentant la Résistance ultime du sol*

Dans la Figure III.2, où toutes les pressions du sol sont inférieures à la pression évaluées par la théorie de Rankine, l'état de pression est élastique et la contrainte est proportionnelle à la déflexion. Le diagramme des pressions est parabolique pour les sols pulvérulents, et le diagramme de pression et la valeur de z_r peuvent être calculés par la "théorie des pôles " en utilisant le module du sol (module de réaction du sol de fondation).

$$K_s = A_s + B_s z^n \tag{3.3}$$

A_s et B_s peuvent être évalués par des essais. Les valeurs approximatives sont données par Broms (1964) pour un sol cohérent et pulvérulent. Pour les sols pulvérulents $A_s = 0$ et n$= 1$. En supposant que le centre de rotation (Figure III.1) se trouve à une profondeur z_r , et la déflexion en tête est égale à Δ , le déplacement horizontal (si le "pôle" est absolument rigide) à la profondeur z est donné par:

$$\Delta_z = \left(\frac{z_r - z}{z_r}\right)\Delta \qquad (3.4)$$

et la pression horizontale en profondeur z est de:

$$\sigma_z = \Delta_z K_s \qquad (3.5)$$

Par les équations d'équilibre statique: $\sum F_z = 0 \;\; et \sum M = 0$ le centre de rotation et la rotation peut être trouvé. Dans la Figure III.3, où les pressions des sols basés sur la théorie de Rankine sont atteintes uniquement dans la partie supérieure du mur, le diagramme de pression peut être calculé par la méthode utilisée pour le calcul du diagramme de la pression de la Figure III.4 comme suit. Dans la Figure III.4, où les pressions du sol déterminées par la théorie de Rankine sont atteintes au niveau des parties supérieure et inférieure de la section de mur, le diagramme de pression sera calculé comme suit (Figure III.2):

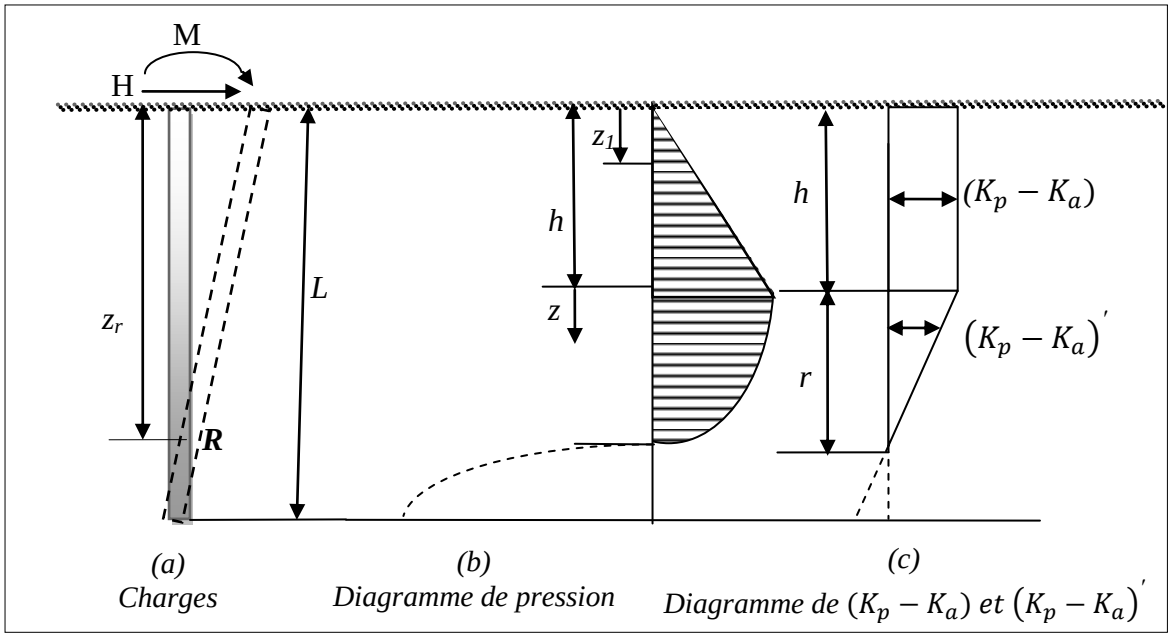


Figure III.6 : *Diagrammes de pression et de $(K_p - K_a)$pour des pressions du sol basées sur la théorie de Rankine atteint aux parties supérieure et inférieure de la section de mur.*

Les contraintes limites sont atteintes à la partie supérieure du sol et sa valeur en profondeur z est de

$$P_{z1} = \gamma z_1 (K_p - K_a) \text{ Pour } 0 < z_1 < h \quad (3.6)$$

Pour des profondeurs supérieures à h, les pressions du sol sera plus petites que

$$\gamma(h+z)(K_p - K_a) \quad (3.7)$$

et sont égales à

$$\gamma(h+z)(K_p - K_a)' \quad (3.8) \text{ (Figure III.6c)}$$

La valeur de $(K_p - K_a)'$ peut être calculée à partir de la Figure 6c:

$$(K_p - K_a)' = \left(\frac{r-z}{r}\right)(K_p - K_a) = \left(\frac{r-z}{r}\right)\left(tg^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right) \quad (3.9)$$

et la pression du sol en profondeur $(h + z)$ est de

$$P_{(h+z)} = \gamma(h+z)\left(\frac{r-z}{r}\right)(K_p - K_a) \quad (3.10)$$

Il s'agit d'une courbe du second ordre (Figure III.6b), et pour $z = h + r$ la pression est égale à zéro (pour une profondeur z_r partir de la surface).

Le cas représenté sur La Figure III.3 et pour $h = 0$, la pression du sol basées sur la théorie de Rankine atteint aux parties supérieure, et la pression du sol donné par :

$$P_z = \gamma z\left(\frac{z_r - z}{z_r}\right)(K_p - K_a) \quad (3.11)$$

Pour le cas représenté sur la Figure III.5, les diagrammes de pression pour les éléments en dessus et en dessous le point de rotation R, suivent tous les deux les lignes de $(K_p - K_a)$.

Il s'agit d'un diagramme "théorique" de la pression, puisqu'en réalité la déflexion très proche du point R ne peut pas être aussi grande que lorsqu'on induit les pressions prédites par la théorie de Rankine. La résistance ultime du sol et la capacité ultime du moment sont facilement calculables. Pour une force horizontale H connue, z_r et M (Figure III.5) peuvent être résolus par l'application$\sum M = 0 \; et \; \sum F_H = 0$. Théoriquement La fondation est incapable de soutenir un moment supérieur à la valeur ultime.

III.3 Pressions du sol pour un côté portant un bloc de fondation soumis à un moment de renversement et une force horizontale.

III.3.1 pressions du sol sur un bloc de fondation prismatique

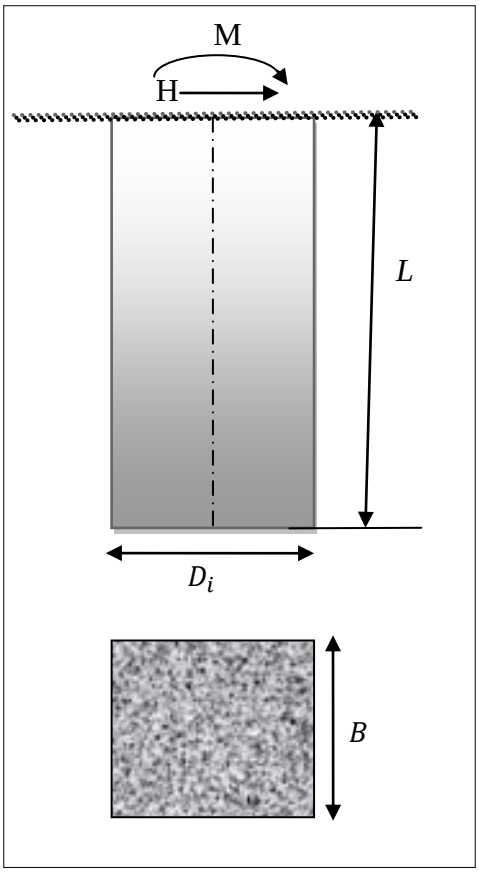
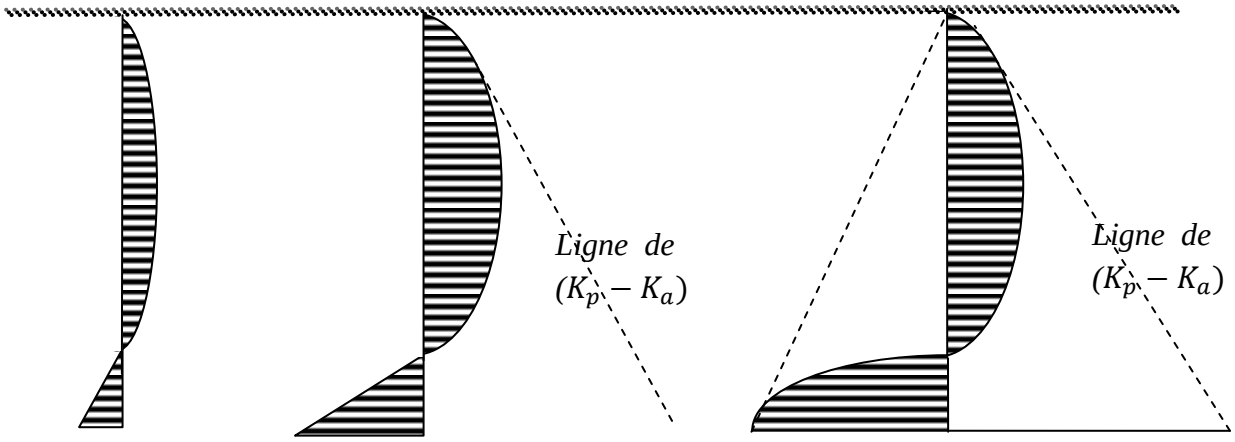


Figure III.7 : *Bloc Fondation chargé latéralement*

Pour la valeur de la résistance latérale ultime, les pressions évaluées par la théorie de Rankine ont été considérées. Dans la section 3.1, il a été indiqué que cette méthode suppose l'absence du frottement entre le sol et la face verticale de la fondation. Les diagrammes de pression pour le moment de renversement sont illustrés sur les figures III.8 (a, b, c) et la Figure III.9.



(a) Pression totale inferieure aux contraintes basées sur la théorie de Rankine

(b) Pression du sol évaluées par la théorie de Rankine à la tête du mur

(c) Pression du sol évaluées par la théorie de Rankine à la base du mur

Figure III.8 : *Pressions totales d'une Bloc Fondation chargé latéralement*

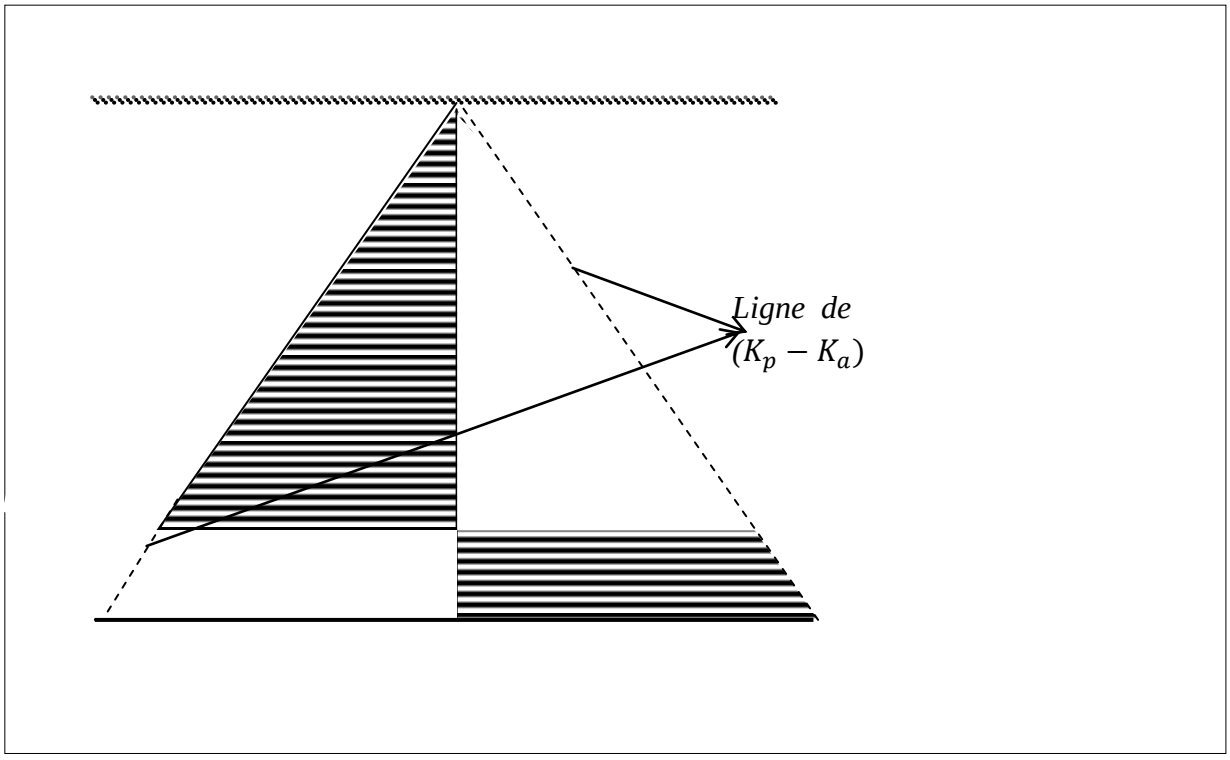


Figure III.9 : *Pressions maximales du sol pour un mur chargé latéralement*

a. Dans la figure III.8a, le moment de renversement est tellement petit que les pressions du sol le long de la face arrière et la face verticale sont toutes plus petites que les pressions du sol basées sur la théorie de Rankine.

b. Dans la Figure III.8b et la Figure III.8c, le moment de renversement est plus grand, de telle sorte que les pressions "maximum" du sol sont atteintes à la partie supérieure seulement, ou sur les parties supérieure et inférieure de la face avant et arrière de la fondation.

c. Dans la Figure 9, à la capacité ultime du moment, les pressions du sol au niveau des faces avant et arrière sont égales aux pressions du sol basées sur la théorie de Rankine le long de la profondeur totale du bloc fondation.

Pour les trois cas, le frottement entre le sol et les parois perpendiculaires aux côtés porteurs des murs a été négligé.

III.3.2 Analyse des contraints de sols aux faces avant et arrière de la Fondation qui sont plus petits que les pressions du sol basée sur "la théorie de Rankine"

Les pressions du sol sur les faces verticales avant et arrière peuvent être calculées, comme l'état de contrainte qui peut être considéré comme étant état élastique. La «théorie pôle" peut être utilisé pour calculer le diagramme parabolique de contrainte (voir section III.2) et la rotation.

III.3.3 Analyse des pressions du sol issues de la théorie de Rankine atteintes seulement à la partie supérieure ou aux parties supérieure et inférieure des faces avant et arrière de la Fondation.

Les pressions du sol dans ce cas ne donnent pas la capacité ultime du moment de la fondation. Toutefois, dans le cas de la Figure III.8b sera analysée ici, et les pressions horizontal résultent du sol avec leurs lignes d'action seront calculé.

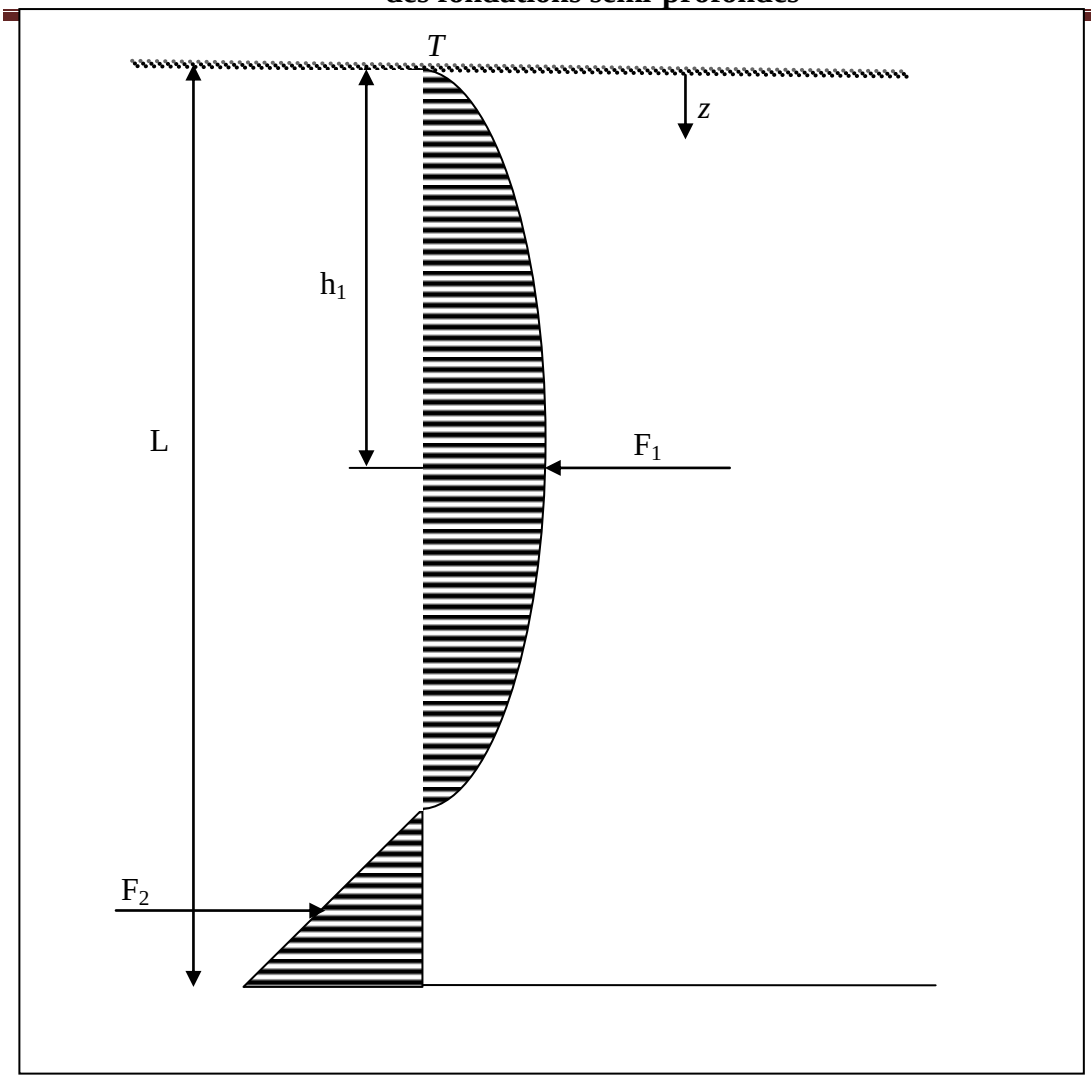


Figure III.10 : *Diagramme de pression du sol basé sur la théorie de Rankine, Atteint à la tête Seulement*

Pour simplifier, le cas où la pression limite du sol est atteinte seulement au point supérieur T des parois arrière et avant (Figure III.10) est considéré. De la section 3.2:

$$P_z = \gamma z \left(\frac{z_r - z}{z_r}\right)\left(K_p - K_a\right) \tag{3.12}$$

$$F_1 = \int_0^{z_r} P_z dz = \gamma\left(K_p - K_a\right) \int_0^{z_r} z \left(\frac{z_r - z}{z_r}\right) dz \tag{3.13}$$

$$F_1 = \gamma\left(K_p - K_a\right) \left(\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3z_r}\right)\Big]_0^{z_r} = \gamma\left(K_p - K_a\right) \frac{z_r^2}{6} \tag{3.14}$$

F_1 Introduit à la profondeur h_1

$$F_1 h_1 = \int_0^{z_r} P_z z dz = \gamma\left(K_p - K_a\right) \int_0^{z_r} z \left(\frac{z_r - z}{z_r}\right) z dz \tag{3.15}$$

$$F_1 h_1 = \gamma(K_p - K_a)\left(\frac{z^3}{3} - \frac{z^4}{4z_r}\right)_0^{z_r} = \gamma(K_p - K_a)\frac{z_r^3}{12} \quad \text{Avec} \quad h_1 = \frac{z_r}{2} \tag{3.16}$$

Et

$$F_2 = -\gamma(K_p - K_a)\int_{z_r}^{L} y\left(\frac{z - z_r}{z_r}\right)dy = -\gamma(K_p - K_a)\left(\frac{L^3}{3z_r} - \frac{L^2}{2} + \frac{z_r^2}{6}\right) \tag{3.17}$$

$$F_2 h_2 = -\gamma(K_p - K_a)\int_{z_r}^{L} z^2\left(\frac{z - z_r}{z_r}\right)dz = -\gamma(K_p - K_a)\left(\frac{L^4}{4z_r} - \frac{L^3}{3} + \frac{z_r^2}{12}\right) \tag{3.18}$$

$$h_2 = \frac{\left(\frac{L^4}{4z_r} - \frac{L^3}{3} + \frac{z_r^2}{12}\right)}{\left(\frac{L^3}{3z_r} - \frac{L^2}{2} + \frac{z_r^2}{6}\right)} \tag{3.19}$$

z_r Peut être obtenu à partir de $\sum F_y = 0$

De même $F_1, h_1, \; et \; h_2$ peuvent être calculés à partir des diagrammes de pression de la figure III.8b et 8c.

III.4 Etablissement des équations de conception préliminaire pour côté porteur du bloc Fondations

Aux charges ultimes, les pressions du sol sur les faces avant et arrière sont égales aux pressions du sol basé sur la théorie de Rankine le long de la profondeur totale de la fondation du bloc (Figure III.9).

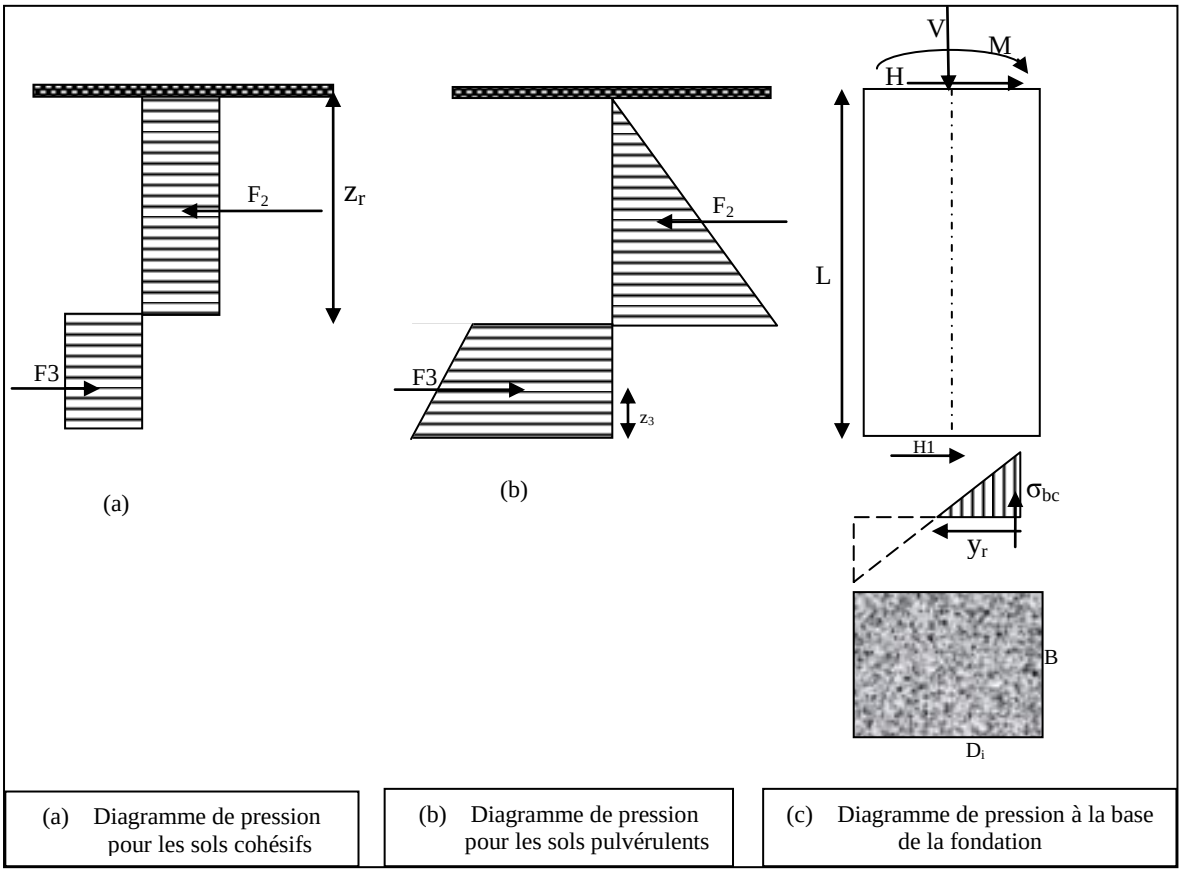


Figure III.11 : *Diagrammes de pression pour les sols cohésifs et pulvérulents*

Pour les blocs fondations chargées latéralement, le diagramme de pression représenté sur la Figure III.11b est généralement utilisé pour les sols pulvérulents et le diagramme de pression représenté sur la Figure III.11a est généralement utilisé pour sols cohésifs. (L'application des charges est généralement "rapide", provoquant des pressions interstitielles. Cela signifie que la résistance du sol est "non drainée"). Les forces de frottement sur les parois sont toujours négligées, mais la force de frottement H_1 à la base du mur est importante dans la détermination du centre de rotation.

Pour formuler les équations utilisé pour le l'évaluation de la centre de rotation et les moments résistant maximal et ultime, pour des forces horizontales et verticales données, les démarche suivants sont adoptés :

H_1 Aura une valeur maximale à la base du mur donné par :

$$H_{1,max} = \mu V \tag{3.20}$$

Où

μ : Coefficient de frottement à la base de la fondation.

V : Charge verticale totale

Dans Figure III.15b, la force de frottement à la base, $H_{1,maz}$ est trop faible pour empêcher la base de glisser vers l'arrière. C'est généralement le cas pour les sols cohésifs. Par conséquent, d'après les Figure III. (11b et 11c), on a :

$$H + H_{1,max} + F_2 > 0 \tag{3.21}$$

La fondation tourne autour d'un centre de rotation au-dessus de la base, de sorte que les pressions du sol passives se développent à la partie inférieure de la face verticale arrière et H_3 qui maintient l'équilibre horizontal:

$$H + H_{1,max} + F_2 + F_3 = 0 \tag{3.22}$$

Pour l'équilibre, le centre de rotation ne peut pas être à la base, et doit être à une certaine distance au-dessus de la base. C'est généralement le cas pour les sols pulvérulents où $H_{1,max}$ est assez petit (Figure III.11b). La position du centre de rotation peut être déterminée à partir des équations d'équilibre.

Les équations de conception sont estimées comme suit:

$$H_{1,max} = \mu V \tag{3.23}$$

$$F_2 = \frac{1}{2}\gamma B z_r^2 \left(K_p - K_a\right) \qquad \text{pour les sols pulvérulents} \tag{3.24}$$

$$F_3 = -\left[\frac{1}{2}\gamma L^2 \left(K_p - K_a\right) - \frac{1}{2}\gamma z_r^2 \left(K_p - K_a\right)\right] B \tag{3.25}$$

$$\sum F_z = 0 \text{ donne } y_r = \frac{-2V}{\sigma_{bc} B} \tag{3.26}$$

Avec σ_{bc} la capacité portante du sol.

$$\sum F_y = 0 \text{ donne } H + H_{1,max} + F_2 + F_3 = 0 \tag{3.27}$$

La substitution des valeurs de $H_{1,max}, F_2,$ et $F_3,$ dans l'équation 3.27 donne une équation du second degré de z_r

La distance $z_3$de la figure. III.12 est calculée comme suit:

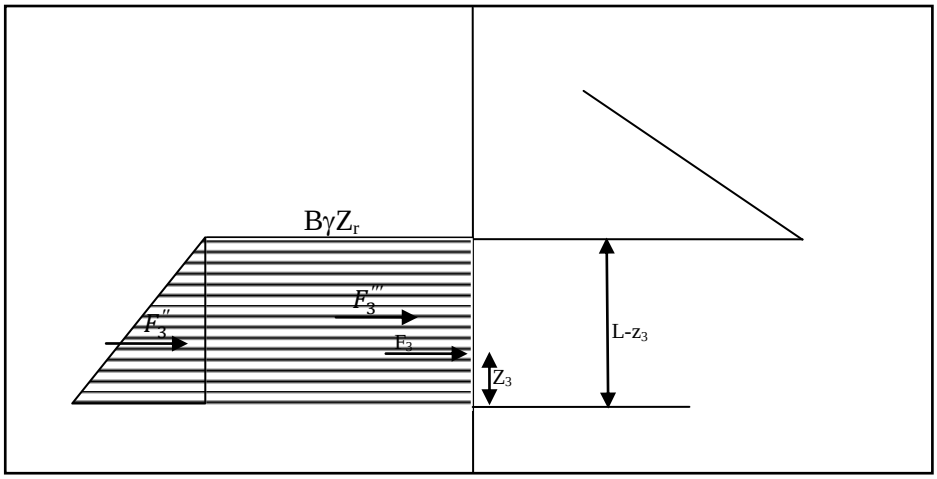


Figure III.12 : *Diagramme de pression à la partie inférieure du Bloc Fondation*

$$F_3 z_3 = F_3^{'}\left(\frac{L-z_r}{2}\right) + F_3^{''}\left(\frac{L-z_r}{3}\right) \tag{3.28}$$

$$z_3 = \frac{\gamma B z_r (L-z_r)(K_p-K_a)\left(\frac{L-z_r}{2}\right)+\frac{\gamma B (L-z_r)^2 (K_p-K_a)}{2}\left(\frac{L-z_r}{3}\right)}{F_3} \tag{3.29}$$

$$z_3 = \frac{-\frac{\gamma B (K_p-K_a)(L-z_r)^2 (2z_r+L)}{6}}{F_3} \tag{3.30}$$

et le moment ultime M_{max} est obtenu à partir $\sum M = 0$ (figure III.15b, III.15c et III.16)

$$M_{max} = -HL + F_2\left(L - \frac{2z_r}{3}\right) - F_3 z_3 + \left(\frac{B}{2}\sigma_{bc} y_r\right)\left(\frac{D_i}{2} - \frac{y_r}{3}\right) \tag{3.31}$$

Trois équations sont disponibles (équations 3.26, 3.27 et 3.31). Deux quantités sont inconnues "fixes": $y_r \; et \; z_r$. La troisième inconnue est la quantité optionnelle. Pour des valeurs données des $M_{max}, H \; et \; \mathrm{V}$, les dimensions $B, D_i \; et \; L$ sont inconnues, mais en supposant deux des trois valeurs, la troisième valeur peuvent être résolus avec les trois équations (la quantité optionnelle).

Remarque:

1. Pour les sols cohésifs, la Figure III.11a est utilisée.

Pour

$$H + H_{1,max} + F_2 > 0 \tag{3.32}$$

La fondation tourne de telle sorte que les pressions du sol passives se développent à la partie inférieure de la face verticale arrière et que H_3 maintient l'équilibre horizontal,

$$\sum F_y = 0 \tag{3.14}$$

$$H + H_{1,max} + F_2 + F_3 = 0 \tag{3.33}$$

Où

$$H_{1,max} = (BD_i)0.67c + Vtg\frac{2\varphi}{3} \tag{3.34}$$

Où

c:La cohésion et $\varphi' = 0$ ("charge rapide")

$$P_p = \gamma z tg^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2c'tg\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) = \gamma z + 2c \tag{3.35}$$

$$P_a = \gamma z tg^2\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2c'tg\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) = \gamma z - 2c \tag{3.36}$$

La cohésion c est égale à c' (cohésion apparente)

La cohésion $c = c_u$ (cohésion apparente dans des conditions non drainées) C_u est la valeur moyenne pour les différentes profondeurs

$$P_p - P_a = 4c \tag{3.37}$$

$$y_r = \frac{-2V}{\sigma_{bc}B} \tag{3.38}$$

σ_{bc}: Est basée sur les conditions non drainée ($\varphi = 0$)

$$\sigma_{bc} = cN_c\xi_c\xi_{cd} + qN_q\xi_q\xi_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\xi_\gamma \tag{3.39}$$

$$\xi_{cd} = 1 + 0.4\text{cotg}\left(\frac{D}{B}\right) \tag{3.40}$$

$$\xi_{qd} = 1 + 2tg(\varphi)(1 - sin\varphi)^2 cotg\left(\frac{D}{B}\right) \quad (3.41)$$

$$M_{max} = -HL + F_2\left(L - \frac{z_r}{2}\right) + F_3\left(\frac{L - z_r}{2}\right) \quad (3.42)$$

2. Il a été indiqué que, pour le moment maximal, le diagramme de pression est en général comme il est montré dans la Figure III.11b pour les sols pulvérulents. Néanmoins, pour une grande force verticale ou pour d'autres raisons appropriées, le centre de rotation pour les sols pulvérulents pourrait être à la base si la force de frottement H_1 à la base est suffisamment grande pour empêcher la base de la fondation de glisser vers l'arrière. Le diagramme de pression du côté porteurs des murs pour un sol pulvérulent sera comme le montre la Figure III.13, et les équations de la conception seront ainsi simplifiées.

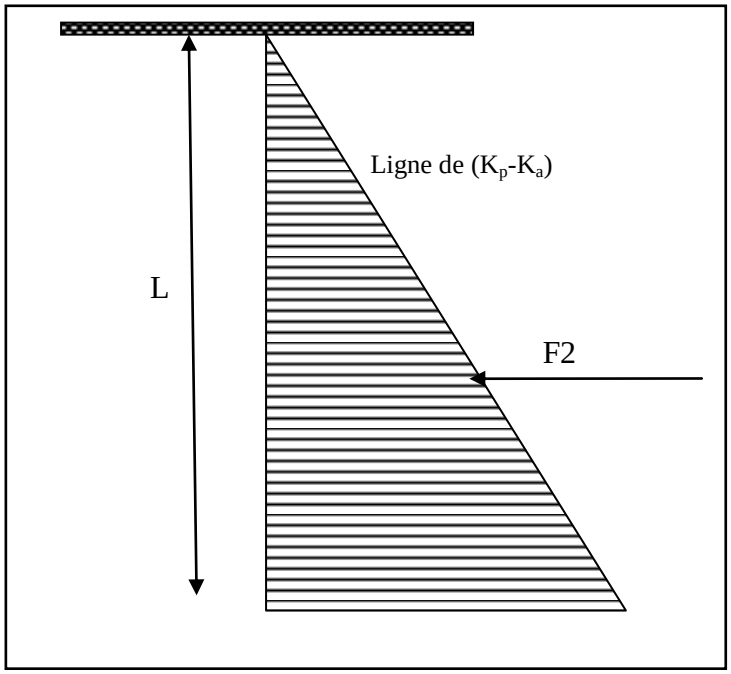


Figure III.13 : *Diagramme de pression pour les sols pulvérulents (Centre de rotation à la base de la Fondation)*

La procédure de conception, pour le centre de rotation à la base de la fondation, est la suivante:

A partir des donnés du moment maximale M_{max} (agissant sur la tête de la fondation), la charge horizontale H et la charge verticale totale V, les dimensions du bloc fondation peuvent être obtenus en supposant 2 parmi 3 valeurs de $L, D_i \; et \; B$ et la résolution pour la

troisième valeur. Pour éviter des longs calculs, pour ce cas particulier $D\ et\ B$ sont supposés, et L est résolu en utilisant l'équation 3.37.

3. Les équations qui sont obtenues ne sont valables qu'à la résistance ultime du sol (les charges ultimes).

III.5 Etude paramétrique

L'objectif de cette étude réside dans l'identification de certains facteurs pouvant influer sur la conception du bloc de fondation comme la position du centre de rotation, les caractéristiques géométriques du bloc de fondation et les caractéristiques du sol (angle de frottement et la cohésion du sol). Sur la base d'une application d'EXEL qui a été élaboré, en examine l'influence de ces paramètres sur les principales grandeurs adimensionnelles régissant la conception du bloc de Fondation.

III.5.1 Effet de la charge verticale sur le moment maximal pour un sol pulvérulent

Dans le but d'obtenir l'effet de la charge verticale sur le moment maximal des blocs de fondations dans un sol pulvérulent et pour plusieurs valeurs de l'élancement (L/D_i), les figures (*III.14, III.15, III.16 et III.17)* illustrent la distribution du moment maximal en fonction de la charge horizontale adimensionnelle $(H/\gamma(K_p - K_a)D_i^3)$. On constate qu'à partir de l'élancement $(L/D_i > 5)$ l'effet de la charge verticale devient négligeable, et par conséquence à partir de cette profondeur, seulement la charge horizontale qui influe sur le moment maximal. On constate également, que le moment maximum est proportionnel avec l'élancement de la fondation.

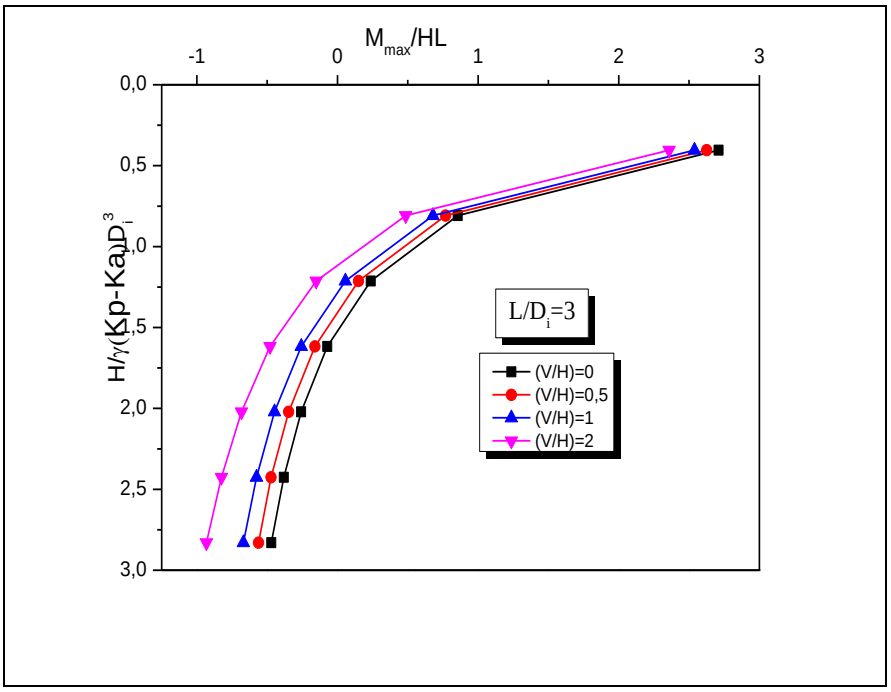


Figure III.14 : *Effet de la charge verticale sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

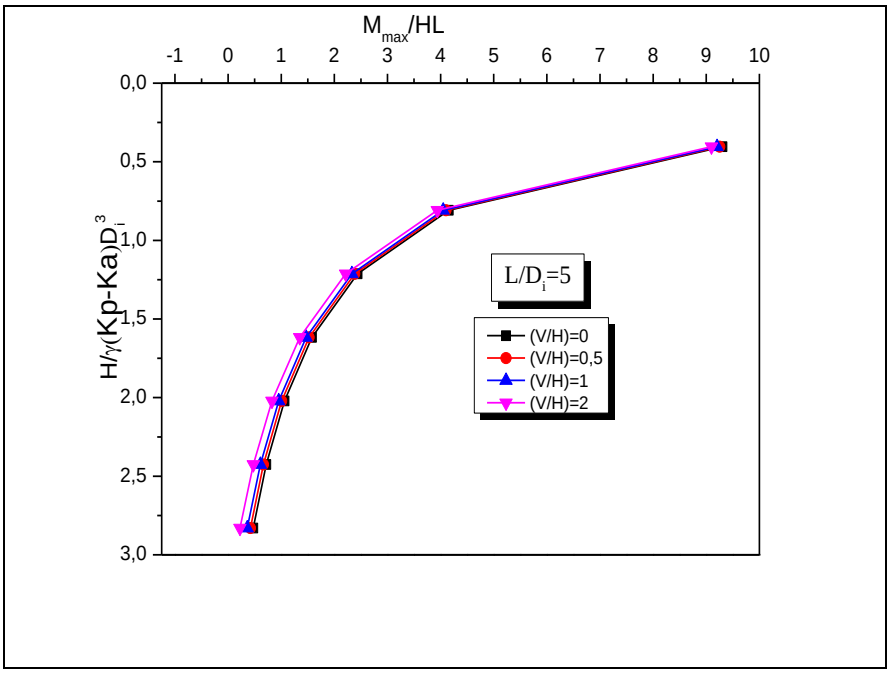


Figure III.15 : *Effet de la charge verticale sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

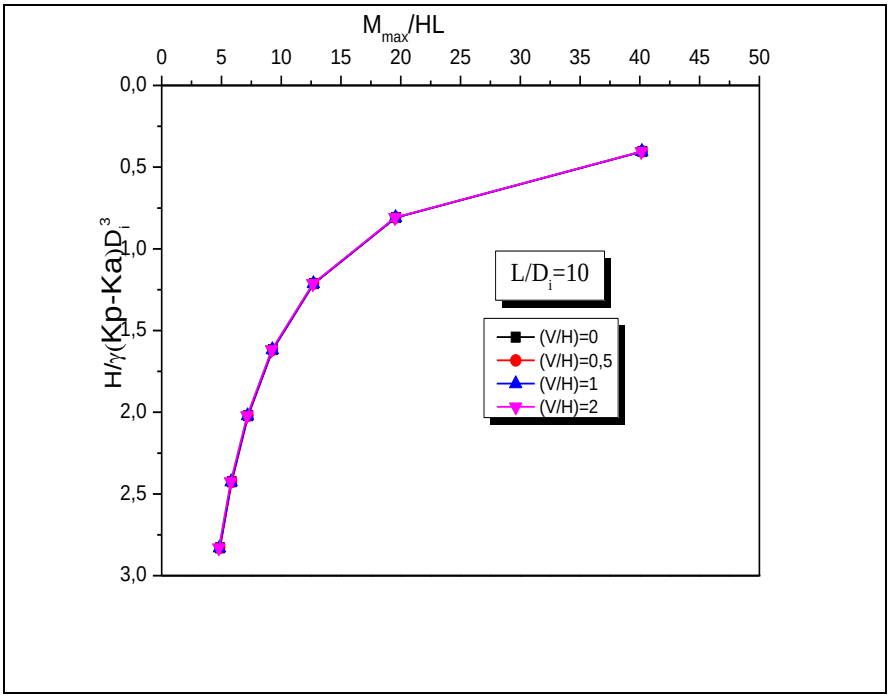


Figure III.16 : *Effet de la charge verticale sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

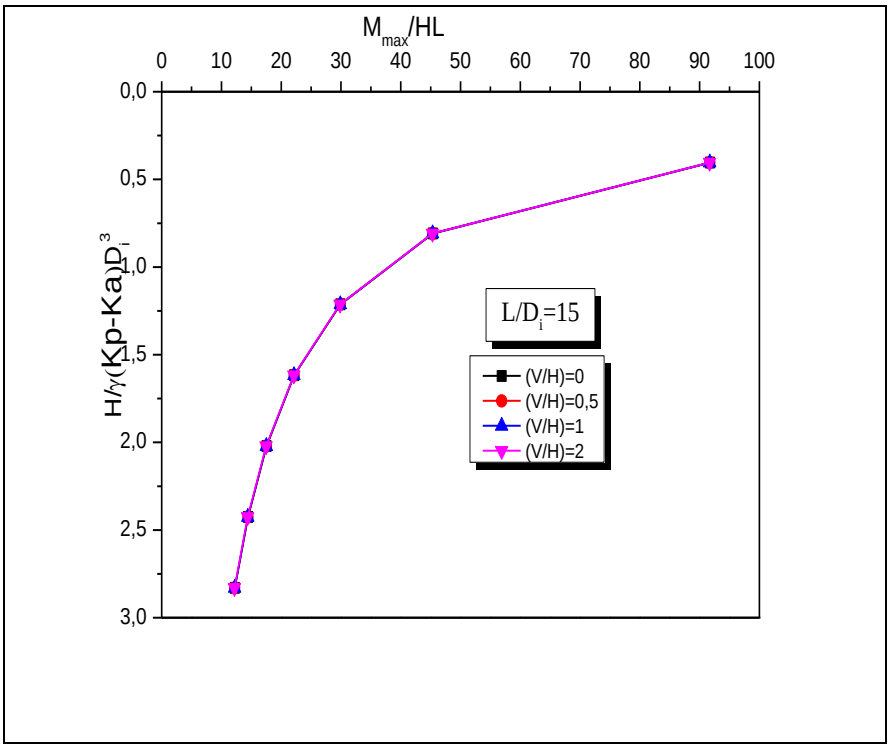


Figure III.17 : *Effet de la charge verticale sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

III.5.2 Effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent

Cette étude de la position du centre de rotation en fonction de la charge horizontale adimensionnelle comporte quatre valeurs de la charge verticale V/H=0, V/H=0.5, V/H=1 et V/H=2.

Les figures (III.18) à (III.21) montrent que: Plus la charge horizontale est grande plus la position du centre de rotation s'approche vers la base de la fondation. On constate également, que le centre de rotation est situé d'autant plus bas, que l'élancement est plus grande. Comme on a vu pour l'effet de la charge verticale sur le moment maximum, à partir de $\left(\frac{L}{D_i} = 5\right)$, l'effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation devient très petit.

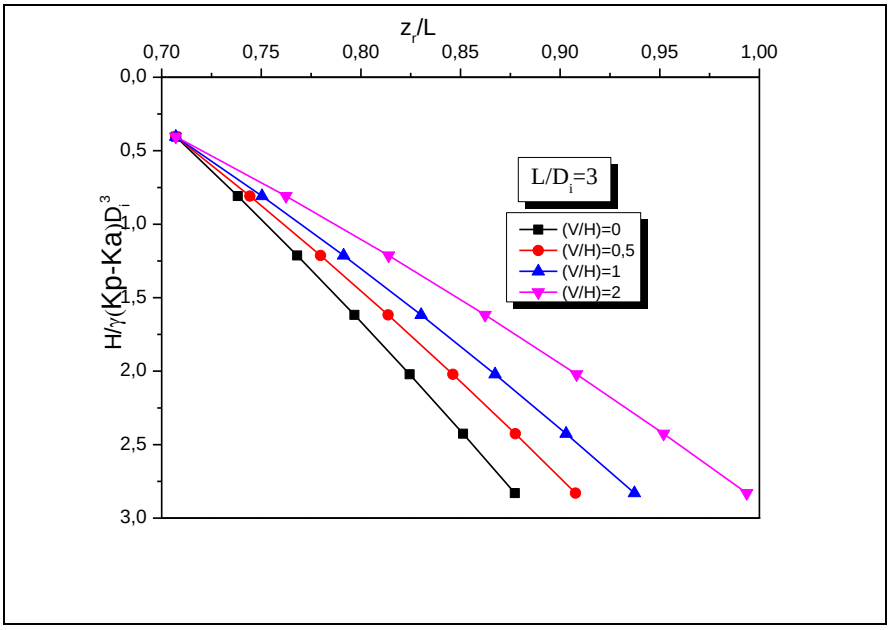


Figure III.18: *Effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

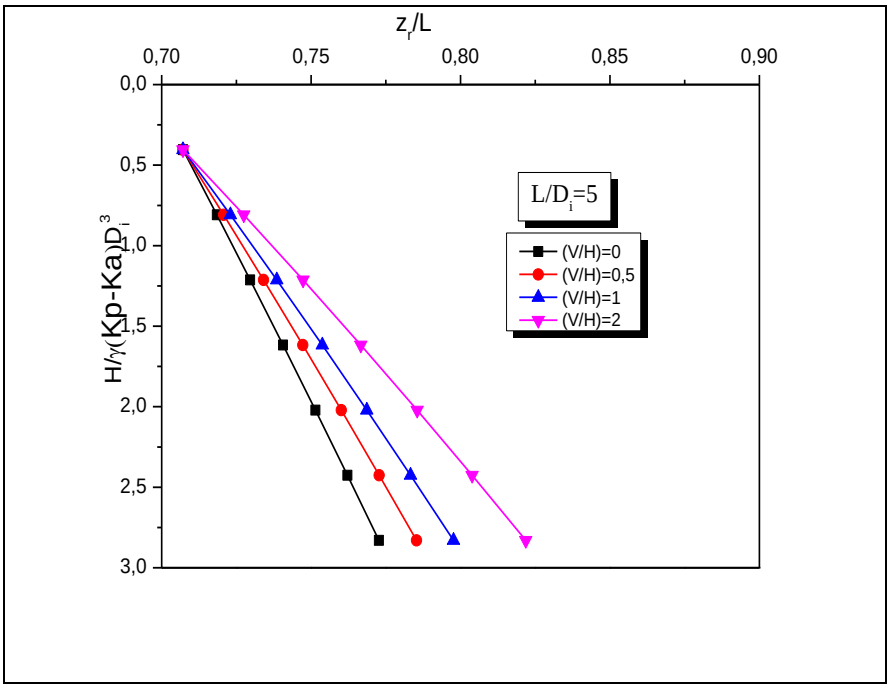


Figure III.19 : *Effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

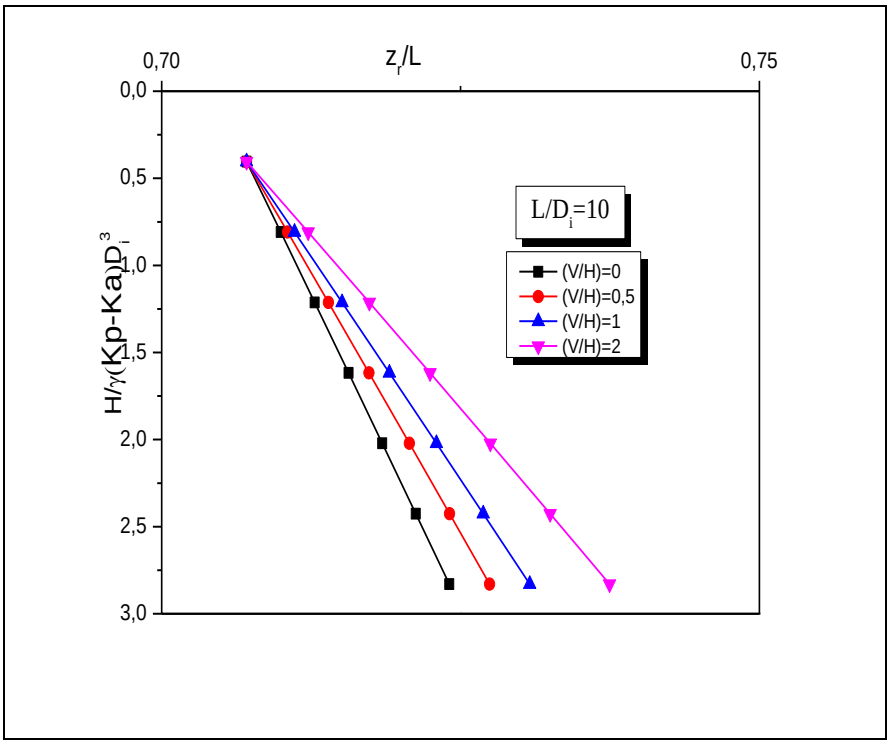


Figure III.20 : *Effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

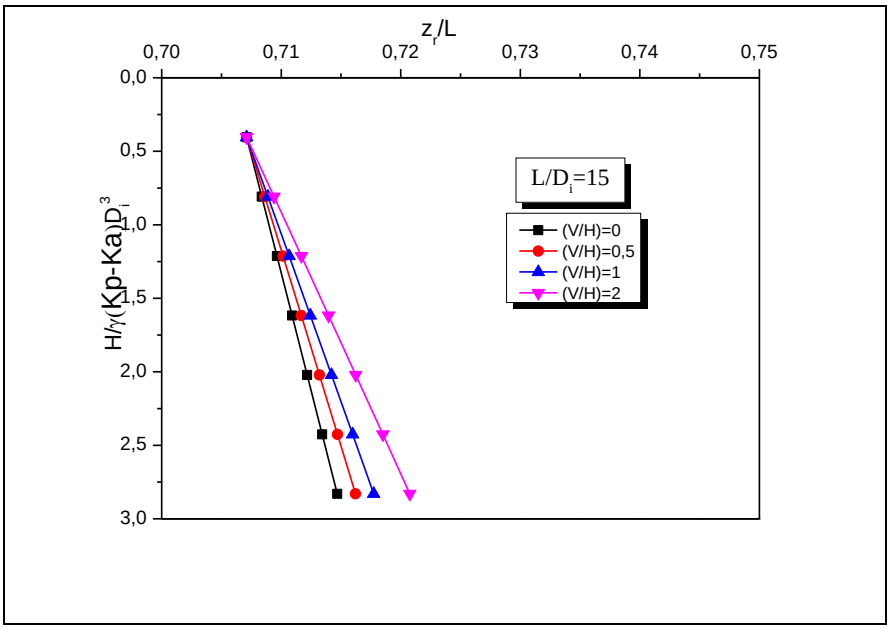


Figure III.21 : *Effet de la charge verticale sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

III.5.3 Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent

Les figures *(III.22, III.23, III.24 et III.25)* illustrent la distribution du moment adimensionnel $M/_{H_0 D_i}$ des fondations semi-profondes sous chargement horizontale en tête.

Après une comparaison entre les différents cas de l'angle de frottement, on constate que le moment maximal joue dans le même sens sur l'angle de frottement. On remarque aussi que plus l'élancement de la fondation semi-profonde est grand plus le moment maximum augmente.

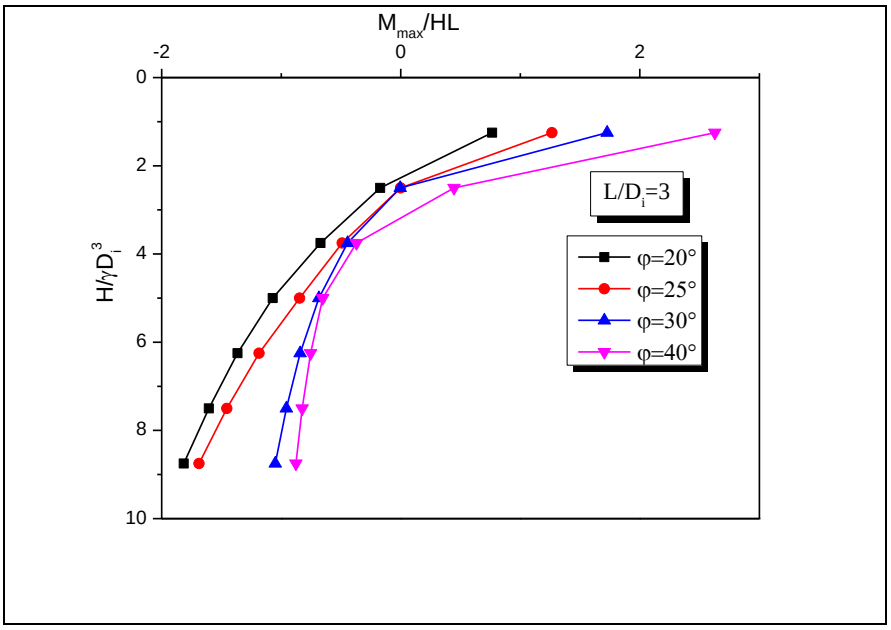


Figure III.22 : *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

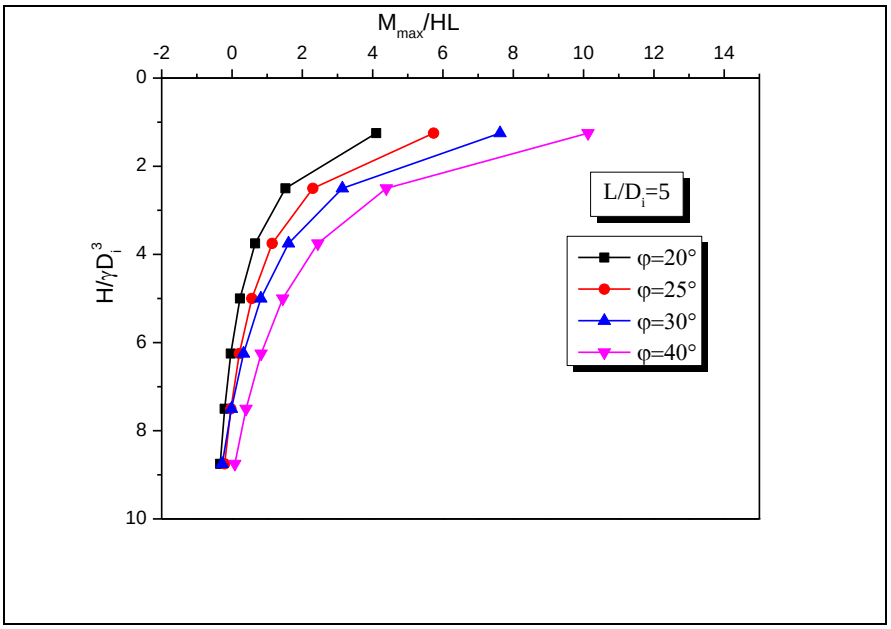


Figure III.23: *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

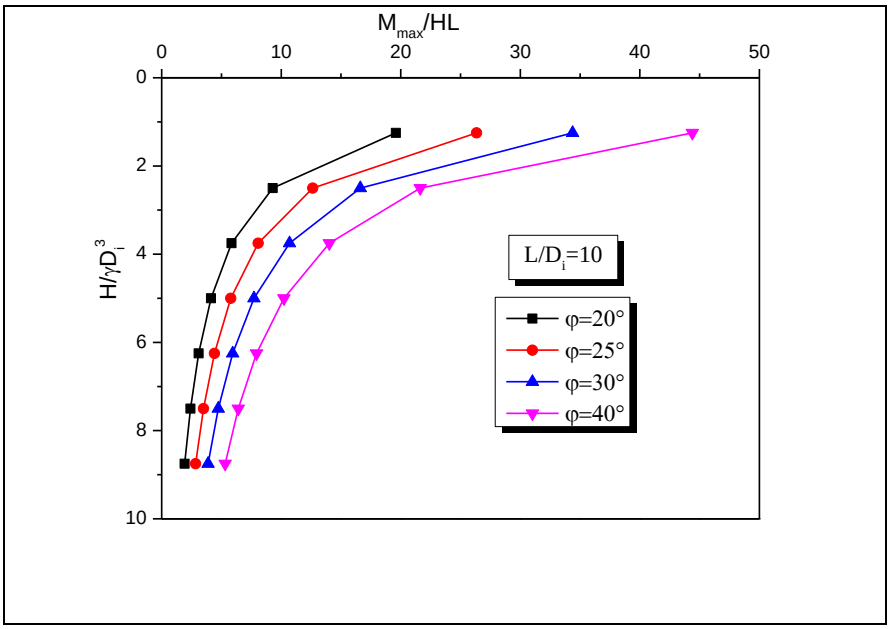


Figure III.24: *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

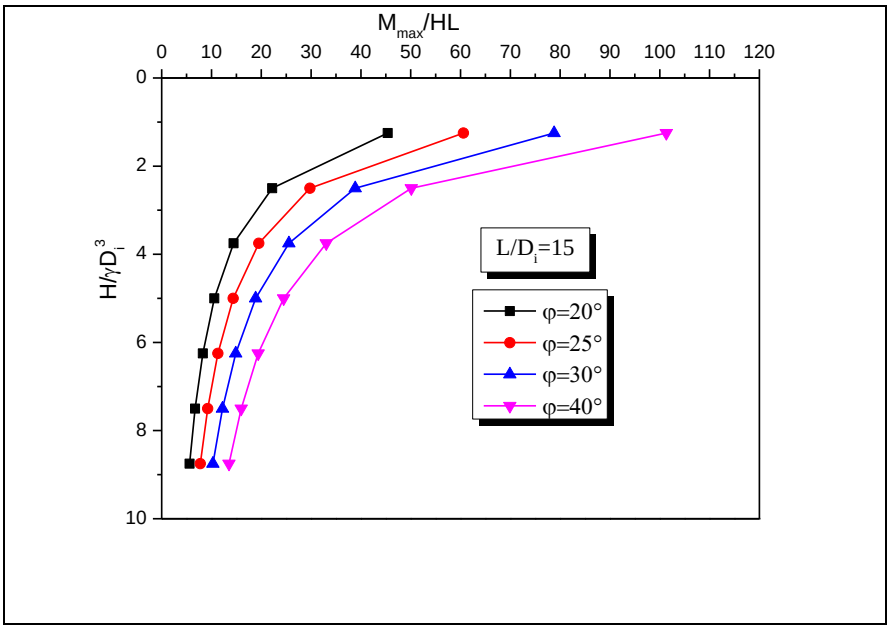


Figure III.25 : *Effet de l'angle de frottement sur le moment maximal pour un sol pulvérulent*

III.5.4 Effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent

Pour un sol pulvérulent et dans le but d'étudier l'effet de l'angle de frottement sur le déplacement adimensionnel pour plusieurs valeurs d'élancement, les figures *(III.26, III.27, III.28et III.29)* montrent que :

Pour les quatre angles de frottement étudiés, on peut dire que l'effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation est devenu très petit à partir de $\left(L/D_i\right) = 10$.

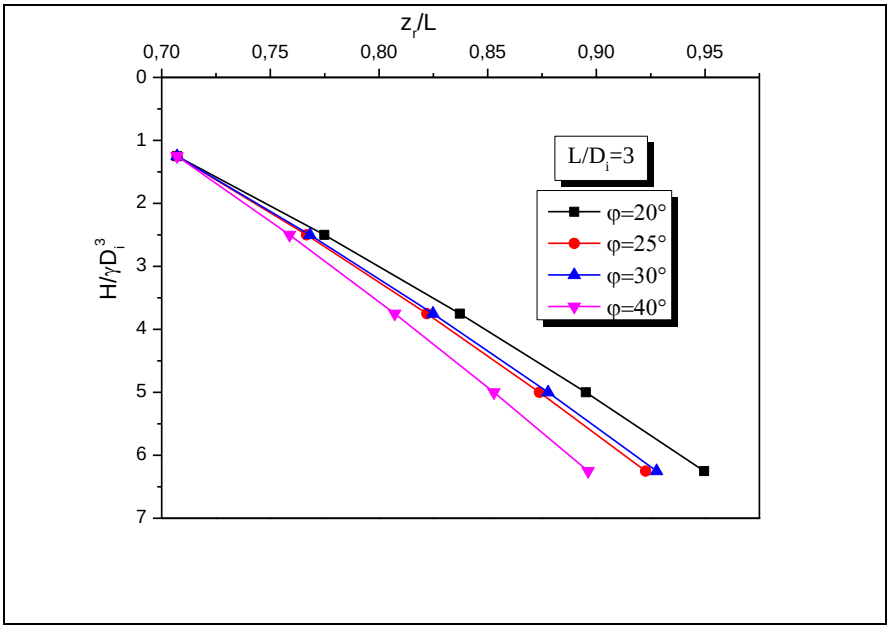


Figure III.26: *Effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

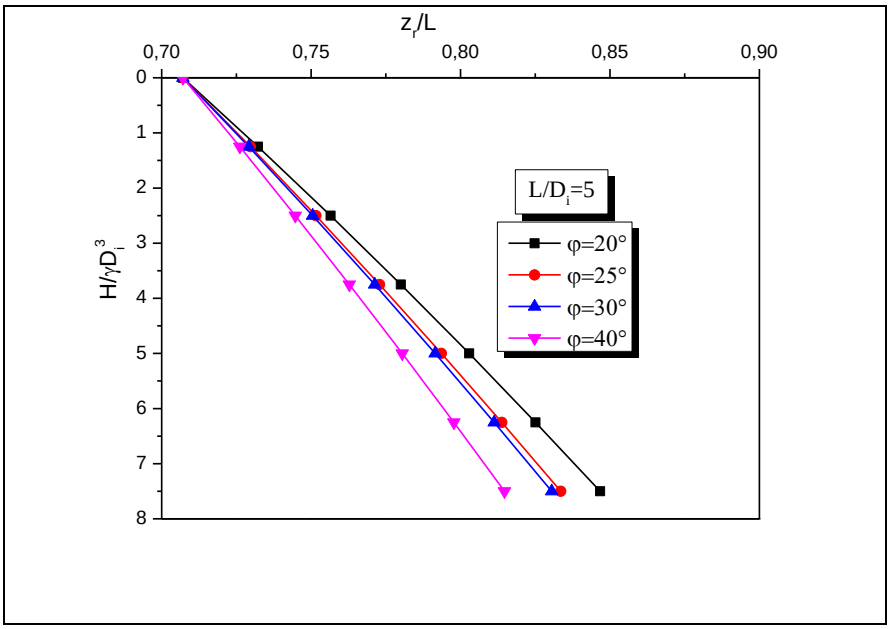


Figure III.27 : *Effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

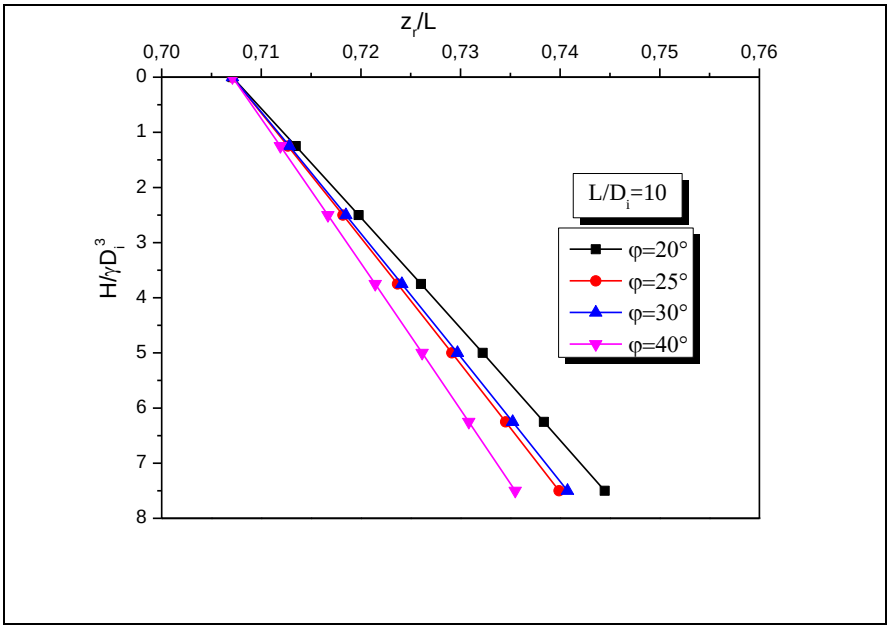


Figure III.28: *Effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

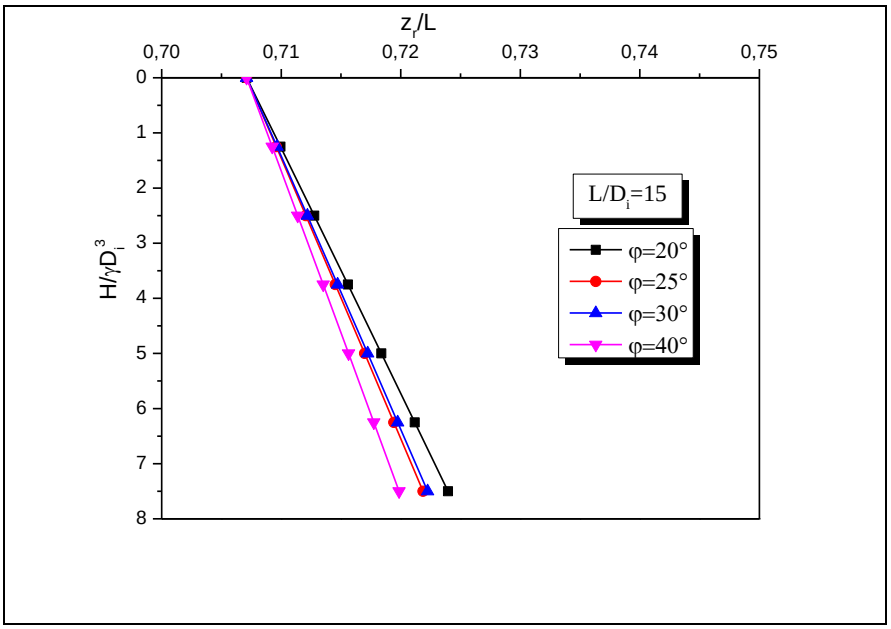


Figure III.29 : *Effet de l'angle de frottement sur la position du centre de rotation pour un sol pulvérulent*

III.5.6 Effet de la cohésion du sol sur le moment maximal pour un sol cohésif

Dans le but d'obtenir l'effet de la cohésion du sol sur le moment maximal dans un sol cohésif et pour plusieurs cas d'élancement de la fondation semi-profond, les figures (*III.30, III.31, III.32 et III.33*) illustrent la distribution du moment maximal(M_{max}/HL) en fonction de ($H/\gamma D_i^3$).On constate que:

Il est parfaitement clair que le moment fléchissant joue dans le même sens sur l'élancement, plus la fiche de la fondation est grande plus le moment fléchissant maximum augmente. On s'aperçoit aussi que plus la cohésion du sol est grande plus le moment fléchissant augmente

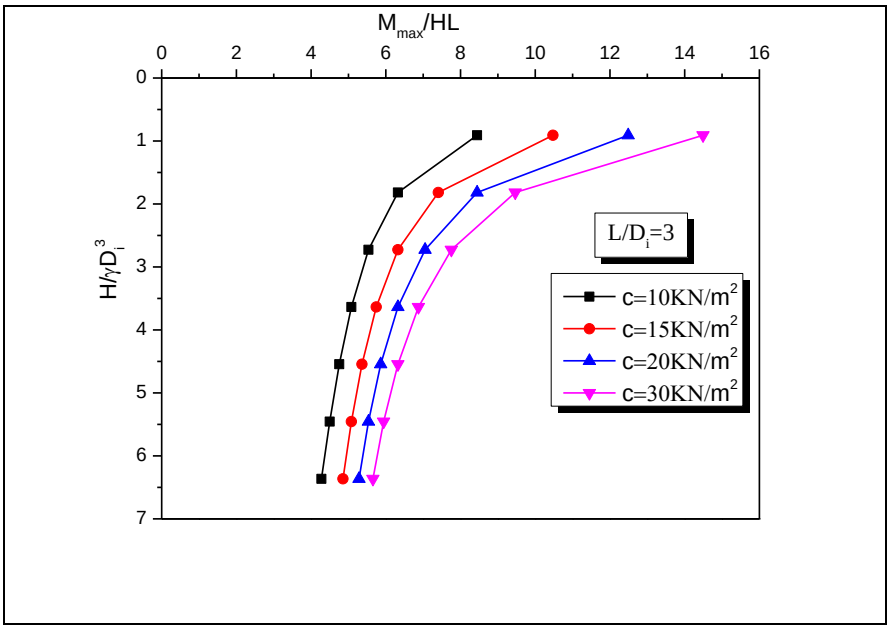


Figure III.30 : *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif*

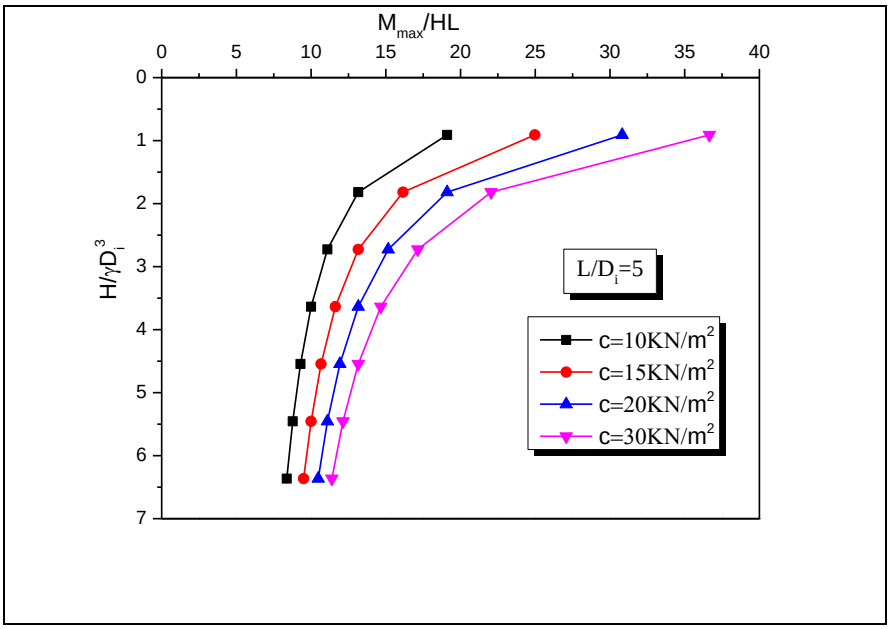


Figure III. 31: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif*

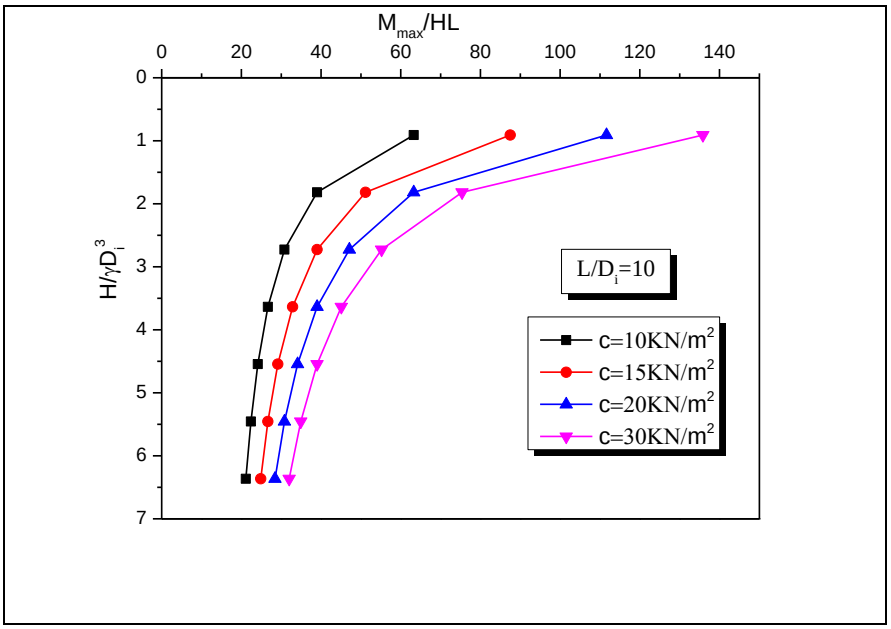


Figure III.32: *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif*

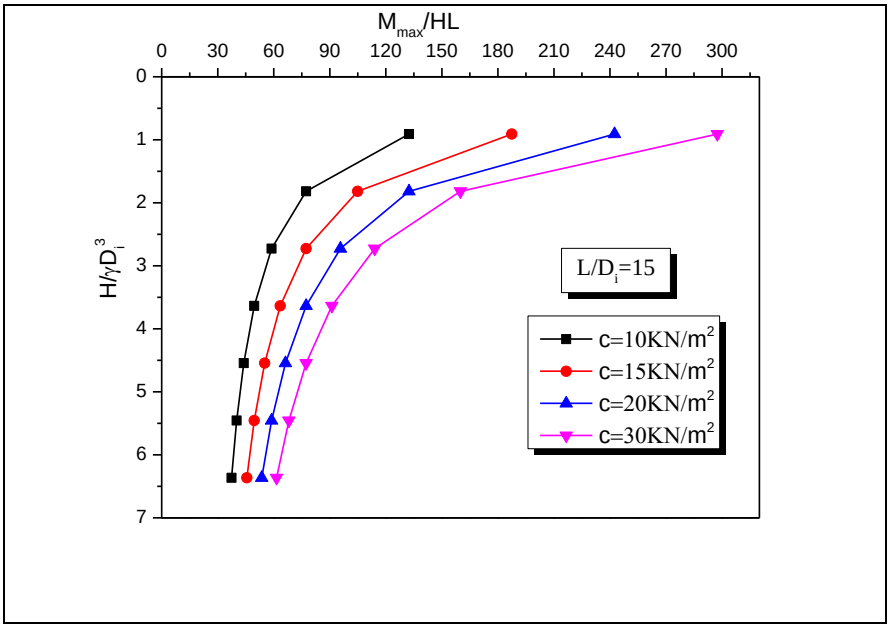


Figure III.33 : *Effet de la cohésion sur le moment maximal pour un sol cohésif*

III.6 Comparaison entre les résultats du pieu court sollicité horizontalement obtenus de la méthode développée et de la méthode basée sur l'approche de Winkler de deuxième chapitre

Pour voir la performance de la nouvelle méthode de dimensionnement des fondations semi-profondes développée dans ce chapitre et qui est basée sur des équations préliminaires, on compare les résultats obtenus de l'analyse théorique avec l'analyse numérique du chapitre précédent.

Dans cette étude comparative on s'intéresse au moment fléchissant maximal obtenu pour chaque méthode soit numérique ou analytique.

III.6.1 Comparaison des moments fléchissant maximaux

Les figures *(III.34-III.39)* illustrent une comparaison entre les résultats obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée pour plusieurs valeurs de l'angle de frottement φ. On constate deux cas différents :

- 1^{er} cas : $D_i = 3m$

Une divergence entre les deux méthodes lorsque l'élancement du pieu dépasse la valeur 3 $(L/D_i) > 3$.

- $2^{ème}$ cas : $D_i = 1m$

Dans ce cas les deux méthodes se convergent vers les mêmes résultats lorsque l'élancement de la fondation semi profonde varie entre 1 et 4. Et à partir de la valeur 4 on constate une divergence des résultats obtenus.

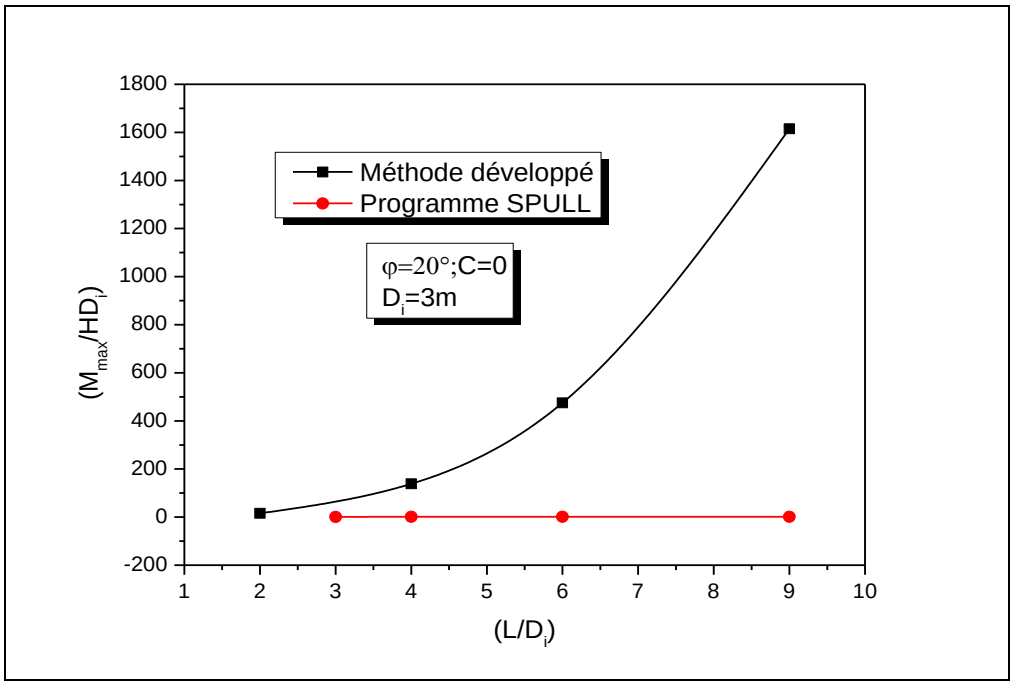


Figure III.34 : *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

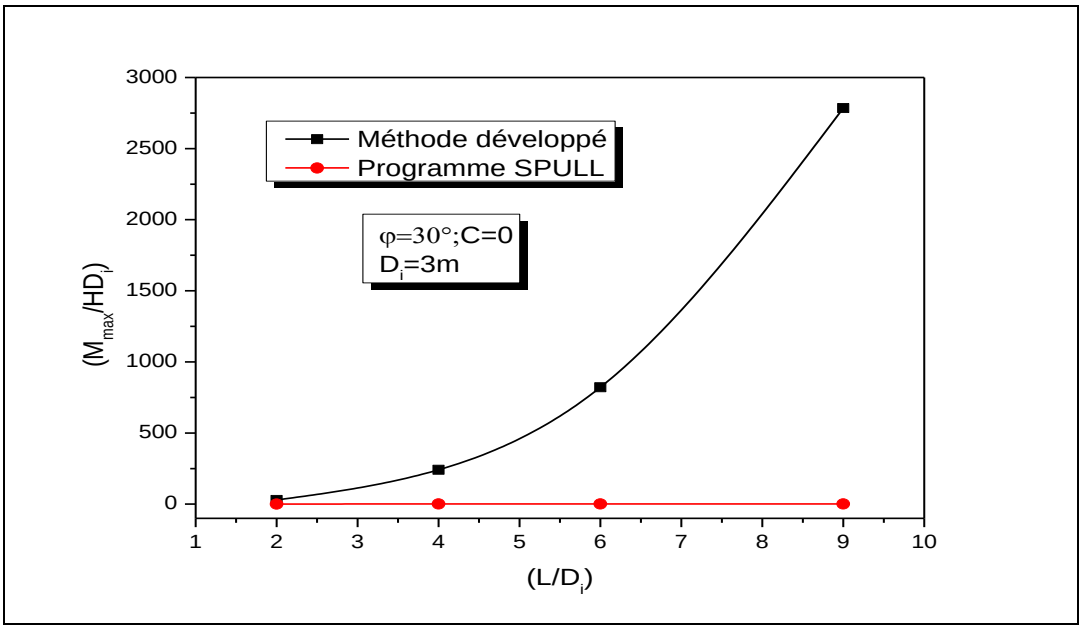


Figure III.35 : *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

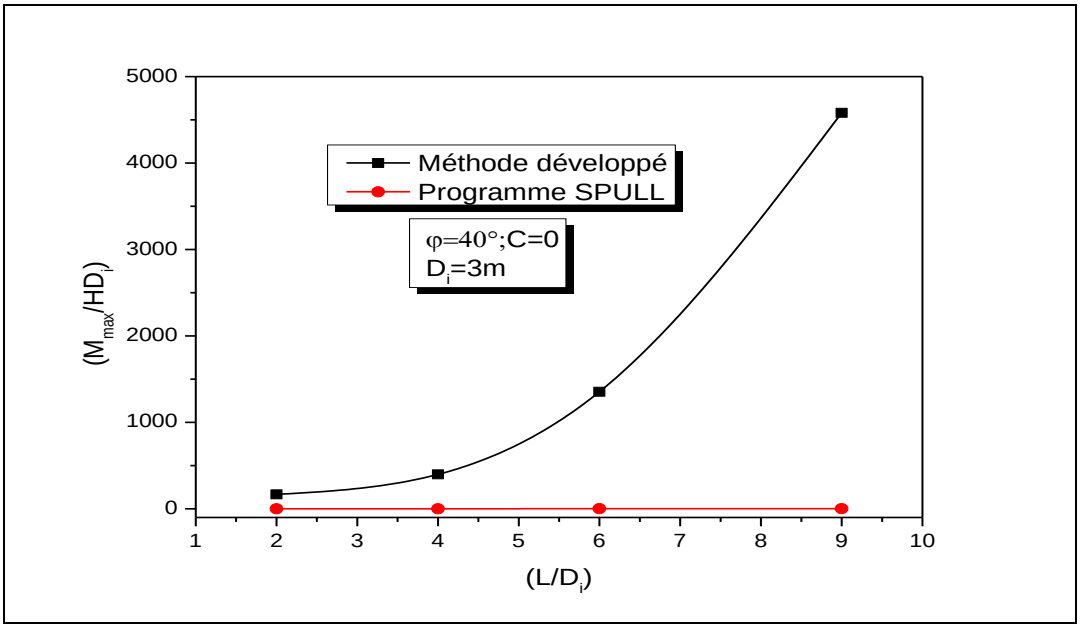


Figure III.36 : *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

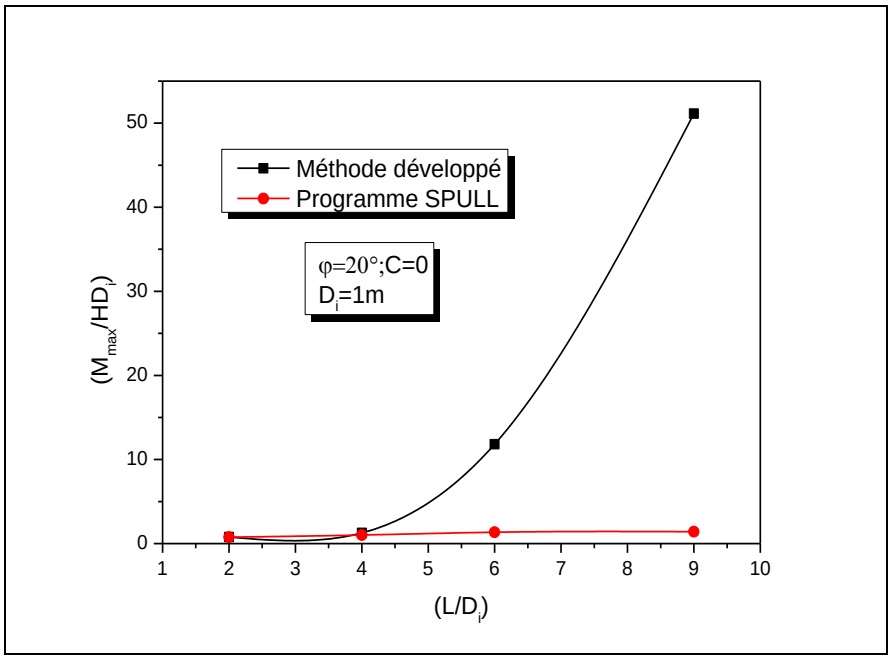


Figure III.37: *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

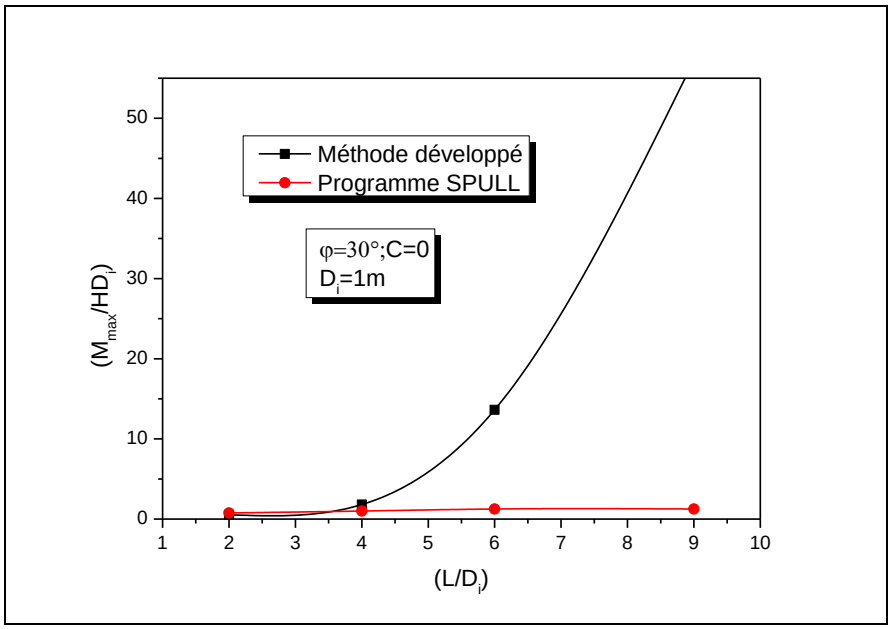


Figure III.38 : *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

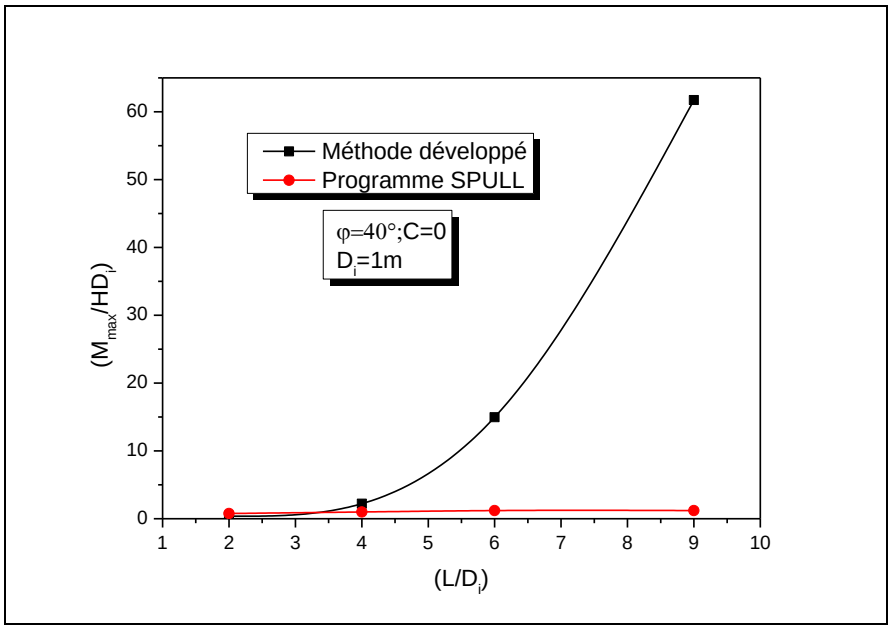


Figure III.39 : *Comparaison entre les moments maximaux obtenus à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

III.6.2 Comparaison des positions du centre de rotation

Concernant la comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée représentée dans les figures III.40, III.41 et III.42, on constate les résultats obtenus sont relativement proches pour tout les cas étudiés de l'angle de frottement.

Les résultats trouvés à partir de la méthode développée sont très stable en comparaison des résultats du programme SPULL.

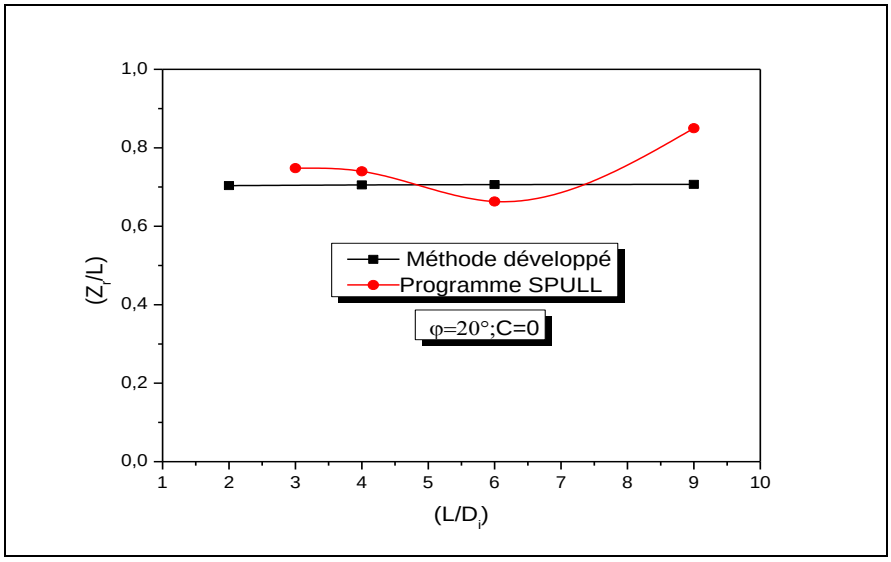


Figure III.40 : *Comparaison entre les positions de centre de rotation obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

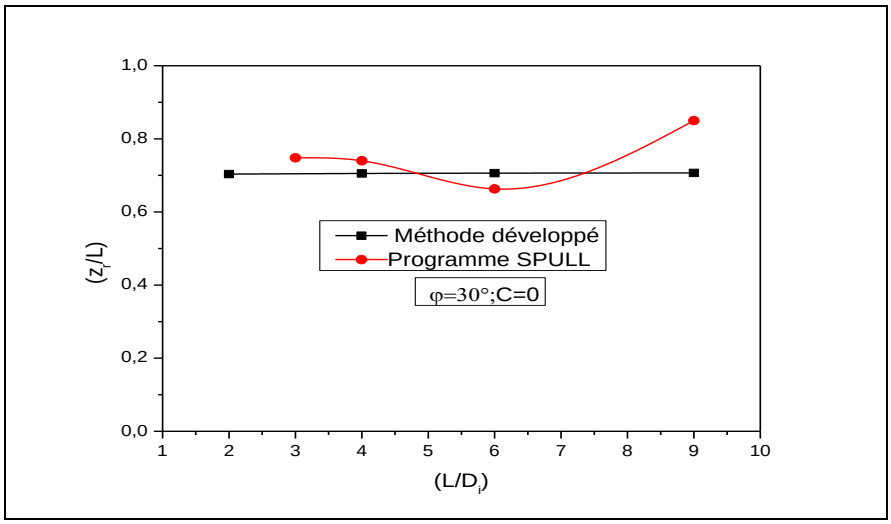


Figure III.41 : *Comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

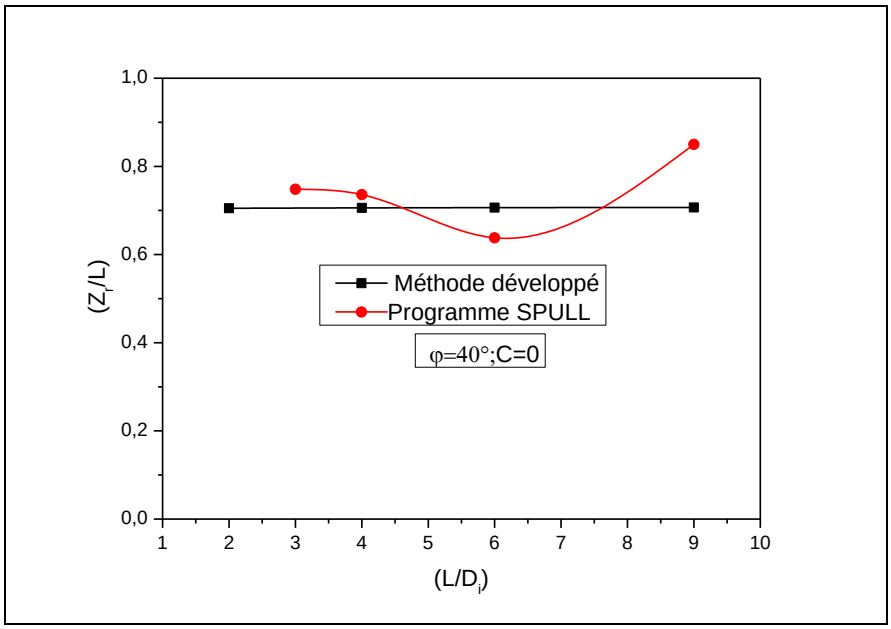


Figure III.42 : *Comparaison entre les positions de centre de rotations obtenues à partir du modèle numérique SPULL et la méthode développée.*

III.7 Conclusion

D'après l'analyse ci-dessus, on constate que :

Le moment maximal est une fonction du centre de rotation. La position du centre de rotation est une fonction de la charge latérale, de l'élancement et du type de sol.

Le moment maximal est très sensible au diamètre du pieu court, une petite augmentation diamètre de pieu court engendre une grande augmentation du moment maximal.

D'après la comparaison entre les deux méthodes étudiées, le modèle numérique SPULL et la méthode développée, on conclu que pour les fondations semi-profondes où, L/D_i compris entre 2 et 5 avec un diamètre qui est inferieur à 1m, la nouvelle méthode développée basée sur les notions de poussée et de butée de Rankine, donne un bon accord avec le modèle numérique élaboré SPULL.

On voit également que pour une grande augmentation de la charge horizontale, on obtient une augmentation assez faible du M_{max} .

CHAPITRE IV

LES MURS ANTIBRUIT : DEFINITION, ROLE ET CHARGES APPLIQUEES

Résumé:

Les fondations des murs antibruit sont généralement des fondations semi-profondes. Ces fondations requièrent une attention particulière au niveau de la conception. Ce chapitre constitue une synthèse bibliographique sur les murs antibruit, on donne d'abord les principaux types de murs antibruit disponibles sur le marché qui dépendent du choix du matériau, la localisation, les dimensions et la forme de mur antibruit , puis Des analyses sont réalisées pour déterminer les charges qui s'appliquent aux fondations supportant les murs antibruit.

IV.1 Introduction

Parmi les inconvénients environnementaux depuis le 21e siècle le bruit dû aux infrastructures de transports terrestres. Un moyen utilisé pour réduire ce bruit est de placer des protections acoustiques le long des grands axes routiers et ferroviaires. Actuellement, les choix de ces protections antibruit se portent généralement sur des solutions traditionnelles : écran droit, merlon, écran incliné, écran avec un couronnement.

IV.2 Avantages et inconvénients de l'utilisation des murs antibruit

L'emploi des murs antibruit seuls ou en combinaison aux talus en terre engendre une nette diminution du bruit routier d'environ 5 à 10 dB(A), ce qui est généralement perçu comme une atténuation du bruit allant de 25 à 50% , À cet égard, plusieurs effets bénéfiques peuvent être cités notamment sur les pratiques individuelles et la santé physique et mentale des individus vivant à proximité des autoroutes ainsi que sur certains aspects socio-économiques.

En contre partie, les effets moins souhaitables qui peuvent résulté de l'utilisation des murs antibruit se résument dans la création d'un sentiment d'isolement ou l'effet d'être emmuré, la fermeture du champ visuel, la création possible d'un microclimat en réduisant l'ensoleillement et en favorisant le développement de corridors de vent, la nécessité d'un entretien et un investissement en aménagement paysager conduisant subséquemment à des coûts élevés. Dans des situations bien particulières, l'utilisation des murs peut s'avérer peu efficace pour les étages supérieurs, pouvant même accroître les niveaux d'exposition si les écrans sont parallèles ou si les façades favorisent la réflexion des ondes.

IV.3 Types de murs antibruit

Les murs antibruit peuvent être divisées dans un premier temps en deux grandes catégories, les barrières supportées sur le sol et celle supportées sur une structure. Ensuite, dépendamment du matériau utilisé, elles peuvent être subdivisées en plusieurs catégories.

IV.3.1 Barrières supportées sur sol

Il existe trois types de base de barrières antibruit supportées directement sur le sol :

IV.3.1.1 Les talus en terre

L'aménagement d'un talus de terre en guise d'écran antibruit peut être une solution séduisante et peu coûteuse si l'on dispose de grandes quantités de terre excédentaire à proximité. Il faut cependant un espace suffisant pour l'assise du talus, ce qui est loin d'être évident en milieu urbain. Un talus de terre dépourvu de renforcement doit avoir une pente maximale de 45°, de sorte que sa largeur doit au moins être égale au double de sa hauteur. Si l'on prévoit un renforcement utilisant des éléments en métal, en plastique ou en béton, la pente du talus peut avoir une inclinaison plus forte sans risque de glissement de terrain, mais les coûts sont également plus importants.

Les avantages :

- solution peu coûteuse si l'on dispose de grandes quantités de terre excédentaire dans les environs;
- aspect “naturel”, à plus forte raison si le talus est tapissé de plantes;
- extrêmement durable: la durée de vie est illimitée;
- insensible aux graffitis.

Les inconvénients :

- exige beaucoup plus de place qu'un écran “mince” ordinaire. Il est toutefois possible de réduire l'espace nécessaire en aménageant un talus dont l'un des deux versants est renforcé, ce qui permet de réaliser une pente dont l'angle est supérieur à 45°;
- la protection acoustique est moins efficace que celle d'un écran mince de même hauteur;
- exige un entretien relativement important (tailler, faucher);
- obstrue le champ de vision des riverains et des usagers.

IV.3.1.2 Les murs antibruit

Sont utilisés pour la protection acoustique de l'environnement. Ils sont posés généralement le long des voies routières et ferroviaires proches des habitations afin de réduire les nuisances sonores générées par le trafic routier. Les murs antibruit sont fabriqués en béton, PVC, bois, aluminium, etc. Ces murs antibruit (parois verticales) est plus efficace qu'un talus en terre**.**

IV.3.1.3 Les murs antibruit combinés aux talus en terre

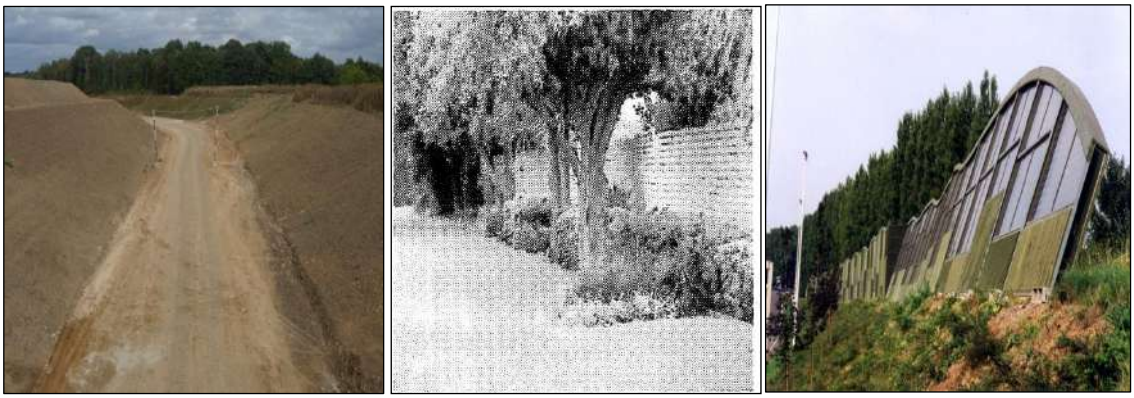


Figure IV.1 : *Les talus en terre, Les murs antibruit, Les murs antibruit combinés aux talus en terre.*

IV.3.2 Murs antibruit supportées sur structure

Deux principaux types d'écrans antibruit montés ou supportés sur structure peuvent être distingués, les murs antibruit sur pont et viaduc et les murs antibruit sur mur de soutènement



Figure IV.2 : *murs antibruit sur pont, murs antibruit sur viaduc, murs antibruit sur mur de soutènement.*

Dans les deux cas, les charges causées par la présence de ces murs doivent être considérées lors de la conception des structures qui les supportent.

IV.3.3 Matériaux utilises pour les murs antibruit

Jusqu'à tout récemment, presque la moitié des murs antibruit construits au monde étaient faits en béton. De nos jours, une grande variété de matériaux est utilisée pour la construction des écrans antibruit, chacun d'antre eux possédant ses avantages et ses inconvénients. Le choix du type de matériaux dépende de la nature et les besoins spécifiques du projet. La section qui suit présente brièvement les matériaux que l'on retrouve sur le marché et les considérations spécifiques à chacun d'entre eux.

IV.3.3.1 Murs antibruit en béton

Les écrans en béton se déclinent dans toutes les formes et dimensions; ils offrent dès lors une grande liberté sur le plan du façonnage. Les écrans peuvent être dotés de propriétés absorbantes: on utilise à cet effet des grains d'argile expansés, des grains de céramique ou des petits morceaux de pneus recyclés, tandis que la surface est gaufrée ou striée. Les atouts de ces écrans incluent leur durée de vie élevée, leur entretien réduit et les possibilités architecturales évoquées ci-avant. L'un des inconvénients réside dans l'aspect, car le béton offre peu de possibilités en termes de couleur. Dans la pratique, les écrans en béton ne s'intègrent généralement pas souvent de façon harmonieuse dans un paysage naturel ou champêtre.



Figure IV.3 : *Murs antibruit en béton*

IV.3.3.2 Murs antibruit en Métal

Les écrans fabriqués en tôle d'acier ondulée ou profilée sont utilisés comme des écrans non absorbants. Des cassettes rectangulaires en acier perforé, remplies de matériau absorbant (de la laine de verre ou de roche, par exemple), font partie des composants d'un écran absorbant.

Les murs antibruit métalliques ont une durée de vie acceptable, moyennant un entretien suffisant. Les versions absorbantes se caractérisent par une excellente capacité d'absorption acoustique dans la gamme de fréquences visée. Les murs antibruit métalliques peuvent être réalisés dans n'importe quelle couleur, mais présentent une flexibilité moindre au niveau du façonnage. Ils ne sont généralement pas très esthétiques et sont des éléments plutôt perturbants dans le paysage. Les graffitis sont difficiles à éliminer sur les versions absorbantes et les écrans en acier peuvent être attaqués par la corrosion.

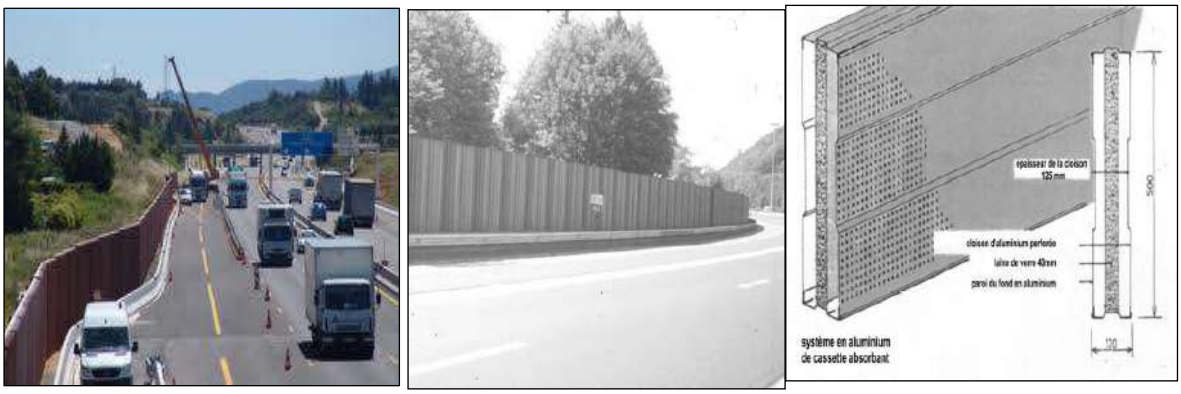


Figure IV.4 : *Murs antibruit métalliques*

IV.3.3.3 Murs antibruit en Briques et blocs de maçonnerie

De façon générale, ces murs sont construits manuellement ou pré-assemblés à partir de briques ou blocs de maçonnerie. Dans la plupart des cas, ils sont supportés sur des semelles filantes mais peuvent aussi être montés sur des poutres de support dont les extrémités reposent sur des fondations isolées ou encore des pieux. L'érection de ce type de mur nécessite l'installation d'un échafaudage. De plus, ils ne sont pas recommandés dans les régions nordiques où les conditions qui y prévalent peuvent faciliter leur détérioration.



Figure IV.5 : *Murs antibruit en briques et blocs de maçonnerie*

IV.3.3.4 Murs antibruit en Bois

Les murs antibruit peuvent également être réalisés en bois. À cet effet. D'un point de vue écologique, le bois dur tropical est bien entendu une solution peu judicieuse. Le traitement imputrescible du bois européen exige l'utilisation de produits chimiques extrêmement toxiques, néfastes pour l'environnement.

Malgré le traitement, la durée de vie de ces murs antibruit bois demeure assez limitée. Il faut toutefois admettre qu'un mur en bois présente un caractère “chaud” et “naturel” que les murs en béton ou en métal ne possèdent pas. Le bois peut aussi être combiné à un autre matériau, du verre par exemple.



Figure IV.6 : *Murs antibruit réalisé en bois*

IV.3.3.5 Murs antibruit en verre ou plexiglas (transparents)

Les murs transparents peuvent être réalisés en verre ou en plastique transparent (du polycarbonate ou du polyméthacrylate de méthyle (PMMA)). Le verre présente l'avantage d'être plus lourd, alors que le plastique est moins susceptible de casser. Les écrans transparents offrent l'avantage majeur de ne pas entraver le champ de vision des riverains et des usagers, de sorte que leur installation est moins gênante. En principe, les écrans transparents sont donc plutôt réservés à une utilisation en milieu urbain.

L'écran doit cependant conserver ses qualités de Transparence: celles-ci peuvent être amoindries par la saleté, la poussière, la condensation ou les graffitis. Ces écrans transparents ne sont pas absorbants et leurs prestations acoustiques sont par conséquent inférieures à celles des écrans absorbants. Le verre présente de surcroît l'inconvénient spécifique d'être sensible et de rompre plus aisément (vandalisme ou projection de pierres par les pneus des véhicules).

C'est pourquoi le bord inférieur d'un écran transparent est généralement réalisé dans un autre matériau (métal, béton, bois).



Figure IV.7 : *Murs antibruit réalisé en verre ou plexiglas (transparents)*

Les avantages :

- poids suffisant par m^2 (surtout le verre);
- n'obstruent pas (ou de façon moins importante) le champ de

vision et permettent ainsi aux usagers de s'orienter et d'admirer le paysage;

- durables (encore quelques incertitudes concernant le polycarbonate);
- résistants aux rayons ultraviolets (UV) (encore quelques incertitudes concernant le polycarbonate).

Les inconvénients :

- sensibles au vandalisme (bris) (sauf le polycarbonate et le polyméthacrylate de méthyle (PMMA));
- non absorbants;
- les écrans en plastique sont inflammables;
- deviennent sales sous l'effet de la poussière et de la pluie. Les panneaux modernes recevraient cependant un traitement antisalissure et devraient dès lors être nettoyés moins souvent;
- peuvent présenter une opacité temporaire à cause de la condensation;
- bien que les plaques modernes de polycarbonate soient munies d'un film protecteur contre les UV, il n'a pas encore été démontré avec certitude que ce matériau n'est pas affecté à long terme (> 10 ans) par les UV (jaunissement);

- le PMMA est un peu moins solide (moindre capacité de résistance au vent, aux impacts, etc.); dans la pratique, ce point faible est néanmoins compensé en armant les plaques.

IV.3.3.6 Murs antibruit en plastique (non transparents)

Les murs antibruit en plastique non transparents constituent une alternative récente aux écrans métalliques. Ces écrans se composent d'éléments en PVC perforé et peuvent inclure une couche de laine de roche qui leur confère de grandes qualités d'absorption acoustique.

Ce système offre une grande flexibilité au niveau des couleurs, mais les possibilités de façonnage sont moins nombreuses. Ils présentent l'avantage de pouvoir être fabriqués à partir de plastique recyclé et d'être eux-mêmes recyclables. Ces écrans peuvent prendre l'apparence du bois et s'intègrent ainsi de manière plus esthétique dans le paysage.

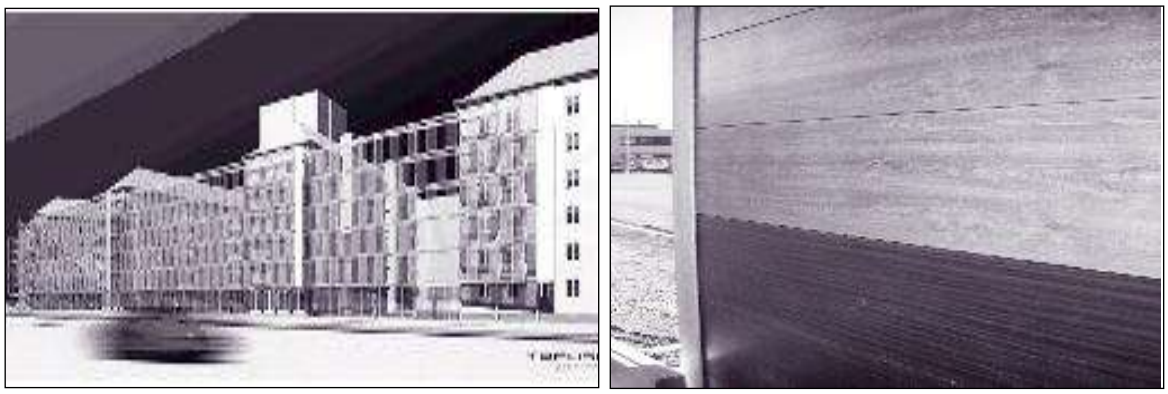


Figure IV.8: *Murs antibruit réalisé en plastique (non transparents)*

Les avantages :

- grande flexibilité au niveau de la couleur. Permet même d'imiter le bois;
- excellente absorption acoustique;
- peuvent être fabriqués à partir de plastique recyclé et sont euxmêmes recyclables;
- peuvent recevoir une couche de protection antisalissure;
- les graffitis peuvent être éliminés à l'aide de détergent;
- stabilité des couleurs et résistance aux UV, durée de vie élevée.

Les inconvénients :

- nouveau produit, pour lequel il n'existe donc pas d'évaluation à long terme;
- obstrue le champ de vision;
- la fabrication du PVC requiert l'utilisation de produits chimiques toxiques;

- l'élimination des graffitis se fait à la main, avec du détergent (de l'acétone, par exemple); elle nécessite donc du temps (et est par conséquent coûteuse) et est peu écologique.

IV.3.3.7 Murs antibruit de verdure

Les murs antibruit « VERTS » sont généralement réalisés en bois, en terre cuite, en béton ou en éléments métalliques et sont ensuite remplis de terre. Des plantes sont semées dans cette terre et recouvrent progressivement l'ensemble de la construction. On obtient ainsi un mur antibruit très “naturel”. Le rôle de la végétation est purement esthétique: l'absence ou la présence de plantes n'a guère d'influence sur le plan acoustique. Ce type d'écran antibruit s'intègre de façon plus harmonieuse dans le paysage, ce qui constitue un atout majeur. Les coûts d'entretien d'un tel écran sont généralement élevés (tailler les plantes, remplacer les sujets qui ont dépéri, etc.) et il est souvent nécessaire de les irriguer. En guise d'alternative à un écran où les plantes poussent “à l'intérieur” (la terre se trouve donc dans l'écran même), on peut envisager de faire croître la végétation “contre” l'écran. On utilise souvent du lierre à cet effet, que l'on fait par exemple grimper le long d'un écran en béton présentant une texture brute, afin de donner une meilleure “prise” à la plante.



Figure IV.9 : *Murs antibruit de verdure*

Les avantages :

- possibilité de créer un ensemble très esthétique, qui s'intègre aisément dans le paysage naturel;
- la longévité est déterminée par le matériau de base et peut donc être élevée. La durée de vie peut être supérieure à 30 ans dans le cas d'écrans en béton;
- un écran couvert de verdure peut également offrir une valeur ajoutée écologique, car des petits animaux (araignées, insectes,...) viennent s'y installer.

Les inconvénients :

- exige généralement beaucoup de soins et d'entretien. Les entretiens sont souvent fréquents les premières années, mais un seul entretien par an suffit habituellement une fois que la végétation a terminé sa croissance;
- la terre peut être lessivée par les pluies ou devenir très sèche, ce qui provoque la mort de la végétation. Un système d'irrigation peut contribuer à résoudre le problème, mais augmente les coûts;
- en dépit de son aspect naturel, un écran de verdure obstrue également le champ de vision des riverains et des usagers.

IV.4- Charges appliquées

Les murs antibruit doivent être conçus de manière à offrir une résistance et une intégrité suffisantes pour supporter effectivement et en toute sécurité les charges pouvant être raisonnablement prévues compte tenu de la durée de vie de ces ouvrages. Ainsi, comme pour tout autre projet de construction, l'étude des charges est une étape cruciale qui doit être faite avec un grand soin. En effet, une sous-évaluation des charges ou l'oubli de certaines d'entre elles peut conduire à l'effondrement de l'ouvrage. D'autre part, une surévaluation des charges apporte surtout des conséquences de nature économique.

Les charges à considérer dans la conception des murs antibruit se divise en deux catégories :

- Les charges de gravité ;
- Les charges latérales.

IV.4.1 Les charges de gravité

Les charges de gravité agissement verticalement. Elles sont dues à l'accélération de la gravité.

IV.4.1.1 Charges mortes

Aussi appelées charges permanentes, comprennent dans le cas des murs antibruit le poids de toutes les composantes structurales du mur, notamment les poteaux, les panneaux, les poutres, s'il y a lieu, et les fondations. Dans le cas des murs fondés sur semelle filante ou carrée, le poids du sol sur la semelle fait partie des composantes non structurales à considérer.

Le point d'application des charges mortes se situe au centre de gravité respectif de chacune des composantes considérées.

IV.4.1.2 Charge due à l'accumulation de la glace

La charge due à la glace ou au verglas représente un type particulier de charges mortes dites occasionnelles. Elle survient lors de conditions climatiques particulières où l'eau gèle et s'accumule sur les surfaces exposées des panneaux ou du mur. Dans certaines pratiques, notamment pour les structures de signalisation, on suppose que la glace s'accumule uniquement sur un seul côté. Dans notre cas, nous l'avons considérée sur les deux surfaces verticales du mur et sur son épaisseur également.

IV.4.1.3 Surcharge d'utilisation

Cette charge, aussi appelée charge due à l'usage ou charge vive, n'a pas un caractère permanent et ne s'applique que dans des cas bien particuliers où la partie inférieure du mur antibruit retient un remblai sur lequel se retrouve une surcharge.

IV.4.2 Charges latérales

IV.4.2.1 Charges dues au vent

Le vent soumet la structure à une force latérale déstabilisatrice en exerçant une pression sur une de ses surfaces. Cette charge agit perpendiculairement au mur et est répartie uniformément sur sa surface. Elle varie selon la localisation géographique et la hauteur du mur.

IV.4.2.2 Charges sismique

Il convient d'envisager un recours au calcul parasismique pour les structures construites dans toutes les régions du Canada, bien que l'importance des effets des séismes puisse varier considérablement d'une région à une autre. L'analyse peut comporter différentes facettes dépendamment de l'envergure, de l'importance du projet et du degré de sécurité jugé acceptable. En ce qui à trait à la conception des écrans antibruit, il nous parait raisonnable de ne considérer que la méthode statique et de juger non nécessaire l'application d'une analyse dynamique complète.

IV.4.2.3 Poussée latérale des terres

Cette charge latérale s'applique seulement dans le cas de murs antibruit de soutènement partiel où une partie du mur est amené à retenir un remblai. Elle doit être évaluée à l'aide de méthodes d'analyse reconnues en utilisant les paramètres de sol non pondérés.

IV.4.2.4 Charge due à l'impact des véhicules

Lorsque la barrière antibruit est située au bord de la chaussée ou à une distance relativement proche et qu'il y a risque d'impact causé par la collision d'un véhicule, les éléments du mur pouvant être frappés doivent être conçus en prévision d'un impact possible ou protégés adéquatement contre le choc en utilisant une barrière de sécurité. Pour tenir compte des forces d'impact, des forces statiques équivalentes peuvent être appliquées horizontalement à 1.20 m au dessus du niveau du sol.

IV.4- Conclusion

La conception des fondations des murs antibruit peuvent varier d'un projet à l'autre, et ce, même dans le cas des projets similaires. Et à cause de l'absence d'une normalisation, il est difficile de faire une optimisation de la conception de ces derniers, et cela à un impact direct sur les couts de réalisation des murs antibruit, qui est dans le cas général représente environ 30% du cout total de ces projets.

Le chargement appliqué aux fondations des murs antibruit joue un rôle important pendant la conception de ces fondations, la majorité des logiciels existants nécessitent une définition des dimensions de la fondation et le chargement appliqué.

CHAPITRE V

APPLICATION AUX FONDATIONS SEMI-PROFONDES DES MURS ANTIBRUIT

Résumé:

Contrairement aux ouvrages de génie civil de grande échelle, les fondations des murs antibruit requièrent une attention particulière au niveau de la conception. En effet, une part importante des coûts est associée à leur construction en comparaison à la valeur totale de ce type de structure.

On se consacre dans ce chapitre à l'application du modèle numérique élaboré SPULL dans le chapitre II et la méthode développé dans le troisième *chapitre pour le dimensionnement des fondations des murs antibruit.*

V.1 Introduction

Quand un mur antibruit est soumis à des charges latérales au sommet (vent, séisme ou poussées latérales de terre), il transfère les charges à sa fondation comme un moment fléchissant, une charge verticale et une force latérale. Le moment est habituellement grand en raison de la hauteur du mur, qui se situe généralement entre 5 et 15 mètres. Le poids du mur et les surcharges sont appliquées sur le sommet de la fondation semi-profonde. La fondation semi profonde du mur antibruit, à son tour, transfère les charges au sol environnant. Par conséquence, cette fondation subit une translation et une rotation dans le sol.

Comme la déflexion latérale de la fondation semi-profonde est très importante du point de vue conception, il est souhaitable de prévoir ces déflexions aux conditions maximales de chargement d'une manière que soit acceptable pour les ingénieurs de conception. Cela doit être fait avec une précision raisonnable afin que la fondation ne soit pas conçue de façon exagérée.

Ce chapitre donne une application de dimensionnement des fondations des murs antibruit, en utilisant le modèle numérique SPULL élaboré dans le chapitre II et la méthode développée dans le troisième chapitre.

V.2 Application du modèle numérique SPULL pour le dimensionnement d'une fondation semi-profonde de mur antibruit

V.2.1 fondation semi-profonde dans un sol pulvérulent

Comme une application au programme numérique SPULL, on considère un exemple d'un mur antibruit présenté dans la figure V.1. Ce mur et d'épaisseur égale à 0.3m et de longueur de 10 m, localisé dans un sol purement pulvérulent dont la cohésion du sol est nulle. L'angle de frottement du sol est égal à 30°. Dans cette application on fait varier la longueur L et le diamètre Di du pieu court, tout en gardent l'élancement constante, soit($L/D_i = 4$). La rigidité à la flexion du pieu court est donc variable en fonction de D_i. Le coefficient de poussée active est égal à 0.333, le coefficient de poussée passive est égal à 3.0 et le coefficient des terres au repos égal a 0.5. Le poids volumique de sol est égal à 16KN/m^3.

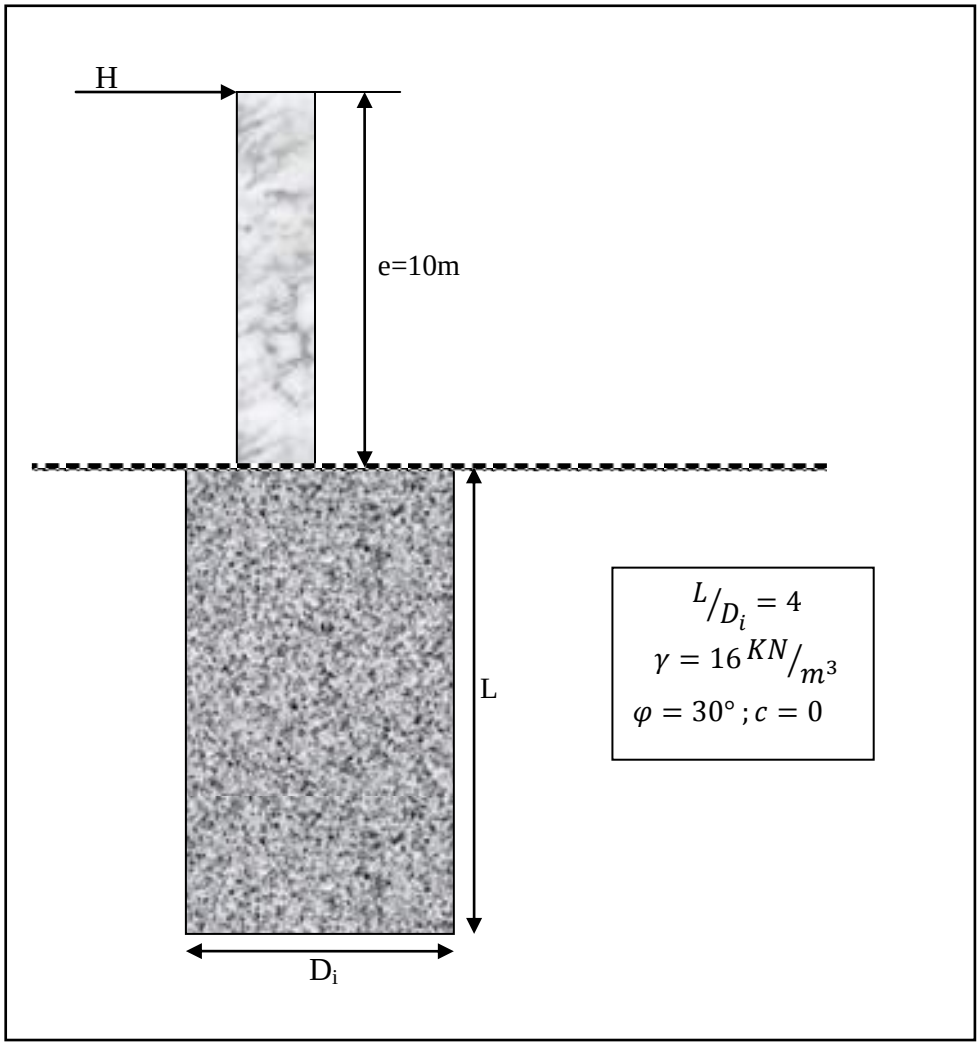


Figure V.1 : *Exemple d'un mur antibruit chargé latéralement*

La charge horizontale H égale à 100KN et appliquée à la tête du mur antibruit. Elle est calculée à partir de la résultante des forces extérieures appliquées sur le mur. Cette charge est remplacée par une force horizontale H et un moment de renversement $M = H.e$ qui sont appliqués à la tête de la fondation semi-profonde du mur antibruit comme il est représenté dans la figure V.2.

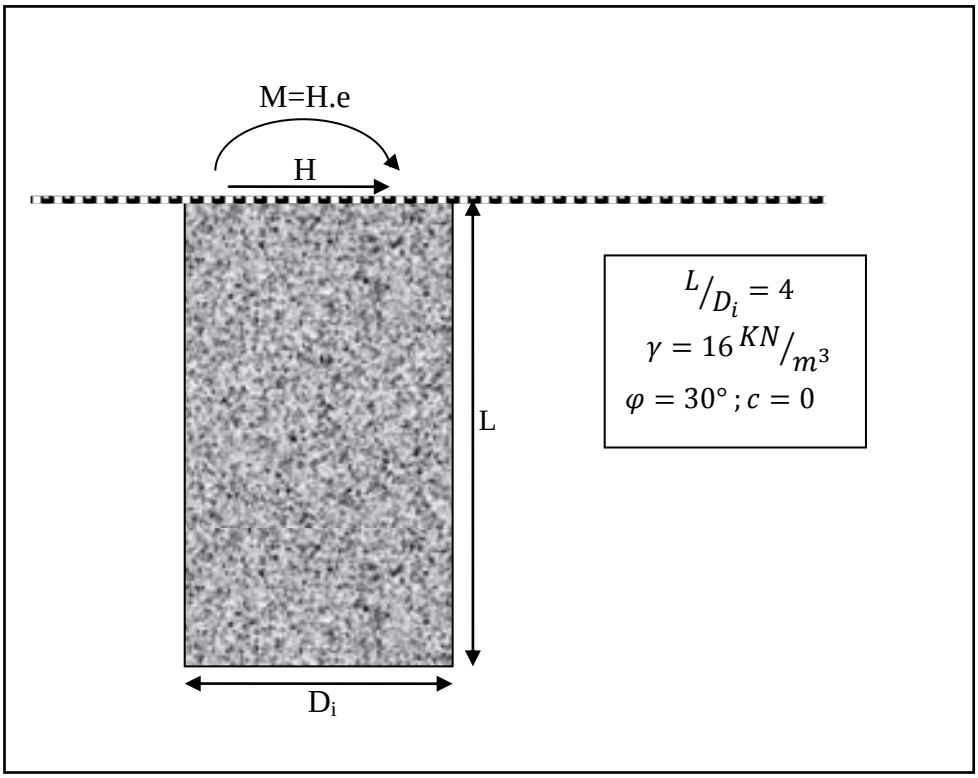


Figure V.2 : *Fondation semi profond du mur antibruit chargé latéralement*

Les résultats d'analyse sont reportés dans les Figures V.3 et V.4. Ces figures montrent les profils de déplacement et des moments fléchissant en fonction de la profondeur de la fondation semi-profonde.

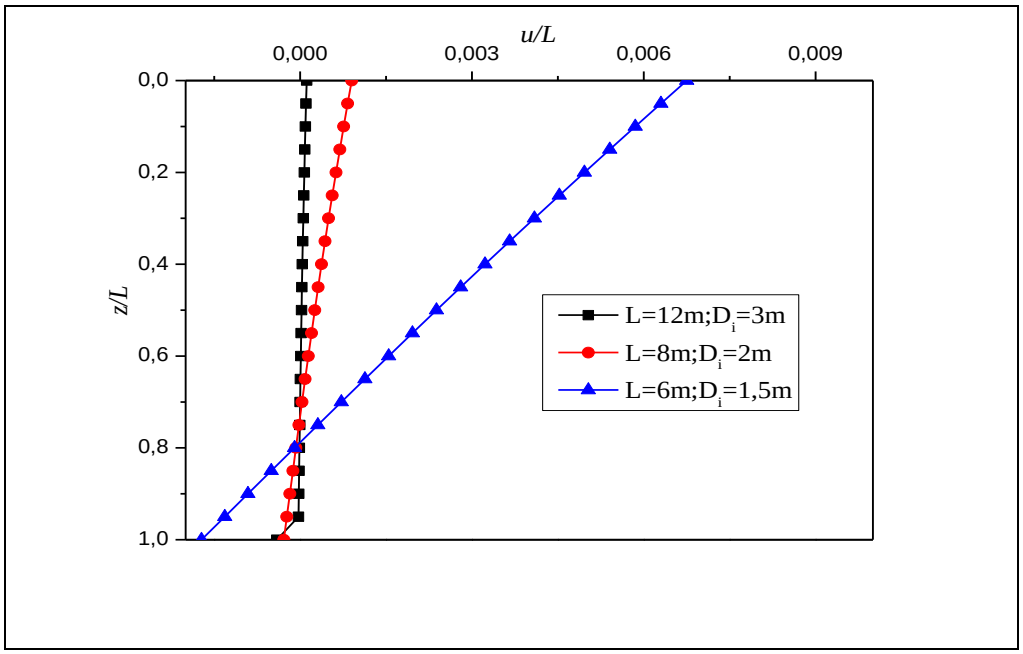


Figure V.3 : *Profils de déplacement latéral pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol pulvérulent selon le programme SPULL.*

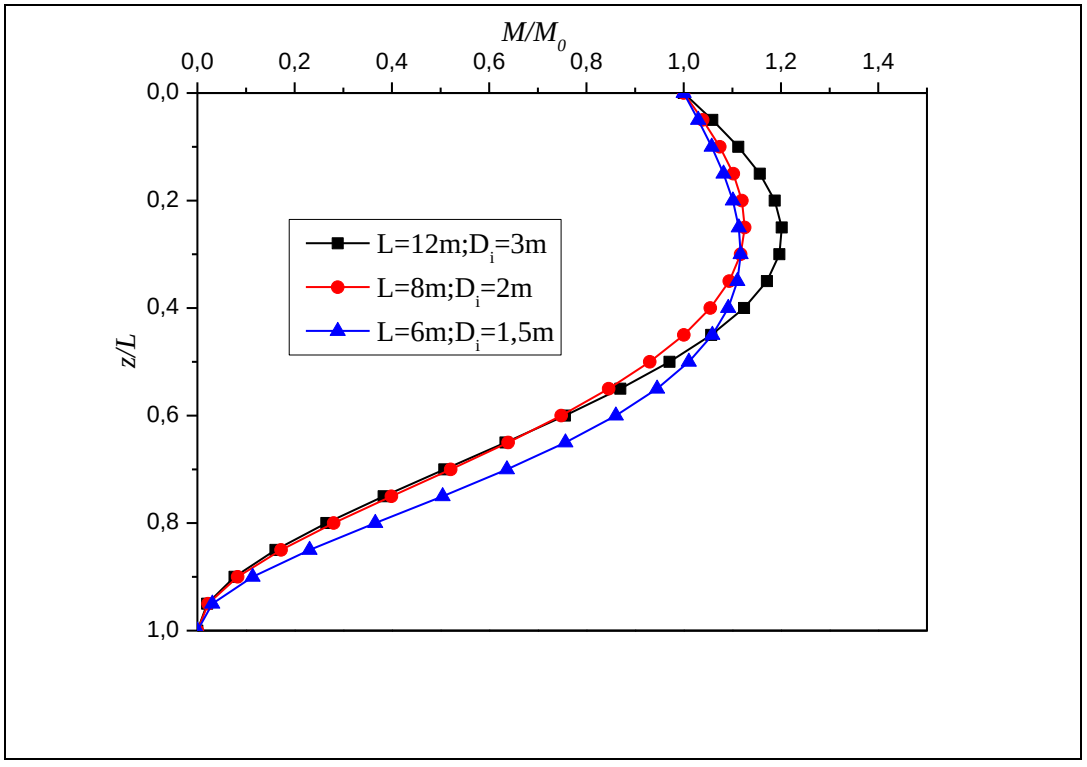


Figure V.4 : *Profils de moment fléchissant pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol pulvérulent selon le programme SPULL.*

En examinant les résultats obtenus pour un sol purement cohésif, on constate que le déplacement latéral donne une valeur maximale à la tête du pieu court. Cette valeur elle très sensible au diamètre D_i du pieu, plus le diamètre est grand plus le déplacement latéral diminue. Ce résultat est très logique, à cause de la rigidité du pieu court qui augmente en fonction du diamètre du pieu court.

Concernant les résultats obtenus du moment fléchissant à partir de la figure V.4, on constate une légère différence entre les moments adimensionnels pour les différents diamètres choisis.

V.2.2 fondation semi-profonde dans un sol cohésif

Comme une application au programme numérique SPULL, on considère un mur antibruit présenté dans la figure V.2. Ce mur et d'épaisseur égale à 0.3m et de longueur de 10 m, situé dans un sol purement cohésif dont l'angle de frottement du sol est nul. La cohésion du sol est égale à 30kpa. Dans cette application et comme on a vu dans le cas du sol pulvérulent on fait varier la longueur L et le diamètre D_i du pieu court, tout en gardant l'élancement constante, soit($L/D_i = 4$). La rigidité à la flexion du pieu court est varie donc en fonction de D_i. Le poids volumique de sol est égal à 16KN/m^3.

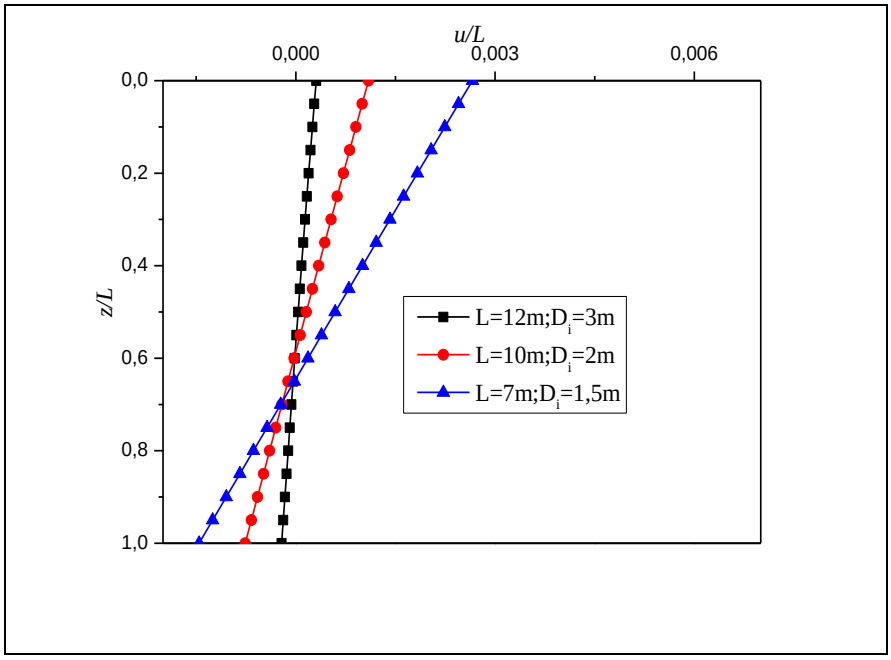


Figure V.5 : *Profils de déplacement latéral pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol cohésif selon le programme SPULL.*

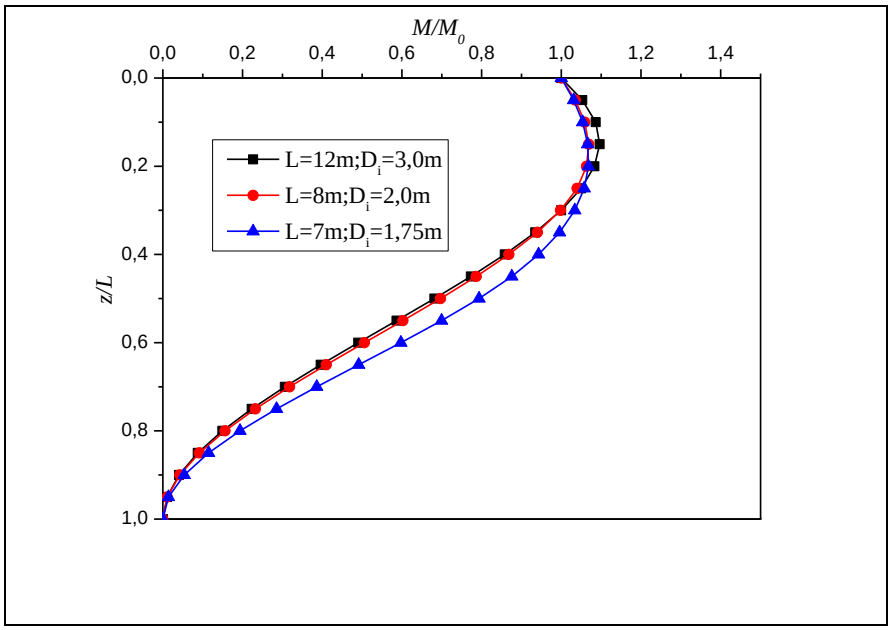


Figure V.6 : *Profils de moment fléchissant pour une fondation d'un mur antibruit fiché dans un sol cohésif selon le programme SPULL.*

Comme on a vu pour les sols pulvérulents, pour un sol cohésif, et d'après les résultats obtenus, on constate que les déplacements latéraux sont très sensibles au diamètre de la fondation semi profonde. Pour le moment fléchissant, une légère différence entre les moments adimensionnels pour les différents diamètres choisis, a été constatée

V.3 Conclusion

A partir de cette application de dimensionnement des fondations semi-profondes par le modèle numérique SPULL, on constate que il ya plusieurs paramètres qui peuvent influer sur le comportement de la fondation, comme la cohésion et l'angle de frottement du sol, et les caractéristiques de fondation semi-profonde comme la longueur le diamètre de la fondation.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche numérique et analytique pour l'analyse des fondations semi-profondes sous chargement latéral, et leur application au dimensionnement des fondations des murs antibruit.

A travers une synthèse bibliographique, nous avons décrit le comportement des pieux courts en décrivant les différentes méthodes numériques et analytiques appliquées pour la conception des pieux courts sous chargement latéral dans de nombreux cas. Nous avons aussi passé en revue un demi-siècle de caractérisation du comportement des pieux et pieux courts à partir des observations in situ et au laboratoire, en mettant l'accent sur les paramètres influençant la capacité portante. On retient l'apport important des méthodes de calcul de la capacité portante dans les prévisions du comportement en déplacement des pieux isolés sous chargement axial et latérale.

L'objectif principal de ce travail de recherche présenté dans ce mémoire vise essentiellement l'exploration numérique des pieux courts chargés latéralement dont laquelle nous avons consacré une large étude à la modélisation numérique par la méthode des différences finies, où un modèle numérique SPULL a été élaboré, et qui comprend les comportements linaire et non-linéaire des fondations semi-profonds. Le déplacement horizontal, la rotation et le moment fléchissant sont des grandeurs exprimés en termes adimensionnels dont lesquelles l'élancement du pieu court, la cohésion et l'angle de frottement du sol exprimés en termes de facteurs d'influence dans un sol caractérisé par un comportement élastique parfaitement plastique.

Ensuit une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations semi-profondes a été développée qui se base sur les notions de poussé et de butée de Rankine. Un examen est fait pour le but d'obtenir des solutions pratiques permettent la conception d'un pieu court chargé latéralement. La comparaison entre la nouvelle méthode développée et le modèle numérique SPULL montre que malgré cette nouvelle méthode développée donne un bon accort avec le modèle numérique SPULL pour les petites valeurs de l'élancement, elle montre une limitation pour les pieux relativement profonds.

Le travail de recherche proposé dans ce mémoire se termine par une application de dimensionnement des fondations des murs antibruit, en utilisant le modèle numérique élaboré SPULL et la méthode analytique développé. Cette

application montre l'effet très important du diamètre de pieu court sur dimensionnement des fondations des murs antibruit.

Les perspectives ouvertes par ce travail sont les suivantes :

Un travail expérimental pour le but de bien comprendre le comportement des pieux courts, et pour éclairer les pratiques de dimensionnement de ce type de fondations.

Il serait intéressant d'élargir le modèle numérique élaboré SPULL au cas des chargements cycliques et aux effets du temps et faire des validations à partir des données expérimentales obtenues sur les fondations semi- profondes des ouvrages réels

Références bibliographiques

[1] **AASHTO. (1992).** Revisions to Guide Specifications for Structural Design of Sound Barriers.

[2] **Baker et al. (1992).** Drilled Shafts for Bridge Foundations; FHWA RD, pp. 92-004

[3] **Balfour Beatty Construction Ltd. (1986).** Report on foundation design for overhead catenary system. Tuen Mun LRT Interim Report, BBPCL,

[4] **Banerjee, P.K., and Davies, T.G. (1978).** The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Nonhomogeneous Soils. Geotechnique, Vol. 28, No.3, pp. 309-326.

[5] **Bartolomey, A.A. (1977).** Experimental Analysis of Pile Groups Under Lateral Load. Proc. of the Special Session 10 of the 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Tokyo, pp. 101-108.

[6] **Bhushan, K. Haley, S.C., and Fong, P.T. (1979).** Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 105, No GT8, pp. 969-985.

[7] **Bhushan, K., Lee, L.J., and Grime, D.B. (1981).** Lateral Load Tests on Drilled Piers in Sand, Drilled Piers and Caissons: Proceedings of a Session at the ASCE National Convention, St Louis, MO, USA. Conference Code: 00225. P. 114-131.

[8] **Bipul Chandra Das. (2012).** An experimental study on response of single short piles under lateral load in layered soil, master of civil engineering thesis submitted to the jadavpur university, Faculty of engineering and technology, department of civil engineering.

[9] **Brinch-Hansen, J. (1961).** The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Bulletin No. 12,Geoteknisk Institute (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, 5-9.

[10] **Broms, B. B. (1964a).** Lateral resistance of piles in cohesive soils. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 90(2): 27-63.

[11] **Broms, B. B. (1964b).** Lateral resistance of piles in cohesionless soils. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 90(3): 123-156.

[12] **Burnett, D.S. (1987).** Finite Element Analysis. Addison-Wesley, Reading.

[13] **Chandrasekaran, V.S., and King, G.J.W. (1982).** Laterally Loaded Piles: Finite Element Analysis and Design and Pilot Centrifugal Model Studies. Internal Report, The University of Liverpool.

[14] **Chia-Cheng Fan, James H. Long. (2005).** Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand, is the part of Computers and

Geotechnics 32 (2005) 274–289.

[15] **Czerniak, E.(1957).** Resistance to overturning of single short piles. Journal of Structural Division, Proc. of ASCE 83 (ST2), pp, 1-25.

[16] **Davisson, M.T. (1960).** Behaviour of Flexible Piles Subjected to Moment, Shear and Axial Load, PhD Thesis. University of Illinois.

[17] **Davisson, M.T., and Gill, H.L. (1963).** Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1605-1627.

[18] **Desai, C.S., and Abel, J.F. (1972).** Introduction to the Finite Element Method. Van Nostrand Reinhold Company, New York.

[19] **Desai, C.S., and Kuppusamy, T. (1980).** Application of a Numerical Procedure for Laterally Loaded Structures. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, pp. 93-99.

[20] **Desai, I.D., and Chandrasekaran, V.S. (1980).** Displacements of Laterally Loaded Circular Wells. Conference in Geotechnical Engineering, Geotech 80, Bombay, pp. 165-170.

[21] **Dickin EA, King GJW, Laman M. (1999).** The behaviour of short pier foundations subject to lateral load in cohesionless soil. In: Kumar B, Topping BHV, editors. Proceedings of International Conference on Civil and Structural Engineering Computing. Edinburgh, UK: Civil Comp Press. p. 197–204.

[22] **Dickin EA, Nazir R. (1992).** Overturning resistance of short piled foundations in sand, GEOTROPIKA`92, International Conference on Geotechnical Engineering, Malaysia,

[23] **Dickin EA, Nazir R. (1994).** Geometric factors Influencing the Behaviour of side-bearing foundations in sand. Leung CF, Lee FH, Tan TS, editors. CENTRIFUGE `94, Singapore. Rotterdam: A.A. Balk-ema;. p. 527±32.

[24] **Dickin EA, Nazir R.(1994a).** Appraisal of design methods for laterally loaded short piles in sand, In: GEOTROPIKA `94, International Conference on Geotechnical Engineering, Malaysia,

[25] **Dickin, E.A. & Nazir, R. (1999).** Moment-carrying capacity of short pile foundations in cohesionless soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125(1), pp.1-10.

[26] **Douglas, D.J., and Davis, E.H. (1964).** The Movement of Buried Footings Due to Moment and Horizontal Load and the Movement of Anchor Plates. Geotechnifi Vol. 14, pp. 115-132.

[27] **Edwards, L.W. (1979).** Non-Linear Finite Element Analysis of Embankments, Engineering Software Proceedings, pp. 599-613.

[28] **Gabr, M.A., and Borden, R.H. (1990).** Lateral Analysis of Piers Constructed on Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No 12, pp. 1831-1850.

[29] **Gabr, M.A., Lunne, T., and Powell, J.J. (1994).** P-y Analysis of Laterally Loaded Piles in Clay Using DMT. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No 5, pp. 816-837.

[30] **Georgiadis, M., and Butterfield, R. (1982).** Laterally Loaded Pile Behaviour. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. GT1, pp. 155-165.

[31] **Georgiadis, M., and Butterfield, R. (1982).** Laterally Loaded Pile Behaviour. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. GT1, pp. 155-165.

[32] **Greer, D.M. and Gardiner, W.S. (1986).** Construction of Drilled Pier Foundations; Wiley and Sons.

[33] **Guo WD. (2008).** Laterally loaded rigid piles in cohesionless soil. Computers and Geotechnics 45(5):676–97.

[34] **Hamilton, J.M., and Phillips, R. (1991)**. Centrifuge Study of Laterally Loaded Behaviour in Clay. Centrifuge 1991, Balkema, Rotterdam, pp. 285-292.

[35] **Hetenyi, M. (1946).** Beams on Elastic Foundations. University of Michigan Press.

[36] **Hough, B. K. (1969).** Basic Soils Engineering, 2nd Edition

[37] **Huebner, K.H. (1975).** Finite Element Method for Engineers. Wiley, New York.

[38] **Ismael and Klym. (1979).** Pore-Water Pressures Induced by Pile Driving, ASCE Proceedings, November 1979, GT-11.

[39] **King GJW, Laman M. (1996).** Numerical studies of the moment carrying capacity of a short pier foundation in a clay soil. Int J Numer Anal Meth Geomech; 20, Pp. 431–42.

[40] **King, G.J.W. (1977).** An Introduction to Superstructure/Raft/Soil Interaction. Proc. Int. Symp. on Soil-Structure Interaction, Roorkee, India, pp. 453-466.

[41] **Kramer, S.L., (1992).** Use of Air Bag System for Instrumentation of Lateral Load Tests on Previously Installed Pipe Piles. Geotechnical Testing Journal, GTJOD. 15, No. 4, pp. 399-403.

[42] **Laman M, King GJW, Dickin EA. (1999).** Three dimensional finite element studies of the moment-carrying capacity of short pier foundations in cohesionless soil. Computers and Geotechnics, 25(3):141–55.

[43] **Laman M, Uncuoglu E.(2008).** Prediction of the moment capacity of pier foundations in clay using neural networks. Kuwait J. Sci. Eng. 36 (IB) pp. 33-52.

[44] **Laman, M. (1995).** The moment carrying capacity of short pier foundations in clay. Ph.D. dissertation. University of Liverpool, U.K.

[45] **Liang, R.Y., (2002)**. Drilled Shaft Foundations for Noise Barrier Walls and Slope Stabilization, Final Report, FHWA/OH-2002/038, ODOT.

[46] **Lianyang Zhang. (2008).** Nonlinear analysis of laterally loaded rigid piles in cohesionless soil, Computers and Geotechnics 36 (2009) 718–724.

[47] **Mabsout, M., L. Reese, J. Tassoulas. (1995).** Study of pile driving by finite-element method. J. Geotechnical Engineering, ASCE, 121(7), pp. 535–543.

[48] **Matlock, H. (1970).** Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. Proceedings of the Offshore Technology Conference, 2nd Conf. Houston, Texas, Paper OTC1204, pp. 577-594.

[49] **Matlock, H., and Reese, L.C. (1960).** Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of The ASCE, Vol. 86, No. SM5. pp.63-91.

[50] **Matthew Justin Helmers. (1997).** use of ultimate load theories for design of drilled shaft sound wall foundations, master of science Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University

[51] **McClelland, B., and Focht, J.A. (1956).** Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 82, No. SM 4, Proc. Paper 1081, pp. 1-22.

[52] **McCorkle, B.L. (1969).** Side-Bearing Pier Foundations. Civil Engineering, ASCE, pp. 65-66.

[53] **Mestat, P. et Prat, M. (1999).** Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil. HERMES science publication, pp.934

[54] **Meyerhof, G. G., and Ranjan, G. (1972).** The bearing capacity of rigid piles under inclined load in sand. I. Vertical Piles. Canadian Geotechnical Journal, 9, pp. 430-446.

[55] **Meyerhof, G. G., and Sastry, V. V. R. N. (1985).** Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal, 22, pp. 267-276.

[56] **Meyerhof, G. G., Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981).** Lateral Resistance and Deflection of Rigid Walls and Piles in Layered Soils. Canadian Geotechnical Journal, 18(2), pp. 159-170.

[57] **Mindlin, R.D. (1936).** Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. Physics, 7, pp. 195-202.

[58] **Murf, J.D., and Hamilton, J.M. (1993).** P-Ultimate for Undrained Analysis of Laterally Loaded Piles. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 1, pp. 91-107.

[59] **Nawari, N.O., Liang, R. & Nusairat, J. 1999.** Artificial intelligence techniques for the design and analysis of deep foundations. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. Retrieved from http://www.ejge.com/1999/Ppr9909/Ppr9909.htm on 25 November 2004.

[60] **Nazir, R.B. (1994).** The moment carrying capacity of short piles in sand. Ph.D. dissertation. University of Liverpool, U.K.

[61] **O'Neill, Michael W., and Reese, Lymon C. (1999).**Drilled shaft: Construction procedure and design methods, Publication No. FHWA-IF-99-025, Vol-I, 1-21

[62] **Padmavathi,V., Saibaba Reddy,E., and Madhav,M.P. (2008).** Behaviour of laterally loaded rigid piles in cohesive soils based on kinematic approach, IALT, ISSN 1344-9656.

[63] **Palmer, L.A., and Thompson, J.B. (1948).** The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded length of Piles Subjected to Lateral Thrust, Proc. of the 2nd.ICSMEF Rotterdam, vol.5, pp 156-161.

[64] **Pasquale De Simone. (2012).** Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils, Computers and Geotechnics 43 (2012) 51–60

[65] **Pise, P.J. (1984).** Lateral Response of Free-Head Pile. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp. 1805-1809.

[66] **Poulos, H.G. (1971).** Behaviour of Laterally Loaded Piles: I. Single Piles, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the ASCE, No. SM5, Vol.97, pp 711-731.

[67] **Poulos, H.G., and Davis, E.H. (1980).** Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons INC, New York.

[68] **Pyke, R., and Beikae, M. (1984).** A New Solution for the Resistance of Single Piles to Lateral Loading. Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM STP835, Eds., Langer, J.A., Mosley, E.T., and Thompson, CD., pp.3-20

[69] **Randolph, M.F. (1981).** The Response of Flexible Piles to Lateral Loading, Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 247-259.

[70] **Reese, L. (1986).** Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load. FHWA RD, pp. 85-106.

[71] **Reese, L.C. (1958).** Discussion of Soil Modulus for Laterally Loaded piles by B.McClelland and J. A. Focht. Jr. Trans. Am. Soc. Civ. Engrs. Vol. 123, pp. 1071-1074.

[72] **Reese, L.C., and Desai, C.S. (1977).** Laterally Loaded Piles. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mc Graw-Hill Book Company, Edited by Chandrasekaran, S.D., and John, T.C., Chapter 9, pp. 297-325.

[73] **Reese, L.C., and Welch, R.C. (1975). L**ateral Loading of Deep Foundation in stiff Clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. G77, pp. 633-649.

[74] **Sastry, V. V. R. N., and Meyerhof, G. G. (1987).** Lateral soil pressures and displacements of rigid piles in homogeneous soils under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal, 23, pp. 281-286.

[75] **Sikora.Z, Gudehus.G. (1990).** Numerical simulation of penetration in sand based on FEM, Computers and Geotechnics 9, pp. 73-86.

[76] **Sun, K. (1994).** Laterally loaded piles in elastic media, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(8), 1324-1344

[77] **Sun, K., and Pires, J.A. (1993).** Simplified Approach for Pile and Foundation Interaction Analysis, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 9. pp. 1462-1479.

[78] **Terzaghi, K. (1955).** The Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp. 297-326.

[79] **Vallabhan, C.V.G., and Alikhanlou, F. (1982).** Short Rigid Piers in Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT10, pp. 1255-1272.

[80] **Varun, DominicAssimaki, GeorgeGazetas. (2008).** A Simplified model for lateral response of large diameter caisson foundations—Linear elastic formulation, is the part of Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29 (2009) 268–291.

[81] **Verruijt, A. & Kooijman, A. P. (1989).** Laterally loaded piles in a layered elastic medium, Geotechnics 39, No. 1, pp. 39-46.

[82] **Wehnert, M. and Vermeer, P. (2004).** Numerical analyses of load tests on bored piles. Numerical Methods in Geomechanics NUMOG IX:pp 707-714.

[83] **Wei Dong Guo. (2013).** Laterally loaded rigid piles with rotational constraints, Computers and Geotechnics 54 (2013) 72–83.

[84] **Wood, L.A. (1979).** Law pile - A Program for the Analysis of Laterally Loaded pile Groups and Propped Sheetpile and Diaphragm Walls. Proc. 1st Int. Conf. on Engineering

Software, Southampton University, Vol. 1.4, pp. 614-632.

[85] **Zhang L. (2009).** Nonlinear analysis of laterally loaded rigid piles in cohesionless soil Computers and Geotechnics 36, PP. 718-724.

[86] **Zhang, L. (1999).** Analysis and design of drilled shafts in rock, PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

[87] **Zhang, L., Silva, F., and Grismala, R. (2005).** Ultimate Lateral resistance to piles in cohesion less soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(1), pp. 78-83.

[88] **Zienkiewicz, O.C. (1977).** The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill, London.