

Université de skikda.
Faculté de technologie
Département : Génie Civil.
Ref :



جامعة 20 أوت سكيكدة
كلية علوم الهندسة
قسم: الهندسة المدنية
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de

Doctorat en sciences

En Génie Civil

Option : Géotechnique

Etude de l'interaction de deux pieux

Présentée par :

Noura Houssou

Soutenue publiquement le 25/11/2021

Devant le jury composé de :

Mr. Bouabaz Mohamed	Professeur	Président	Université Skikda
Mr. Messast Salah	Professeur	Rapporteur	Université Skikda
Mr. Mekssaouine Mohamed	Professeur	Examineur	Université Annaba
Mr. Laouar Mohamed Salah	Professeur	Examineur	Université Tébessa
M ^{eme} Rahab Boukouche souhila	MCA	Examinatrice	Université Skikda
Mr. Boufareh Rafik	MCA	Examineur	Université Tébessa

Année universitaire :2020/2021

RESUME

L'étude de la réponse des fondations profondes sous différents types de contraintes a fait l'objet de plusieurs études, mais il est toujours très utile de comprendre les phénomènes accompagnants le comportement de ces fondations au contact du sol, et de proposer des approches simples et plus efficaces. Le code d'éléments finis (FEM) Plaxis 3D tunnel a été utilisé dans cette thèse pour évaluer numériquement les facteurs d'interactions de groupe de pieux placé dans des sols mous en utilisant le modèle de Mohr Coulomb. Les résultats montrent une diminution significative de la valeur du facteur d'interaction α avec l'augmentation de l'entraxe (s/d) et augmente avec l'augmentation du rapport de rigidité (E_p/E_s) et du rapport d'élancement (L_p/d_p). Les résultats de cette recherche, sont présentés sous forme graphique et comparés aux résultats des autres auteurs disponibles dans la littérature.

Dans le cas de groupe de pieux, on a utilisé une approche qui consiste à remplacer le groupe de pieux par un seul pieu équivalent de même longueur et de diamètre équivalent. Ce pieu équivalent est décrit par ses propriétés matérielles qui résultent de l'homogénéisation des pieux et du sol environnant. Dans cette étude, deux types de configurations de groupes de pieux symétriques et asymétriques sont examinés. La méthode du pieu équivalent peut diminuer le facteur d'interaction de 16% par rapport au facteur d'interaction du groupe de pieux de type simples. D'autre part des études paramétriques ont été réalisées sur des fondations radier sur pieux pour examiner l'influence de la géométrie du radier et du pieu (la longueur, la taille, l'entraxe du pieu et l'épaisseur du radier) sur le comportement des fondations.

Mots clés: facteur d'interaction, modélisation numérique, FEM, méthode pieu équivalent, fondation radier-groupe de pieux

ABSTRACT

The study of the response of deep foundations under different types of stresses has been the subject of several studies, but it is always very useful to understand the phenomena accompanying the behavior of these foundations in contact with the ground, and to propose simple approaches and more efficient. The Plaxis 3D tunnel finite element code (FEM) was used in this thesis to numerically evaluate the interaction factors of pile groups placed in soft soils using the Mohr Coulomb model. The results show a significant decrease in the value of the interaction factor α with the increase in the center distance (s / d) and increases with the increase in the stiffness ratio (E_p / E_s) and the slenderness ratio (L_p / d_p). The results of this research are presented in graphical form and compared with the results of other authors available in the literature.

In the case of a pile group, an approach was used which consists in replacing the pile group with a single equivalent pile of the same length and equivalent diameter. This equivalent pile is described by its material properties which result from the homogenization of the piles and the surrounding soil. In this study, two types of symmetric and asymmetric pile group configurations are examined. The equivalent pile method can decrease the interaction factor by 16% compared to the interaction factor of the single type pile group. On the other hand, parametric studies were carried out on the pile-raft-foundation to examine the influence of the geometry of the raft and the pile (the length, size, center distance of the pile and the thickness of the base) on the base behavior of foundations.

Keywords: interaction factor, numerical modeling, FEM, equivalent pile method, raft foundation-pile group.

المخلص

ان دراسة استجابة الأسس العميقة تحت أنواع مختلفة من الضغوط موضوع العديد من الدراسات ولكن من المفيد دائماً فهم الظواهر المصاحبة لسلوك هذه الأسس في اتصال مع الأرض واقتراح مناهج بسيطة أكثر فعالية. في هذه الأطروحة تم استخدام كود العناصر المحدودة (FEM) Plaxis 3D لتقييم عوامل التفاعل لأساسات مجموعة الركائز للتربة الرخوة باستخدام نموذج رقمي Mohr Coulomb. أظهرت النتائج انخفاض كبير في قيمة عامل التفاعل α مع زيادة المسافة المركزية (s / d) وزيادة عامل التفاعل α مع زيادة نسبة الصلابة (Ep / Es) ونسبة النحافة (Lp / dp). تم عرض نتائج هذا البحث في شكل رسوم بيانية ومقارنتها بنتائج المؤلفين الآخرين المتوفرة في الأدبيات.

في حالة مجموعة الخوازيق، تم استخدام نهج يتمثل في استبدال مجموعة الخوازيق بركيزة واحدة مكافئة لها نفس الطول والقطر المكافئ. هذه الركيزة المكافئة تم وصفها بخصائصها المادية الناتجة عن تجانس الركائز والتربة المحيطة بها. في هذه الدراسة تم فحص نوعين من مجموعة الخوازيق المتماثلة وغير المتماثلة. أظهرت النتائج انه يمكن لطريقة الخوازيق المكافئة أن تقلل من عامل التفاعل بنسبة 16%. مقارنة بعامل التفاعل لمجموعة الخوازيق من النوع الفردي. من ناحية أخرى، تم دراسة تأثيرات الخصائص الجيومترية والفيزيائية والميكانيكية على القاعدة والركيزة (الطول والحجم والمسافة المركزية للركيزة وسمك الركيزة والقاعدة) على مجموعة الركائز الأساسية.

الكلمات المفتاحية: عامل التفاعل، النمذج العددية، طريقة العناصر المحدودة، طريقة الخوازيق المكافئة، مجموعة الركائز الأساسية.

REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier très sincèrement le Professeur **Salah Messast** de l'université de Skikda, mon encadreur et directeur de thèse pour avoir assuré l'encadrement scientifique de cette thèse. Je dois reconnaître qu'il a bien su, pendant cette thèse, m'orienter vers la bonne voie dans les moments de confusion. Sa disponibilité, son expérience, et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir. Ce fût aussi un grand plaisir pour moi de travailler sous sa direction.

Je tiens aussi à remercier le Professeur **Mohamed Bouabaz** chef de département de Génie Civil de l'Université de Skikda pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Je remercie aussi les Professeurs **Mekssaouine Mohamed** (Université de Annaba), **Laouar Mohamed Salah** (Université de Tébessa) et les Docteurs **Boufareh Rafik** (Université de Tébessa) et **Rahab Boukouche souhila** (de l'université de Skikda), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin je dédie ce travail à la mémoire de ma mère. Je remercie aussi toute ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, mon père, mes frères et sœurs.

Un remerciement particulier est réservé pour ceux et celles qui m'ont encouragé à réaliser cette thèse. J'espère qu'ils se reconnaîtront.

TABLE DES MATIERES

RESUME	I
ABSTRACT	II
المخلص.....	III
REMERCIEMENTS	IV
TABLE DES MATIERES.....	V
NOTATIONS ET ABBREVIATIONS	IX
LISTE DES FIGURES	XII
LISTE DES TABLEAUX	XVII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	6
1.1 Introduction	6
1.2 Contexte d'interactions du groupe de pieux	7
1.2.1 Interaction pieu-sol-radier	7
1.2.2 Facteurs d'interaction non linéaires entre deux pieux	9
1.2.3 La superposition de facteurs d'interaction non linéaires	10
1.3 Méthodes empiriques.....	15
1.4 Méthodes analytiques	19
1.4.1 Modèles d'interaction le long du fut de pieux	19
1.4.2 Modèle d'interaction à la base de pieu	27
1.5 Conclusion.....	27
CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE	30
2.1 Introduction	30

2.2 Comportement des pieux sous chargement axial	30
2.2.1 Observations expérimentales du comportement des pieux	30
2.2.2 Méthodes de calcul de la portance des pieux sous charge axiale.....	34
2.2.2.1 Méthode pressiométrique	34
2.2.2.2 Méthode pénétrométrique.....	36
2.2.2.4 Méthode en contraintes effectives (Méthode β)	41
2.2.3 Paramètres influençant la portance d'un pieu	43
2.2.3.1 Effets du mode d'installation d'un pieu	43
2.2.3.2 Effet du temps.....	48
2.2.3.3 Compressibilité des pieux.....	49
2.3 Comportement des fondations radiers sur pieux	52
2.3.1 Capacité de charge axiale de groupe de pieux	53
2.3.2 Méthode de fonctions de transferts de charges « t-z »-méthode hybride.....	57
2.3.3 Méthode du pieu équivalent	58
2.3.4 Méthode de Poulos-Davis et Randolph.....	61
2.6 Conclusion.....	64
CHAPITRE 3 : METHODES D'ANALYSES DE GROUPE DE PIEUX	66
3.1 Introduction	66
3.2 Méthode d'analyse simplifiée	67
3.2.1 Approche Butterfield et Banerjee(1971).....	67
3.2.2 Approche Davis et Poulos (1972)	68
3.2.3 Approche Randolph(1983).....	71
3.3 Analyse numérique approximative.....	74
3.3.1 Approche de Poulos (1991).....	75
3.3.2 Approche de plaque sur ressort	76
3.4 Méthode d'analyse numérique (FEM, BEM, FDM, etc)	80
3.4.1 Méthode des éléments frontière (BEM).....	80

3.4.2 Méthode de différence finie (MDF)	83
3.4.3 Méthode des éléments finis (MEF)	83
3.4.3.1 Méthode MEF simplifié ou 2D.....	83
3.4.3.2 Méthode MEF 3D.....	84
3.4.4 Méthode hybride	87
3.4.4.1 Méthode hybride (FEM+BEM)	87
3.4.4.2 Méthode hybride (MEF+FLM)	88
3.4.5 Approche variationnelle	90
3.5 Influence des paramètres géométriques, mécaniques sur le comportement de radier sur pieux	91
3.5 .1 Influence de l'épaisseur et de la taille du radier	92
3.5 .2 Influence du nombre de pieux et de la configuration.....	93
3.5 .2 Influence de la taille du groupe de pieux	94
3.5 .3 Influence de la longueur des pieux.....	95
3.5.4 Influence de la variation du diamètre du pieu	96
3.5.5 Influence Type de charge	98
3.6 Conclusion.....	98
CHAPITRE 4.....	101
MODELISATION NUMERIQUE 3D DE L'INTERACTION DE GROUPE DE PIEUX.	101
4.1 Introduction	101
4.2 Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites	102
4.3 Les étapes d'analyse d'un seul pieu	103
4.4 Validation du modèle.....	103
4.4.1 Modélisation d'un pieu isolé dans un sol homogène	103
4.4.2 Modélisation d'un pieu isolé dans un sol non homogène	104
4.4.3 Cas d'un pieu isolé dans un sol homogène de comportement non linéaire.....	106
4.5 Validation de la Modélisation tridimensionnelle d'un groupe de pieux	107

4.5.1	Concept de facteur d'interaction	107
4.5.2	Interaction entre deux pieux (sol homogène linéaire)	108
4.5.3	Interaction entre deux pieux pour un sol homogène non linéaire	109
4.6	L'effet de la configuration du groupe sur le facteur d'interaction	111
4.6.1	Facteur d'interaction de la configuration I	112
4.6.2	Facteur d'interaction de la configuration II	113
4.7	Simplification des groupes de pieux	115
4.8	Cas analysés et résultats illustratifs	115
4.9	Modélisation numérique de l'interaction radier-groupe de pieux	117
4.9.1	Modèle numérique	117
4.9.2	Modélisation de la zone de contact	118
4.9.3	Justification de la fondation d'un radier sur pieux	119
4.9.3.1	Charge reprise par le radier dans une fondation mixte	120
4.9.4	Étude paramétrique	121
4.9.4.1	Influence de l'entraxe des pieux	121
4.9.4.2	Effet de la longueur du pieu	123
4.9.4.3	Effet des diamètres (section) des pieux	124
4.9.4.4	Effet de la rigidité du radier	125
4.9.4.5	Effet de la résistance au cisaillement (ϕ_u)	126
4.9.4.6	Effet de la cohésion des sols (c)	126
4.10	Conclusion	127
	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	130
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	134

NOTATIONS ET ABBREVIATIONS

Notations

α [-]	Facteur d'interaction à deux pieux
α_{cp} [-]	Coefficient d'interaction pieu radier
η_f [-]	Efficacité de rigidité d'un groupe de pieux flottants
η_g [-]	Efficacité de rigidité d'un groupe de pieux
λ [-]	Facteur de réduction de l'interaction des pieux en raison des effets de renforcement du pieu récepteur
δ [°]	Angle d'interface sol-pieu
ν [-]	Coefficient de poisson
E_{ref} [kPa]	Module d'Young
τ_f [kPa]	Contraintes de cisaillement à l'interface pieu-sol
τ_0 [kPa]	Contrainte de cisaillement à l'interface pieu-sol
A_p [m ²]	section du pieu
A_g [m ²]	Section du groupe de pieux
$A_{t,EP}$ [m ²]	Section totale transversale des pieux
D [m]	Diamètre de pieu (circulaire) ou largeur (carré)
$D_{\text{éq}}$ [m]	Diamètre équivalent d'un pieu non circulaire
D_g [m]	Diamètre équivalent de la surface plane d'un groupe de pieux
E_p [kPa]	Module de Young de pieu
G_{max} [kPa]	Module de sol maximal (champ lointain à une distance r_1 du centre du pieu)
G_{min} [kPa]	Module de cisaillement minimum à l'interface pieu-sol
$G(r)$ [kPa]	Module de cisaillement à une distance r du centre du pieu
G_t [kPa]	Module de cisaillement tangent initial le long du fût de pieu
G_0 [kPa]	Module de cisaillement initial à petite déformation
L [m]	Longueur du pieu

L_i, L_j [m]	Longueur de pieu i, j
N [-]	Taille du groupe de pieu
n_c [-]	Nombre de colonnes de pieux dans un groupe de pieux
n_r [-]	Nombre de rangées de pieux dans un groupe de pieux
ΔP_s [kN]	La charge incrémentale le long du fut
τ [kPa]	La contrainte de cisaillement
K [-]	Le coefficient de pression de terre.
σ_h [kPa]	La contrainte normale horizontale
σ_v [kPa]	La contrainte normale verticale
p [kPa]	La contrainte effective moyenne actuelle du sol
p'_0 [kPa]	La contrainte effective du sol
Q_i [kN]	Charge appliquée au pieu i
Q_{lim} [kN]	Charge limite ultime
$Q_{u,c}$ [kN]	La charge reprise par le radier
$Q_{u,fm}$ [kN]	La charge totale appliquée à la fondation mixte
r_m [m]	Distance latérale de la paroi de pieux à laquelle la contrainte de cisaillement est considérée comme négligeable
R_s [-]	Rapport de tassement du groupe de pieux
R'_s [-]	Rapport de tassement du groupe de pieux pour une contrainte égale
r_0 [m]	Rayon de pieu
s [m]	Entraxe des pieux
S_{ng} [m]	Déplacement d'un groupe de pieux normalisé par le diamètre du pieu
S_{ns} [m]	Déplacement d'un seul pieu normalisé par le diamètre du pieu
S'_{sh}	la pente sécante de la courbe charge- déplacement du pieu unique sous la charge qA_g / N
S_{sh}	la pente sécante de la courbe charge- déplacement du pieu unique sous la charge qA_s
c_u [kPa]	Résistance au cisaillement non drainée du sol
w [m]	Déplacement d'un groupe de pieux
Δw_j [m]	Déplacement relatif entre le pieu et le sol à l'interface j du pieu récepteur non chargé
Δw_s [m]	Tassement incrémental du sol à l'interface pieu-sol
w_s [m]	Déplacement du sol à l'interface pieu-sol

w [m]	Déplacement d'un seul pieu
E [kPa]	Le module d'Young
E_{eq} [kPa]	Module d'Young équivalent du pieu
E_M [kPa]	Module pressiométrique
E_s [kPa]	Module d'Young du sol
E_t [kPa]	Module d'Young tangent
E_{sb} [kPa]	Module de Young du sol à la base du pieu
E_{sav} [kPa]	Module de Young du sol le long du pieu
G [kPa]	Module de cisaillement
K_0 [-]	Coefficient des pressions des terres in situ au repos
K [-]	Rapport de rigidité pieu sol

Abréviations

BEM	Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method)
CPT	Essai de pénétration au cône (Cône Pénétration Test)
MEF	Méthode des éléments finis.
IFM	Méthode de facteur d'interaction
MC	Modèle de Mohr-Coulomb.
FEA	Finite element analysis
OCR	Rapport de surconsolidation du sol (Over-Consolidation Ratio)
FDM	Méthode de différence finie

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Les interactions dans un système de fondation de radier sur pieux	7
Figure 1.2: Illustration de l'histoire du cas et des résultats documentés par Caputo et Viggiani (1984)	10
Figure 1.3 : Influence du glissement sur la réponse d'un pieu chargé verticalement à l'aide de FEA couplé (Trochanis et al, 1991).....	11
Figure 1.4 : Charge- tassement en tête de pieu pour le comportement linéaire et non linéaire Leung et coll. (2010)	11
Figure 1.5 : Comparaison des méthodes de prédiction du Facteur d'interaction du pieu central pour différentes tailles de groupe	13
Figure 1.6: Facteur d'interaction de deux pieux chargé et non chargé.....	13
Figure 1.7 : Groupe de pieux dont le pieu receveur est chargé et les autres pieux non chargés	14
Figure 1.9 : Comparaison entre les résultats de PLAXIS et les résultats de Eq(1.15) pour différentes valeurs de N and L/D . Sheil et McCabe (2014).....	18
Figure 1.10 : Prédiction η_g avec valeur croissante de $E2/E1$ déterminée par PLAXIS ; $N=36$ pieux ; $L/D=21$; $s/D=3$	19
Figure 1.11 : Influence du module réduit « près de pieu » sur le facteur d'interaction α (d'après Costanzo et Lancellotta 1998).....	21
Figure 1.12 : Illustration du concept de discontinuité de déplacement adopté par Lee et Xiao (2001)	22
Figure 1.13 : Illustration du concept de discontinuité de déplacement adopté par Lee et Xiao (2001)	22
Figure 1.14 : Prédiction du champ de déplacement entourant un pieu isolé chargé.....	23
(d'après Lee et Xiao .2001).....	23

Figure 1.15 : Comparaison du modèle simplifié de Zhang et Zhang (2012 ; « Z et Z ») pour les effets de renforcement des pieux récepteurs à celui proposé par Mylonakis et Gazetas (1998, « M etG »)	25
Figure 2.1 : Courbe de charge/enfoncement issue d'un essai de chargement statique.....	32
Figure 2.2 : Distribution de l'effort normal le long du pieu au cours d'un essai de chargement statique, pour différents paliers de chargement	33
Figure 2.3 : Abaques des courbes f_{sol} en fonction de pl^* proposées par Burlon et al.	35
(2013) (AFNOR, 2012)	35
Figure 2.4 : Fonctions f_{sol} pour la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)	37
2.2.2.3 Méthode en contraintes totales (Méthode α -cu)	40
Figure 2.5 : (a) Déplacements et (b) déformations du sol autour d'un pieu foncé dans un sable lâche (Robinsky et Morrisson, 1964)	44
Figure 2.6: Domaines de déformations observées au cours du fonçage de pieux modèles dans un massif sableux, (a) représentation des déplacements verticaux, (b) représentation des zones de compression et de refoulement (Shakirev et al. , 1996)	45
Figure 2.7 : Frontières des zones de déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans du sol argileux (Shakirev et al. 1996).....	46
Figure 2.8 : Évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau pour l'argile de Londres (Skempton, 1959)	47
Figure 2.9 : Base de données sur l'évolution de la capacité portante des pieux battus dans le sable en terme de a) capacité portante totale, b) résistance à la traction (Chow, 1997).....	49
Figure 2.10 : Rupture progressive tout au long d'un pieu souple inclus dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003).....	50
Figure 2.11 : Effets de la compressibilité du pieu sur sa capacité portante.....	51
Figure 2.12 : Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b).....	53
Figure 2.13 : Résultats des essais des groupes de pieux dans les argiles (De Mello, 1969)	55
Figure 2.14 : Coefficient d'efficacité de capacité portante de groupes de pieux	56
(Al-Mhaidib, 2005).....	56
Figure 2.15 : Facteur d'interaction pour les pieux du groupe (Cairo et Conte, 2006)	56
Figure 2.16 : Coefficient correcteur de: (a) déplacement, (b) contrainte (Estephan, 2003).	57
Figure 2.17: Coefficient d'interaction (Estephan, 2003).....	58

Figure 2.18 : Principe de la méthode d'une pile équivalente	58
Figure 2.19 : Diamètre de pieu équivalent	59
Figure 2.20: Modélisation de l'approche de module de Young	60
Figure 2.21 : Construction de la réponse charge-tassement d'une fondation mixte (Poulos, 1999)64	
Figure. 3.1 Dispositions générales (Butterfield et Banerjee 1971).....	68
Figure.3.2 Considérations relatives à l'analyse (Davis & Poulos 1972).....	69
Figure .3.3 Valeurs du facteur d'interaction α_{rp} pour différentes tailles avec $L_p/d_p = 25$, $K_{ps} = 1000$ et $k_{rs} = 10$ (Clancy et Randolph 1996)	73
Figure 3.4 Modélisation de la fondation en bandes sur pieux via l'analyse GASP (Poulos, 1991)75	
Figure 3.5 Représentation numérique du radier sur pieux (Clancy et al (1993)	76
Figure3.6 Caractéristiques de base du modèle pour un radier sur pieux (Russo 1998)	78
Figure 3.7 Modèle d'éléments finis de radier sur pieux (Kim et al. 2001)	79
Figure 3.8 Modélisation poutre-plaque-ressort d'un radier appliqué (Kitiyodem 2002).....	80
Figure 3.9 Établissements calculés par Kuwabara (1989) et Butterfield & Banerjee (1971)82	
Figure 3.10 Charge partagée calculée par Kuwabara (1989) et par Butterfield et Banerjee (1971)	82
Figure 3.11 Comparaison du comportement de charge tassement mesuré et estimé de Sony Centre, Francfort, Allemagne	85
Figure 3.12 Effet de l'épaisseur du radier sur la performance des fondations.....	92
Figure .3.13 Effet du nombre de pieux sur la capacité ultime et sur le tassement central du radier93	
Figure 3.14 Distribution des charges sur les pieux en fonction de l'entraxe des pieux	94
Figure 3.16 Influence de la taille du groupe de pieux sur la répartition des charges sur le radier (Sanctis et al.2002).....	95
Figure 3.17 Influence de la longueur des pieux sur le tassement des fondations radier sur pieux et le pourcentage des charges supportés par pieux (radier de 0,5 m avec 9 pieux soumis à une charge de 12 MN)	96

Figure 3.18 Effet de la variation du diamètre du pieu sur (a) Tassement moyen (b) Tassement différentiel	97
Figure.3.19 Effet du type de charge et du nombre de pieux sur le tassement et sur le pourcentage de la charge des radiers sur pieux (charge totale appliquée 2 MN)	98
Figure 4.1: (a) Modele geométrique , (b) Maillage et conditions aux limites d'un pieu isolé	103
Figure 4.2: Modèle de sol non homogène modifié par Poulos 1979.....	105
Figure 4.3: Comparaison de la réponse non linéaire (charge tassement) d'un pieu isolé dans un sol homogène avec les différentes solutions	107
Figure 4.4: Géométrie du modèle de deux pieux.....	108
Figure 4.5 Facteur d'interaction de deux pieux dans un sol homogène ($L/d=25$)	109
Figure 4.6: Facteur d'interaction sol de deux dans un sol homogène ($L/d=50$).....	109
Figure 4.7: Facteur d'interaction de deux pieux pour un sol homogène non linéaire ($L/d = 50, s/d = 2.5$).....	110
Figure 4.8: Modèle de configuration des deux groupes de pieux.....	111
Figure 4.9: Modèle en plan des deux configurations de groupes de pieux	111
Figure 4.10: Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites pour le groupe de pieux axisymétriques	112
Figure 4.11: Facteur d'interaction des deux cas de la configuration I	112
Figure 4.12: Comparaison entre les deux cas de la configuration I	113
Figure 4.13: Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites	114
Figure 4.14: Facteur d'interaction des pieux de la configuration II.....	114
Figure 4.15: Comparaison entre le facteur d'interaction de groupe de pieux équivalents et le groupe de pieu simple de la configuration I	116
Figure 4.16: Comparaison entre le facteur d'interaction de groupe de pieux équivalents et le groupe de pieu simple de la configuration II.....	116
La figure 4.17: la géométrie des éléments de fondation, les conditions aux limites et les charges appliquées du modèle numérique	117
Figure 4.19: Contour du déplacement verticale et maillage du modèle numérique	120
Figure 4.20 : Charge tassement d'une fondation radier seule et fondation radier sur pieux	121

Figure 4.21: Charge tassements au centre du radier pour différents entraxes des pieux....	122
Figure 4.22 : Tassements du radier pour différents entraxe des pieux	123
Figure. 4.23: Charge tassements au centre du radier pour différentes longueurs des pieux	123
Figure.4.24: Tassements du radier pour différentes longueurs des pieux	124
Figure 4.25: Charge tassements au centre du radier pour différents sections des pieux	124
Figure .4.26: Tassements du radier pour différents section de pieux	125
Figure. 4.27: Charge tassements au centre du radier pour différents épaisseurs de radier.	125
Figure 4.28: Charge tassements au centre du radier pour différents angle de frottement ..	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Classification des pieux selon l'AFNOR (2012).....	31
Tableau 2.2: Valeurs des paramètres a, b et c dans la fonction f_{sol} méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012).....	37
Tableau 2.3: Valeurs du paramètre $\alpha_{pieu-sol}$ selon la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012).....	38
Tableau 2.4 : Valeurs du paramètre k_{cmax} – Méthode pressiométrique (AFNOR, 2012) ..	40
Tableau 2.5: Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable (API, 2011).....	42
Tableau 4.1 : les propriétés du pieu et du sol dans un sol homogène	104
Tableau 4.2 : Comparaisons entre les tassements à la tête (en mm) d'un pieu isolé dans un sol homogène.....	104
Tableau 4.3 : Comparaison entre les différentes solutions dans un sol non homogène en terme de I_w	105
Tableau 4.4 : Les propriétés du sol et du pieu isolé dans un sol homogène de comportement non linéaire.....	106
Tableau 4.5: Les propriétés du sol et des pieux dans un sol homogène de comportement non linéaire.....	110
Tableau 4.6 : Les propriétés du matériau utilisées reprises de Katzenbach (2000).....	121
Tableau 4.7: propriété de la géométrie du modèle radier-pieux.....	122

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations sur pieux ont fait l'objet de recherches intensives au cours des trois dernières décennies. Malgré cela, de nombreuses questions concernant l'interaction entre le sol, les pieux et les superstructures restent à résoudre par la communauté scientifique. Alors que l'effet d'interaction entre les pieux dans un groupe de pieux sous chargement axial reste un sujet d'intérêt pour les praticiens. La réponse d'un groupe de pieux sous chargement axial est considérée comme l'un des facteurs qui affectent plus le comportement de la superstructure pour le chargement par gravité. Sur la base de l'expérience acquise grâce aux recherches durant la dernière décennie, plusieurs solutions ont été proposées pour estimer les facteurs de réduction à la fois sur la capacité portante et la rigidité d'un groupe en raison de l'interaction entre les pieux.

Diverses méthodes ont été utilisées pour prédire le comportement de groupe de pieux, y compris la méthode des éléments finis (MFE) (par exemple Comodromos et Bareka 2009). La méthode des éléments frontière (Basile 2003, Suleiman et White 2006), et plus récemment, les méthodes basées sur les principes de conception de la résistance mobilisable (Shen et Teh 2002, Klar et Leung 2009). Bien que la méthode de continuum élastique prend en compte la réponse unifiée du système pieu-sol, elles peuvent devenir intensives en calcul si la rigidité du sol n'est pas linéaire, pour un grand nombre de pieux et de géométries non uniformes. La « méthode des facteurs d'interaction » (IFM) (Poulos, 1968), reste l'un des moyens les plus simples pour estimer l'interaction entre le groupe de pieux. Cette méthode implique la prise en compte d'une paire de pieux, un pieu « source de charge » et un pieu « récepteur de charge » dans un premier temps ; les déplacements subis par le pieu récepteur provenant du pieu source chargée sont calculés. Cette opération est effectuée pour les différents entraxes des pieux. La superposition peut alors être utilisée pour calculer les déplacements totaux induits par chaque pieu du groupe sur tous les autres pieux.

Cependant des divergences notables et des insuffisances sont observées par les praticiens en géotechnique particulièrement pour la méthode d'analyse d'interaction. Il faut dire que

le raisonnement analytique reste toujours un outil de réflexion indispensable pour bien poser le problème. Mais la complexité de ce dernier fait que l'outil numérique devient une alternative incontournable pour résoudre le problème.

En effet, le développement et la disponibilité des outils récents de modélisation numérique offrent une opportunité pour mettre en lumière la sensibilité de la portance du sol aux particularités rencontrées en pratique. Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'analyse de l'interaction entre pieux.

Le travail de cette thèse a les principaux objectifs suivants :

- (1) Vérifier la validité de la solution proposée par comparaison avec des solutions existantes pour un pieu isolé dans le domaine linéaire et non linéaire.
- (2) Déterminer le facteur d'interaction entre les différents pieux du groupe avec la prise en compte de la géométrie du groupe de pieux.
- (3) Déterminer le facteur d'interaction entre les deux groupes de pieu équivalent.
- (4) Des études paramétriques approfondies ont été nécessaires pour prédire la nécessité de Radier dans la conception des fondations radier-pieux.

Ce travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une revue bibliographique sur les approches des facteurs d'interaction dans les fondations de groupe de pieux. Dans ce chapitre nous présentons le contexte général de l'interaction du groupe de pieux, on cite plusieurs approches pour la détermination de ces deux facteurs d'interaction, L'approche de Poulos et Davis 1980 pour obtenir le facteur d'interaction pieu-pieu, Poulos 1989, et l'approche développée par Clancy et Randolph 1993, qui tient compte de l'interaction pieu-radier (α_{rp}). Dans ce chapitre, une base de données de modèles simplifiés a été compilée, à l'usage des spécialistes des fondations, permettant la prédiction de l'interaction non linéaire des pieux qui se produit dans les groupes de pieux chargés verticalement.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons le comportement des pieux sous charge axiale et les facteurs qui influent sur leur dimensionnement tel que la nature du matériau qui les constitue et de leur mode d'installation dans le sol. Afin d'évaluer adéquatement la portance des pieux.

Le troisième chapitre sera consacré aux méthodes d'analyses de l'interaction entre les fondations de groupe de pieux, en distingue les méthodes d'analyse simplifiée (Approche Butterfield et Banerjee(1971), Approche Davis et Poulos (1972,1980), Approche Randolph(1983)), méthodes d'analyse numérique approximative (Approche de Poulos

(1991), Approche de plaque sur ressort), Méthode d'analyse numérique (FEM, BEM, FLM, etc.), méthode hybride ((FEM+BEM), (MEF+FLM), et l'approche variationnelle.

Chaque méthode comporte ses propres hypothèses, et ses conditions limites ; en fonction de diverses conditions géologiques (type de sol et leurs propriétés), exigences et considérations structurelles (radier rigide ou élastique, pieu flottant ou en bout et leur disposition) et conditions environnementales.

Le quatrième chapitre, aborde les modélisations numériques 3D de pieu isolé et des groupes de pieux. L'effet de groupe a été étudié. L'étude de l'effet du groupe de pieux met en évidence l'influence des facteurs d'interaction entre le groupe de pieux (l'entraxe des pieux s/d , l'élancement L/d du pieu et le rapport de rigidité pieu-sol E_p/E_s).

Les résultats obtenus des modélisations permettent d'analyser des différences des courbes de facteurs d'interaction de groupe de pieux isolé et de groupe de pieux équivalent pour les deux configurations.

L'ensemble des résultats obtenus par ces modélisations numériques des facteurs d'interactions des deux configurations pour pieux isolés sont comparé avec ceux des pieux équivalents.

Dans les situations où une fondation de groupe de pieux ne satisfait pas aux exigences de conception, il peut être possible d'améliorer les performances de la fondation en ajoutant un radier. L'utilisation d'une fondation sur radier avec un nombre limité de pieux, peut améliorer à la fois la capacité portante ultime et les performances des tassements du radier. Dans ce travail on discute l'importance de l'utilisation des radier comme réducteurs de tassement et les conditions dans lesquelles une telle approche peut réussir. Des études paramétriques ont été réalisées pour examiner l'influence de la géométrie du radier et du pieu (la longueur, la taille, l'entraxe du pieu et l'épaisseur du radier) sur le comportement des fondations.

Le document termine par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE 1
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

Les fondations sur pieux sont utilisées depuis des siècles comme moyen de transmission des charges structurelles aux couches plus rigide en profondeur dans le sol. Les pieux installés en groupes ont le potentiel de supporter des charges importantes et sont souvent la seule solution fiable lorsque les structures à soutenir sont lourdes ou lorsque les conditions du sol sont difficiles. Généralement, la conception des pieux mettait l'accent sur la prévision de la capacité ultime des pieux, avec un grand facteur de sécurité qui garanti que les tassements étaient petits, dont les estimations pouvaient souvent être évitées.

Un résultat important de la recherche sur le comportement de tassement des groupes de pieux sous charges axial on se base sur la théorie élastique.

Par conséquent, l'application d'ossatures non linéaires aux groupes de pieux a considérablement augmenté au cours de ces dernières décennies. Dans un cadre non linéaire, le tassement des pieux n'est plus découplé à partir de la capacité ultime et donc une estimation précise de la capacité portante qui nécessite une analyse rigoureuse de l'état limite de service. Alors que les analyses de continuum non linéaires tridimensionnelles sont de plus en plus courantes, les approches de conception simplifiées font toujours partie intégrante de la conception préliminaire des fondations. Il existe maintenant plusieurs approches dans la littérature pour la prédiction de l'interaction non linéaire des pieux. Le but de ce chapitre est d'entreprendre un examen critique d'une sélection de ces méthodes, en vue d'augmenter leur potentiel d'adoption par les praticiens de l'ingénierie des fondations.

Le comportement de tassement des fondations sur pieux soumises à des charges verticales est potentiellement régi à la fois par l'interaction pieu-sol-pieu et par l'interaction pieu- sol-radier (Ghalesari et al.2015). Les effets d'interaction des pieux, en particulier ceux qui existent le long du fut de pieux, nécessitent des traitements rigoureux au fur et à mesure que les tassements sont importants par rapport aux valeurs de pieu unique. L'interaction entre

les puits de pieux, le rôle de la non-linéarité de la rigidité du sol sur l'interaction des pieux est examinée. Une base de données de modèles non linéaires simplifiés existants est rassemblée et classée comme empiriques ou analytiques.

1.2 Contexte d'interactions du groupe de pieux

1.2.1 Interaction pieu-sol-radier

Le comportement d'un radier sur pieux est influencé par l'interaction entre les pieux, le radier et le sol, et par conséquent les facteurs d'interaction ont été largement adoptés pour la prédiction de la réponse d'un radier sur pieux. En réalité, il existe deux bases interactions, l'interaction pieu-sol-pieu et l'interaction pieu-sol-radier, comme le montre la figure 1.1

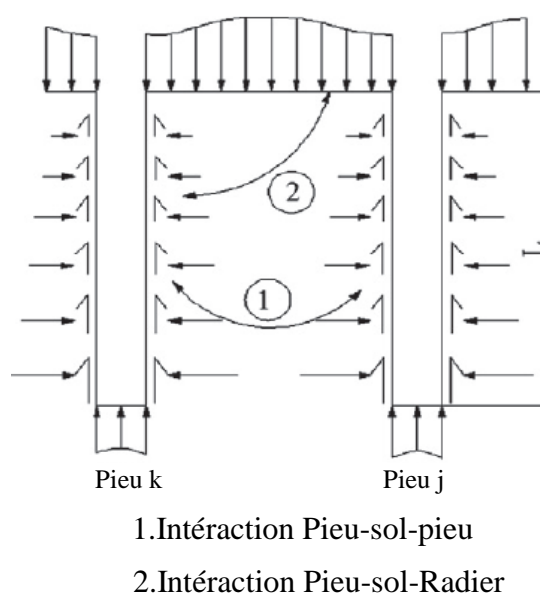


Figure 1.1: Les interactions dans un système de fondation de radier sur pieux

L'interaction pieu-sol-pieu est définie comme le tassement supplémentaire d'un pieu causé par un pieu chargé, et l'interaction pieu-sol-radier est défini comme la superposition des champs de déplacement d'un radier provoqués par un pieu supportant le radier.

Dans l'approche développée par Clancy et Randolph 1993, le facteur d'interaction pieu-radier (α_{rp}) est calculé en fonction du tassement supplémentaire d'un radier rigide circulaire causé par son pieu de support. Cette formulation, cependant, ne prend pas en compte le changement de rigidité du sol le long du pieu, et donc Randolph 1994 a proposé une version modifiée de sa formulation précédente en considérant, la rigidité du sol à la tête du pieu, à la pointe et le long du fut du pieu. Néanmoins, aucune des approches de Randolph

ne prend en compte les caractéristiques de la résistance du sol (l'angle de frottement, la cohésion) ou la flexibilité du radier.

L'approche de Clancy et Randolph 1993 est utilisée pour calculer l'interaction α_{rp} lorsque le tassement du radier sur pieux et la charge transmise aux pieux et au radier sont connus. L'avantage de cette méthode est qu'elle peut déterminer l'interaction du groupe de pieux avec le radier. La difficulté d'estimer la charge transmise au groupe de pieux et au radier gêne cependant l'utilisation pratique de cette formulation.

Poulos et Davis 1980 à étudier l'interaction pieu-pieu, en considérant le tassement supplémentaire d'un pieu (Δw) causé par un pieu adjacent.

$$\alpha = \frac{\Delta w}{w} \quad (1.1)$$

Poulos 1989 à modifier l'interaction pieu-pieu, en tenant compte du tassement supplémentaire d'un pieu causé par les pieux adjacents en termes de charges axiales des pieux adjacents Q_j ;

$$\Delta w_k = \omega_1 \sum_{j=1}^n Q_j \alpha_{kj} \quad (1.2)$$

L'interaction pieu-radier (Randolph 1983) ;

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_r}{r_p}\right)}{\ln\left(\frac{2r_m}{r_p}\right)} \quad \text{avec } r_m = 2.5\rho L(1-\nu_s) \quad (1.3)$$

Considérant le tassement supplémentaire d'un radier rigide circulaire causé par un pieu sans tenir compte du changement de la rigidité du sol le long du pieu et de la flexibilité du radier. Les paramètres pour considérer la rigidité du sol est ρ qui est le degré d'homogénéité du sol. Puis, Randolph 1994 à modifier l'interaction pieu- radier α_{rp} considérant la rigidité du sol le long du pieu (E_{sav}), en pointe du pieu (E_{sb}) et en tête de pieu, ne tenant pas compte de la flexibilité du radier.

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_r}{r_p}\right)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_p}\right)} \quad (1.4)$$

Avec $r_m = 0.25 + L\zeta[2.5\rho(1-\nu_s) - 0.25]$; avec $\zeta = E_{st} / E_{sb}$ et $\rho = E_{sav} / E_{st}$

Selon Comodromos et al. (2016), la résistance d'un radier sur pieux peut être divisée en trois étapes en fonction du tassement du groupe normalisé par le diamètre du pieu, S_{ng} :

1. $0\% < S_{ng} < 1,5\%$: la résistance des pieux et du radier sont linéaire et la contribution de radier de résistance insignifiante et donc généralement ignorée (Mandolini et Viggiani 1997 ; Xu et Zhang 2007 ; Kumar et al.2017) ; Deb, P. Pal, SK. (2019).
2. $1,5\% < S_{ng} < 4\%$: les pieux présentent jusqu'à 90% de leur capacité limite ;
3. $S_{ng} > 4\%$: la résistance supplémentaire du radier sur pieux est essentiellement attribuée au radier.

Ces auteurs ont rapporté que la contribution maximale du radier (agissant dans le radier) était considérablement inférieure à la résistance correspondante d'un radier isolé. Ils ont également noté que la résistance maximale fournie par les pieux n'était pas pratiquement affectée par l'existence du radier (Comodromos et al. 2009). Les éléments de ressort remplacent la résistance du sol autour des pieux, et peut être considéré comme indépendant de ceux simulant la résistance sous le radier.

1.2.2 Facteurs d'interaction non linéaires entre deux pieux

La méthode des facteurs d'interaction (IFM) est le moyen le plus courant de comptabiliser les interactions entre les pieux dans la conception des groupes de pieux. Ce procédé applique essentiellement un facteur d'amplification de tassement d'un seul pieu avec la même charge appliquée à la tête du pieu. Initialement, l'interaction entre une paire de pieux (i et j) est quantifiée comme un "facteur d'interaction à deux pieux " Equation (1.1)

Les valeurs du facteur d'interaction α peuvent être calculées pour chaque entraxe de pieux (s), survenant dans le groupe. Le principe de superposition est ensuite appliqué pour calculer l'interaction cumulative qui se produit au sein du groupe.

Le pieu récepteur peut être sans charge appelée " approche I " ; ou chargé (ci-après appelée « Approche II ». Dans le domaine linéaire élastique (LE), les deux approches donnent le même résultat. Dans le domaine non linéaire, l'augmentation des contraintes de cisaillement au voisinage d'un pieu chargé entraîne une réduction du module du sol. La prise en compte de la non-linéarité du sol conduit donc à plusieurs valeurs de α en fonction du niveau de charge appliqué (McCabe et Sheil 2015).

1.2.3 La superposition de facteurs d'interaction non linéaires

Le principe de superposition non linéaire n'est pas valable dans les problèmes d'ingénierie. Néanmoins, un nombre de recherches ont étudié le rôle de la non-linéarité de la rigidité du sol sur l'interaction entre les pieux et sur la prédiction des tassements du groupe de pieux. Caputo et Viggiani (1984) ont décrit le cas d'interaction entre deux pieux identique. Les tests de charge consistent en un pieu chargé tandis que l'autre pieu voisin est resté libre de toute charge (c.-à-d. approche I). Ces auteurs ont noté que la réponse du pieu chargé était non linéaire, et le tassement de pieu non chargé augmentait linéairement avec l'augmentation de la charge appliquée sur le pieu chargé (Figure 1.2).

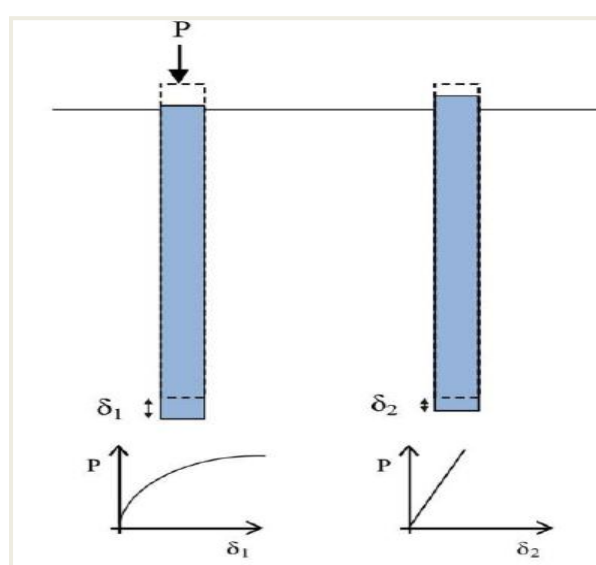


Figure 1.2: Illustration de l'histoire du cas et des résultats documentés par Caputo et Viggiani (1984)

En utilisant l'analyse par éléments finis tridimensionnelle (FEA), Trochanis et al. (1991) ont noté que la réponse axiale d'un seul pieu est identique, que le sol soit modélisé comme élastique ou élastoplastique lorsque le glissement est logé à l'interface pieu – sol.

Pour les définitions des paramètres de pieu / sol. Ces auteurs ont conclu que la non-linéarité du sol doit donc être concentrée à l'interface pieu – sol dont, ils ont déduit que le sol reste dans un état élastique linéaire en dehors de cette région étroite. Comme illustré sur la Figure 1.3

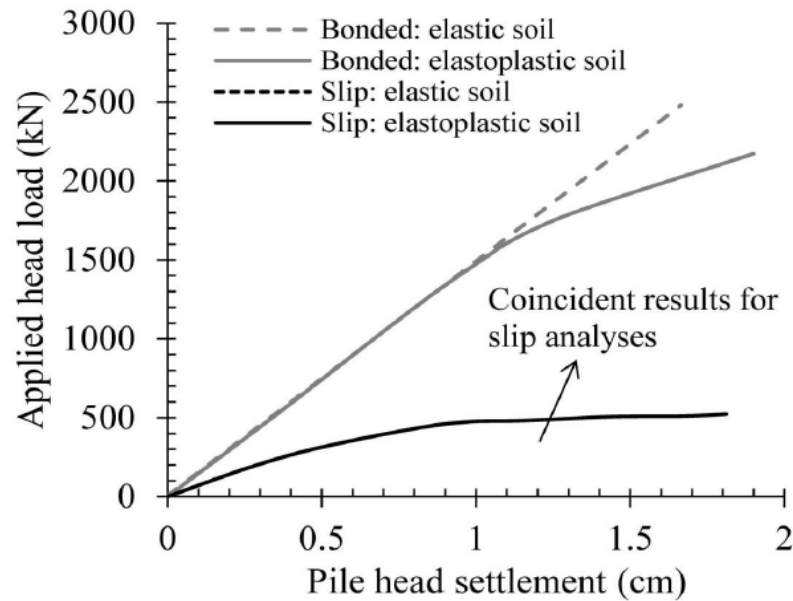


Figure 1.3 : Influence du glissement sur la réponse d'un pieu chargé verticalement à l'aide de FEA couplé (Trochanis et al,1991)

Leung et coll. (2010) ont étudié le rôle de l'élasticité linéaire dans l'analyse des groupes de pieux par évaluation des méthodes LE et non linéaires pour l'analyse de groupes de pieux par rapport à des hypothèses de cas publiés. (Figure 1.3).

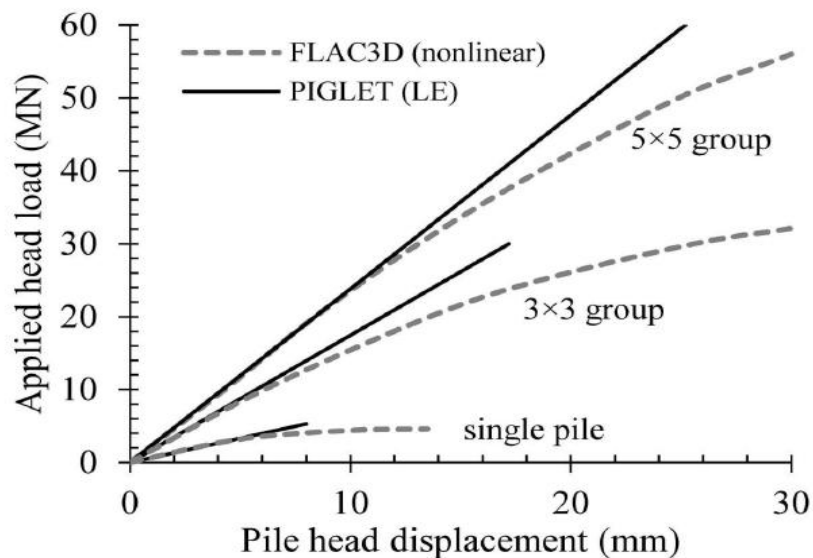


Figure1.4 : Charge- tassement en tête de pieu pour le comportement linéaire et non linéaire Leung et coll. (2010)

Ju (2015) à étudier le rôle de la non-linéarité en fonction de la rigidité du sol en utilisant la méthode d'élément fini tridimensionnel FEA. Trois types d'analyses ont été réalisés :

(1) Analyse-LE de l'ensemble domaine du sol ;
(2) Analyse composite LE – non linéaire où le sol environnant immédiatement entouré les pieux étaient considérés comme non linéaires et le reste du sol était considéré comme LE ;
(3) Analyse non linéaire de l'ensemble du domaine pieu -sol. Cet auteur a noté que l'analyse de type (2) a fourni une meilleure concordance avec les mesures sur le terrain par rapport au type (1). La concordance entre les prévisions FEA et la réponse de type (3) était plus faible, cependant, cette comparaison dépend fortement de la rigidité élastique équivalente adoptée dans l'analyse de type (2). Néanmoins, ces comparaisons ont révélé que la non-linéarité de la rigidité du sol est limitée à une distance radiale d'un diamètre de pieu de la surface du pieu, légèrement supérieure à celle impliquée par Caputo et Viggiani (1984). McCabe et Sheil (2015) ont utilisé un modèle constitutif comportant des contraintes dépendent de la rigidité non linéaire pour examiner la pertinence non linéaire de la méthode IFM. Ceci a été réalisé par la comparaison des prévisions de tassement déterminées à partir de :

(i) une analyse 3D complète de l'ensemble du groupe et (ii) une superposition de α en utilisant à la fois l'approche I et l'approche II IFM.

Pour les groupes de pieux flottants, un bon accord a été observé entre l'approche I et la méthode IFM.

La comparaison entre la méthode du facteur d'interaction (IFM) direct et l'approche II étaient moins satisfaisantes. Un exemple de comparaison est fourni sur la figure 1.5 pour un groupe de pieux flottants avec un rapport d'entraxe (s/D) des pieuses égales à 3. Il a également été démontré que la localisation d'une couche plus rigide à la base des pieux réduisait la précision des prévisions de l'approche I.

Wang et coll. (2016a) ont présenté des comparaisons similaires entre la méthode du facteur d'interaction IFM et l'analyse d'élément fini (FEA). La méthode de IFM implique de coupler les tassements analytiques d'un pieu et les facteurs d'interaction étudiés par Poulos et Davis (1980).

L'interaction totale d'un pieu au centre du groupe pour les différentes tailles, N , de 9, 25 et 49 pieux sont indiqués dans la (Figure 1.5).

Ces auteurs suggèrent que les « effets de renforcement de groupe » sur le continuum du sol ont une influence non – négligeable sur la précision de la méthode du facteur d'interaction IFM, par rapport à l'analyse d'élément fini FEA, et ils ont proposé une méthode approchée

linéaire pour tenir compte des effets de renforcement de groupe qui ont démontré une meilleure concordance avec les analyses directes.

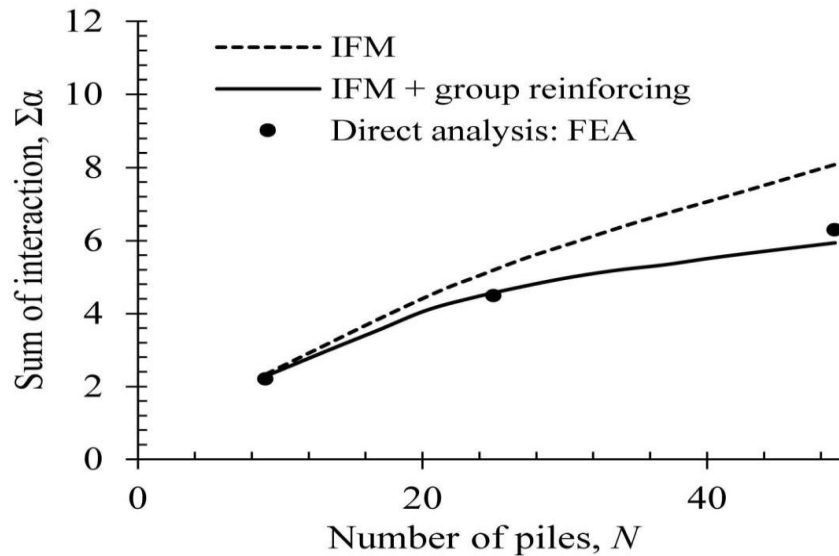


Figure 1.5 : Comparaison des méthodes de prédiction du Facteur d'interaction du pieu central pour différentes tailles de groupe

Wang et coll. (2016b) ont présenté des résultats numériques pour présenter les différences entre IFM et FEA. Ces processus consistent à déterminer la valeur de α entre un pieu source chargée et un pieu récepteur non chargée, le pieu récepteur (pieu $a - d$) en utilisant l'approche I dans des groupes de taille croissante (Figure 1.6)

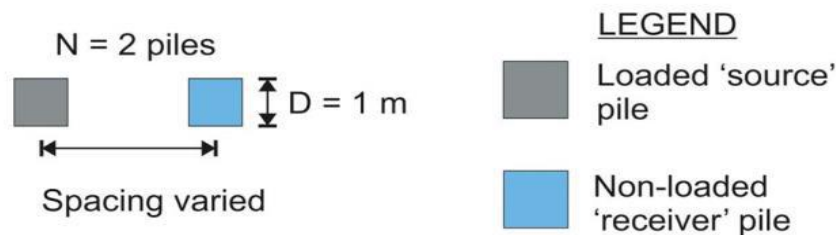


Figure 1.6: Facteur d'interaction de deux pieux chargé et non chargé

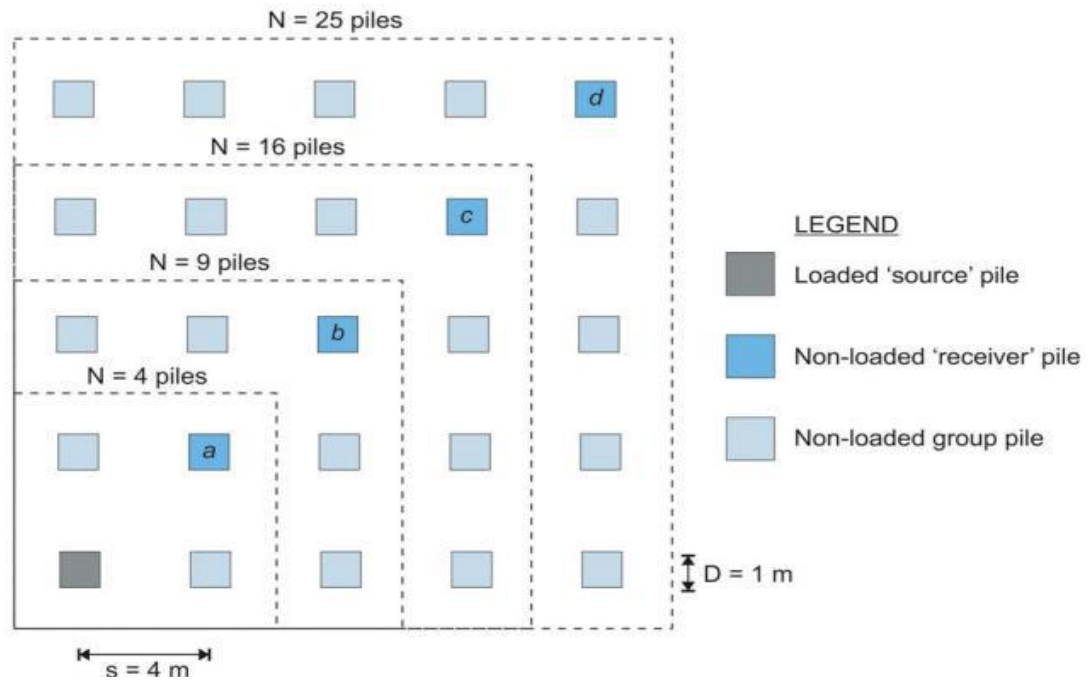


Figure 1.7 : Groupe de pieux dont le pieu receptr est chargé et les autres pieux non chargés Wang et coll. (2016b)

La figure (1.8) montre que l'influence des effets de renforcement de groupe (c'est-à-dire la présence de groupe de pieux non chargés) sur le facteur d'interaction α semble minimale pour les tailles de groupe plus important (25 pieux, $\Delta\alpha=0,013$) dans cet exemple.

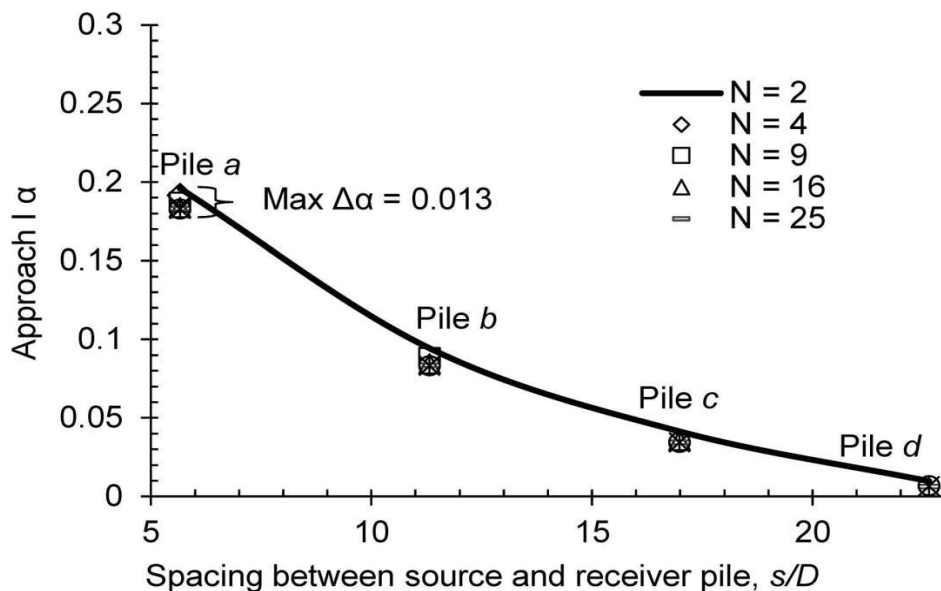


Figure 1.8 : Facteur d'interaction entre le groupe de pieux (chargé et non chargé)

1.3 Méthodes empiriques

Les approches empiriques permettent de déterminer directement les performances de tassement des groupes de pieux, sur la base d'essais sur le terrain/en laboratoire ou d'une modélisation numérique avancée. Le taux de tassement du groupe de pieux, R_s , est le moyen le plus courant de quantifier l'interaction des pieux au sein d'un groupe de pieux. Ce facteur peut être considéré comme un facteur d'amplification sur le tassement d'un pieu isolé soumis à une charge équivalente en tête de pieu.

$$R_s = \frac{w_{group}}{w_{single}} \quad (1.5)$$

Où w_{group} et w_{single} sont les tassements d'un groupe de pieux et d'un pieu isolé avec la même charge en tête par pieu, respectivement.

Skempton (1959) a développé ce qui semble être la première expression empirique de R_s basée sur les essais sur le terrain de groupes de pieux battus dans le sable.

$$R_s = \left(\frac{4B' + 2.7}{B' + 3.6} \right)^2 \quad (1.6)$$

Où B' est la largeur de la surface plane du groupe de pieux en mètres. Meyerhof (1959) inclut l'influence d'entraxe et du nombre de pieux pour le groupe de pieux carré situés dans le sable.

$$R_s = \frac{s/D \left(5 - \frac{(s/D)}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{n_r} \right)} \quad (1.7)$$

Où n_r est le nombre de rangées de pieux dans un groupe de pieux carrés. Vesic (1969) a lié simplement R_s à la largeur du groupe de pieux, B_g normalisée par le diamètre du pieu.

$$R_s = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (1.8)$$

Kaniraj (1993) a développé une équation semi-empirique de R_s . Un nouveau terme a été introduit par cet auteur, appelé « taux de tassement pour une contrainte égale », R'_s , et défini comme le rapport du tassement d'un groupe de pieux à celui d'un seul pieu lorsque la contrainte moyenne sur leurs zones de transmission de charge sont égales:

$$R'_s = 1.128 \sqrt{\frac{(n_r - 1)(n_c - 1)(s/D)^2}{\left(1 + 2 \frac{L}{D} \tan \theta\right)^2} + \frac{(n_r + n_c - 2) \left(\frac{s}{D}\right)}{1 + 2 \frac{L}{D} \tan \theta} + 1} \quad (1.9)$$

Où θ est l'angle de dispersion de la charge, pris comme $\theta = 7^\circ$, et n_c est le nombre de colonnes de pieux dans le groupe de pieux. La valeur de R_s peut alors être déterminée comme suit:

$$R_s = 1 + 0.67 \left(\frac{N_p}{R'_s} \frac{S_{sh}}{S'_{sh}} - 1 \right) \quad (1.10)$$

Où S'_{sh} et S_{sh} sont les pentes sécantes de la courbe charge- déplacement du pieu unique sous des charges de qA_g / N et qA_s respectivement, q est la contrainte appliquée. Le terme S'_{sh} / S_{sh} est utilisé pour tenir compte de la non-linéarité du sol.

Castelli et Maugeri (2002) ont développé une approche basée sur la méthode de pieu équivalent combinée à une fonction de transfert de charge hyperbolique pour modéliser l'interaction non linéaire.

$$R_s = \left(\frac{D}{D_g} \right)^{-\varepsilon} \quad (1.11)$$

Où D_g est le diamètre équivalent de la surface plane du groupe de pieux, un exposant de $\varepsilon = 0,15$ a été dérivée d'une base de données de cas de groupes de pieux.

McCabe et Lehane (2006) ont développé l'approche de Castelli et Maugeri (2002) pour donner une meilleure concordance avec neuf cas de groupes de pieux publiés. Cependant, ces auteurs ont considéré l'efficacité de la rigidité du groupe, η_g , définie comme l'inverse de R_s .

$$\eta_g = R_s^{-1} = \frac{[D_g / D]^{0.66}}{N} \quad (1.12)$$

Comodromos (2004) a développé une approche d'ajustement de courbe aux valeurs dérivées numériquement de R_s . Des analyses tridimensionnelles aux différences finies utilisant un modèle de sol élastique-plastique ont été adoptées. Les tailles de groupe considérées dans les analyses paramétriques de 4 pieux à 25 pieux tandis qu'un entraxe de trois diamètres de pieux a été maintenu.

Comodromos et Bareka (2009) ont présenté des analyses numériques supplémentaires pour étendre l'applicabilité de leur approche antérieure à des entraxes de pieux compris entre deux et cinq fois le diamètre de pieux, un intervalle plus large pour les sols argileux et des configurations de groupe alternatives. Leur expression est donnée ci-dessous :

$$R_s = 0.8 \left[S_{ns}^{0.07} (1.23 N_R)^{1.9} + S_{ns}^{-0.08} e^{0.54 N_R} \right] \ln \left(1.25 + \frac{5}{s/D} \right) \quad (1.13)$$

Où S_{ns} est le tassement d'un seul pieu normalisé par le diamètre du pieu et N_R est défini par Comodromos et al. (2016) pour les tailles plus grands groupes :

$$N_R = \frac{(N + 5)^{0.85}}{n_r + n_c} \quad (1.14)$$

Sheil et McCabe (2014) ont développé une approche à la base des résultats du modèle avancé HS dans PLAXIS. Pour la formulation de cette approche, une équation a été développée pour estimer l'efficacité de la rigidité du groupe de pieux pour prédire η_g en tenant compte de l'influence de l'espacement des pieux, de la longueur, de la géométrie du groupe et de la taille, ainsi que la profondeur et la rigidité du couche d'appui sous-jacente dans les analyses paramétriques. Trois scénarios différents définis comme suit :

- (i) Groupes de pieux dans une couche de sol infiniment profonde ($h/L \geq 3$),
- (ii) Groupes de pieux dans une couche de sol ($1 < h/L < 3$),
- (iii) Groupes de pieux fin pour une couche de sol rigide ($h/L = 1$), où h est la profondeur sous le niveau du sol jusqu'à une couche d'appui rigide.

Les équations développées dans les travaux Sheil et McCabe (2014) sont des modifications de la forme de l'expression de η_g de McCabe et Lehane (2006), les variations d'entraxe et du diamètre des pieux sont écrit sous forme D_g/D . L'expression résultante pour η_g en fonction de L/D en termes d'exposant modifié A , est définie comme suit où η_f est utilisé pour désigner la valeur de η_g pour un groupe de pieux flottants dans une couche de sol infiniment profonde.

$$\eta_g = \eta_f = \frac{[D_g / D]^A}{N + 1} \quad (1.15)$$

Où $A = 0.83(L/D^{-0.071})$

La Figure (1.9) confirme que l'équation (1.15) fournit un excellent ajustement aux résultats obtenus en utilisant le modèle HS dans PLAXIS.

Toutes les formulations empiriques ont été utilisées avec un entraxe de $s/D=3$.

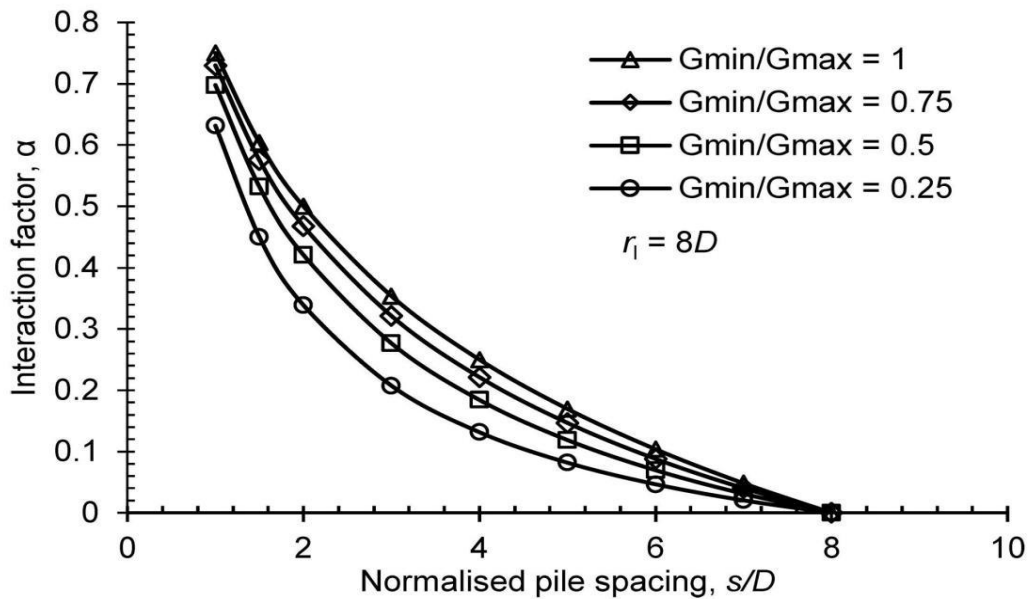


Figure 1.9 : Comparaison entre les résultats de PLAXIS et les résultats de Eq(1.15) pour différentes valeurs de N et L/D . Sheil et McCabe (2014)

Pour tenir compte de la présence d'une couche d'appui rigide à la base du groupe de pieux (cas (ii)), des termes supplémentaires ont été ajoutés à l'équation (1.15).

$$\eta_g = \eta_f + B \left(\frac{1}{h/L} \right)^6 \quad (1.16)$$

$$\text{Où } B = 0.147(L/D)^{-0.272} \times \ln N$$

L'expression considère l'effet de h/L , L/D et N , comme indiqué sur la Figure 1.10. Elle peut surestimer la valeur de η_g si la valeur de $E2/E1$ est inférieure à 5, la valeur de η_g soit obtenue en utilisant l'équation (1.15) afin de fournir une estimation plus prudente.

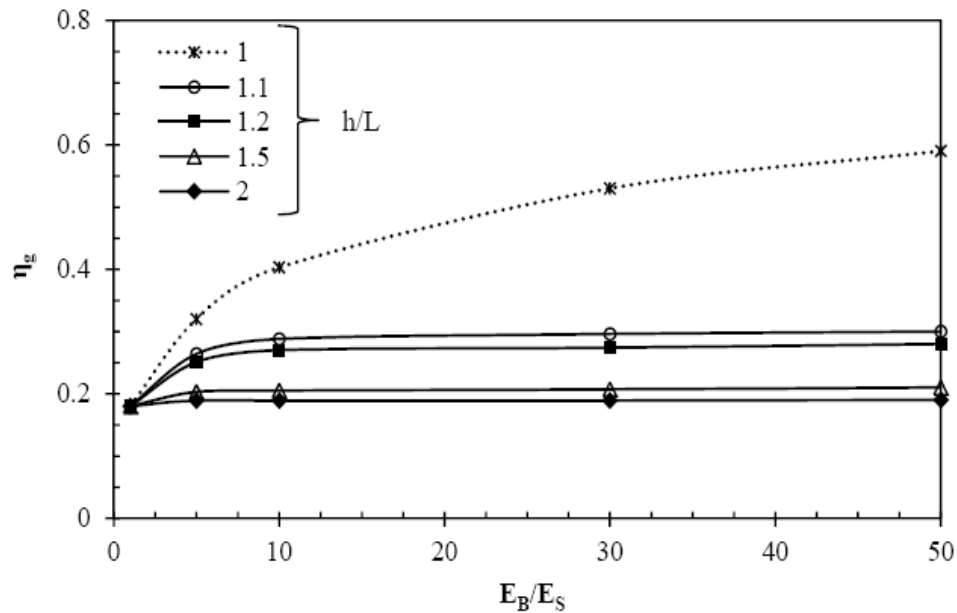


Figure 1.10 : Prédications η_g avec valeur croissante de E_2/E_1 déterminée par PLAXIS ; $N=36$ pieux ; $L/D=21$; $s/D=3$

L'expression de l'efficacité de rigidité d'un appui d'extrémité d'un groupe de pieux sur une strate de sol rigide le cas (iii) est également développé de η_f définie dans l'équation (1.15) L'équation modifiée prend en compte la valeur de E_2/E_1 et est définie comme suit.

$$\eta_g = \eta_f \times \left(\frac{E_2}{E_1} \right)^c \tag{1.17}$$

Où $C = 0.112 \ln N - 0.112$

Où E_2 / E_1 est la rigidité de la strate d'appui par rapport au sol le long du fût du pieu.

1.4 Méthodes analytiques

1.4.1 Modèles d'interaction le long du fut de pieux

Les recherches mentionnées sur le comportement non linéaire du sol ont constitué une base pour l'utilisation du principe de superposition dans les méthodes simplifiées non linéaires. Ces approches varient avec le nombre de paramètres requis pour calibrer la non-linéarité du sol, l'interaction élastique et les conditions à l'interface pieu-sol.

Caputo et Viggiani (1984) ont cité l'une des premières méthodes d'interaction non linéaire des pieux. Ces auteurs ont compilé toutes les valeurs existantes avec un groupe en une seule matrice d'interaction. Les valeurs hors-diagonales, α_{ij} ($i \neq j$), ont été supposées constantes

(indépendant du niveau de charge), tandis que α_{ii} variait en fonction du niveau de charge pour tenir compte de la non-linéarité du sol.

$$\alpha_{ii} = \frac{1}{1 - \frac{Q_i}{Q_{i,\text{lim}}}} \quad (1.18)$$

Où α_{ii} est le facteur d'interaction pour le pieu i sous sa propre charge, Q_i , et la charge ultime est $Q_{i,\text{lim}}$, tel que défini dans Chin (1970).

Lee (1993) modifié le modèle élastique de l'approche simplifiée des couches hybrides de Randolph et Wroth (1978), introduisant un nouveau terme β dépendant de la contrainte de cisaillement mobilisée à l'interface sol-pieu en tenant compte de la non-linéarité de la rigidité du sol. Le tassement incrémental du sol Δw_s pour un seul pieu est obtenu comme suit.

$$\Delta w_s = \frac{\Delta P_s}{2\pi G_t L} \left[\ln \left(\frac{r_m - B}{r_0 - B} \right) + \frac{B(r_m - r_0)}{(r_m - B)(r_0 - B)} \right] \quad (1.19)$$

$$\beta = \tau_0 R_f / \tau_f \quad (1.20)$$

Où ΔP_s , est la charge incrémentale au nœud le long du fut, G_t est le module de cisaillement tangent initial le long du fut de pieu, L est la longueur du pieu, r_0 est le rayon du pieu, r_m est la distance latérale du centre du pieu auquel la contrainte de cisaillement est considérée comme négligeable (Randolph et Wroth 1978), R_f est un paramètre hyperbolique, et τ_0 et τ_f sont la contrainte de cisaillement à l'interface sol-pieu respectivement. Pour le calcul de α , cet auteur a adopté les solutions élastiques citées par Randolph et Wroth (1979), qui peuvent être obtenus en mettant le paramètre β à zéro.

$$\alpha_{ij} = \frac{\ln(r_m / s)}{\ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)} \quad (1.21)$$

Costanzo et Lancellotta (1998) ont développé une solution analytique pour les valeurs non linéaires de α pour pieux flottants rigides. Ces auteurs ont proposé une variation linéaire du module de cisaillement avec la distance radiale du pieu pour simuler de manière simplifiée la dégradation du module de cisaillement due à la déformation de sol.

$$G(r) = G_{\min} + \frac{G_{\max} - G_{\min}}{r_l - r_0} (r - r_0) \quad (1.22)$$

Où $G(r)$ est le module de cisaillement à un rayon r du pieu, G_{\max} et G_{\min} sont les modules de cisaillement maximum et minimum, se produisant à une très grande distance de l'axe du pieu (r_l), pris comme $(8D)$ et à l'interface de pieu (r_0) respectivement. La relation de transfert de charge a ensuite été définie comme :

$$w_s = \frac{r_0}{G_{\min}} \ln\left(\frac{r_l}{r_0}\right) \tau_0 \quad (1.23)$$

(Randolph et Wroth 1979) a été utilisé le champ de déplacement libre autour d'un pieu chargé pour superposer les effets des pieux adjacents dans le groupe, en ignorant l'effet de renforcement de pieu récepteur. L'interaction entre les pieux peut être alors déterminée comme suit :

$$\alpha = 1 - \frac{\ln\left(\frac{s}{r_0} \frac{G_{\min}}{G(s)}\right)}{\ln\left(\frac{r_l}{r_0} \frac{G_{\min}}{G_{\max}}\right)} \quad (1.24)$$

L'influence d'un module de pieu proche réduit en utilisant cette approche est présentée dans la figure (1.11).

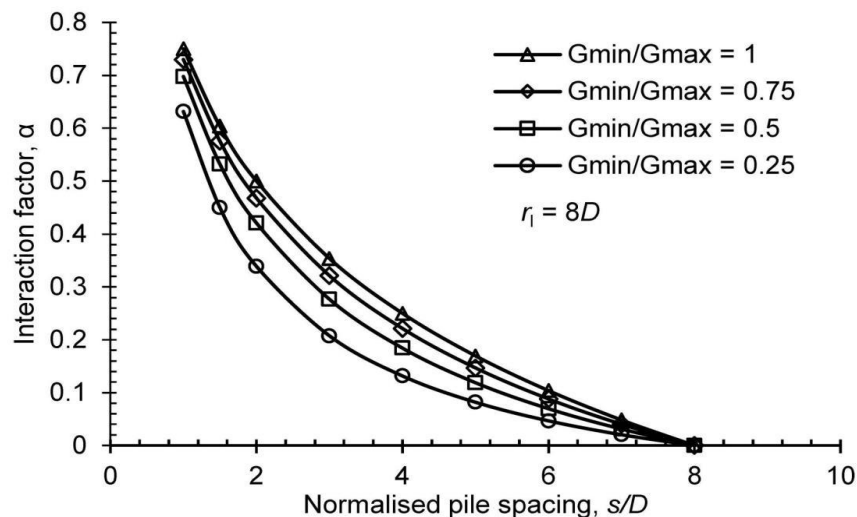


Figure 1.11 : Influence du module réduit « près de pieu » sur le facteur d'interaction α (d'après Costanzo et Lancellotta 1998)

Lee et Xiao (2001) ont adopté une fonction de déplacement discontinu afin de confiner le comportement plastique du sol à un anneau mince entourant un pieu chargé (Figure 1.12).

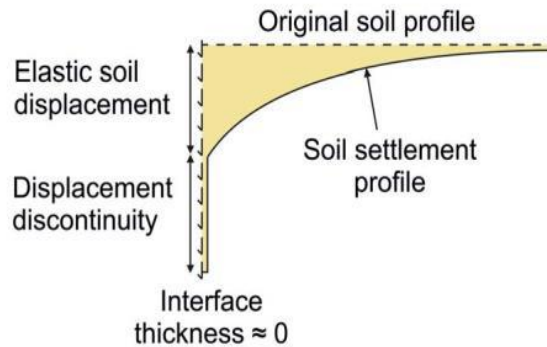


Figure 1.12 : Illustration du concept de discontinuité de déplacement adopté par Lee et Xiao (2001)

En dehors de cet anneau, le sol était supposé élastique. Le tassement du pieu peut être obtenu comme suit :

$$w_s = \frac{r_0}{G_0} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \tau_0 + \frac{a \tau_0}{1 - b \tau_0} \quad (1.25)$$

Où G_0 est le petit module de déformation (rigidité initiale), les paramètres a et b décrivent la non-linéarité de la courbe de transfert de charge (Figure 1.13).

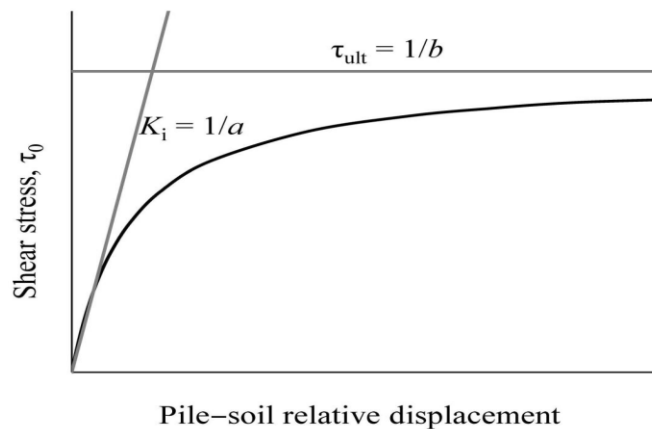


Figure 1.13 : Illustration du concept de discontinuité de déplacement adopté par Lee et Xiao (2001)

La première partie de cette expression représente les déplacements élastiques du sol, correspond aux solutions de Randolph et Wroth (1979). La deuxième partie représente la

partie non linéaire des déplacements, en utilisant un modèle hyperbolique similaire à celui proposé par Duncan et Chang (1970).

L'interaction entre pieux est déterminée en utilisant le déplacement du sol (élastique) en champ libre selon Randolph et Wroth (1979) et ceux-ci sont appliqués à la partie élastique du tassement selon l'équation (1.21).

Les prédictions du champ de déplacement entourant un pieu isolé chargé sont montrées sur la figure (1.14).

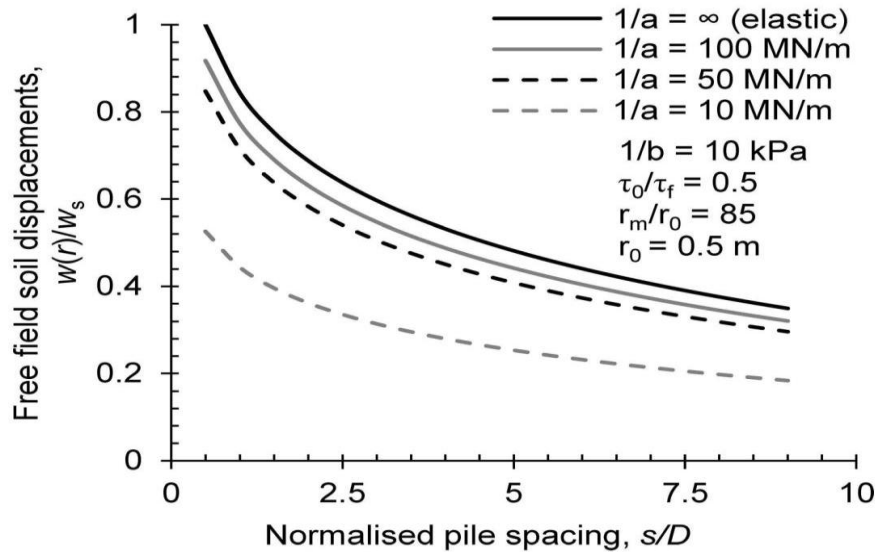


Figure 1.14 : Prédications du champ de déplacement entourant un pieu isolé chargé (d'après Lee et Xiao .2001)

L'interaction des pieux est calculée en tenant compte de la rigidité axiale du pieu récepteur ; la mobilisation des contraintes de cisaillement final à l'interface dépend du déplacement relatif sol-pieu.

Wong et Poulos (2005) ont adopté des relations approximatives pour transformer les facteurs d'interaction pour les pieux de longueurs identiques à ceux de longueurs différentes.

Zhang et coll. (2010) ont adopté un modèle de transfert de charge hyperbolique, pour le puits de pieu :

$$\tau_0 = \left\{ \frac{w_s}{c + dw_s} ; w_s \leq w_u \right. \quad (1.26)$$

$$\tau_f ; w_s \geq w_u$$

où c et d sont les paramètres d'ajustement du modèle hyperbolique peuvent être étalonnés par des données expérimentales ou par les essais de terrain, elles peuvent également être estimées à partir des expressions (Zhang et al.2010) et w_u est le déplacement nécessaire pour mobiliser τ_f .

$$c = \frac{r_0 \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)}{G} \quad (1.27)$$

1

$$d = \frac{R_f}{\tau_f} \quad (1.28)$$

Où G est le module de cisaillement du sol autour du fût du pieu.

Les déplacements du pieu ont été obtenus en superposant le déplacement élastique du sol en champ libre selon Randolph et Wroth (1979) tel que défini dans l'équation (1.21).

Zhang et Zhang (2011) ont considéré l'interaction entre des pieux de longueurs différentes. Les solutions élastiques de Randolph et Wroth (1979) ont été adoptées pour décrire la relation transfert de charge, le comportement non linéaire d'un pieu isolé a été incluse en imposant une contrainte de cisaillement maximale à l'interface sol-pieu. Pour la détermination de la réponse du pieu récepteur non chargé. Ces auteurs ont également inclus l'effet de la rigidité axiale du pieu :

$$E_p A_p \frac{d^2 w_j(z)}{dz^2} - k_z \Delta w_j = 0 \quad (1.29)$$

Où z est la profondeur du sol, w_j est le déplacement du pieu au point j , k_z est la rigidité du sol (ressort de Winkler), Δw_j est le déplacement relatif entre le pieu et le sol à l'interface j du pieu récepteur non chargé, E_p et A_p sont le module de Young et l'aire du pieu respectivement.

Le facteur d'interaction Pour $L_i > L_j$:

1

$$\alpha'_{ij} \cong \frac{(\alpha_{ii} + \alpha_{jj})}{f_{1s}} \frac{1}{R_{1s}^K \cdot R_{1s}^L} \quad (1.30)$$

Pour $L_i < L_j$:

$$\alpha'_{ij} \approx \frac{\alpha_{jj}}{f_{s1}} \frac{1}{R_{s1}^K \cdot R_{s1}^L} \quad (1.31)$$

Où L_i et L_j sont respectivement les longueurs des pieux i et j , f_{1s} et f_{s1} sont la correction du facteur pour s/D , différence longueur de pieu et de la distribution du module du sol. R_{1s}^K et R_{s1}^K sont les facteurs de correction pour la rigidité relative entre le pieu et le sol, R_{1s}^L et R_{s1}^L sont les facteurs de correction pour l'élanement du pieu (L/D).

Zhang et Zhang (2012) ont également adopté le modèle de transfert de charge hyperbolique (voir l'équation 1.26) cité par Zhang et al. (2010). Ces auteurs ont introduit un coefficient de réduction (λ), pour rendre compte l'effet de renforcement de manière simplifiée :

$$\lambda = \frac{r_0}{s} \frac{\ln\left(\frac{r_m}{s}\right)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad (1.32)$$

Le facteur d'interaction modifié est donc défini comme :

$$\alpha = \left(\frac{s}{r_0} - 1\right) \lambda \quad (1.33)$$

L'effet de renforcement selon cette approche simplifiée est illustrée à la Figure (1.15) ainsi que des ceux déterminées par Mylonakis et Gazetas (1998). Pour un entraxe pieux $s/D < 2$, ce modèle montre une augmentation du facteur α lorsque les effets de renforcement sont pris en compte. La valeur minimale de s/D à retenir est donc égale à 2.

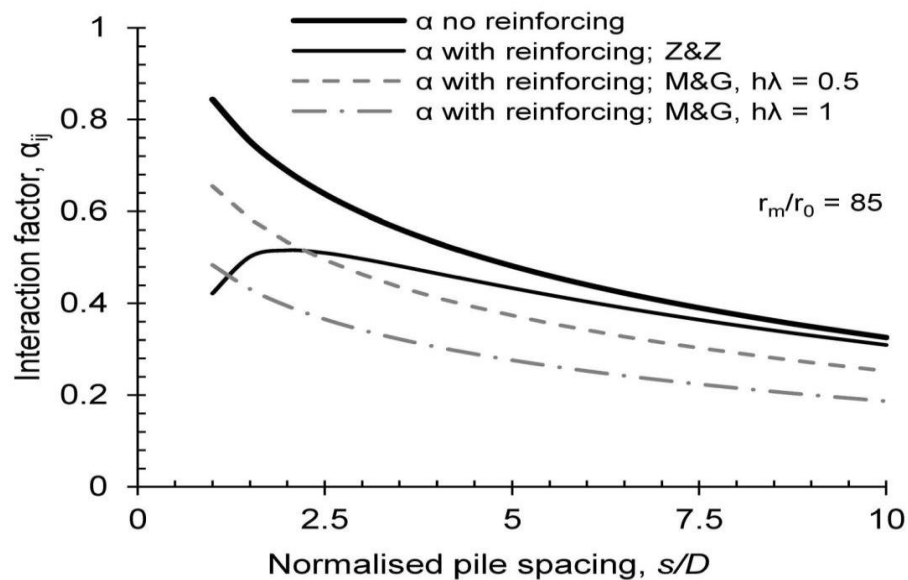


Figure 1.15 : Comparaison du modèle simplifié de Zhang et Zhang (2012 ; « Z et Z ») pour les effets de renforcement des pieux récepteurs à celui proposé par Mylonakis et Gazetas (1998, « M et G »)

Le facteur d'interaction défini par l'équation (1.33), est élastique, est défini par les déplacements totaux. C'est-à-dire, aucune distinction n'est faite entre les déplacements plastiques et élastiques.

Jiu et Huang (2014) ont proposé une approche simplifiée pour considérer le comportement non linéaire de groupes de pieux chargés axialement installés dans des sols stratifiés. La non-linéarité de la rigidité du sol était confinée à une zone étroite entourant le sol, alors que le milieu du sol était considéré linéaire élastique.

$$w_s = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \ln \left(\frac{r_m / r_0 - R_f \tau_0 / \tau_f}{1 - R_f \tau_0 / \tau_f} \right) \quad (1.34)$$

Les solutions pour les contraintes et les déplacements dans une couches demi-espace élastique développées par Ai et al. (2002) ont été adoptées pour calculer les interactions des déplacements élastiques de deux pieux, avec les effets de renforcement du pieu récepteur sur le continuum du sol. Le principe de superposition est adopté pour extrapoler le comportement de groupe. Il est également possible de simuler la flexibilité réaliste en couplant cette approche analytique avec l'analyse par éléments finis (FEA) en trois dimensions.

Sheil et McCabe (2016a ; 2016b ; 2017) ont adopté un modèle non linéaire pour l'évolution du module de cisaillement du sol avec une pression moyenne.

$$G = G_0 \left(1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^g \right) \left(\frac{P'}{P_0'} \right)^n \quad (1.35)$$

Où G est le module de cisaillement, f et g sont des paramètres empiriques d'ajustement de courbe, p' est la contrainte effective moyenne de p_0' , n est une constante comprise entre 0,5 et 1 et dépend de la contrainte et de la rigidité du sol.

Zhang et coll. (2016) ont également adopté l'approche de transfert de charge proposée par Lee et Xiao (2001) où le tassement total au niveau du fut de pieu est découpé en déplacements élastiques et plastiques.

Les effets de renforcement des pieux récepteurs ont été inclus en mettant en relation la contrainte de cisaillement mobilisée sur le pieu récepteur non chargée au déplacement relatif entre (i) le champ de déplacement induit par le pieu source chargée, et (ii) le déplacement du pieu récepteur.

1.4.2 Modèle d'interaction à la base de pieu

Chow (1986) a été étudier la relation charge-déplacement à la base du pieu sous charges axiales de compression :

$$w_b = \frac{P_b(1-\nu_s)}{2DG_b} \frac{1}{\left(1 - \frac{R_{fb}P_b}{P_{bu}}\right)^2} \quad (1.36)$$

Où w_b , P_b sont le tassement et la charge à la base du pieu ; ν_s est le coefficient de Poisson du sol ; G_b est le module de cisaillement à la base du pieu; P_{bu} est la charge à la base ultime; et R_{fb} est un paramètre qui détermine l'étendue de la non-linéarité du sol. L'interaction des pieux à la base α_b) a été considérée en utilisant l'approche de Randolph et Wroth (1979).

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, une base de données de modèles simplifiés a été présentée, à l'usage des spécialistes des fondations, permettant la prédiction d'interaction non linéaire des pieux qui se produit dans les groupes de pieux chargés verticalement. Ces modèles ont été classés comme empiriques ou analytiques. Des recherches récentes sur le rôle de la non-linéarité de la rigidité du sol dans l'interaction des pieux ont confirmé que l'influence de la plasticité du sol se limite à une zone étroite du sol entourant un pieu chargé alors que les déplacements des autres pieux sont élastiques. Cela a ouvert la voie à l'utilisation du principe de superposition (c'est-à-dire la méthode des facteurs d'interaction) dans un cadre analytique non linéaire.

CHAPITRE 2

**COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE
AXIALE**

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE

2.1 Introduction

Les pieux sont des éléments de construction permettant de fonder des bâtiments, des ouvrages de génie civil, des structures de production d'énergie, etc. Ils sont conçus pour supporter les différents types de sollicitations que ces structures leur transmettent. Lorsque les couches superficielles du sol ont une faible résistance, les pieux sont utilisés afin de transférer les charges vers les couches profondes du sol, généralement plus résistantes.

Lors du dimensionnement d'un pieu subissant un chargement axial, deux éléments doivent être correctement estimés ; la capacité portante et le tassement du pieu sous une charge donnée. Différentes méthodes de calcul de la capacité portante existent dans la littérature et dans les normes de dimensionnement des fondations profondes. En ce qui concerne le calcul de tassement, plusieurs méthodes et modèles de calcul ont été développés jusqu'à maintenant. Cependant, les résultats de ces méthodes ont été comparés à un nombre important de résultats expérimentaux.

2.2 Comportement des pieux sous chargement axial

2.2.1 Observations expérimentales du comportement des pieux

Le comportement des pieux sous charge axiale dépend essentiellement de la nature du matériau qui les constitue et de leur mode d'installation dans le sol. Afin d'évaluer adéquatement la portance des pieux, il est plus judicieux de les classer suivant le type de sollicitation imposée au sol lors de l'installation. Ainsi, les pieux peuvent être classés en deux grandes catégories. La première regroupe les pieux provoquant le refoulement du sol tels que les pieux battus, les pieux vibro-foncés et les pieux vissés. La deuxième catégorie comprend les pieux sans refoulant le sol tels que les pieux forés, les micropieux. Au sein de ces deux grandes catégories de pieux, différentes techniques d'installation existent. Par

exemple, la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose un classement avec 20 catégories de pieux réparties en 8 classes. Les différents types de pieux sont récapitulés dans le tableau (2.1).

Tableau 2.1: Classification des pieux selon l'AFNOR (2012)

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Pieu refoulant	Pieu ne refoulant
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)		×
	2	Foré boue (pieux et barrettes)		×
	3	Foré tubé (virole perdue)		×
	4	Foré tubé (virole récupérée)		×
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puis		×
2	6	Foré tarière creuse simple rotation ou double rotation		×
3	7	Vissé moulé	×	
	8	Vissé tubé	×	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	×	
	10	Battu enrobé (béton-mortier-coulis)	×	
	11	Battu moulé	×	
	12	Battu acier fermé	×	
5	13	Battu acier ouvert	×	
6	14	Profilé H Battu	×	
	15	Profilé H Battu injecté	×	
7	16	Palplanches Battus	×	
8	17	Micro pieu type I		×
	18	Micro pieu type II		×
9	19	Pieu ou Micro pieu injecté mode IGU type III		×
	20	Pieu ou Micro pieu injecté mode IRS		×

La portance d'un pieu peut être mesurée expérimentalement en réalisant un essai de chargement statique. Le résultat de cet essai est représenté sous forme d'une courbe reliant la charge appliquée en tête de pieu à son enfoncement. La Figure (2.1) est une illustration de ce type de courbe. La portance d'un pieu (charge limite) R_c est définie

conventionnellement comme la résistance du pieu associée à un enfoncement en tête équivalent à $0.1 D$, avec D le diamètre du pieu. La Figure (2.1) montre une courbe de charge/enfoncement relative à un essai de chargement statique. L'essai n'ayant pas été mené ici jusqu'à la charge limite (l'enfoncement maximal inférieur à $D/10$). Une extrapolation a été utilisée afin de définir la résistance correspondante à un déplacement équivalent à $D/10$.

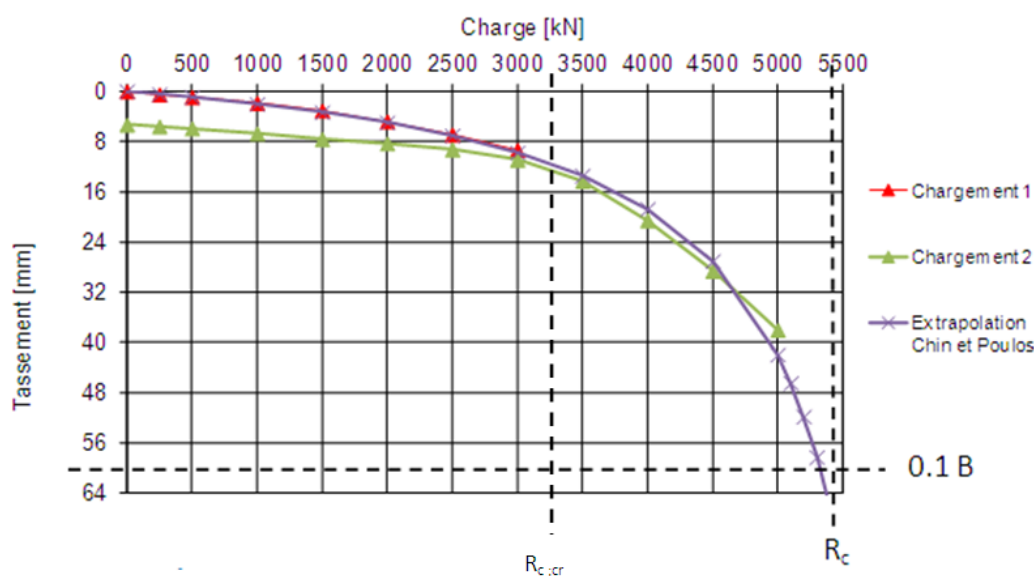


Figure 2.1 : Courbe de charge/enfoncement issue d'un essai de chargement statique

Une seconde charge du pieu nommée la charge de fluage R_c ; cr peut être également définie lors d'un essai de chargement statique. Cette charge de fluage est définie comme étant la résistance mobilisable sans variation notable dans le temps correspondant à un enfoncement faible de la tête de pieu. Elle est représentée sur la figure (2.1) elle correspond plus ou moins à la fin de la partie de la courbe reliant linéairement le chargement en tête de pieu à son enfoncement. Elle est déterminée par les courbes de fluage, c'est-à-dire les courbes indiquant le déplacement du pieu sous une charge constante.

Les pieux utilisés au cours d'un essai de chargement statique peuvent être instrumentés. Si les pieux sont instrumentés, la distribution de l'effort normal le long du pieu en fonction de la profondeur peut être obtenue, pour chaque palier de chargement figure (2.2). Sur cette figure, il est clair que l'effort normal diminue avec la profondeur. Cette réduction de l'effort normal est due au frottement mobilisé à l'interface sol-pieu. L'effort normal dans un pieu décroît d'autant plus que le frottement mobilisable à l'interface est important. Lorsque le chargement appliqué en tête atteint la résistance du pieu R_c , l'écart entre l'effort

normal en tête de pieu et celui à la base du pieu est la résistance de frottement du pieu R_s (résistance à la traction). L'effort mobilisé à la base du pieu est appelé la résistance de pointe R_b . La portance du pieu (résistance de compression) R_c est alors définie selon l'équation (2.1). La résistance de pointe R_b est calculée selon l'équation (2.2) où A_b est la section de la base du pieu et q_b est la résistance unitaire limite sous la base du pieu. L'équation (2.3) définit la relation permettant de calculer la résistance de frottement du pieu R_s . Dans cette équation, P_i est le périmètre du pieu dans la couche de sol i , h_i est l'épaisseur de la couche de sol et $q_{s,i}$ est le frottement axial limite dans la couche de sol i .

$$R_c = R_b + R_s \quad (2.1)$$

$$R_b = q_b \cdot A_b \quad (2.2)$$

$$R_s = \sum P_i \cdot h_i \cdot q_{s,i} \quad (2.3)$$

Les courbes de mobilisation du frottement axial q_s en fonction du déplacement du pieu peuvent être construites, pour différents niveaux de profondeur du pieu. Ces courbes sont aussi appelées « courbes t-z ».

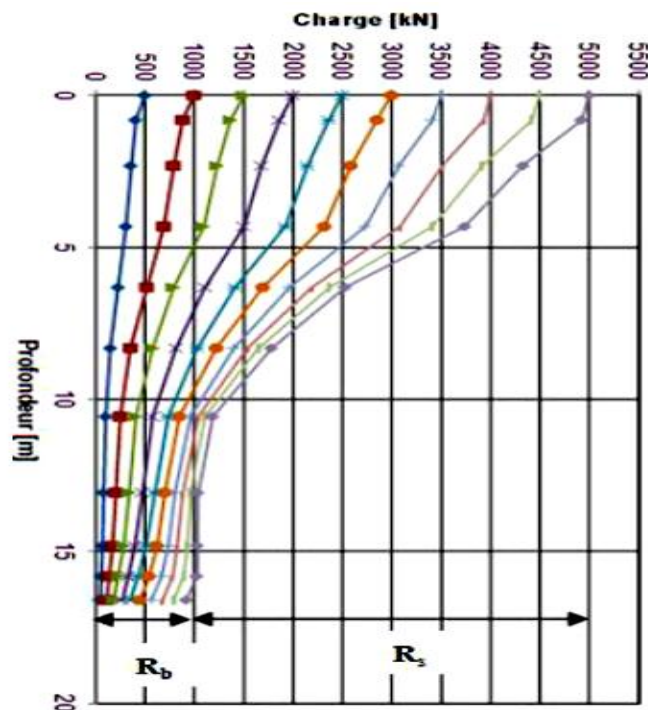


Figure 2.2 : Distribution de l'effort normal le long du pieu au cours d'un essai de chargement statique, pour différents paliers de chargement

La figure (2.2) illustre les courbes de mobilisation issues de l'exploitation des résultats d'un essai de chargement statique. Ces courbes permettent de déterminer le frottement axial limite q_s et la résistance unitaire limite sous la base du pieu q_b .

2.2.2 Méthodes de calcul de la portance des pieux sous charge axiale

2.2.2.1 Méthode pressiométrique

Le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) a été adopté depuis 1993 par le ministère de l'Équipement. Il regroupe des règles de calcul de portance des pieux à partir d'essais pressiométrique et pénétrométriques.

Cependant, de nombreux essais de chargement statique de pieux ont été réalisés depuis 1990 et n'ont pas été pris en compte lors de l'élaboration des règles du Fascicule 62-V (MELT, 1993). Bustamante et Gianceselli (2006) se sont basés sur ces essais de pieux et sur les essais plus anciens pour proposer de nouvelles règles de calcul de portance de pieux. Ces règles proposées par Bustamante et Gianceselli (2006) ont permis d'inclure des techniques de mise en place de pieux plus récentes et postérieures à la publication des anciennes règles. Elles ont permis également de proposer un réajustement des paramètres de calcul de frottement axial limite de coefficient de portance utilisés dans les règles de calcul.

Plus récemment, les anciennes règles de calcul ainsi que celles présentées par Bustamante et Gianceselli (2006) ont été révisées par Burlon et al. (2014). L'objectif de cette révision est la mise en conformité des règles de calcul françaises aux exigences de l'Eurocode 7. Dans cette partie, les nouvelles règles mises en place dans la norme d'application nationale française relative au dimensionnement des fondations profondes NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont présentées. Les règles établies dans cette norme sont basées sur les travaux menés par Burlon et al. (2014).

a) Calcul du frottement axial limite

L'expression du frottement axial limite q_s proposée par Burlon et al. (2014) est donnée par l'équation (2.4).

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(P_l^*) \quad (2.4)$$

Dans cette équation, P_l^* est la pression limite nette mesurée dans le sol, $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ est un paramètre adimensionnel dépendant de l'interface sol-pieu, et f_{sol} est une fonction

dépendant du type de sol. Les valeurs $\alpha_{pieu-sol}$ sont précisées dans le Tableau (2.2) et dépendent de la nature du sol et du mode de mise en place du pieu.

La figure (2.3) illustre l'évolution de la fonction f_{sol} en fonction de la pression limite nette pour cinq types de sol distincts. L'expression de la fonction f_{sol} est donnée dans l'équation (2.5). Les paramètres a, b et c intervenant dans cette équation sont des paramètres dépendant de la nature du sol.

$$f_{sol}(P_l^*) = (a^* P_l^* + b) (1 - e^{-c^* P_l^*}) \quad (2.5)$$

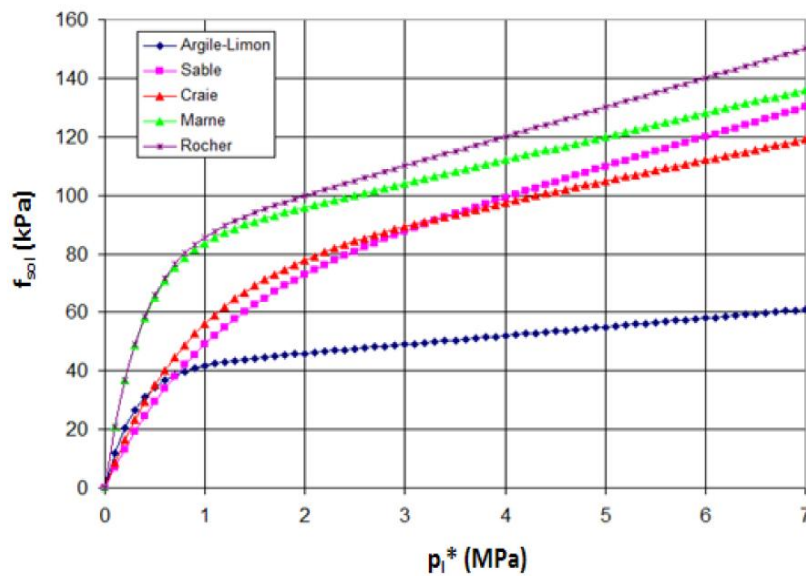


Figure 2.3 : Abaques des courbes f_{sol} en fonction de p_l^* proposées par Burlon et al. (2013) (AFNOR, 2012)

A partir de l'expression du frottement axial limite unitaire q_s dans l'équation (2.4), la résistance de frottement R_s du pieu peut être calculée selon l'équation (2.6). Dans cette équation, D est le diamètre du pieu et L est sa longueur.

$$R_s = \pi D \int_0^L q_s(P_l) dz \quad (2.6)$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe R_b des pieux est calculée selon l'équation (2.7). Dans cette équation, A_b est l'aire de la section de la base du pieu et P_{Le}^* est la pression limite nette

équivalente caractérisant la compacité du sol autour de la pointe du pieu et est calculée selon l'expression générale (2.8). Dans cette expression, b est le minimum entre a et h , h étant la hauteur de la fondation dans la couche porteuse. De plus, le paramètre k_P dans l'équation (2.7) est le facteur de portance. Il dépend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} définie selon l'équation (2.9). Si l'encastrement relatif D_{ef} / D est supérieur à 5, alors k_P est égal à $k_{P_{max}}$ dont les valeurs sont données dans le Tableau (2.4). Si D_{ef} / D est inférieur à 5, alors k_P est calculé selon l'équation (2.10).

$$R_b = k_b^* (P_{Le}^*)^* A_b \quad (2.7)$$

$$P_{Le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{L-b}^{L+3a} P^* L(z) dz \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{array} \quad (2.8)$$

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{Le}^*} \cdot \int_{L-h_D}^L P^* L(z) dz \quad (2.9)$$

$$h_D = 10D$$

$$k_P = 1 + (k_{P_{max}} - 1)^* \left(\frac{D_{ef}}{D} \right) \quad (2.10)$$

2.2.2.2 Méthode pénétrométrique

La norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose également une méthode de calcul de portance des pieux à partir d'essais pénétrométriques (CPT). Cependant, certains travaux montrent que les règles proposées ont un caractère plus incertain que les règles relatives à la méthode pressiométrique présentée ci-dessus. Cette incertitude est due au nombre plus réduit de résultats d'essais pénétrométriques dans la base de données utilisée.

a) Calcul du frottement axial limite

Le frottement axial limite d'une couche située à la cote z noté q_s est donné dans l'équation (2.11). Dans cette équation, $\alpha_{pieu-sol}$ est un paramètre adimensionnel dépendant du type de sol et du type de pieu. Les valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$ sont données au Tableau 2.3. La fonction de f_{sol} qui dépend du type de sol dans lequel la fondation est mise en place et des

valeurs de résistance de pointe lissée à la profondeur à partir de l'essai CPT notée q_c . L'évolution de f_{sol} en fonction de q_c est tracée sur la figure (2.4).

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}(q_c) \quad (2.11)$$

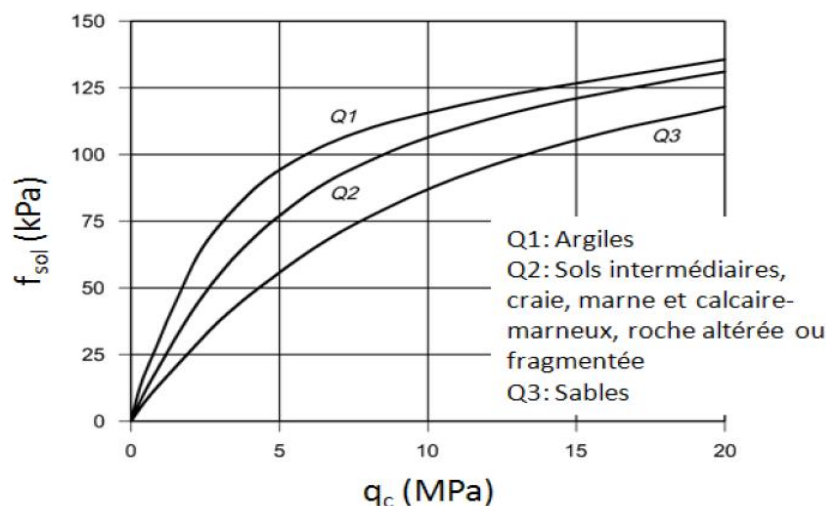


Figure 2.4 : Fonctions f_{sol} pour la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)

L'expression de la fonction f_{sol} est donnée dans l'équation (2.12). Les valeurs des paramètres a, b et c dépendent du type de sol et sont données dans le tableau (2.2).

$$f_{sol}(q_c) = (a * q_c + b) (1 - e^{-c * q_c}) \quad (2.12)$$

Tableau 2.2: Valeurs des paramètres a, b et c dans la fonction f_{sol} méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)

Type de sol	Argiles	Sols intermédiaires	Sables	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q2	Q2	Q2
a	0.0018	0.0015	0.0012	0.0015	0.0015	0.0015
b	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
c	0.4	0.25	0.15	0.25	0.25	0.25

Tableau 2.3: Valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ selon la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)

N°	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	Foré simple (pieux et barrettes)	0.55	0.65	0.70	0.80	1.40	1.50
2	Foré boue (pieux et barrettes)	0.65	0.80	1.00	0.80	1.40	1.50
3	Foré tubé (virole perdue)	0.35	0.40	0.40	0.25	0.85	—
4	Foré tubé (virole récupérée)	0.65	0.80	1.00	0.75	0.13	—
5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	0.70	0.85	—	—	—	—
6	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	0.75	0.90	1.25	0.95	1.50	1.50
7	Vissé moulé	0.95	1.15	1.45	0.75	1.60	—
8	Vissé tubé	0.30	0.35	0.40	0.45	0.65	—
9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	0.55	0.65	1.00	0.45	0.85	—
10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	1.00	1.20	1.45	0.85	1.50	—
11	Battu moulé	0.60	0.70	1.00	0.95	0.95	—
12	Battu acier fermé	0.40	0.50	0.85	0.20	0.85	—
13	Battu acier ouvert	0.60	0.70	0.50	0.25	0.95	0.95
14	H battu	0.55	0.65	0.70	0.20	0.95	0.85
15	H battu injecté IGU ou IRS	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
16	Palplanches battues	0.45	0.55	0.55	0.20	1.25	1.15
17	Micropieu type I	—	—	—	—	—	—
18	Micropieu type II	—	—	—	—	—	—
19	Pieu ou micropieu injecté (type III)	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
20	Pieu ou micropieu injecté (typeIV)	1.70	2.05	2.65	1.40	2.90	2.90

A partir des valeurs des frottements axiaux limites q_s , la résistance à la traction R_s du pieu peut être calculée selon l'équation (2.13).

$$R_s = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (2.13)$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose l'équation (2.14) pour calculer la résistance de pointe R_b . Dans cette équation, A_b est la section de la base du pieu et q_{ce} est la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique. Ce dernier paramètre est calculé selon l'équation (2.15) où q_{ce} correspond au profil pénétrométrique corrigé.

$$R_b = A_b k_c q_{ce} \quad (2.14)$$

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{L-b}^{L+3a} q_{ce}(z) dz \quad (2.15)$$

Le paramètre k_c dans l'équation (2.14) correspond au facteur de portance et dépend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} donnée par l'équation (2.16).

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{L-h_D}^L q_c(z) dz \quad (2.16)$$

$$h_D = 10D$$

Ainsi, lorsque l'encastrement relatif D_{ef} / D est supérieur 5, le paramètre k_c est égal à k_{cmax} dont les valeurs sont données dans le tableau (2.4). Si D_{ef}/D est inférieur à 5, alors :

- $k_c = 0,3 + (k_{cmax} - 0,3)(D_{ef} / D) / 5$ pour les argiles/limons ;
- $k_c = 0,2 + (k_{cmax} - 0,2)(D_{ef} / D) / 5$ pour les sols intermédiaires ;
- $k_c = 0,1 + (k_{cmax} - 0,1)(D_{ef} / D) / 5$ pour les sables et graves ;
- $k_c = 0,15 + (k_{cmax} - 0,15)(D_{ef} / D) / 5$ pour la craie, les marnes et les roches altérées ou fragmentées.

Tableau 2.4 : Valeurs du paramètre k_{cmax} – Méthode pressiométrique (AFNOR, 2012)

Terrain	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sol intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	0.4	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3
2	0.45	0.3	0.25	0.3	0.3	0.3
3	0.5	0.5	0.5	0.4	0.35	0.35
4	0.45	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
5	0.35	0.3	0.25	0.15	0.15	0.15
6	0.4	0.4	0.4	0.35	0.2	0.2
7	0.35	0.25	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.45	0.3	0.2	0.3	0.3	0.25

2.2.2.3 Méthode en contraintes totales (Méthode α -cu)

La méthode des contraintes totales est généralement utilisée pour calculer la portance des pieux installés dans l'argile. L'influence du mode de mise en place du pieu est prise en compte dans un paramètre noté α .

a) Calcul du frottement axial limite

L'Institut Américain du Pétrole API (2011) propose l'équation (2.17) pour estimer le frottement axial limite q_s à une profondeur donnée z de l'interface sol pieu. Dans cette équation c_u est la résistance de cisaillement du sol non-drainée et α est un facteur adimensionnel.

$$q_s = \alpha^* c_u \quad (2.17)$$

Les équations (2.18) et (2.19) ont été proposées par l'API (2011) pour calculer le facteur α pour les pieux métalliques battus des plateformes offshore.

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0.5} \text{ avec } \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right) \leq 1 \quad (2.18)$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0.25} \text{ avec } \left(\frac{c_u}{\sigma_v} \right) > 1 \quad (2.19)$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La résistance unitaire limite à la base du pieu q_b est calculée selon l'équation (2.20) d'après les règles de l'API (2011).

$$q_b = 9c_u \quad (2.20)$$

2.2.2.4 Méthode en contraintes effectives (Méthode β)

a) Calcul du frottement axial limite

La méthode des contraintes effectives est ancienne et est notamment référencée pour le dimensionnement des pieux offshore. Les règles données par l'API (2011) s'appuient sur le critère de rupture de Coulomb. La contrainte de cisaillement au fût à la rupture q_s est exprimée dans l'équation (2.21).

$$q_s = \sigma'_n \tan(\delta') = K \tan(\delta')^* \sigma'_v = \beta^* \sigma'_v \quad (2.21)$$

Dans cette équation, K est le coefficient de pression des terres à l'interface sol-pieu, σ'_n est la contrainte normale effective à la rupture (incluant ainsi les effets éventuels de contractance et de dilatance), σ'_v est la contrainte verticale effective et δ' est l'angle de frottement sol-structure. Le coefficient β prend des valeurs différentes selon que le pieu est installé dans le sable ou dans l'argile.

Pour les pieux battus ouverts dans le sable, l'API (2011) propose des valeurs pour β données dans le tableau (2.5). Pour des pieux battus fermés dans le sable, les valeurs préconisées pour β sont majorées de 25%.

Pour l'argile, la méthode des contraintes effectives est applicable dans les argiles normalement consolidées à légèrement sur-consolidées. Burland (1973) a proposé l'équation (2.22) pour calculer le coefficient β dans les argiles normalement consolidées au voisinage des pieux battus. Dans cette équation, φ est l'angle de frottement interne du sol.

$$\beta = (1 - \sin(\varphi)) \tan(\varphi) \quad (2.22)$$

Meyerhoff (1976) a modifié la relation précédente en introduisant le degré de surconsolidation. Il exprime le coefficient β selon l'équation (2.23).

$$\beta = (1.5 \pm 0.5) K \tan(\delta) \sqrt{OCR} \quad (2.23)$$

Tableau 2.5: Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable (API, 2011)

Densité Relative	Description du sol	Facteur de frottement axial β	Valeurs limites de frottement axial (kips/ft ²)	Facteur de résistance de pointe N_q	Valeurs limites de résistance de pointe MPa (kips/ft ²)
Très lâche Lâche Lâche Moyennement dense Dense	Sable Sable Sable-Limon Limon Limon	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable
Moyennement dense	Sable-Limon	0.29	1.4	12	60
Moyennement dense Dense	Sable Sable-Limon	0.37	1.7	20	100
Dense Très dense	Sable Sable-Limon	0.46	2.0	40	200
Très dense	Sable	0.56	2.4	50	250

Burland (1993) confirme la relation liant le coefficient β au degré de sur-consolidation du sol. Il suggère qu'il est logique de lier le coefficient β au rapport (c_u / σ'_{v0}) avec c_u la cohésion non-drainée du sol. Il considère que pour des argiles normalement consolidées à légèrement sur-consolidées, $(c_u / \sigma'_{v0} \leq 0.4)$ le coefficient β est compris entre 0.2 et 0.3. Pour des argiles de degré de sur-consolidation intermédiaire $(c_u / \sigma'_{v0} \leq 1)$, le coefficient β est compris entre 0.3 et 0.5.

Pour des argiles fortement sur-consolidées $(c_u / \sigma'_{v0} > 1)$, le coefficient β est supérieur à 0.5.

Jardine et al. (2005) se sont basés sur la méthode des contraintes effectives pour proposer une méthode nommée ICP pour dimensionner les pieux battus dans l'argile et dans le sable. Pour l'argile, ils proposent l'équation (2.24) pour des pieux battus fermés et l'équation (2.25) pour des pieux battus ouverts. Dans ces équations YSR est le degré de sur-consolidation apparent, St est la sensibilité du sol, h est la distance par rapport à la pointe du pieu, R est le rayon du pieu et R_{ext} et R_{int} sont respectivement les rayons extérieurs et intérieurs pour un pieu battu ouvert.

$$\beta = 0.8 \tan(\delta) K_c = 0.8 \tan(\delta) \left[(2.2 + 0.016 YSR - 0.87 \log(S_t)) YSR^{0.42} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0.20} \right] \quad (2.24)$$

$$\beta = 0.8 \tan(\delta) K_c = 0.8 \tan(\delta) \left[(2.2 + 0.016 YSR - 0.87 \log(S_t)) YSR_{xt}^{0.42} \left(\frac{h}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \right)^{-0.20} \right] \quad (2.25)$$

c) Calcul de la résistance de pointe

L'API (2011) propose l'équation (2.26) pour le calcul de la résistance en pointe q_b selon la méthode des contraintes effectives. Dans cette équation, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale à la pointe du pieu et N_q est le facteur de résistance de pointe. Les valeurs recommandées pour N_q par l'API pour des sols granulaires sont récapitulés dans le Tableau (2.5).

$$q_b = N_q \sigma'_{v0} \quad (2.26)$$

2.2.3 Paramètres influençant la portance d'un pieu

2.2.3.1 Effets du mode d'installation d'un pieu

Les études entreprises pour analyser les effets du mode d'installation d'un pieu distinguent entre deux principaux aspects: le changement d'état du sol au voisinage de la fondation en termes de déplacements, de déformations et de densification, et la réponse mécanique du pieu en termes de capacité portante. Cependant, les études reliées aux effets du mode d'installation d'un pieu ne sont pas très nombreuses et sont souvent basées sur des études expérimentales effectuées en laboratoire et réalisées sur des modèles réduits. En effet, la visualisation en grandeur réelle demeure difficile.

Robinsky et Morrison (1964) étudient l'impact du fonçage de pieux modèles de forme cylindrique dans un sable lâche (indice de densité ID égal à 0.17) sur le comportement du sol au voisinage du fût et au dessous de la pointe. Les séries d'essais réalisées ont permis de visualiser, grâce à des techniques de radiographie, d'une part une zone de compaction ou de densification du sol située au-dessous de la pointe du pieu et, d'autre part, des déplacements de grains de sable se trouvant au voisinage du fût dans la direction du fonçage (Figure 2.5).

La distance dans la direction transversale pour laquelle les déplacements des grains sont quantifiables est estimée à 3.0 ou 4.0 diamètres. Dans la direction verticale, cette distance

est plus faible de l'ordre de 2.5 ou 3.5 diamètres en-dessous de la pointe (Robinsky et Morrison, 1964).

Pour des indices de densité plus élevés (de l'ordre de 0.35), la zone de déplacement est plus large: de 4.5 à 5.5 diamètres dans la direction latérale et de 3.0 à 4.5 diamètres en-dessous de la pointe.

Meyerhof (1959) et Vesic (1977) confirment ces résultats et indiquent que les zones de déformations horizontales et verticales augmentent avec la densité relative du sable lors du fonçage de pieux modèles.

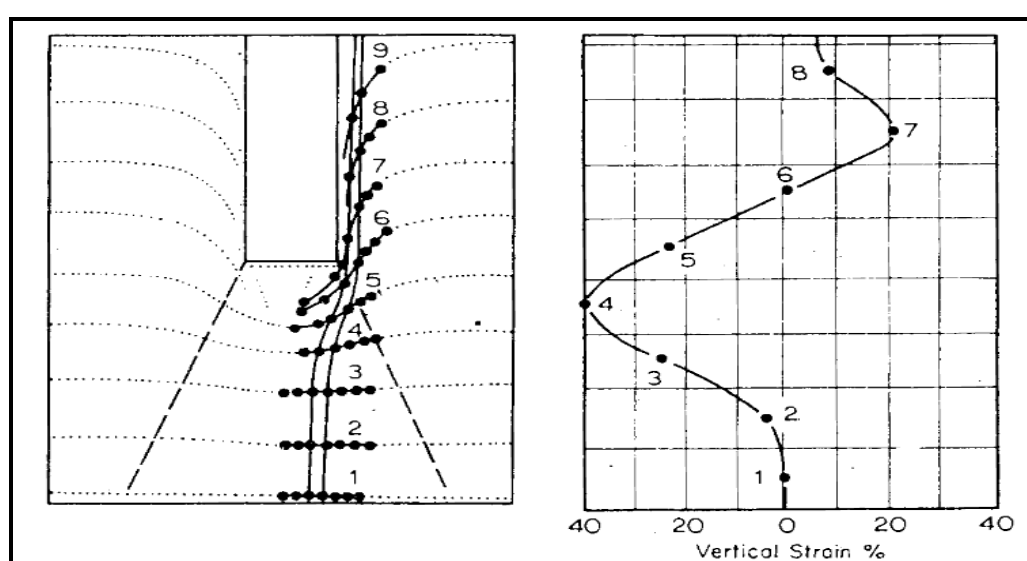


Figure 2.5 : (a) Déplacements et (b) déformations du sol autour d'un pieu foncé dans un sable lâche (Robinsky et Morrison, 1964)

Afin de mieux visualiser le comportement du sol lors du fonçage des pieux, Shakirev et al. (1996) ont réalisé une série d'essais en laboratoire où des pieux modèles ont été enfoncés dans du sable et de l'argile. Les déplacements verticaux et horizontaux du sol pendant le fonçage ont été observés ainsi que l'évolution des contraintes dans le massif. Les principales conclusions tirées de ces essais sont les suivantes.

a) Dans le sable

Au cours du fonçage d'un pieu, deux domaines caractéristiques de déformations du sol sont identifiés dans la figure (2.6). Dans le domaine (1) adjacent au pieu, les déplacements verticaux sont dirigés vers le bas, créant une zone de compression. La formation de cette zone de compression est due à la transmission de la composante verticale des contraintes issues du frottement à l'interface sol-pieu lors du fonçage. La pointe du pieu contribue

également à la formation de cette zone car elle transmet des contraintes normales au sol situé sous la partie inférieure de la fondation. Au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sol, le volume de sol comprimé augmente dans les directions radiales et verticales. La frontière de cette zone de compression se situe à une profondeur de l'ordre de 5 diamètres en-dessous du pieu, et à une distance comprise entre 3 diamètres et 4 diamètres dans la direction transversale.

Parallèlement à la formation de ce domaine (1), identifiez un domaine (2) de refoulement du sol (Figure 2.6).

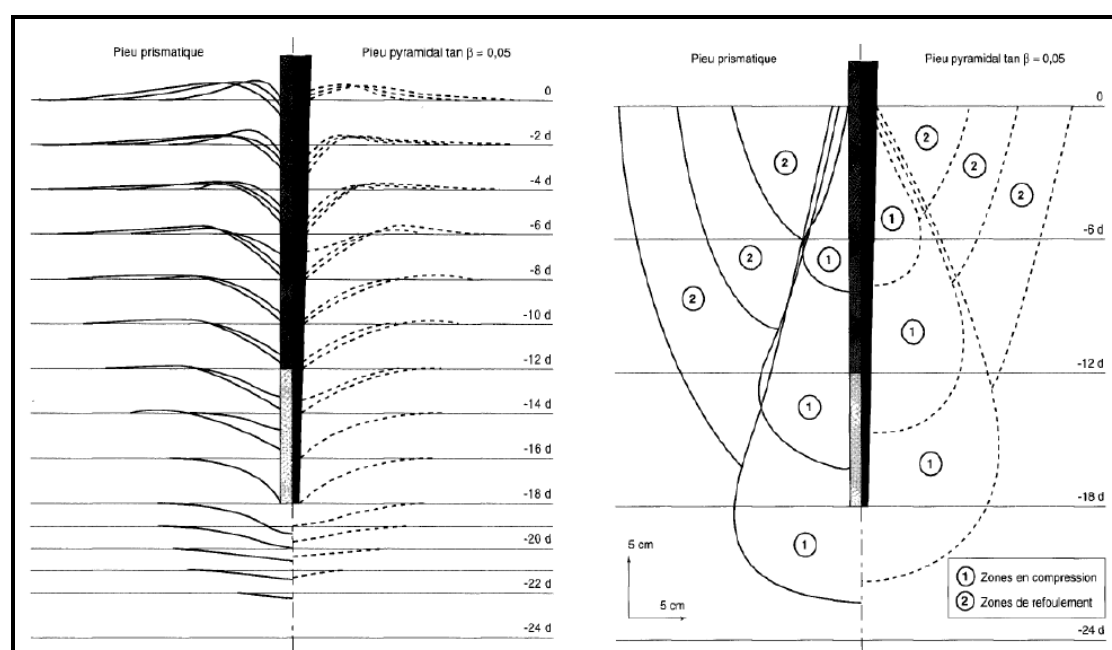


Figure 2.6: Domaines de déformations observées au cours du fonçage de pieux modèles dans un massif sableux, (a) représentation des déplacements verticaux, (b) représentation des zones de compression et de refoulement (Shakirev et al. , 1996)

Les déplacements verticaux dans cette zone sont dirigés vers le haut et sont dus à la pression exercée par le pieu sur le sol au cours du fonçage. Le domaine de refoulement concerne la partie supérieure du massif et commence au-delà de la zone de compression. Son extremum peut se situer à une distance équivalente à la longueur du pieu dans le sol. En comparant l'évolution du volume de la zone de refoulement par rapport à celui de la zone de compression lorsque l'enfoncement du pieu augmente, Shakirev et al. (1996) affirment que les dimensions radiales et verticales du domaine (2) diminuent par rapport à celles du domaine (1).

b) Dans l'argile

Shakirev et al. (1996) indiquent que les observations des déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans un massif argileux présentent des différences par rapport au sable. En effet la figure (2.7), montre que la zone de compression de sol située près du fût a une forme cylindrique. L'augmentation de la zone de compression dans la direction radiale s'arrête au bout de 5 diamètres à 6 diamètres de profondeur. La Figure (2.7) montre également que la zone comprimée sous la pointe du pieu est plus étendue en profondeur que dans la direction horizontale. Cela constitue une différence avec le fonçage des pieux dans le sable. Shakirev et al. (1996) expliquent cette différence par la faible capacité de l'argile à redistribuer les contraintes dans le massif de sol. Les pieux qui y sont insérés ont donc une résistance de pointe plus faible que ceux mis en place dans du sable.

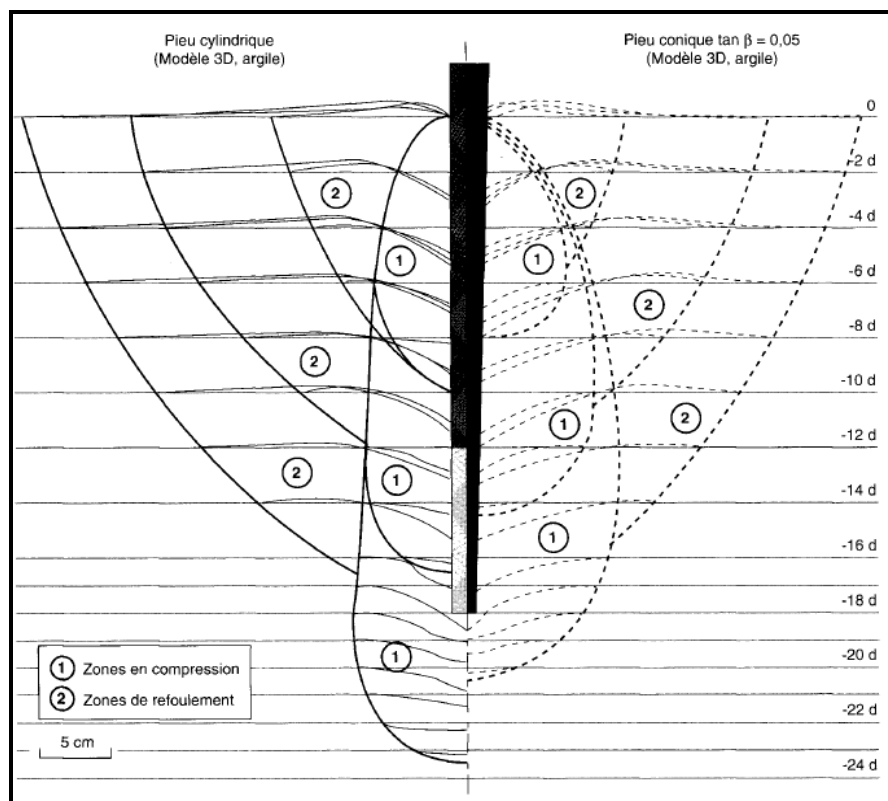


Figure 2.7 : Frontières des zones de déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans du sol argileux (Shakirev et al. 1996)

En ce qui concerne les pieux non-refoulant, il existe peu de données et d'informations sur les effets de l'installation de ce type de pieux dans le sable. Poulos et Davis (1980) précise qu'au cours de l'installation d'un pieu foré, un radoucissement ou une relaxation du sol situé au dessous de la pointe est susceptible de se produire. Ainsi, Tomlinson (1986)

propose d'utiliser la valeur résiduelle de l'angle de frottement pour calculer la capacité portante d'un pieu foré dans le sable.

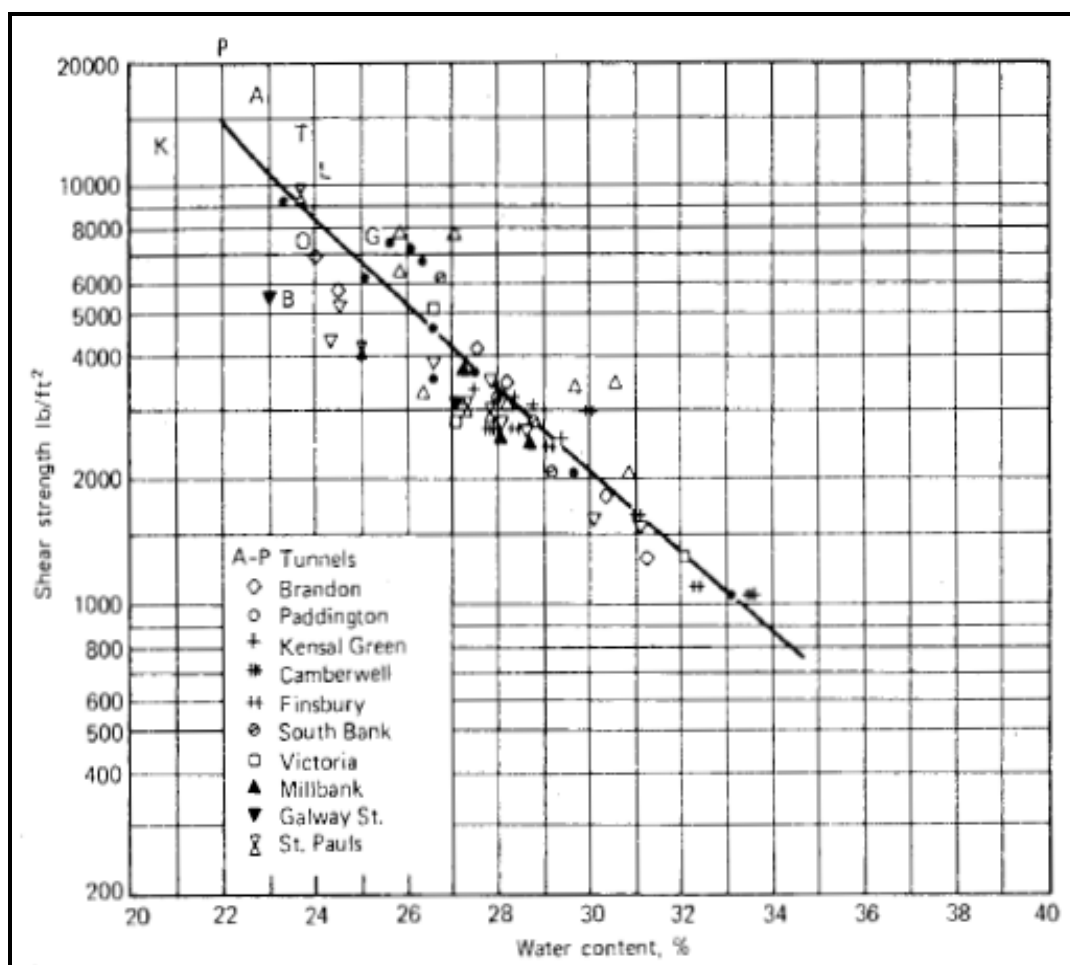


Figure 2.8 : Évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau pour l'argile de Londres (Skempton, 1959)

Les effets de l'installation d'un pieu non-refoulant dans l'argile ont été largement étudiés. Poulos et Davis (1980) indiquent que l'installation d'un pieu foré conduit à une valeur d'adhésion entre le sol et la structure inférieure à la valeur de cohésion non-drainée du sol avant l'installation. Cette diminution est due à l'augmentation de la teneur en eau dans le sol situé à proximité immédiate du pieu et par conséquent, à un relâchement (relaxation) du sol dans cette zone. Cependant, selon Skempton (1959), le taux de relaxation du sol autour du fût dépend largement de la technique de forage utilisée et de la durée de l'installation du pieu. Afin de mettre en relief l'effet de l'augmentation de la teneur en eau, Skempton (1959) propose une relation entre la résistance au cisaillement et la teneur en eau pour l'argile de Londres. Le rapport c_a/c_u sur la figure (2.8) représente le rapport entre l'adhésion sol-structure sur la cohésion non-drainée du sol avant installation. La Figure

(2.8) montre que pour une augmentation de 4% de la teneur en eau, le rapport c_a / c_u est réduit de 30%.

2.2.3.2 Effet du temps

L'effet du temps sur la capacité portante des pieux battus dans le sable a été l'objet de nombreuses recherches. Chow (1997) a rassemblé les données existantes dans la littérature sur l'évolution de la capacité portante en fonction du temps pour des pieux battus dans le sable (en acier, en bois ou en béton). Cette base de données ne distingue pas les pieux vierges (non pré-chargés), des pieux déjà chargés dans le passé.

La figure (2.9) présente les données concernant l'évolution des capacités portantes en fonction du temps en termes de capacité portante totale R_c , et de résistance à la traction R_s . Sur ces deux figures, les capacités portantes mesurées après une durée t sont divisées par R_c ($t=1$ jour) ou R_s ($t=1$ jour). Ces deux dernières valeurs représentent les capacités portantes évaluées à la fin du battage initial.

Les causes éventuelles de cette amélioration de la capacité portante des pieux battus dans le sable sont reliées selon Chow (1997) à trois phénomènes.

Le premier est la corrosion qui est un processus courant pour les pieux en acier. Le deuxième phénomène est relié à l'augmentation des contraintes radiales effectives agissant sur le fût du pieu. Cette augmentation de contrainte est due principalement à la diminution des pressions interstitielles. Le troisième et dernier phénomène est lié au réarrangement des grains et à leur enchevêtrement qui provoquent une augmentation de la résistance au cisaillement.

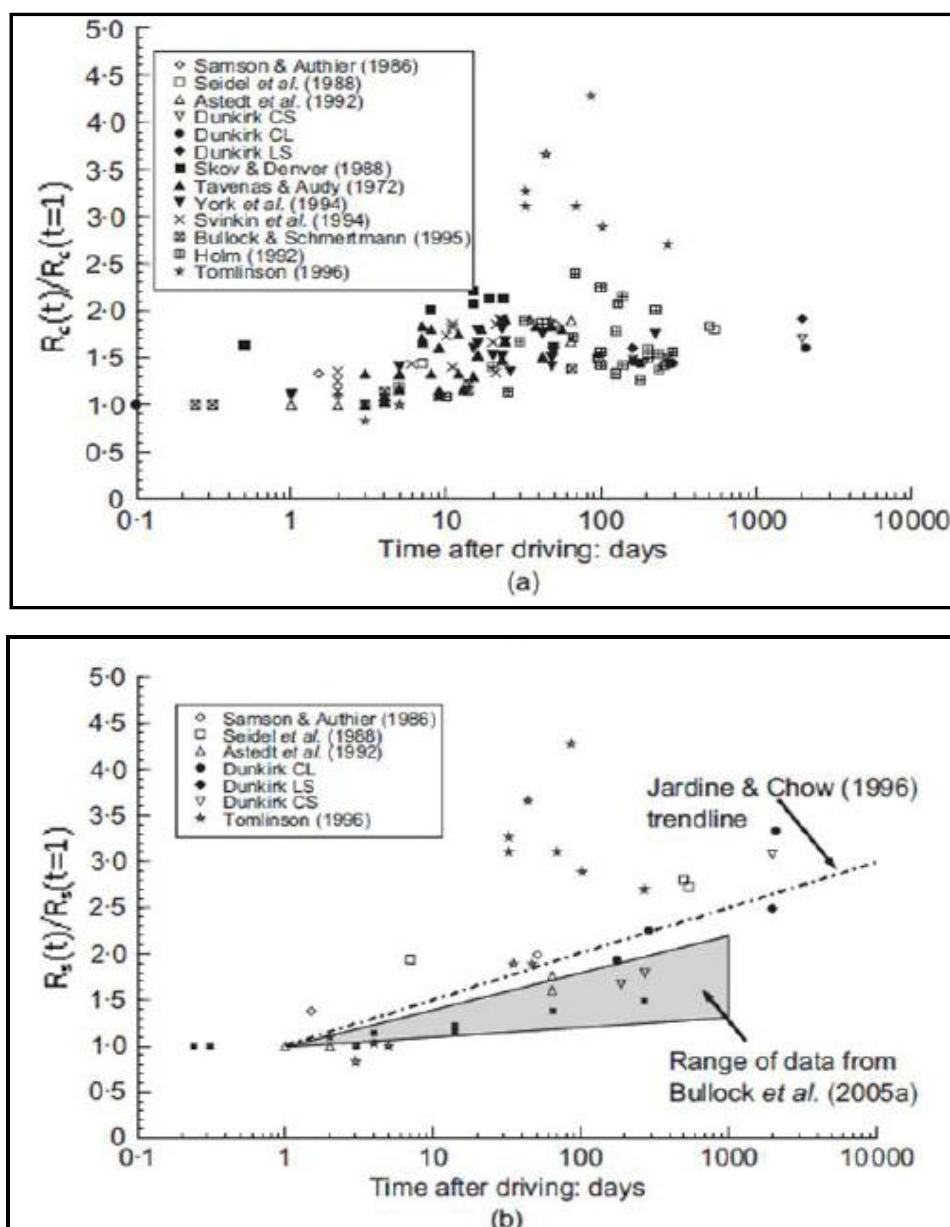


Figure 2.9 : Base de données sur l'évolution de la capacité portante des pieux battus dans le sable en terme de a) capacité portante totale, b) résistance à la traction (Chow, 1997)

2.2.3.3 Compressibilité des pieux

La compressibilité d'un pieu influence sa capacité portante lors d'un chargement axial monotone. Dans un sol radoucissant, la rupture du sol autour de la fondation peut se produire à des niveaux de chargement inférieurs à ceux calculés à partir des frottements axiaux maximaux. Ce phénomène est lié à la compressibilité des pieux et plus particulièrement à la rigidité axiale. En effet, Randolph (1983) indique que dans un pieu souple, la rupture est atteinte progressivement tout au long du pieu. Une rupture peut se produire au niveau du sol entourant la partie supérieure du pieu, tandis qu'au niveau des couches inférieures, le sol n'a pas encore atteint la rupture. Pour les pieux rigides, la

mobilisation des pics de frottements axiaux se fait au même moment dans toutes les couches de sol entourant le pieu. La figure (2.10) montre le profil de déplacement tout au long d'un pieu compressible. Randolph (1983) a introduit un facteur de réduction noté R_f pour des pieux ayant une faible résistance en pointe.

$$R_f = \frac{R_{crelle}}{R_{rigide}} \quad \text{Eq. (2.27)}$$

Dans l'équation (2.27), R_c réelle désigne la capacité portante du pieu considéré et R_c rigide est la capacité portante fictive d'un pieu rigide, calculée à partir des pics de frottements axiaux limites. Ce facteur est fonction de deux paramètres. D'une part, il dépend du degré de radoucissement ξ défini comme étant le rapport entre le frottement axial résiduel $q_{s,résiduel}$ et le frottement axial maximal $q_{s,pic}$ ($\xi = \frac{q_{s,résiduel}}{q_{s,pic}}$). D'autre part, ce paramètre dépend de la compressibilité du pieu notée K_p définie par la relation (2.28).

$$K_p = \frac{\pi B L^2 (q_{s,pic})_{moyen}}{(E_p A)_{pieu} \Delta w_{res}} \quad (2.28)$$

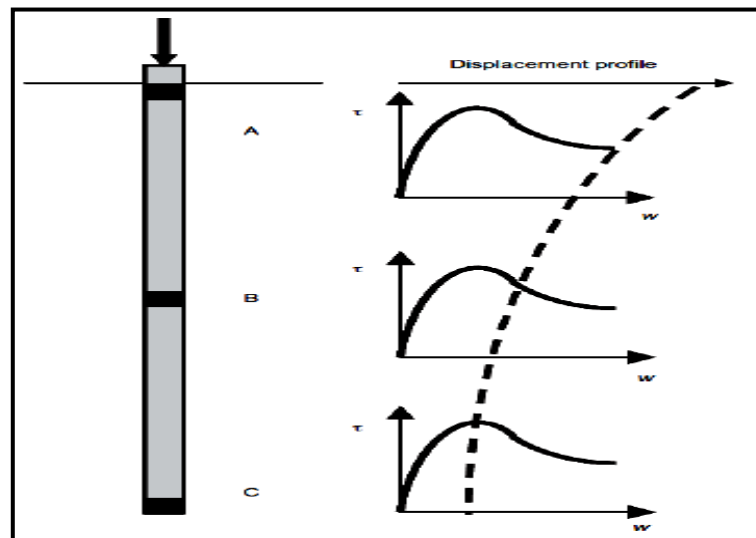


Figure 2.10 : Rupture progressive tout au long d'un pieu souple inclus dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003)

Dans l'équation (2.28), $\pi BL^2 (q_{s;pic})_{moyen}$ est le frottement axial maximal total du pieu en considérant un frottement axial limite de chaque couche égal à la moyenne des valeurs $q_{s;pic}$. E_p est le module d'Young du pieu et A sa section. Δw_{res} Est le déplacement tangentiel local nécessaire pour passer des valeurs $q_{s;pic}$ à $q_{s;résiduel}$

Randolph (2003) donne une première approximation du facteur de réduction R_f pour des calculs de dimensionnement préliminaires.

$$R_f = 1 - (1 - \xi) \left(1 - \frac{1}{2\sqrt{K_p}} \right)^2 \text{ pour } K_p > 0.25 \quad (2.29)$$

Avec R_f pris égal à l'unité pour de faibles valeurs de K_p .

La Figure (2.11) montre l'effet de la compressibilité K_p sur la capacité portante du pieu. Les valeurs de ξ recommandée par l'API (1993) sont de l'ordre de 0.7. Selon Randolph (2003), Δw_{res} est relativement faible (10 à 30 mm) pour des essais de cisaillement annulaire mais il mentionne qu'il peut être plus important pour des pieux en vraie grandeur.

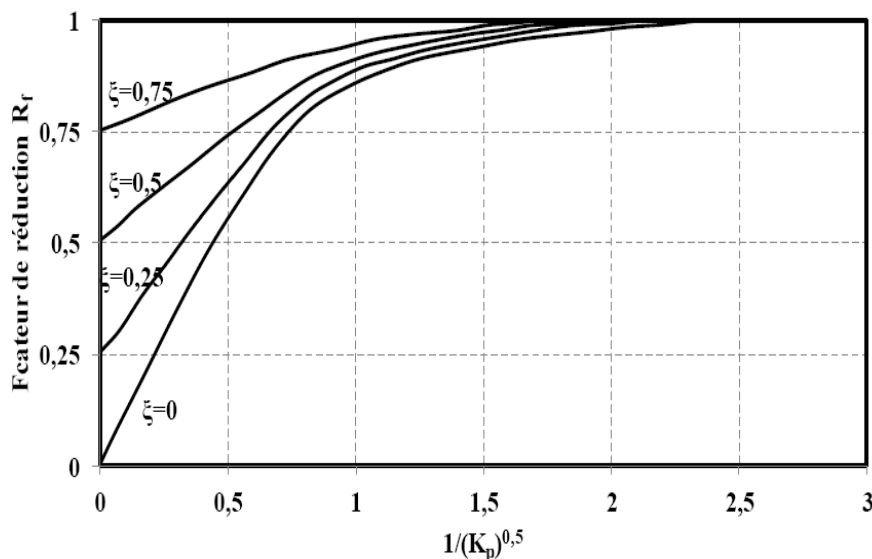


Figure 2.11 : Effets de la compressibilité du pieu sur sa capacité portante
(Randolph, 1983)

2.3 Comportement des fondations radiers sur pieux

Le comportement des groupes de pieux (c'est-à-dire avec un radier supposé sans contact avec le sol) et des fondations de radier sur pieux (pour lesquelles le radier est en contact avec le sol participe à la portance) a été étudié essentiellement pour des sols résistants comme les sables ou les argiles raides par de nombreux auteurs, tels que (Vesic, 1969), (Meyerhof, 1976), (Poulos, 1989,2005), (Randolph, 1979, 2003), (Foray et al., 1995, 1998), (Combarieu, 1988), (Borel, 2001), (Basile,2003), (Le Kouby, 2003), (Reed et al. 2006) dans le cadre de projet national FOREVER, etc. En revanche, on a trouvé beaucoup moins d'études sur le comportement de groupes et de fondations mixtes dans les sols mous, tels que (Horikosi et Randolph., 1994, 1999), (Lehane et al. 1994, 2000), (Comodromos et Bareka, 2005), (Sanstic et Mandolini., 2006). C'est pourquoi le comportement de groupes de pieux et de fondations mixtes dans l'argile molle attire l'attention de nombreux chercheurs.

D'un point de vue général, la conception de groupes de pieux et de fondations de radier sur pieux dans les sols argileux mous est considérée de la même façon que celle dans les sols résistants. La figure (2.12) illustre les différences entre le comportement d'un groupe de pieux et celui d'une fondation de radier sur pieux. Ces différences sont liées au positionnement du radier selon que celui-ci est sans contact avec le sol (groupe) et en contact avec le sol (fondation mixte).

D'un point de vue mécanique, si nous avons un groupe de pieux installé dans une argile molle ayant une faible cohésion non-drainée, le frottement latéral et la résistance en pointe des pieux ont donc des valeurs faibles (avec de plus d'éventuels frottements négatifs). Cela conduit à une faible capacité portante et à un tassement important. De plus, l'effet de groupe est très important dans l'argile molle (Comodromos, 2005). Dans une fondation radier-pieux, nous avons un groupe de pieux avec son radier en contact avec le sol. Il existe donc des contraintes sous le radier et celles-ci auront une influence sur les frottements latéraux et sur les résistances en pointe des pieux au sein d'une fondation mixte. Ceci peut augmenter la capacité portante d'une fondation mixte comparée à celle d'un groupe. L'analyse de l'interaction sol-pieux-radier dans la fondation mixte et celle sol-pieu dans le groupe de pieux reste encore difficile, surtout avec des cas de grand nombre de pieux.

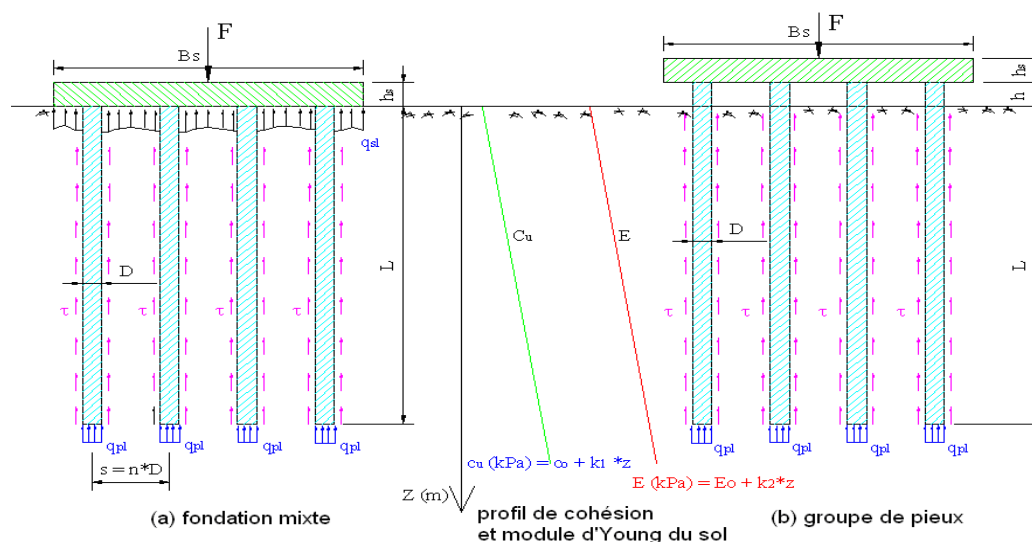


Figure 2.12 : Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b)

Les études expérimentales du comportement de groupes de pieux et de fondations radiers sur pieux (mixtes) dans les sols mous sont encore peu nombreuses. La raison réside dans la difficulté de préparation des équipements de laboratoire et le temps nécessaire à la consolidation du sol. En vraie grandeur, il est évidemment difficile de tester des groupes comportant un grand nombre de pieux. Néanmoins, on peut citer ici les références suivantes

- Pour les essais en centrifugeuse : Horikoshi et Randolph (1994-1999) ont effectué des essais en centrifugeuses avec 1, 5, 9, 21 et 69 pieux dans du kaolin. Conte et al. (2003) ont réalisé des essais de 9 et 49 pieux.

- Pour les essais sur modèle 1g : Cooke (1986) a effectué des essais pour les rapports d'élançement $L/D = 24$ et 40 , - pour les essais en vraie grandeur : Lehane et al. (2000), McCabe et Lehane (2006) présentent des essais de chargement d'un groupe de 5 pieux battus en béton. Liu et al, (1994) travaillent avec des groupes et des fondations mixtes de 3×3 et de 4×4 pieux.

2.3.1 Capacité de charge axiale de groupe de pieux

Chaque pieu d'un groupe a bien évidemment un comportement différent par rapport à celui du pieu isolé. Ces différences peuvent porter sur :

- La force portante sous sollicitations axiales,
- Le tassement

La caractérisation classique de l'effet de groupe se fait par l'intermédiaire du « coefficient d'efficacité de capacité portante C_g du groupe de pieux qui est défini par l'expression suivante :

$$C_g = \frac{Q_{u,g}}{\sum Q_{u,i}} = \frac{\text{charge limite du groupe}}{n \cdot \text{charge limite du pieu isolé}} \quad (2.30)$$

où : n est le nombre de pieux.

Des expressions très empiriques pour C_g ont été proposées dans la littérature, telles que celles ci-dessous :

Converse-Labarre a donné pour le coefficient d'efficacité C_g l'expression suivante :

$$C_g = 1 - \frac{2 \arctan D/s}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (2.31)$$

Où D : diamètre d'un pieu ; s : entraxe de pieux ; m et n : nombre de lignes, de rangées du groupe.

Formule dite de Los Angeles :

$$C_g = \rho \cdot m \cdot n \quad (2.32)$$

Avec
$$\rho = 1 - \frac{1}{\pi \cdot D / m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)] \quad (2.33)$$

Poulos et Davis (1980) proposent l'expression suivante :

$$C_g = [A]^{0.5} \text{ avec } A = \frac{1}{1 + \left(\frac{\sum Q_{u,i}}{Q_{u,b}} \right)^2} \quad (2.34)$$

Avec: $Q_{u,b}$: La capacité portante de la pile équivalente formée par le groupe de pieux.

$Q_{u,i}$: La capacité portante d'un pieu isolé.

A partir d'observations expérimentales, des fourchettes de valeurs du coefficient d'efficacité de capacité portante d'un groupe ont été proposées pour les sols mous :

- De Mello (1969) présente les coefficients d'efficacité avec de nombreuses configurations de groupes dans des argiles par des expériences sur modèles figure (2.13). Nous constatons que ces coefficients sont dans tous les cas inférieurs à 1,
- The Canadian Foundation Engineering Manual (1985) donne la valeur $C_g = 0,7$ lorsque la cohésion non-drainée du sol est inférieure à 100 kPa,
- Frank (1999) indique que la valeur de C_g varie de 0,7 à 1 pour un entraxe variant de $3D$ à $7D$,

- Borel (2001) a fait des observations sur le coefficient C_g dans les sables et également dans l'argile. Ce coefficient semble supérieur à 1, pour les sables. Il est de l'ordre de 0,8 à 1, pour les argiles,

Comodromos et al., (2003, 2005) ont effectués les modélisations de groupes de 2 x 2 pieux, 3 x 3 pieux et 5 x 5 pieux (des pieux traversant des couches de sols mous et travaillant en pointe dans un sol résistant) et donnent un coefficient inférieur à 1. Ils montrent également que le resserrement des pieux à un effet négatif. Al-Mhaidib (2005) a réalisé les essais en centrifugeuse avec des groupes de 2 x 1, 2 x 2, 2 x 3 et 3 x 3 avec de l'entraxe de 3D et 9D (D, diamètre du pieu). Les coefficients de la capacité portante de ces groupes sont de 0,8 à 0,95, selon l'entraxe et de nombre de pieux.

- Mc Cabe et Lehane (2006) présentent le coefficient d'efficacité d'un groupe de 5 pieux battus lors d'un essai en vraie grandeur et cette valeur est égale à 0,98.

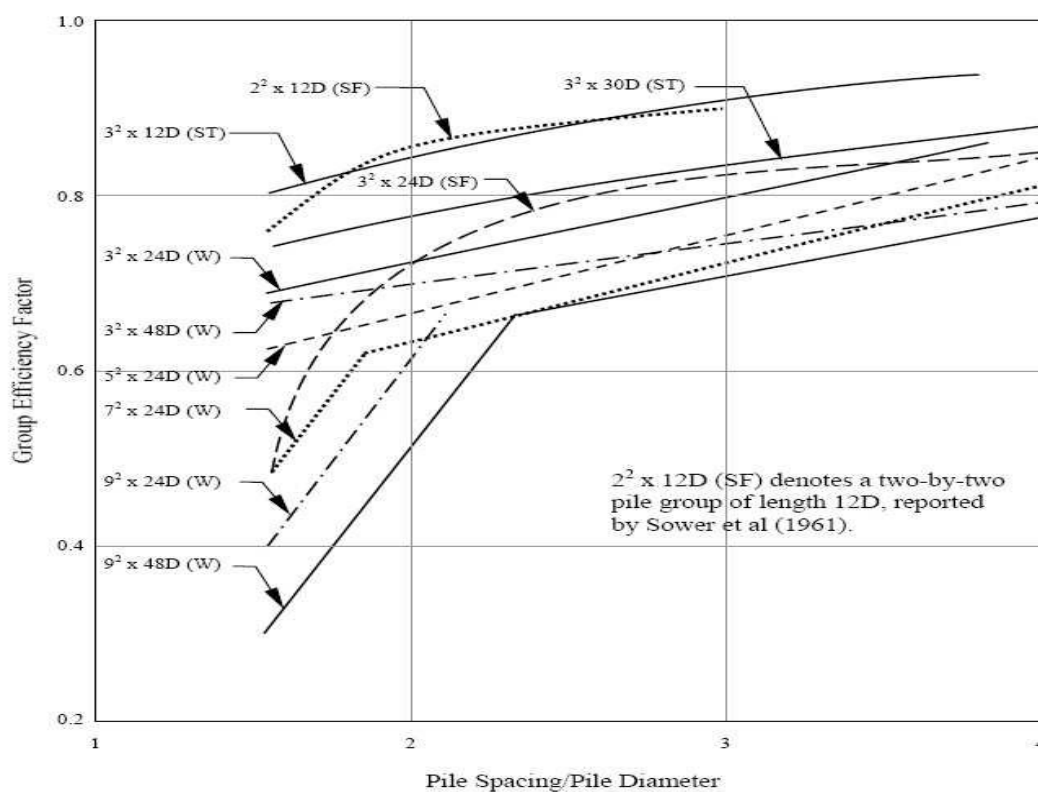


Figure 2.13 : Résultats des essais des groupes de pieux dans les argiles (De Mello, 1969)

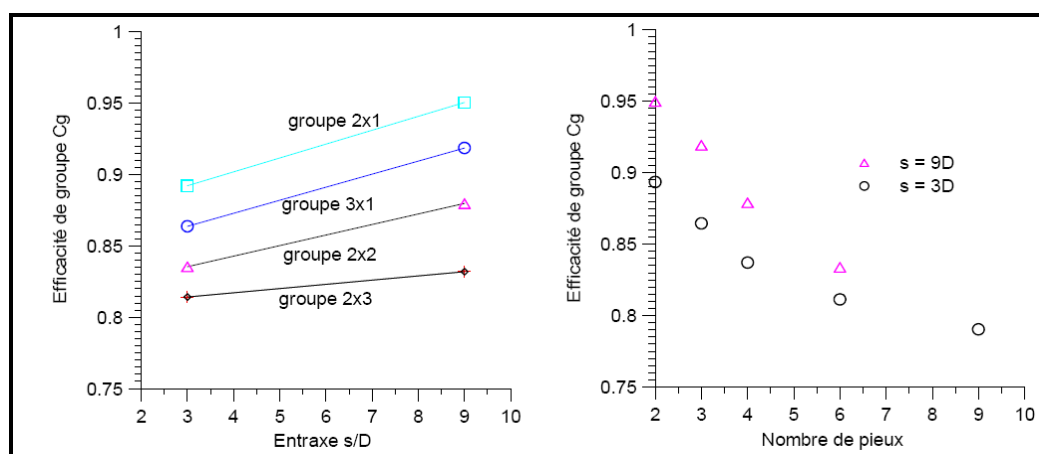


Figure 2.14 : Coefficient d'efficacité de capacité portante de groupes de pieux
(Al-Mhaidib, 2005)

Nous constatons que le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux dans l'argile molle est souvent inférieur à 1 (surtout avec des pieux forés). Ce coefficient semble croissant si nous augmentons l'entraxe ou diminuons le nombre de pieux. En revanche, dans les argiles raides et les sables, il peut être supérieur, égale ou inférieur à 1 (Foray et al. 1995).

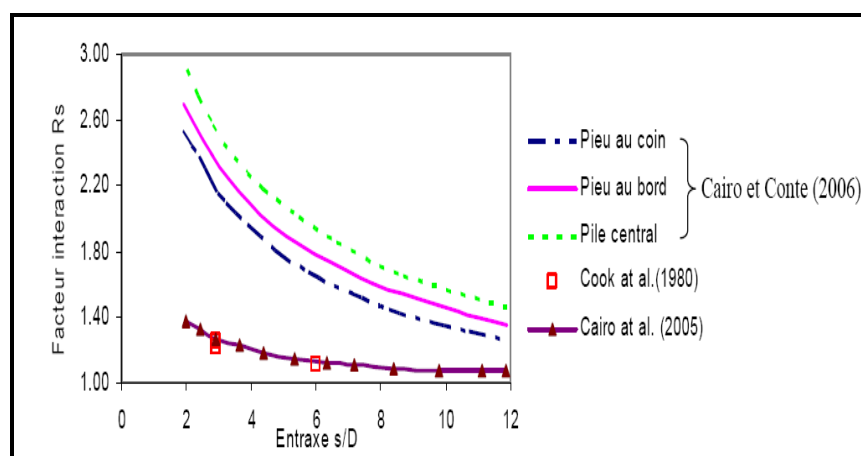


Figure 2.15 : Facteur d'interaction pour les pieux du groupe (Cairo et Conte, 2006)

Cairo et Conte (2006) ont effectué l'analyse du comportement des groupes de pieux soumis à des charges verticales dans un sol élasto-plastique. Ils présentent une évolution du facteur d'interaction en fonction de l'entraxe s/D pour différents pieux d'un groupe de 3 x 3 pieux (figure 2.15). Les résultats sont comparés à ceux de Cooke et al. (1986) obtenus pour un groupe de 1 x 3 pieux.

2.3.2 Méthode de fonctions de transferts de charges « t-z »-méthode hybride

La méthode des fonctions de transfert de charge est d'utilisation courante pour le calcul des groupes de pieux avec une charge verticale. Pour l'application de cette méthode, nous avons besoin d'utiliser d'autres méthodes telles que la méthode hybride (des éléments finis, solutions analytiques, des équations intégrales).

La méthode hybride est basée sur la méthode des courbes de transfert de charge. Elle consiste à appliquer aux courbes « t-z » estimées pour le pieu isolé des coefficients correcteurs définis par des méthodes comme celles du continuum élastique, des équations intégrales ou encore des éléments finis. Il y a deux types de coefficients correcteurs: les coefficients de déplacement (qui permettent d'ajuster la pente des courbes) et les coefficients de contrainte (qui permettent d'ajuster la valeur maximale du frottement) illustrés dans la figure (2.16).

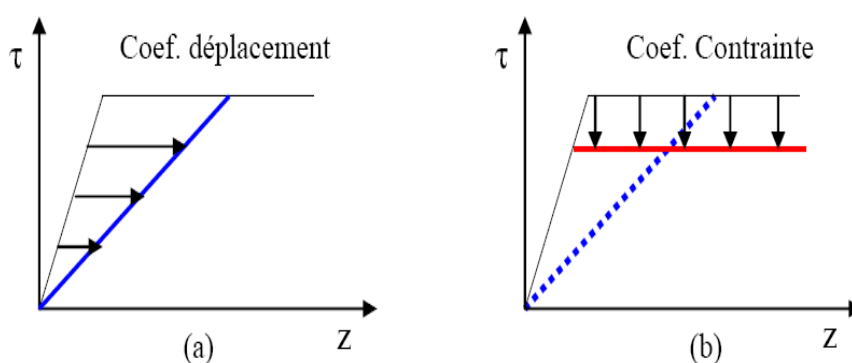


Figure 2.16 : Coefficient correcteur de: (a) déplacement, (b) contrainte (Estephan, 2003)

Cette méthode a été utilisée par de nombreux auteurs, concernant :

- Des interprétations d'expériences : (Caputo et Viggiani, 1984, 1988), (Randolph, 1994), (Mandolini et Viggiani, 1997), (Lee et Xiao, 2001), (Cairo et al. 2006) ;
- Des solutions analytiques, O'Neill et al (1977) ont utilisé des équations de Mindlin (1936) pour déterminer l'interaction des pieux dans un groupe pour calculer le déplacement induit par un pieu j sur un pieu i dans un groupe. Ensuite, Chow (1986) a développé cette méthode, elle a introduit les paramètres d'interaction pieu-sol dans la matrice de rigidité globale du sol pour ensuite utiliser les équations de Randolph et Wroth (1978),
- De l'outil de modélisation numérique : Maleki (1995) et Maleki et Frank (1997) ont développé le programme GOUPEG et en utilisant l'interface définie par la fonction de transfert de charge « t-z » pour le comportement d'un groupe (application sur un groupe de 3 pieux). Puis, en utilisant du logiciel GOUPEG, Estephan (2003) a simulé un groupe de 2

pieux avec différents entraxes et différents rapports d'élanement. Ces auteurs ont introduit des courbes « t-z » comme lois d'interface dans le modèle éléments finis. La figure 2.17 ci-dessous présente les valeurs de coefficient d'interaction pour ce groupe de 2 pieux.

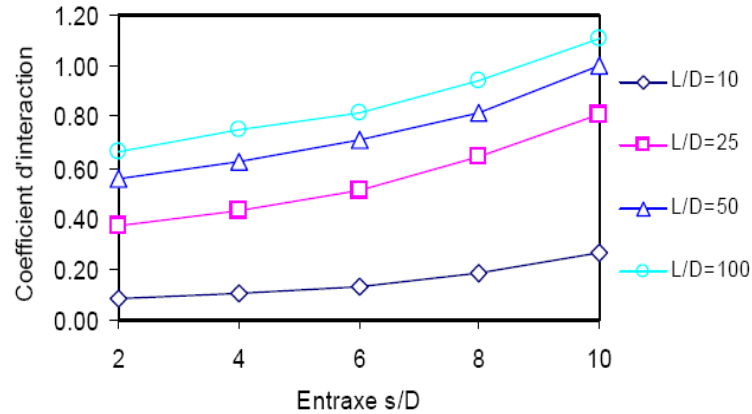


Figure 2.17: Coefficient d'interaction (Estephan, 2003)

2.3.3 Méthode du pieu équivalent

En pratique, pour estimer le tassement d'un groupe, une méthode appelée « Pile équivalente » est souvent utilisée (Figure 2.18).

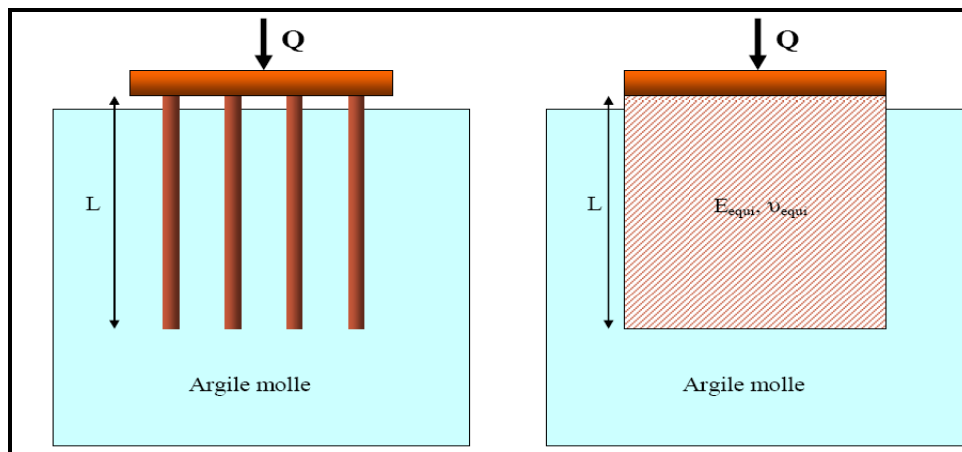


Figure 2.18 : Principe de la méthode d'une pile équivalente

La zone du sol dans laquelle les pieux sont incorporés est considérée comme un continuum équivalent, et le groupe de pieux est donc remplacé par une pile équivalente. Poulos et Davis (1980), Randolph (1994) ont supposé, par pure analogie géométrique, que le diamètre de la pile équivalente soumise à des frottements latéraux et des résistances en pointes était donné par l'expression :

$$D_{eq} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{A_g} \approx 1.13 \sqrt{A_g} \quad (2.35)$$

A_g est la zone du plan du groupe. Pour toute configuration générale des pieux, A_g peut être déterminé comme :

$$A_g = A_{t,EP} + A_{soil} \quad (2.36)$$

$A_{t,EP}$ est la section totale des pieux composant le groupe . $A_{t,EP} = n_{EP} \cdot A_{EP}$ (Où n_{EP} est le nombre de pieux dans le groupe et A_{EP} est la coupe transversale d'un seul pieu) et A_{soil} est la zone en plan du sol entourant les pieux délimités par le polygone le plus simple reproduit la forme du groupe de pieux. Pour une géométrie carrée des pieux, A_g peut être calculé comme :

$$A_g = \left[(\sqrt{n_{EP}} - 1)s + d \right]^2 \quad (2.37)$$

s est l'entraxe centre-à-centre des pieux et d est le diamètre du pieu.

L_p est la longueur de pieu, E_s , E_p et E_{eq} sont le module de Young du sol, de pieu et de pieu équivalent respectivement, D_{eq} est le diamètre du pieu équivalent et A_g est la surface plane du groupe de pieux du bloc (Figure 2.19)

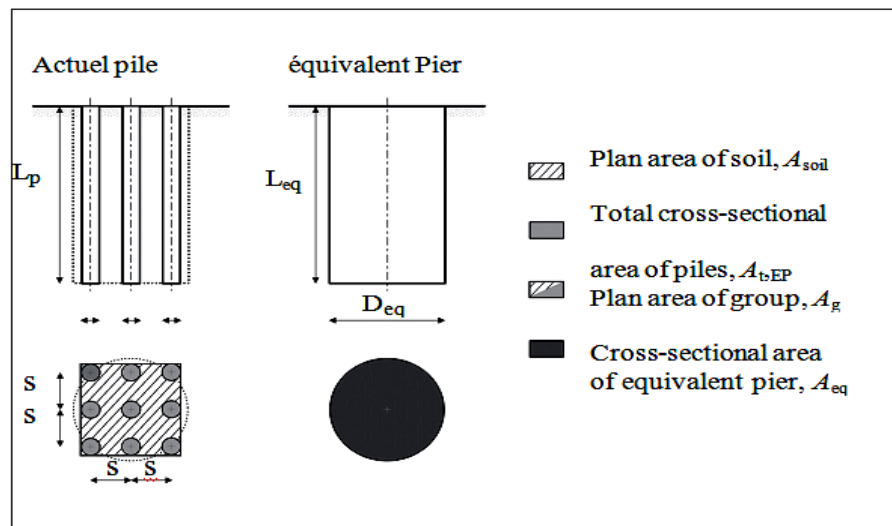


Figure 2.19 : Diamètre de pieu équivalent

Sur la base de l'approche considérée, tout groupe de pieux, la section transversale totale des pieux :

$$A_{t,EP} = \pi \frac{D^2}{4} n_{EP} \quad (2.38)$$

Est remplacé par un seul pieu équivalent de section transversale

$$A_{eq} = \pi \frac{D_{eq}^2}{4} \tag{2.39}$$

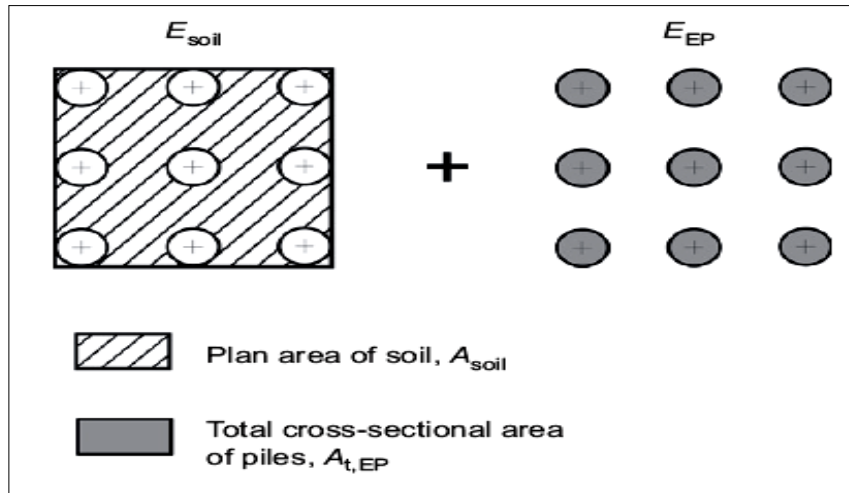


Figure 2.20: Modélisation de l'approche de module de Young

$A_{t,EP}$: Superficie totale de la section transversale des pieux,

A_g : Superficie du plan du groupe,

A_{eq} : Superficie de la section transversale du quai équivalent.

Le pieu équivalent peut être caractérisé par un module de Young équivalent homogénéisé efficacement à celui des pieux et du sol, qui peuvent être calculé comme la moyenne pondérée du module d'Young comme dans les travaux de (Poulos, 1993). Figure (2.20).

$$E_{eq} = \frac{A_{t,EP}E_{EP} + A_{soil}E_{soil}}{A_{t,EP} + A_{soil}} \tag{2.40}$$

$$E_{eq} = E_{EP} \frac{A_{t,EP}}{A_g} + E_{soil} \left(1 - \frac{A_{t,EP}}{A_g} \right) \tag{2.41}$$

Dans un groupe de n pieux, carré, d'entraxe s , de diamètre D et de longueur L , Randolph et Clancy, (1993) ont donné un facteur, $R = \left[(\sqrt{n} - 1) \cdot s + D \right] / L$ ou approximativement $R = \sqrt{ns} / L$. Ces auteurs ont montré que la méthode de la pile équivalente est raisonnable avec $R < 4$ et encore mieux avec $R < 2$. Par contre, pour des valeurs de R supérieures à 3 ou 4, Clancy et Randolph (1993) recommandent d'utiliser la méthode du radier équivalent.

Par extension, nous avons encore une autre possibilité, remplacer un groupe de pieux important par un groupe de pieux équivalents moins nombreux (Randolph et Clancy, 1994). Cette méthode permet de simplifier le calcul du groupe et de déterminer le tassement de chacun des sous-groupes.

Le passage de la pente de la courbe charge-tassement d'un pieu isolé à la pente de celle d'un groupe considéré comme une pile équivalente ou rapport de la rigidité pile-sol (K_{eq}) à la rigidité pieu sol (K_{si}) peut se faire par l'intermédiaire de la relation proposée par Castelli et Maugeri (2002) :

$$K_{eq} = K_{si} \left(\frac{D}{D_{eg}} \right)^{\beta} \quad (2.42)$$

Où : β est un exposant égal à 0,3.

Le tassement d'un groupe considéré comme une pile équivalente est alors donné par l'expression :

$$w_g = w \left(\frac{D}{D_{eg}} \right)^{-\varepsilon} \quad (2.43)$$

Où : w tassement d'un pieu isolé, exposant $\varepsilon = 0,15$ et D_{eg} : diamètre équivalent d'un groupe. De même, à partir des résultats des essais de chargement d'un pieu isolé et d'un groupe de 5 pieux dans le sol de Belfast, Mc Cabe et Lehane (2006) ont proposé l'expression suivante pour définir le tassement d'un groupe de pieux :

$$w_g = \frac{w}{n} \left(\frac{D_{eg}}{D} \right)^{0,66} \quad (2.44)$$

2.3.4 Méthode de Poulos-Davis et Randolph

La réponse charge-tassement de la fondation mixte peut être estimée en combinant les approches décrites par Poulos, Davis (1980) et Randolph (1994). Poulos (2001) présente les deux étapes principales de cette méthode :

- L'estimation de la capacité portante de la fondation,
- L'estimation de la réponse charge-tassement par l'intermédiaire de trois portions de droites simples.

L'estimation de la capacité portante d'une fondation mixte, en utilisant des approches simples, peut être déterminée selon les deux façons suivantes :

- La somme de la capacité ultime du radier et de celle de tous les pieux :

$$Q_{u, fm} = Q_{u, c} + Q_{u, g} \quad (2.45)$$

-La capacité ultime d'un bloc contenant les pieux et le radier, plus celle de la partie du radier en dehors de la périphérie des pieux QBF.

Afin de déterminer la courbe charge-tassement, les auteurs ont défini la rigidité de la fondation mixte k_{fm} par la relation suivante :

$$k_{fm} = (k_g + k_c(1 - \alpha_{cp})) / (1 - \alpha_{cp}^2 k_c / k_g) \quad (2.46)$$

où: k_g est la rigidité du groupe de pieux, k_c la rigidité du radier isolé et α_{cp} le coefficient d'interaction pieu-radier.

La rigidité du radier (k_c) peut être estimée par le biais de la théorie de l'élasticité, par exemple, en utilisant les solutions de Mayne et Poulos (1999). La rigidité du groupe de pieux peut également être estimée à partir de la théorie de l'élasticité, en employant une approche comme celle décrite par Poulos et Davis (1980), Fleming et al, (1992) et Poulos (1989).

La rigidité d'un pieu isolé est calculée par le biais de la théorie de l'élasticité, et puis multipliée par un facteur d'efficacité de rigidité de groupe, lui-même estimé à partir des solutions élastiques.

Le rapport de la charge reprise par le radier sur la charge totale est :

$$Q_{u, c} / Q_{u, fm} = k(1 - \alpha_{cp}) / (k_g + k_c(1 - \alpha_{cp})) \quad (2.47)$$

où: $Q_{u, c}$ est la charge reprise par le radier et $Q_{u, fm}$ la charge totale appliquée à la fondation mixte.

Le coefficient d'interaction radier-pieux α_{cp} peut être estimé à partir de cette expression:

$$\alpha_{cp} = 1 - \ln(r_c / r_0) / \zeta \quad (2.48)$$

où: r_c est le rayon de radier moyen (correspondant à la surface de radier divisée par le nombre de pieux) , r_0 le rayon d'un pieu:

$$\zeta = \ln(r_m / r_0), \quad r_m = 0.25 + \xi [2.5\rho(1 - \nu) - 0.25] \cdot L, \quad \xi = E_{sl} / E_{sb}, \quad \rho = E_{sav} / E_{sl} \quad (2.49)$$

Avec: n : est le coefficient de Poisson, L : la longueur d'un pieu, E_{st} : le module d'Young du sol en tête du pieu, E_{sb} : le module d'Young à la base du pieu, E_{sav} : le module d'Young moyen du sol le long du pieu.

La rigidité de la fondation mixte k_{fm} demeurera opérationnelle jusqu'à ce que la capacité portante d'un pieu soit entièrement mobilisée. La construction simplifiée que la mobilisation de charge de pieu se produit simultanément, toute la charge appliquée, P_1 , auquel la capacité de pieu est donnée par :

$$P_1 = Q_{u,g} / (1 - Q_{u,c} / Q_{u,fm}) \quad (2.50)$$

Si la charge appliquée est inférieure à la charge limite du groupe de pieux ($Q_{u,g}$), le tassement de la fondation mixte reste élastique. Sous une charge plus élevée, Poulos et Davis (1980) estiment qu'en première approche, l'incrément de charge supplémentaire est repris en totalité par le radier. Ainsi, l'incrément de tassement est égal au tassement de la semelle seule soumis à l'incrément de chargement. Enfin, la charge limite est égale à la somme de la charge limite de la semelle et du groupe de pieux pris séparément.

La figure 2.21 présente la méthode de PDR citée par Borel (2001).

Poulos et Davis (1980) ont examiné l'influence de la semelle en contact avec le sol sur le tassement de l'ensemble semelle-pieux et celui du pieu isolé. Pour les fondations de type courant ($L/D = 25$, $s/D = 3,6$), l'effet de la semelle semble marginal puisque le tassement de la semelle-pieux est réduit de moins de 10% par rapport à un groupe de pieux.

Butterfield et Banerjee (1971) montrent que pour les groupes de pieux rigides, la présence de la semelle au contact du sol ne réduit les tassements que de 5 à 15% par rapport au groupe de pieux avec la semelle en position haute, et cela même pour un entraxe relativement élevé entre les pieux.

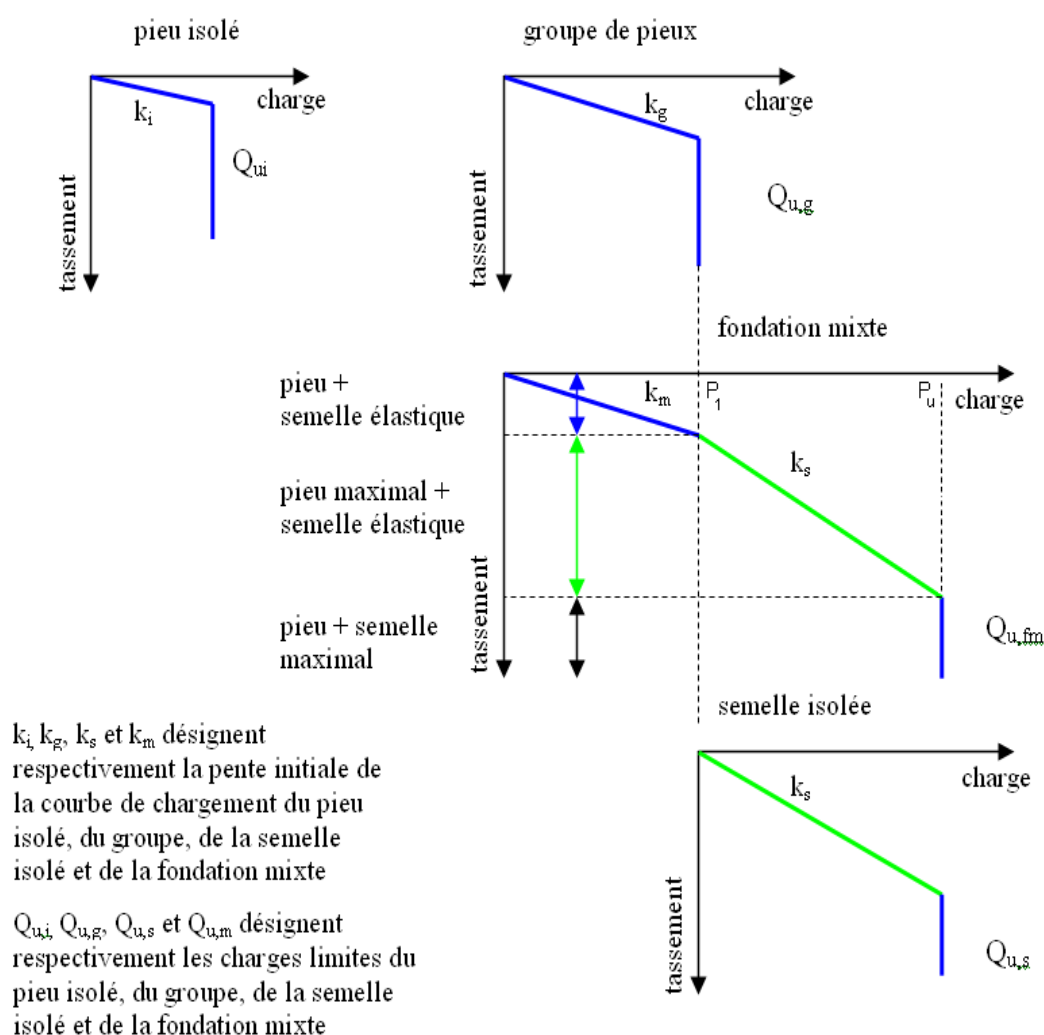


Figure 2.21 : Construction de la réponse charge-tassement d'une fondation mixte (Poulos, 1999)

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé les comportements des pieux sous chargement axiale dans les sols fins. Les observations expérimentales montrent que le comportement des pieux sous charge axiale dépend essentiellement de la nature du matériau qui les constitue. Une synthèse des méthodes de calcul de la portance et du tassement d'un pieu soumis à une charge axiale sont décrites. Ces méthodes de calcul de portance se basent sur les méthodes théorique, expérimental et numérique. De plus, les principaux paramètres influençant la portance du pieu sont détaillés sont le mode d'installation du pieu, l'effet du temps et la compressibilité du pieu. Nous avons également présenté dans ce chapitre une vue globale du comportement des groupes de pieux et des fondations radier sur pieux dans l'argile molle. Les différentes méthodes d'étude du comportement de ces fondations ont été présentées comme la méthode des fonctions de transfert de charge est son utilisation

courante pour le calcul des groupes de pieux sous charge verticale. Pour l'application de cette méthode, nous avons besoin d'utiliser d'autres méthodes telles que la méthode hybride (des éléments finis, solutions analytiques, des équations intégrales). La méthode du pieu équivalent décrit par Poulos 1993 est également précisée.

CHAPITRE 3

METHODES D'ANALYSES DE GROUPE DE PIEUX

CHAPITRE 3

METHODES D'ANALYSES DE GROUPE DE PIEUX

3.1 Introduction

Diverses méthodes d'analyse des fondations de radier sur pieux ont été développées et les chercheurs tentent de développer un modèle approprié, afin de simuler l'interaction complexe pieu-radier-sol de manière représentative. Randolph (1983) a qualifié la tentative de Butterfield et Banerjee (1971) à analyser cette interaction complexe. Cependant, cette analyse concernait un petit groupe de pieux. Davis et Poulos (1972) a développé une technique d'analyse pour les fondations de radier sur pieux de toute taille, mais l'analyse la plus communément acceptée est la technique qui a été développée par Randolph en 1994. Outre ces travaux importants, une contribution notable à l'analyse simplifiée des fondations des radiers sur pieux est apportée par Hooper (1973), Burland et al (1977), Franke et al (1994), Poulos (2002, 2005), Ai et Yan (2005).

Des approches alternatives de conception et d'analyse pour ce type sont également étudiées au moyen de la modélisation des fondations radiers sur pieux, sous la forme d'un ressort à plaques. Griffith et Coll. (1991), Clancy P et al (1993), Poulos H G (1994), Kim K N et al (2001), Kitiyodom P et al (2002, 2003 et 2005) sont les principaux contributeurs à l'étude du comportement complexe des fondations sur pieux.

Le développement de diverses méthodes est principalement dû à la perception inadéquate de l'interaction complexe pieu-radier-sol. Chaque méthode comporte ses propres ensembles d'hypothèses, et des conditions limites; en fonction de diverses conditions géologiques (type de sol et leurs propriétés, taux d'humidité, etc.), exigences et considérations structurelles (radier rigide ou élastique, pieu flottant ou en bout et leur disposition) et conditions environnementales. Pour atteindre l'objectif ultime d'utiliser la pleine capacité

des pieux et des radier à l'état ultime, les chercheurs étudient les différents aspects de divers points de vue.

Le développement de divers modèles (élastique, élasto-plastique, visco-plastique, etc.) au moyen de diverses méthodes numero-géotechniques ainsi que le conventionnel est introduit pour analyser et simuler le comportement complexe des fondations radiers sur pieux. Chaque modèle est à nouveau développé, pour différentes conditions de sol (homogène, non homogène, stratifié, compensé, etc.).

3.2 Méthode d'analyse simplifiée

La méthode d'analyse simplifiée implique le développement d'un modèle mathématique, basé sur une théorie et des principes établis, qui peut être effectué par un simple calcul manuel sans utilisation intensive de l'ordinateur. Trois approches fondamentales pour analyser les fondations des radiers sur pieux sont disponibles.

3.2.1 Approche Butterfield et Banerjee(1971)

Butterfield, Banerjee (1971) et (Randolph 1983) ont estimé la répartition de la charge entre les pieux et le radier, le comportement du tassement correspondant pour diverses configurations de pieu (nombre, taille et entraxe du pieu) et le type de radier (contact ou flottant). La technique d'analyse utilise la solution de Mindlin (1936) pour une charge ponctuelle intégrée à l'intérieur d'un solide élastique semi-infini. En répartissant la charge ponctuelle sur le cap du pieu, l'équation intégrale a été développée pour le déplacement vertical de tous les points du milieu et exprimée en termes de contrainte.

L'analyse a été effectuée sur de petits groupes de pieux flottants (1, 2, 3, 2 x 2,5 et 3x3) avec radier rigide (en contact avec le sol), soumis à une charge ponctuelle dans un milieu de sol élastique de profondeur semi-infinie. Le déplacement vertical total $w(P)$ dû à la charge P peut être exprimé comme:

$$w(P) = \int_c \varphi_c K(P, Q_c) dC + \int_s \varphi_s K(P, Q_s) dS \quad (3.1)$$

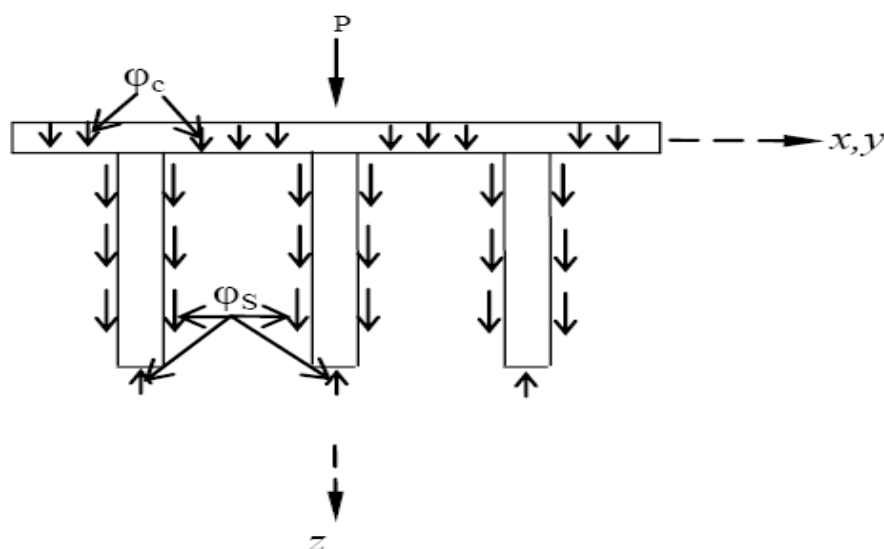


Figure.3.1: Dispositions générales (Butterfield et Banerjee 1971)

La première partie de l'équation ci-dessus présente le déplacement vertical sur l'interface sol-radier, en raison de la contrainte normale (ϕ_c) de l'élément (dc) sur la surface de radier (C), (c'est-à-dire la surface totale du radier moins la zone occupée par N pieux). La seconde partie présente le déplacement vertical dû à la contrainte de cisaillement ϕ_s , agissant à l'interface pieu-sol le long du fût de pieu dS et la surface de base (S). Les termes $K(P, Q_c)$ et $K(P, Q_s)$ peuvent être obtenus par l'équation de Mindlin, (1936) ; Butterfield et Banerjee (1971.a)

La solution ci-dessus ne prend pas en compte la compatibilité de déplacement radial à l'interface du puits de pieu et du continuum du sol. Butterfield et Banerjee (1971.a) ont montré que ceci a un effet négligeable sur la répartition de la charge et le déplacement. L'analyse ci-dessus est applicable à un groupe de pieux de toute géométrie avec un radier rigide.

Cette analyse élastique ne calcule que le tassement total. Elle n'inclut pas l'interaction entre le pieu et le radier à l'intérieur du radier, ce qui influe sur la redistribution des contraintes de cisaillements et le moment de flexion de radier.

3.2.2 Approche Davis et Poulos (1972)

Davis et Poulos ont effectué une analyse élastique de l'interaction pieu-radier, considérant le sol comme un milieu élastique semi-infini. L'analyse est basée sur l'interaction entre le pieu flottant rigide et le radier rigide circulaire, qui est soumis à une charge ponctuelle.

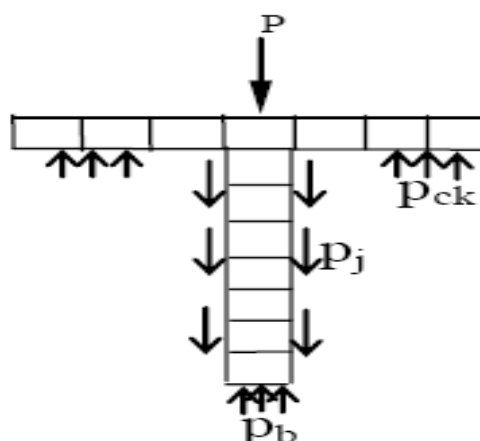


Figure.3.2 : Considérations relatives à l'analyse (Davis & Poulos 1972)

Dans cette analyse, la longueur du pieu est divisée en "n" élément cylindrique, chacun est soumis à une contrainte de cisaillement uniforme P , agissant à la surface, et le cercle inférieur est soumis à une pression verticale uniforme P_b . Le chapeau du pieu est également divisé en anneaux en « v », chacun étant uniformément chargé par une contrainte verticale, P_c . Le déplacement du sol à un élément typique i est calculé par la relation élastique de contrainte-déformation comme suit :

$$\rho_i = \frac{d}{E_s} \left(\sum_{j=1}^n ({}_1I_{ij} + {}_2I_{ij}) P_j + P_b ({}_1I_{ib} + {}_2I_{ib}) + \sum_{k=1}^n P_{ck} ({}_1I_{ik} + {}_2I_{ik}) \right) \quad (3.2)$$

Les contraintes sont exprimées en termes de deux groupes de facteurs d'influence. Un groupe (${}_1I_{ij}$, ${}_2I_{ij}$, ${}_1I_{ib}$, ${}_2I_{ib}$) concerne le déplacement vertical dû à une charge ponctuelle dans un sol semi-infinie, il est calculé par l'équation de Mindlins. L'autre groupe de facteur d'influence (${}_1I_{ik}$, ${}_2I_{ik}$) concerne le déplacement vertical dû à la charge ponctuelle à la surface, il est calculé par l'équation de Boussinesq (la notation ${}_1I_{ij}$ est le facteur d'influence pour le déplacement vertical en i dû à la contrainte de cisaillement sur l'élément j du pieu 1 et ${}_2I_{ij}$ est dû à l'élément j du pieu 2. ${}_1I_{ib}$, ${}_2I_{ib}$ sont les mêmes en i en raison de la contrainte verticale sur la base du pieu 1 et 2. ${}_1I_{ik}$ est également le même en i en raison de la contrainte uniforme sur l'anneau k du pieu 1 et ${}_2I_{ik}$ est dû à l'élément j du pieu 2).

Cette méthode étudier le cas d'un pieu et un radier incompressibles ; par conséquent, le tassement de chaque élément du chapeau de pieux est le même. De plus, si le cas d'un pieu autoportant est à l'étude, le déplacement du sol est le même que celui de recouvrement des

pieux. L'équation ci-dessus est utilisée pour évaluer le tassement en tête de deux pieux pour diverses dimensions et configurations de pieux. Un autre facteur d'interaction, r , a été introduit pour généraliser l'expression ci-dessus comme suit :

$$\alpha_r = \frac{\text{Tassement supplémentaire due au pieu adjacent}}{\text{Tassement du pieu isolé}} \quad (3.3)$$

L'analyse ci-dessus peut être utilisée pour tout système de radier-pieux, étant donné que le système se compose de plusieurs pieux-chapeaux, chacun ayant une surface de chapeau circulaire équivalente qui serait occupée par le radier d'un seul pieu. Ainsi, pour un système composé de n unités équivalentes, le tassement de la même unité peut être écrit en appliquant le principe de superposition comme.

$$\rho_i = \bar{\rho}_i \left(\sum_{j=1, j \neq i}^n \bar{P}_j \alpha_{rij} + \bar{P}_i \right) \quad (3.4)$$

et le tassement total du système peut être donné par,

$$\rho = R_G P_G \rho_1 \quad (3.5)$$

où, $\alpha_{rij} = \alpha_r$ de l'ensemble de pieu-cap équivalent

$$P_G = \sum_{j=1}^n \bar{P}_j \quad (3.6)$$

ou \bar{P}_j est la charge appliquée sur le pieu j

$$\rho_1 = \bar{\rho}_1 / R_G \quad (3.7)$$

ou ρ_1 est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et $\bar{\rho}_1$ est le tassement du chapeau du pieu isolé sous charge unitaire et R_G est le facteur de réduction du groupe.

$$R_G = \frac{\text{Tassement du systeme}}{\text{Tassement du pieu isolé sous charge totale}} \quad (3.8)$$

Davis et Poulos (1980) réécrivent la même analyse et prouvent sa validité au moyen d'un exemple.

Deux facteurs d'interaction sont utilisés pour exprimer l'interaction entre deux pieux en tête indépendantes et la contrainte autour du fût du pieu est considérée comme uniforme.

La répartition de la charge entre les éléments de fondation n'est pas explicite dans l'analyse. Les courbes de charge déplacement en tête de deux pieux rigides circulaires ont d'abord été obtenues, puis ces courbes ont été superposées pour prédire toutes les déplacements en tête de tous les pieux.

3.2.3 Approche Randolph(1983)

Randolph (1983) a développé la méthode d'analyse pour une seule unité de couronne de pieux, il a montré son applicabilité pour une fondation de radier sur groupe de pieux 3x3, ce qui est en bon accord avec Butterfield et Banerjee (1971). L'analyse a été effectuée sur un pieu flottant rigide, qui est attaché à un chapeau circulaire rigide et le sol a été considéré comme élastique semi-infinie.

Sur la base de la relation entre le déplacement (w_0) du fût du pieu et la contrainte de cisaillement induite (τ_0 , où, $\tau_0 = Gw_0 / \zeta r_0$), le facteur d'interaction de deux cap de pieu ont été développés comme ci-dessous.

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln(r_c / r_0)}{\zeta} \quad (3.9)$$

Le facteur d'interaction de pieu-cap

$$\alpha_{pc} = \frac{r_c}{4L} \left[\left(1 - \frac{1}{2(1-\nu)} + \left(2 + \frac{1}{(1-\nu)} \right) \cdot \sinh^{-1}(L/r_c) \right) \right] \quad (3.10)$$

où, le paramètre ζ inclut l'influence de la géométrie du pieu et l'homogénéité relative du sol. Randolph et Wroth (1978) ont exprimé ce paramètre sous la forme $\zeta = \ln(r_m / r_0)$ où r_m est le rayon d'influence maximal du pieu, qui est lié à la longueur du pieu comme, $r_m = 2.5\rho(1-\nu)L$, et au degré d'homogénéité (ρ) du sol.

Les deux facteurs d'interaction ci-dessus ont été appliqués pour corrélérer la rigidité (k), le tassement (w) et la charge (P) supportés par le pieu et le chapeau comme suit:

$$\begin{bmatrix} 1/k_p & \alpha_{pc}k_c \\ \alpha_{cp}/k_p & 1/k_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_p \\ P_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_p \\ w_c \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Cette analyse était pour un pieu rigide, donc, $w_p = w_c$ ($=w_{cp}$ pour l'unité combinée) et pour satisfaire au théorème réciproque de la « matrice peut être symétrique » ci-dessus

(c'est-à-dire $\alpha_{cp} / k_p = \alpha_{pc} / k_c$). Compte tenu de cette approximation, la matrice de flexibilité ci-dessus (Equation 3.11) peut être résolue pour la rigidité globale et de la répartition de la charge comme suit :

$$k_{pc} = \frac{k_p + (1 - 2\alpha_{cp})k_c}{1 - \alpha_{cp}^2 k_c / k_p} \quad (3.12)$$

$$\frac{P_c}{P_c + P_p} = \frac{(1 - \alpha_{cp})k_c}{k_p + (1 - 2\alpha_{cp} / k_c)} \quad (3.13)$$

Cette analyse élastique ne peut calculer que le tassement total d'une seule unité de chapeau-pieu, avec une estimation directe de la charge, supportée par chacun des composants de la fondation. Cependant, Randolph (1983) a conclu que les relations ci-dessus pour la rigidité, le tassement et de la partition de charge sont applicables pour un grand groupe de pieux de toute taille, où le rayon équivalent du chapeau est calculé en fonction de la surface du radier associée à chaque pieu.

Clancy et Randolph (1993) ont étudié la validité de cette approche analytique en utilisant la méthode des éléments finis (FEM) et ont trouvé un excellent accord avec une seule unité de chapeau-pieux. Pour un groupe de pieux plus important, l'analyse numérique indique que la valeur de α_{rp} augmente avec l'augmentation de la taille du groupe de pieux, mais tend vers une valeur constante de $\alpha_{rp} = 0.8$, qui est indépendante de l'entraxe des pieux, du rapport d'élancement et du rapport de rigidité.

En 1996, Clancy et Randolph ont effectué une étude plus approfondie sur la convergence du facteur d'interaction radier-pieux (α_{rp}) avec l'augmentation de la taille des groupes de pieux. La même approche numérique par éléments finis de la flexion du plaque rectangulaire (1993) a été utilisée, mais pour un nombre plus grand de pieux, comme le montre la figure 3.3 ci-dessous.

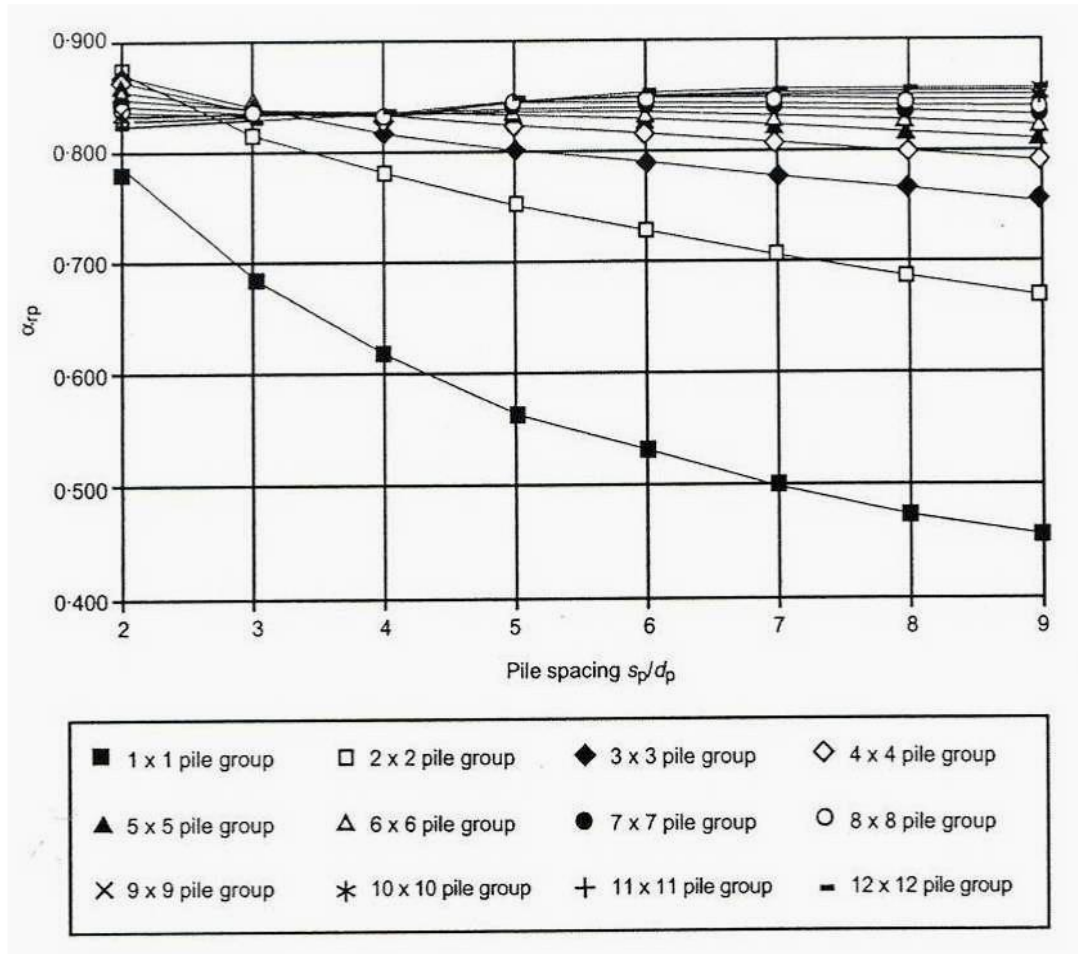


Figure .3.3 : Valeurs du facteur d'interaction α_{rp} pour différentes tailles avec $L_p/d_p = 25$, $K_{ps} = 1000$ et $k_{rs} = 10$ (Clancy et Randolph 1996)

Cette étude a conduit à la modification de ; $\alpha_{rp} = 0.85$, au lieu de 0.80 (1993) et les équations 3.12 et 3.13 prend la forme :

$$k_{pr} = \frac{1 - 0.7k_r / k_p}{1 - 0.723k_r / k_p} k_p \tag{3.14}$$

$$\frac{P_r}{P_r + P_p} = \frac{0.15k_r k_p}{1 - 0.7k_r / k_p} \tag{2.15}$$

Cette méthode d'analyse simplifiée est largement acceptée en raison de sa simplicité et des expressions explicites de la répartition de la charge et de la rigidité des composants de la fondation.

Les méthodes d'analyse simplifiées mentionnées ci-dessus considéraient le sol comme un milieu élastique semi-infini, dans lequel un pieu rigide et un chapeau rigide étaient soumis

à une charge ponctuelle. L'effet de la charge est déterminé par l'équation de Mindlin ou par la combinaison des équations de Mindlin et de Boussinesq, qui sont de nature élastique.

L'approche de Butterfield et Banerjee (1971) étudier le tassement total pour le groupe de pieux de toute taille ; cependant, l'analyse était basée sur une charge ponctuelle unique. Les méthodes de Davis-Poulos (1972) et Randolph (1983) sont basées sur l'ensemble constitué d'un capuchon circulaire rigide attaché à un pieu rigide. Le comportement (interaction, charge-tassement) de l'ensemble en tête de pieux est différent de celui d'un radier sur pieux. De plus, toutes ces méthodes prédisent le tassement total, et ne fournissent aucune information sur le tassement différentiel, pour lequel la fondation pieux-radier est recherchée.

3.3 Analyse numérique approximative

La méthode numérique approximative (Poulos), également connue sous le nom de méthode analytique hybride (Griffith, Clancy, Horikoshi, Randolph, Kitiyodem), est une approche d'analyse alternative, où le comportement de la fondation est étudié par la modélisation de fondation de radier sur pieux, sous la forme d'un ressort à plaque. Cette méthode réduit l'analyse numérique rigoureuse en incluant une solution analytique avec une certaine approximation. Elle nécessite moins d'équations à résoudre que la méthode des éléments finis, et « l'intégration numérique de la méthode des éléments de frontière n'est pas nécessaire » (Clancy et al. 1996).

Griffith et al. (1991) ont modélisé le radier comme une plaque mince bidimensionnelle, le pieu comme un élément de tige unidimensionnel et le sol comme un ressort vertical à chaque nœud. Clancy et al. (1993) incorporent l'interaction non linéaire pieu-pieu dans le même modèle, alors que Horikoshi et al. (1998) ont appliqué ce modèle à des sols multicouches non homogènes. Kitiyodem et al. (2002) ont modifié ce modèle en fournissant deux ressorts supplémentaires dans le plan horizontal à chaque nœud.

Poulos (1994) a modélisé les pieux en tant que ressorts et le sol en tant que continuum élastique. Russo (1998) a modélisé les pieux comme ressort non linéaire sur un continuum élastique, tandis que Kim et al (2001) ont considéré le sol comme une source Winkler et les pieux comme une source couplée.

3.3.1 Approche de Poulos (1991)

Poulos (1991) a étudié le comportement d'une fondation en bandes de pieux, en considérant la bande comme un nombre de poutres de même longueur et les pieux comme des ressorts de rigidité équivalente dans un continuum du sol élastique. Cette méthode a utilisé la méthode des éléments de frontières pour la bande, ainsi que certains résultats d'analyse simplifiée (approche Randolph) pour la réponse axiale des pieux, afin de simuler le comportement des pieux. Ce modèle a été suggéré pour un radier sur pieux, considérant la fondation comme une combinaison de plusieurs semelles filantes sur pieux de longueur égale.

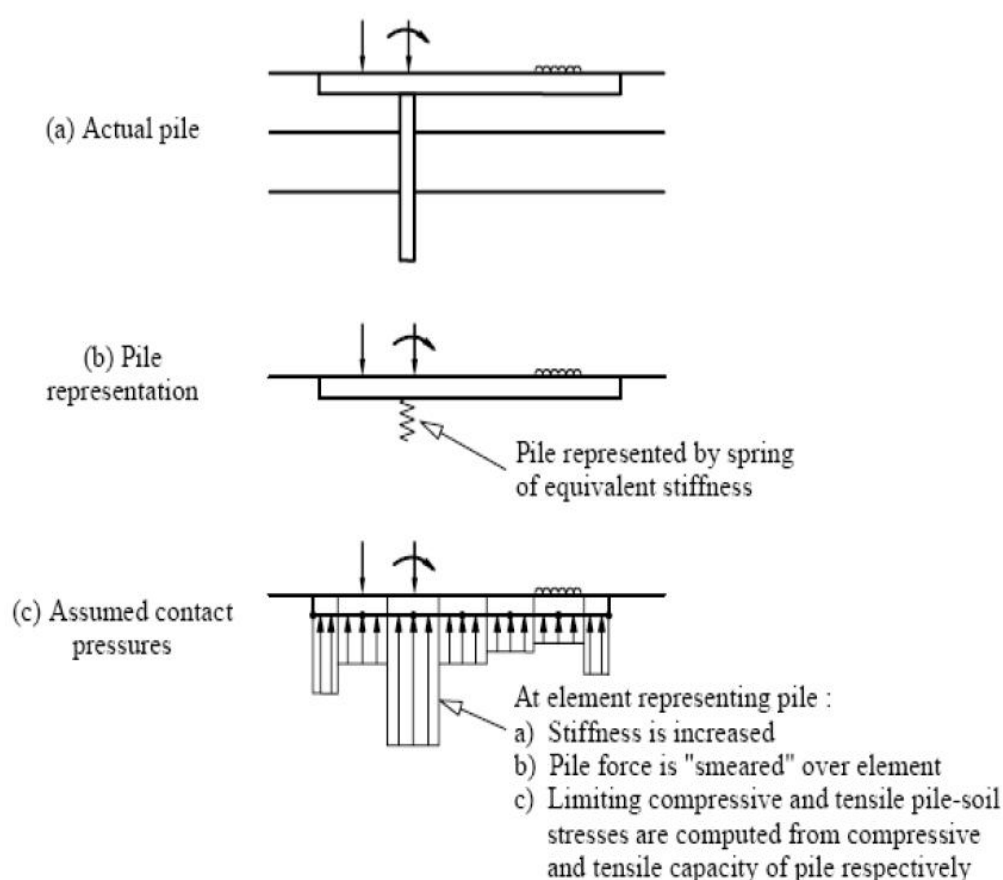


Figure 3.4 : Modélisation de la fondation en bandes sur pieux via l'analyse GASP (Poulos, 1991)

Le programme informatique GASP (Geotechnical Analysis of Strip with Piles) a été utilisé pour simuler le comportement charge tassement. Il peut ne pas donner un tassement cohérent en un point, si une bande dans deux directions passant par ce point est analysée. Ceci est dû au fait que le radier de pieux est un nombre de bandes de pieux, qui à leur tour,

est un nombre d'éléments de poutre de longueur égale, par conséquent, le comportement dans le sens de la largeur est ignoré.

3.3.2 Approche de plaque sur ressort

Ce type d'analyse considère le radier comme une plaque mince élastique, les pieux comme des éléments de tige ou des ressorts en interaction qui soutiennent la plaque et le sol comme un continuum élastique ou les ressorts ont une rigidité appropriée aux nœuds. Tous les types de charge, verticale, latérale et le moment, ainsi que la non-homogénéité du sol stratifié sont inclus dans le modèle au moyen d'une approximation analytique appropriée.

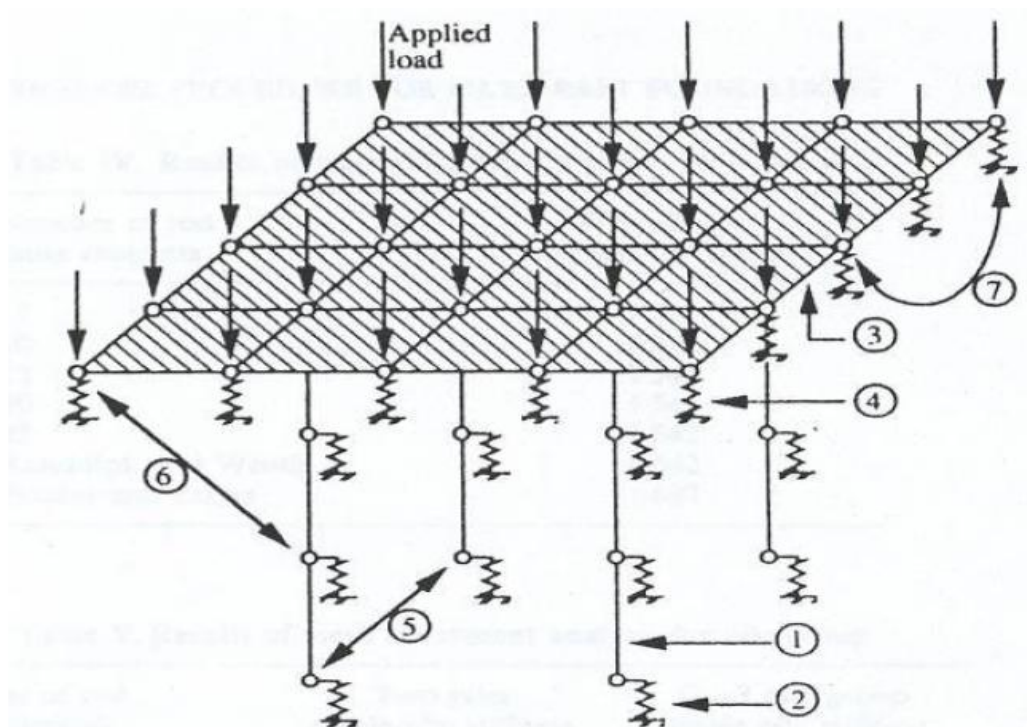


Figure 3.5 : Représentation numérique du radier sur pieux (Clancy et al (1993))

- (1) Élément pieu unidimensionnel
- (2) Résistance du sol à chaque nœud de pieu représenté par le ressort non linéaire (t-z)
- (3) maille de radier en d'éléments finis plaque bidimensionnelle
- (4) Résistance du sol a chaque nœud du radier représenté par le ressort équivalent
- (5) Effet d'interaction pieu-sol-pieu entre deux nœuds
- (6) Interaction pieu-sol-radier
- (7) Interaction radier-sol-radier

La modélisation individuelle des composants de fondation de radier sur pieux a été réalisée par de nombreux chercheurs, en considérant une approximation appropriée. Griffiths et al. (1991) ont modélisé la fondation en considérant le radier comme un élément de plaque mince, les pieux comme un élément de tige finie unidimensionnel (1-D) chargé axialement. Le ressort de transfert de charge discret (ou t-z) est couplé à chaque nœud de cet élément de tige, afin de modéliser la réponse du sol. La déformation du sol autour du fut du pieu a été idéalisée comme le cisaillement de cylindres, et la réponse à la base a été analysée séparément, comme un poinçon rigide sur la surface d'un demi-espace semi-infini. Ces deux parties d'analyse ont été combinées grâce à la compatibilité des déplacements à la base du pieu. Les trois types d'interactions, à savoir, pieu-sol-pieu, pieu-sol-radier et radier-sol-radier sont démontrés en utilisant la théorie élastique de Mindlin.

Cette analyse a utilisé le rapport de rigidité radier-sol par éléments finis de Hains et Lee (1978), où le radier était considéré comme une plaque mince, tandis que le pieu et le sol (homogènes/non homogènes) comme un continuum renforcé de pieux. L'inclusion du rapport de rigidité du sol et du radier, pourraient faciliter l'applicabilité de ce modèle pour simuler la fondation réelle du radier sur pieux.

Clancy et al. (1993) ont étendu les travaux de Griffith (1991) pour inclure la variation non linéaire du module de cisaillement. Cela conduit à la dérivation d'une formule qui implique le module de cisaillement sécant. Il convient de mentionner que les travaux de Griffith (1991) n'ont considéré que la réponse linéaire t-z. L'interaction entre les pieux à travers le sol a été calculée à l'aide de la solution de continuum élastique de Mindlin. Les déplacements sont calculés en un point intérieur du demi-espace élastique linéaire semi-infini, dû à une charge ponctuelle en un autre point du demi-espace.

Horikoshi et al. (1998) ont étendu les travaux de Griffith (1991) et Clancy (1993) aux sols non homogènes, en considérant un « module de sol représentatif » pour la fondation du radier sur pieux. Le module représentatif du sol, pour incorporer la non-homogénéité, a été adopté par le concept de « jetée équivalente » de Poulos et Davis (1980). Dans ce concept, le groupe de pieux sont remplacé par un pilier équivalent, tandis que, la région du sol, dans laquelle les pieux ont été intégrés, est considérée comme un continuum équivalent. Le module du continuum équivalent a été pris comme la valeur moyenne des sols de cette région.

Poulos (1994) a présenté une méthode « d'analyse numérique approximative » pour ce type de fondation, dans laquelle le radier, le pieu et le sol sont modélisés comme une plaque mince, un ressort de rigidité approximative et un continuum élastique équivalent respectivement.

Russo G (1998) a présenté une « méthode numérique approximative », dans laquelle, un radier de toute flexibilité, soumis à toute combinaison de charge verticale, distribué ou concentré, et modélisé comme un corps élastique en plaque mince bidimensionnel. Le sol a été modélisé comme un continuum élastique et les pieux ont été modélisés comme des ressorts non linéaires (figure 3.6).

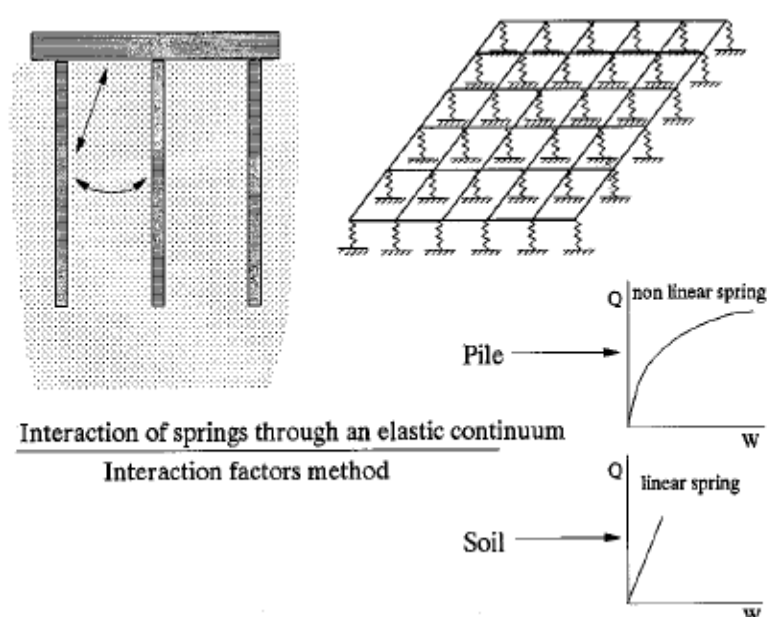


Figure 3.6 : Caractéristiques de base du modèle pour un radier sur pieux (Russo 1998)

L'approche de Russo a appliqué l'équation de compatibilité entre un déplacement nodal déterminé par l'équation élastique de Boussinesq et la courbe charge-tassement hyperbolique non linéaire de Chin. La courbe charge tassement hyperbolique de Chin est pour un pieu simple.

Kim et al. (2001) ont développé « un schéma d'optimisation » pour minimiser les tassements différentiels en modélisant le radier, le sol et le pieu comme plaque de Mindlin, le ressort Winkler et le ressort couplé respectivement. L'optimisation est effectuée par rapport à l'emplacement du pieu. L'interaction est exprimée par l'équation des

caractéristiques de flexibilité, basée sur les équations de rigidité discrétisées pour différents composants de la fondation de radier sur pieux.

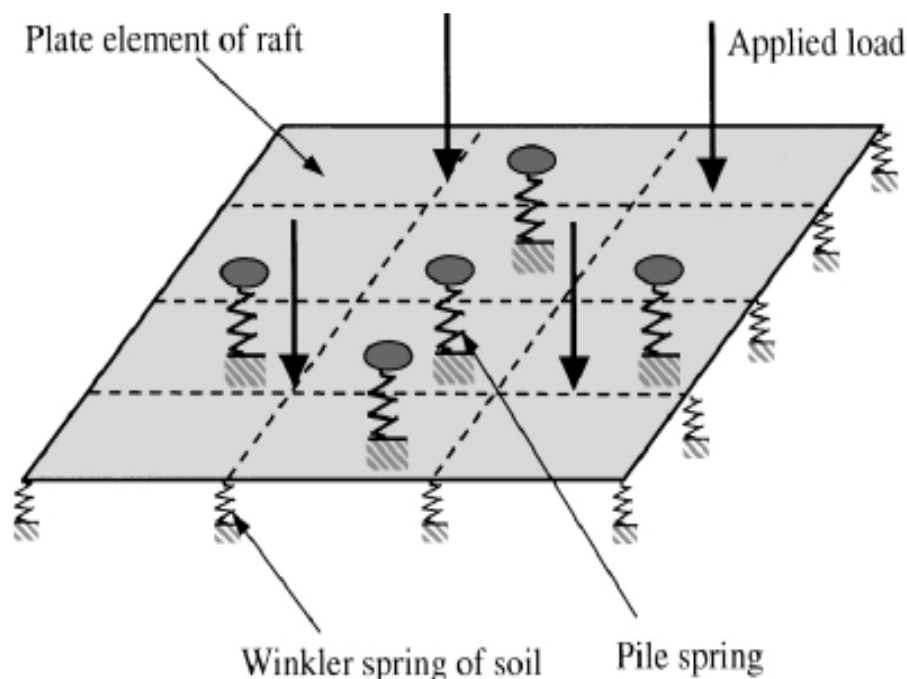


Figure 3.7 : Modèle d'éléments finis de radier sur pieux (Kim et al. 2001)

Kitiyodem P et. al (2002) ont effectué une analyse numérique approximative en modélisant le radier en tant que plaque mince, les pieux en tant que poutre élastique et le sol en tant que ressort. Ce modèle intègre l'effet du chargement latéral, ainsi que le chargement vertical et le moment, pour toute flexibilité du radier. Pour incorporer l'effet latéral, deux ressorts supplémentaires dans le plan horizontal ont été attachés à chaque nœud des pieux et des radiers. Le but est de tenir compte de la flexion, de la résistance latérale des pieux et de la résistance au cisaillement entre la base du radier et la surface du sol (figure 3.8). L'équation de compatibilité pour le déplacement est appliquée à la tête de chaque pieu, ce qui signifie que l'élément de plaque mince flexible du radier et l'élément poutre élastique du pieu sont combinés par le nœud à la tête du pieu. Le programme informatique PRAB (Piled Raft Analysis for Batter pile) a été utilisé pour simuler le comportement des pieux.

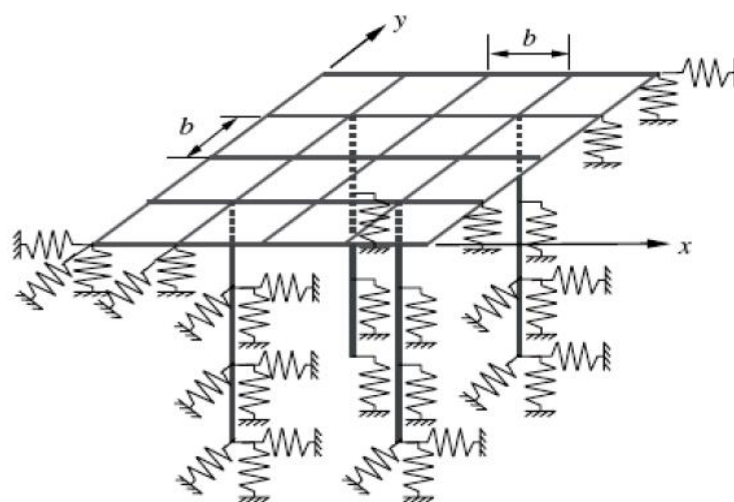


Figure 3.8 : Modélisation poutre-plaque-ressort d'un radier appliqué (Kitiyodem 2002)

Le modèle sous cette approche produit l'analyse élastique, car les principes de base sont basés sur la théorie élastique de Mindlin, Boussinesq et le concept de ressort. La théorie des plaques minces, utilisée pour modéliser le radier, est bidimensionnelle et ne tient pas compte du moment de torsion, de la flexion et de la contrainte de cisaillement horizontale à l'intérieur du radier. Il ne permet pas la déformation de cisaillement (Russo 1998, Kim 2001). Le tassement différentiel est estimé par la forme déviée du radier, par conséquent, le tassement différentiel au sein de la même plaque mince ne peut pas être estimé et une grande discrétisation est nécessaire.

3.4 Méthode d'analyse numérique (FEM, BEM, FDM, etc)

Les méthodes numériques utilisées pour simuler la fondation complexe radier sur pieux sont principalement la méthode des éléments finis (FEM), la méthode des éléments frontière (BEM), la méthode des différences finies (FDM) ou une combinaison de deux ou plusieurs de ces méthodes. Ces méthodes numériques impliquent une plus grande discrétisation des éléments de fondation et nécessitent une grande mémoire de calcul avec des processeurs à haute vitesse.

3.4.1 Méthode des éléments frontière (BEM)

Dans les méthodes des éléments frontières, le radier et les pieux au sein du système sont discrétisés et la théorie élastique est utilisée. Le radier est discrétisé sous la forme d'une

plaque mince bidimensionnelle et représenté par une équation intégrale. Le sol, est traité comme une couche homogène élastique.

Conceptuellement, cela fonctionne en construisant un "maillage" sur la surface modélisée, qui a été formulée sous forme d'équation intégrale (c'est-à-dire sous forme intégrale de frontière). L'interface entre le sol et la fondation (pieux et radier) est divisée en éléments et une fonction de Green approximative, est utilisée pour relier le déplacement de chaque élément à la traction avec les autres éléments. Les équations correspondantes sont écrites pour la réponse structurelle de la fondation, en utilisant soit une approche aux différences finies, soit une approche par éléments finis. Les deux équations, ainsi que celles de l'équilibre global, donnent la valeur des tractions inconnues. Par conséquent, le tassement et la répartition de la charge dans toute la fondation peuvent être calculés.

Les premiers travaux de Butterfield & Banerjee (1971) et Davis & Poulos (1972), comme mentionné dans la section 3.2, sont le cas limite d'un radier rigide sur un continuum homogène élastique.

Kuwabara (1989) a effectué une analyse des éléments limite élastiques sur de petits radiers sur pieux, fondés sur un sol élastique homogène. Un groupe de pieux carré compressible identique est relié à un radier rigide carré, qui est pris soit sans contact, soit en contact avec la surface du demi-espace. Il a été constaté que dans des conditions élastiques, le radier ne supportait qu'une faible proportion de la charge pour un entraxe des pieux normal.

Poulos (1993) a étendu l'analyse de Kuwabara (1989) pour tenir compte des effets des mouvements du sol en champ libre et pour limiter les pressions de contact entre le radier et le sol, ainsi que pour le développement de la charge ultime de compression et de tension dans les pieux. Son étude n'a porté que pour un groupe de pieux constitué de quatre pieux avec cap rigide.

Russo (1998) a comparé les résultats de l'analyse de Butterfield et Banerjee (1971) avec ceux de Kubwara en termes de tassement et de la répartition de la charge. Un bon accord entre ces deux méthodes a été trouvé en termes de tassement pour différentes valeurs d'entraxe des pieux, de rapport d'élançement (L/d) et de compressibilité (K_{ps}) comme le montre la figure 3.9. En revanche, le tracé sans dimension de la répartition de la charge entre les pieux et le radier en fonction de l'entraxe des pieux (Figure 3.10) montre un désaccord important. Le pourcentage de la charge totale appliquée supportée par les pieux,

telle qu'obtenue par Kuwabara, est nettement supérieur à celui calculé par Butterfield et Banerjee. Cette variation entre les deux ensembles de résultats est due à leurs différentes approches et approximations dans les techniques numériques.

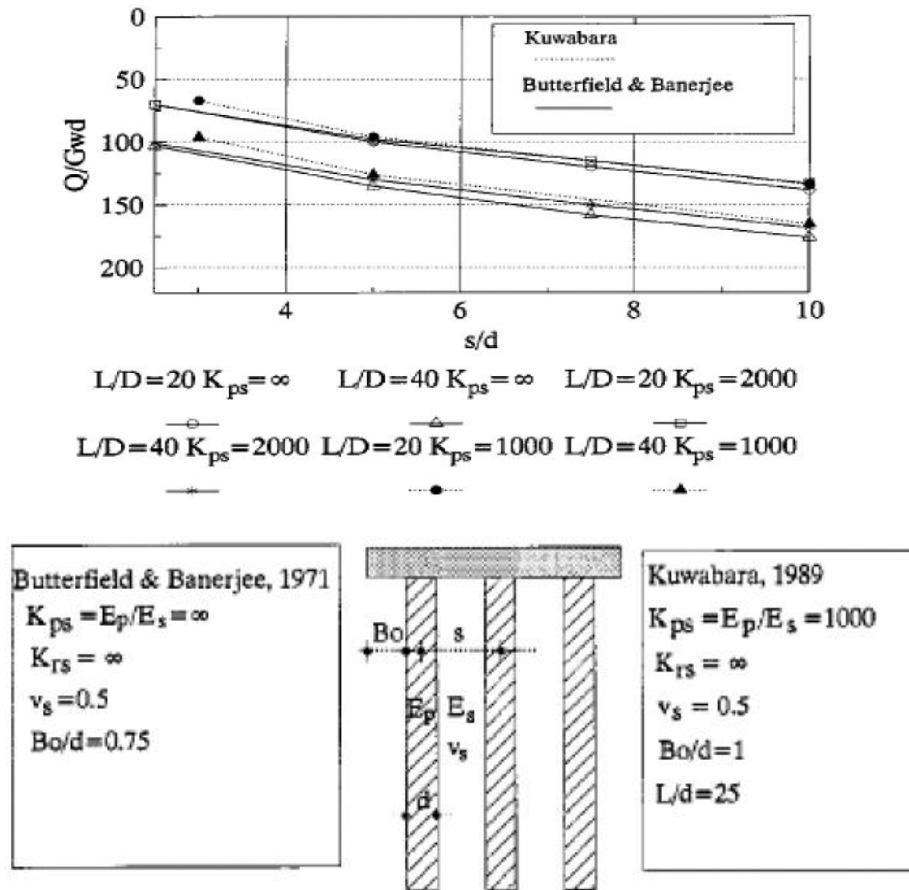


Figure 3.9: Établissements calculés par Kuwabara (1989) et Butterfield & Banerjee (1971)

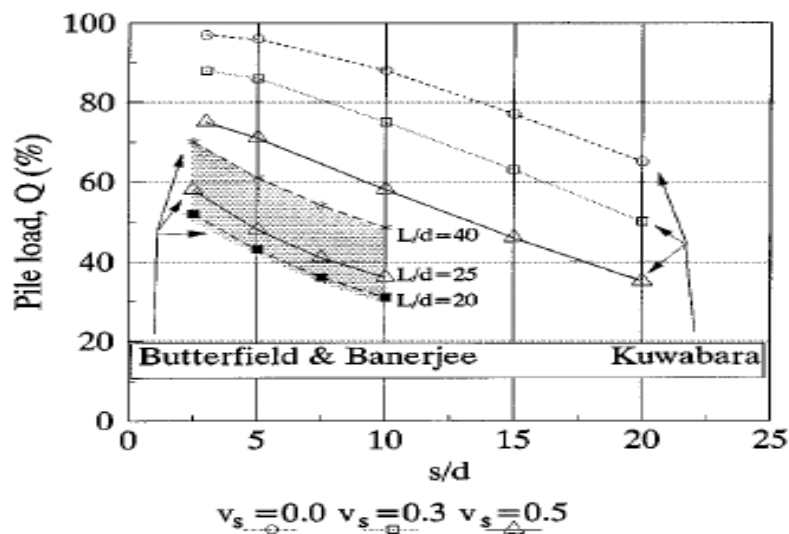


Figure 3.10 : Charge partagée calculée par Kuwabara (1989) et par Butterfield et Banerjee (1971)

Tous les travaux précédents ont été effectués pour un radier rigide. Cependant, son application pourrait être limitée aux fondations de radier sur pieux. Cela est dû au fait que le temps de calcul et les besoins en mémoire ont tendance à augmenter en fonction du carré de la taille du problème.

3.4.2 Méthode de différence finie (MDF)

Poulos (1994) a utilisé la méthode des différences finies (MDF) pour analyser le comportement de radier d'une fondation de radier sur pieux. Le radier rectangulaire rigide de rigidité constante a été discrétisé en nœuds et éléments, pour lesquels, l'équation de flexion des plaques a été exprimée sous forme incrémentales de différences finies.

Cette analyse considère la charge de moment concentrée et appliquée comme une charge uniformément répartie. Des courbes de charge déplacement ont été utilisées pour obtenir le déplacement vertical du sol avec les pieux. Les courbes de charge déplacement pour l'interaction de deux chapeau circulaires rigides ont été initialement obtenues puis appliquées à toutes les ensembles de chapeaux par la théorie de superpositions, comme mentionné dans la section 3.3. Cependant, cette théorie élastique de la superposition n'est valable que lorsque les pieux sont situés le long d'une circonférence et soumis à la même charge.

3.4.3 Méthode des éléments finis (MEF)

3.4.3.1 Méthode MEF simplifié ou 2D

Toute les analyses par éléments finis simplifiée ou bidimensionnelle impliquait la représentation du radier sur pieux comme un problème de déformation simple axisymétrique ou bidimensionnel. Dans les deux cas, des approximations importantes ont été faites. De nombreux programmes informatiques (FLAC, PLAXIS, AMPS etc.) sont disponibles pour simuler le comportement.

Hooper (1973) a été le premier à utiliser la méthode des éléments finis (FEM) pour analyser le comportement complexe des radiers sur pieux de Hyde Park Cavalry sur l'argile de Londres. Sommer et al. (1985) ont utilisé la technique d'analyse par éléments finis pour la conception statique d'un grand bâtiment sur l'argile de Francfort en Allemagne. Burland et al. (1986) ont effectué une analyse par éléments finis en déformation simple 2-D pour le centre de conférence Queen Elizabeth sur l'argile de Londres. Le radier a été considéré comme un élément de plaque rectangulaire, soumis à une charge équivalente uniformément

répartie sur un demi-espace élastique et a été modélisé par huit nœuds d'éléments isoparamétriques. Les résultats calculés ont été comparés aux paramètres mesurés de soulèvement et de tassement pendant le processus de construction.

Prakoso et al. (2001) ont proposé une méthodologie de conception générale pour la conception optimale des radiers sur pieux. Cette méthodologie de conception a été développée à la base d'une analyse de déformation simple bidimensionnelle d'un radier sur pieux chargé verticalement. Le code géotechnique des éléments finis PLAXIS a été utilisé avec six nœuds d'éléments triangulaires. L'étude paramétrique a été réalisée pour les sols élastiques et élasto-plastiques et validée avec l'analyse limite et les éléments finis 3D d'autres chercheurs, Sanctis et al. (2002) ont souligné les limites de cette analyse de déformation simple 2-D et ont remarqué que « seule l'analyse par éléments finis 3-D est appropriée pour le développement d'une méthodologie de conception optimale ».

Hassen G., et al. (2006) ont développé un modèle multiphasique élasto-plastique afin de simuler le comportement de charge tassement des radiers sur pieux soumis à des charges combinées (verticales et horizontales). Ce problème de déformation simple 2-D a été simulé numériquement par la superposition de deux milieux continus 2-D, appelés respectivement phase matricielle (masse de sol entourée) et phase de renforcement (zone renforcée de pieux).

Le principal problème de l'analyse par éléments finis simplifiée est que, seul le modèle de chargement uniforme peut être analysé, et comme l'approche plaque sur ressort, il ne peut pas donner le moment de torsion dans le radier. Toutes les analyses sont réalisées en considérant le sol comme un milieu monophasique. Cependant, Hassen et al. (2006) ont tenté une approche moyenne en deux phases.

3.4.3.2 Méthode MEF 3D

L'avancement des ressources de calcul a ouvert la voie à la simulation de la fondation de radier sur pieux au moyen de la méthode des éléments finis en trois dimensions. Novak et al. (2005) ont mentionné que le problème complexe des fondations des radiers sur pieux ne peut pas être modélisé correctement par la méthode simplifiée. Les codes pour l'analyse FEM 3-D sont maintenant disponibles, plus puissants et peuvent être exécutés sur les ordinateurs.

Ottaviani (1975) est le « premier » (Poulos et al. 1997) à avoir appliqué l'analyse par éléments finis 3D aux fondations de pieux et de radiers. Les éléments tridimensionnels axisymétriques ont été utilisés pour étudier le mécanisme de transfert de charge, la distribution des contraintes et le déplacement (tassement) d'un seul et de groupes de pieux chargés verticalement (3x3 et 5x3), avec et sans chapeau, noyés dans un milieu de sol homogène linéairement élastique. L'analyse a été simplifiée au moyen d'hypothèses et d'approximations (par exemple, les pieux sont considérés comme de section carrée, la rigidité constante pour le béton des pieux et du matériau de couverture, le sol est linéaire, élastique et homogène).

Katzenbach et al. (1997a) ont simulé l'interaction sol-structure d'un radier sur pieux au moyen d'une analyse par éléments finis tridimensionnelle axisymétrique. Le radier élastique linéaire a été modélisé avec des éléments de coque. Le continuum isotrope du sol élastique linéaire et élasto-plastique (basé sur le modèle Drucker-Prager) a été représenté par des éléments de coque isoparamétriques 3-D. Le comportement de la charge tassement a été validé par le résultat du test de charge statique pour Sony Center, Berlin, Allemagne (figure 3.11). En conséquence, les auteurs (1997b) ont étendu leur simulation pour la tour Commerzbank à Francfort, Allemagne avec ce modèle pour estimer la répartition de la charge entre le radier et le pieu, et les interactions entre les pieux.

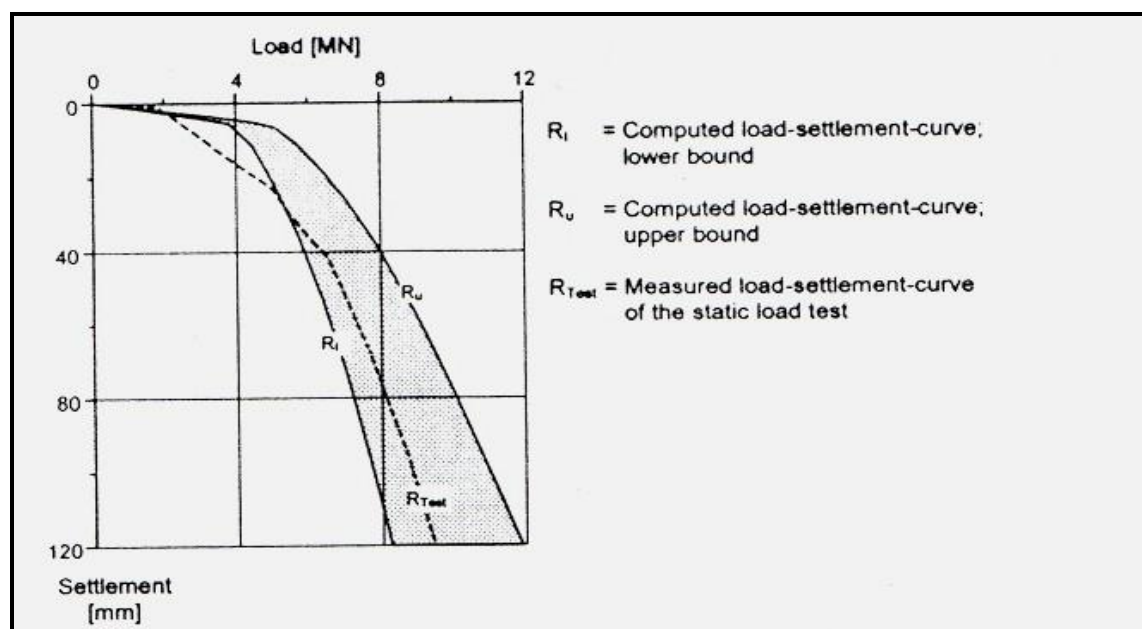


Figure 3.11: Comparaison du comportement de charge tassement mesuré et estimé de Sony Centre, Francfort, Allemagne

Katzenbach et al. (1998) ont effectué une autre analyse sur le même modèle numérique mais le radier élastique a été remplacé par le radier rigide, les facteurs d'interaction, les distributions des charges et le frottement pour différents nombres, emplacements et longueurs de pieux ont été présentés.

Reul et al. (2003) ont effectué l'analyse par éléments finis en 3D de trois radiers sur pieux (Messeturm, Torhaus, bâtiment Westend 1 en Allemagne) sur l'argile surconsolidée et ont comparé les résultats avec les valeurs mesurées en termes de répartition de la charge, tassement total et différentiel. Ces analyses ont été réalisées sur le modèle numérique développé par Katzenbach et al. (1997). Le sol et les pieux étaient représentés par un hexaèdre solide de premier ordre (brique) et le radier était par élément de coque. Les pieux circulaires ont été remplacés par des pieux carrés avec la même circonférence de fût. Le contact entre la structure et le sol était considéré comme parfaitement rugueux. Les charges structurelles ont été considérées comme uniformément réparties sur le radier. En conséquence du bon accord de ce modèle avec celui mesuré, Reul (2006) a appliqué ce modèle pour étudier le comportement de la fondation, en particulier la résistance du pieu pour différentes positions de pieu et du niveau de charge et a recommandé que l'optimisation de la conception puisse être réalisée en augmentant la longueur du pieu plutôt que d'augmenter leur nombre.

Garcia et al. (2006) ont inséré le modèle viscohypoplastique pour le continuum des sols dans le modèle numérique de Reul (2003). Un très bon accord a été trouvé avec le tassement mesuré et la répartition de la charge pour le tour Messeturm à Francfort, en Allemagne. Ce modèle viscohypoplastique constitutif est capable de modéliser la non-linéarité aux petites déformations des sols argileux. Le modèle comporte certaines hypothèses. Garcia et al. (2006) ont fait une approximation pour l'analyse du déplacement contrôlé axisymétrique et ont considéré un contact régulier entre le radier rigide et le sol élasto-plastique. Cette analyse a conclu que la capacité portante d'un radier sur pieux est la somme de la capacité d'un radier seul et du groupe de pieux, « qui peut être simplement évaluée de manière conventionnelle ».

Novac et al. (2005) ont effectué une analyse par éléments finis tridimensionnels élastique linéaire pour le comportement de charge tassement des radiers sur pieux et a trouvé un bon accord pour la valeur mesurée de deux études de cas (Westend I de Francfort, Allemagne et Urawa du Japon) sur de l'argile rigide surconsolidée.

Vasquez et al. (2006) ont remplacé la loi de comportement linéaire élastique des sols du modèle de Novac et al. (2005) par les équations constitutives du sol non linéaire du modèle de Mohr Coulomb. Les mêmes cas ont été étudiés dans Novac et al. (2005). Cependant, tous les deux modèles ont étudié le tassement du pieu central en supposant un tassement en forme de plat de la dalle.

3.4.4 Méthode hybride

La méthode hybride, combine deux ou plusieurs méthodes pour simuler le comportement complexe des fondations radiers sur pieux. L'objectif de la combinaison de deux ou plusieurs méthodes numériques-géotechniques est de réduire l'interprétation mathématique et ainsi de réduire les besoins en mémoire et en temps de l'ordinateur.

3.4.4.1 Méthode hybride (FEM+BEM)

Hain et Lee (1978), Franke et al, (1994), Russo et Viggiani (1997) ont combiné l'élément limite pour les pieux et l'analyse par éléments finis pour le radier. Le principal avantage de BEM est que la non-linéarité peut être simulée par une procédure incrémentale linéaire pas à pas.

Hain et Lee (1978) ont développé un modèle numérique hybride, combinant l'analyse par éléments finis 2D pour un radier (rigide et flexible) et le modèle d'éléments frontière pour le milieu pieu-sol. Cette analyse élastique a considéré le radier comme une série de plaques minces 2D et adopté le concept de facteur d'interaction pour réduire l'effort de calcul, tandis que les pieux sont donnés par les courbes de transfert de charge, tirées de Davis et Poulos (1972). Le modèle a été vérifié avec les données mesurées (juste après la construction) du bâtiment La Azteca de Mexico et Hyde Park Cavarely de Londres. L'analyse n'a considéré que la composante verticale de la charge et a supposé un joint à rotule coulissant entre le radier et le pieu. Par conséquent, l'effet du moment a été ignoré ainsi que l'effet du chargement latéral ainsi que la composante horizontale du chargement vertical. De plus, il a ignoré l'effet de renforcement dû au pieu dans la couche de sol.

Frank et al. (1994) ont développé un modèle numérique hybride, appelé « technique mixte » pour simuler la nature tridimensionnelle du problème. Le radier est modélisé par la méthode des éléments finis 2-D d'une plaque de flexion, soutenu par des ressorts du sol et un élément de pieu avec une rigidité suffisante. L'interaction non linéaire pieu-sol (autour du puits et à la base du pieu) a été modélisée par la méthode des éléments de frontière et

l'effet de glissement du pieu ainsi que les contraintes ont été pris en considération. Les paramètres mesurés ont montré une concordance avec les valeurs calculées à une profondeur et une charge plus faibles, mais pour des valeurs plus élevées, il a diminué. Ceci est dû aux hypothèses, approximations et méthodes d'interprétation du modèle.

Russo (1998) a simulé la fondation du radier sur pieux au moyen d'une analyse par éléments finis à plaques minces 2D pour l'analyse du radier et des éléments de limite pour les pieux. Les facteurs d'interaction pieux-pieux entre les pieux ont été calculés au moyen d'une analyse des éléments de frontière au moyen d'un code informatique.

Mendonca et al. (2003) ont modifié leur analyse pure des éléments de frontière en remplaçant la technique d'analyse des éléments de frontière du radier par la technique d'analyse des éléments finis. Le radier est modélisé par la méthode des éléments finis en tant que plaque mince en flexion par des éléments triangulaires plats de la théorie de Kirchoff discrète (DKT). Cette analyse élastique a considéré la flexibilité du pieu et du radier sur un milieu de sol linéaire élastique, et seul le chargement vertical statique a été traité. Cette analyse fournit des informations sur le déplacement latéral du sol, cependant, le module de réaction de la couche de fondation est supposé varier linéairement. Le tassement et la distribution des moments ont été étudiés, cependant, le problème intrinsèque des éléments finis à deux dimensions ainsi que la méthode des éléments de frontière restent les mêmes.

3.4.4.2 Méthode hybride (MEF+FLM)

Ta et Small (1996) ont introduit la méthode des couches finies dans les groupes de pieux et les radiers sur pieux. Pour surmonter la limitation de l'incapacité conventionnelle de la méthode des couches finies et des éléments finis à analyser les matériaux incompressibles, Small et Booker (1976) ont introduit une matrice de flexibilité exacte des couches finies. Cette matrice à couches finies est capable d'analyser les matériaux élastiques. Il a étendu cette analyse en couches finies pour le chargement en bande, le chargement circulaire et rectangulaire. À la suite de ce développement et de cette modification de la technique d'analyse des couches finies, Ta et Small ont présenté leur analyse du comportement des groupes de pieux et du comportement de radier sur pieux (1996).

Zhang et Small (2000) ont étendu le modèle ci-dessus pour inclure l'effet du chargement horizontal (les travaux précédents ne concernaient que le chargement vertical) ainsi que le chargement vertical pour un groupe de pieux supportés hors sol dans un sol stratifié. L'effet

de charge horizontale dans la masse de sol élastique a été exprimé en termes de transformée de Hankel (également connue sous le nom de transformée de Fourier-Bessel), tandis que l'effet de charge verticale était en termes de double transformée de Fourier comme auparavant. L'analyse montre un bon accord pour le groupe de petits pieux (2x2) et diffère pour un groupe de pieux 4x4 par rapport aux autres résultats publiés. Ce modèle élastique pour un groupe de pieux supportés par un chapeau rigide hors sol a été utilisé pour effectuer une étude paramétrique. Small et Zhang (2002) ont étendu leur modèle de 2000 pour analyser le comportement d'un radier rigide en contact avec le sol et soutenu par un groupe de pieux rigides. Le modèle a été vérifié avec l'analyse des éléments finis et a trouvé un bon accord pour un entraxe plus étroit des pieux d'un petit groupe de pieux. Cependant l'étude paramétrique n'a été faite que pour le chargement vertical ou pour le chargement horizontal et non pour le chargement combiné.

Chow et Small (2005) ont étudié le comportement de radier sur pieux pour différentes longueurs et diamètres de pieux au sein du groupe de pieux et avec le modèle susmentionné sous charge verticale. L'étude précédente en utilisant la méthode hybride a été réalisée pour des pieux de longueur et de diamètre égaux dans le groupe. Cette méthode est environ cinq fois plus rapide que la méthode des éléments finis. L'auteur a souligné que la disparité de la comparaison avec la méthode des éléments finis était due aux hypothèses utilisées (par exemple, les charges et les mouvements horizontaux ont été négligés, les joints rigides entre le radier et la tête du pieu ont été supposés comme la base lisse du radier sur le groupe de pieux) et les approximations impliquées dans cette méthode.

Le problème réside dans la méthode de calcul du facteur d'interaction. Le facteur d'interaction est développé à la base d'interaction entre une paire de pieu, où un pieu est chargé et un autre est maintenu déchargé pour estimer l'interaction. Évidemment, cette approche néglige l'effet de raidisseur des autres pieux du groupe. Ce modèle est basé sur la transformation Small et Booker pour le chargement en bande, circulaire et rectangulaire. Cependant, aucune transformation pour le chargement ponctuel n'a été discutée. Cette théorie considère l'isotropie transversale du sol qui ignore la présence de pieux et l'effet de la rigidité du sol due au renforcement des pieux dans cette couche. L'utilisation du polynôme pour la couche de sol horizontale peut avoir certaines limites ; car la couche du sol est infinie dans le sens horizontal.

3.4.5 Approche variationnelle

Une approche alternative a été étudiée par les chercheurs pour surmonter les limitations des méthodes numériques existantes (les exigences de discrétisation, le temps de calcul et les ressources informatiques des méthodes numériques) en utilisant les principes d'énergie de travail. Chow, Yong et Shen (2001) ont introduit ce nouveau concept pour analyser les fondations radiers sur pieux.

L'application du principe d'énergie de travail a été utilisée en premier, par Selvadurai (1979) dans les fondations peu profondes et par Shen, Chow et Yong (2000) dans les fondations profondes pour analyser le comportement du tassement de groupe de pieux. Chow et al (1997) a étudié le comportement d'un groupe de pieux avec chapeau sans contact avec le sol, où les courbes de transfert de charge ont été utilisées pour modéliser le sol élastique. Leur deuxième article (1999) concerne également le groupe de pieux coiffés hors sol, où le sol a été modélisé comme un demi-espace élastique isotrope. Ils ont rapporté en 2000 l'extension des travaux ci-dessus pour l'analyse de l'interaction pieu-chapeau pour un groupe de pieux à cap rigide en contact avec le sol. Ils ont étendu ce modèle pour le groupe de pieux avec radier flexible en 2001. L'analyse (2001) est en bon accord avec ceux de Clancy et Randolph (1993).

Le concept de base de cette approche est que le radier est supposé reposer sur un demi-espace élastique, renforcé par un groupe de pieux. La déformation du pieu et la déflexion du radier sont représentées par une série finie, développée sur la base de l'énergie potentielle. Une matrice de rigidité du système groupe de pieux-sol est développée à l'interface radier et groupe de pieux-sol. Cette matrice de rigidité est ensuite combinée avec l'analyse du radier sur la base du principe de l'énergie potentielle minimale afin d'obtenir le comportement de la fondation radier-pieux.

La distribution des moments et des contraintes de contact peut être exprimée sous la forme d'équations linéaires simultanées et peut être résolue analytiquement. La matrice de rigidité pour le système groupe de pieux-sol, soumise à une force de pression verticale uniquement, est développée par système groupe de pieux-sol en utilisant le principe de superposition. Le modèle a montré un bon accord pour le radier rigide, par rapport au résultat d'analyse de Butterfield et Banerjee (1971). Il a également montré un bon accord pour le radier flexible, par rapport au résultat d'analyse de Clancy et Randolph (1993). Dans les deux cas, de petits groupes de pieux ont été pris en considération.

L'avantage principal de cette méthode est qu'aucune discrétisation du pieu, du sol et du radier n'est requise. L'interaction entre les pieux et le sol est évaluée par une solution analytique approximative simplifiée. Par conséquent, les besoins en temps de calcul et en espace de stockage informatique sont sensiblement inférieurs à ceux requis par la méthode des éléments aux frontières ou la méthode des éléments finis.

Cependant, l'approche variationnelle est une approche élastique, qui considère le sol comme un continuum isotrope, linéairement élastique, la composante de charge verticale a été prise en compte. L'énergie de déformation du radier a été calculée par de la théorie des plaques minces élastiques, qui ignore la résistance à la torsion. L'effet de charge horizontale ou latérale de la contrainte de contact a été ignoré.

Poulos et al. (2002) ont signalé que cette méthode était incapable de traiter un radier flexible quelque soit la rigidité. Les résultats ont été comparés à ceux de Butterfield et Banerjee (1971), Clancy et Randolph (1993), qui portaient sur groupe des pieux 2x2 et 3x3 uniquement. Les hypothèses simplifiées impliquées dans le rapport de Liang et Chen (2004) ont ignoré la retenue de la tête de pieux avec le radier ou le chapeau, et la rugosité de la surface du radier.

3.5 Influence des paramètres géométriques, mécaniques sur le comportement de radier sur pieux

L'étude tridimensionnelle complexe d'une fondation radier-pieux fait intervenir un certain nombre de paramètres géométriques, mécaniques et de l'interaction entre leurs différents éléments. Les paramètres géométriques sont liés à la géométrie du pieu (la longueur du pieu, le diamètre, les surfaces, le nombre et l'espacement des pieux) et la géométrie du radier (longueur, largeur et épaisseur du radier). Considérant que, les propriétés mécaniques incluent les propriétés du sol (l'angle de frottement, la cohésion, le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, etc.) et les paramètres des divers facteurs d'interaction (pieux-radier, pieux-sol, radier-sol et vice versa).

Les chercheurs ont exprimé le résultat de leurs investigations en termes de combinaison de ces paramètres. Poulos (2001b) a rapporté l'influence de la variation de l'épaisseur du radier, de la longueur des pieux et de leur nombre, et du type de charge sur les quatre aspects de la fondation du radier sur pieux. Ces quatre aspects sont le tassement total, le

tassement différentiel, le moment de flexion du radier et le pourcentage de charge supportée par les pieux et le radier.

3.5 .1 Influence de l'épaisseur et de la taille du radier

Poulos (2001b) a résumé son étude de 2001 sur l'influence de la variation de l'épaisseur du radier sur le tassement maximum et différentiel, du moment du radier et de la répartition de la charge. Pour une fondation de radier à 9 pieux, 10 m de longueur soumis a une charge 12MN (figure.3.12).

L'étude a montré que le tassement maximal n'est pas affecté par l'épaisseur du radier, sauf pour les radiers minces, alors que le tassement différentiel diminue de manière significative avec l'augmentation de l'épaisseur du radier. D'autre part, le moment maximal dans le radier et le pourcentage de la charge totale supportée par les pieux augmentent avec l'augmentation de l'épaisseur du radier.

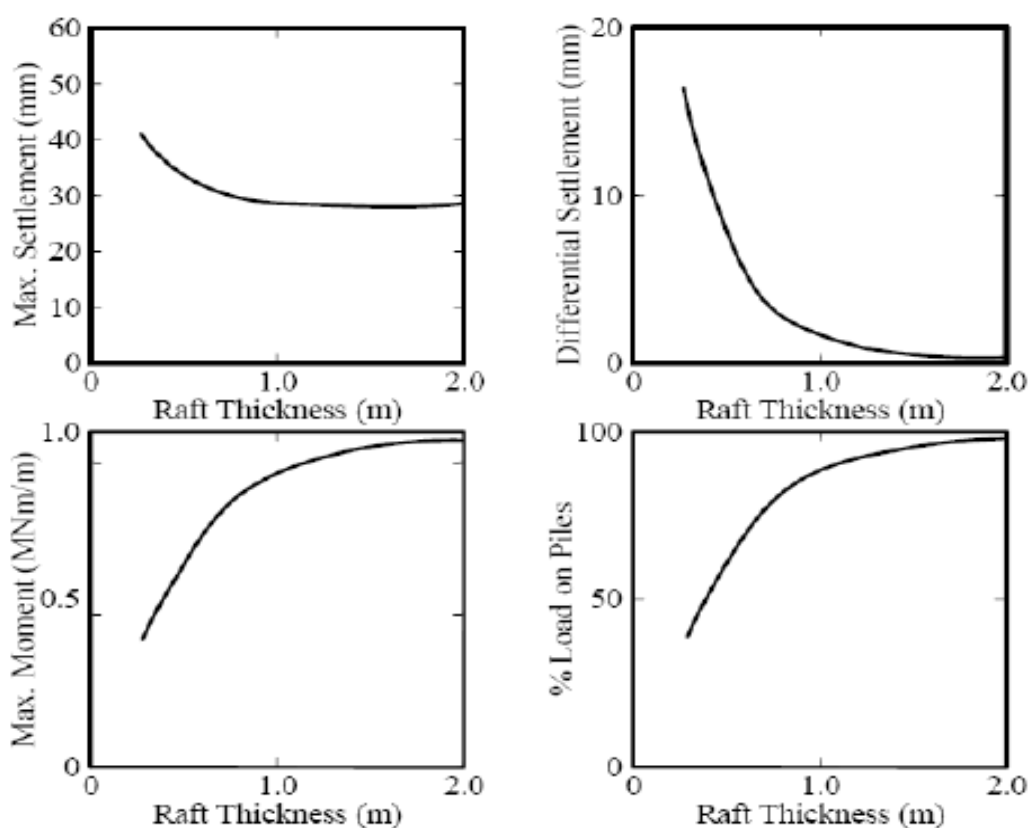


Figure 3.12: Effet de l'épaisseur du radier sur la performance des fondations

Cette étude a conclu que l'augmentation de l'épaisseur du radier est efficace pour réduire le tassement différentiel. Les tendances à la baisse des quatre courbes avec l'augmentation de

l'épaisseur du radier indiquent la présence d'une certaine valeur limite de l'épaisseur du radier. Cette épaisseur limite de radier pourrait être un paramètre important pour la conception optimiste de ce type de fondation. Certains chercheurs ont exprimé le comportement en termes de rigidité du radier, qui est fonction de l'épaisseur du radier.

3.5 .2 Influence du nombre de pieux et de la configuration

Le nombre de pieux ou l'espacement des pieux, ont une influence significative sur le comportement des radiers sur pieux. Poulos (2001b) a rapporté une étude sur le comportement de charge tassement pour un nombre variable de pieu, il a trouvé une relation linéaire entre la capacité portante ultime et le nombre de pieu. A l'inverse, une relation inverse est observée entre le tassement central du radier et l'augmentation du nombre de pieux (figure.3.13). Mais après une certaine limite, le nombre de pieux supplémentaires à moins d'influence sur la réduction du tassement.

Poulos a qualifié ce phénomène de « loi des rendements décroissants » et, de toute évidence, il contribue au concept d'optimisation de la conception (le nombre de pieux nécessaire pour minimisé les tassements).

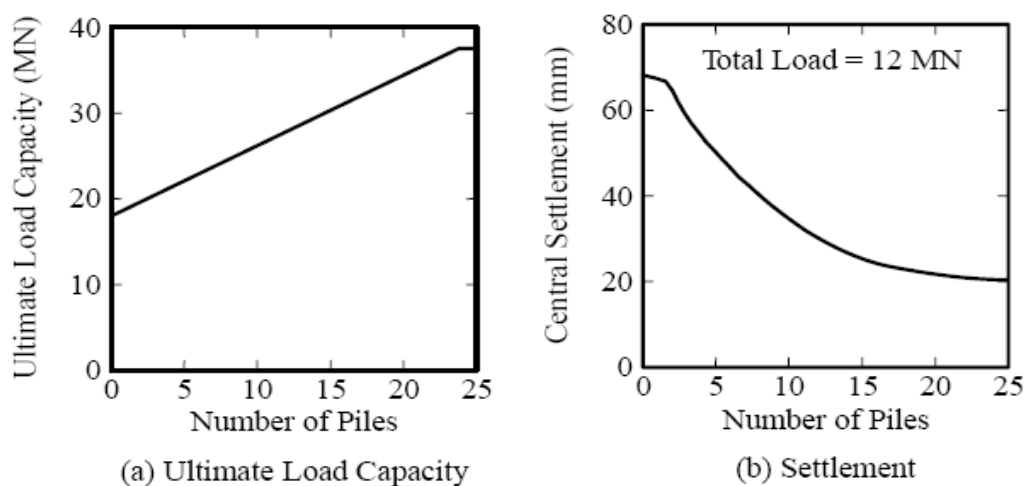


Figure 3.13: Effet du nombre de pieux sur la capacité ultime et sur le tassement central du radier

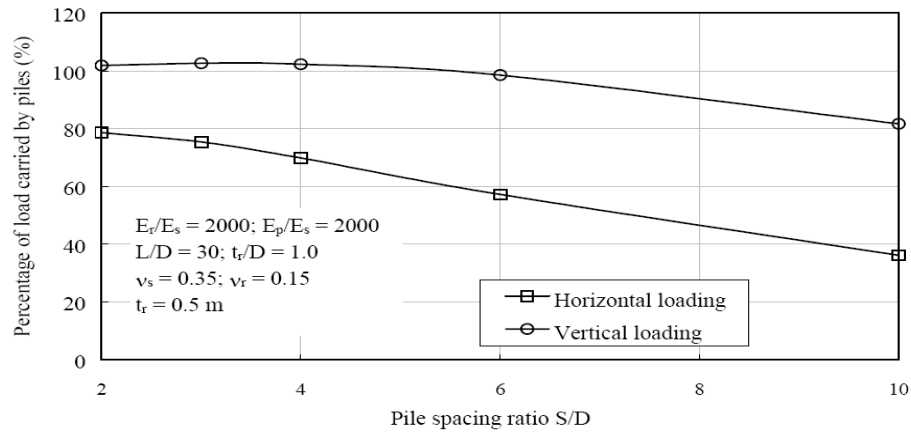


Figure 3.14 : Distribution des charges sur les pieux en fonction de l'entraxe des pieux

La relation linéaire directe entre la capacité de charge ultime et le nombre de pieux pour la fondation, à son tour, conduit le comportement de la fondation de radier sur pieux vers un comportement de groupe de pieux. Cependant, l'augmentation de l'entraxe des pieux réduit le pourcentage de charge portée par le pieu (figure.3.14) et augmente la proportion de charge portée par le radier. Cela est dû à la répartition de la charge sur ou à travers le radier lui-même.

3.5 .2 Influence de la taille du groupe de pieux

La pratique classique consiste à laisser un espace de demi-pieu à l'extérieur de pieu. Santis et al. (2002) et Prakoso et al. (2001) ont signalé que le radier entièrement sur pieux ($B_g = B_R$) est plus efficace pour réduire le tassement moyen (figure 3.15).

Le radier supportait plus de charge que le groupe de pieux dans le cas d'un groupe de pieux et d'une surface de radier égaux ($B_g / B_R = 1$) (figure 3.16).

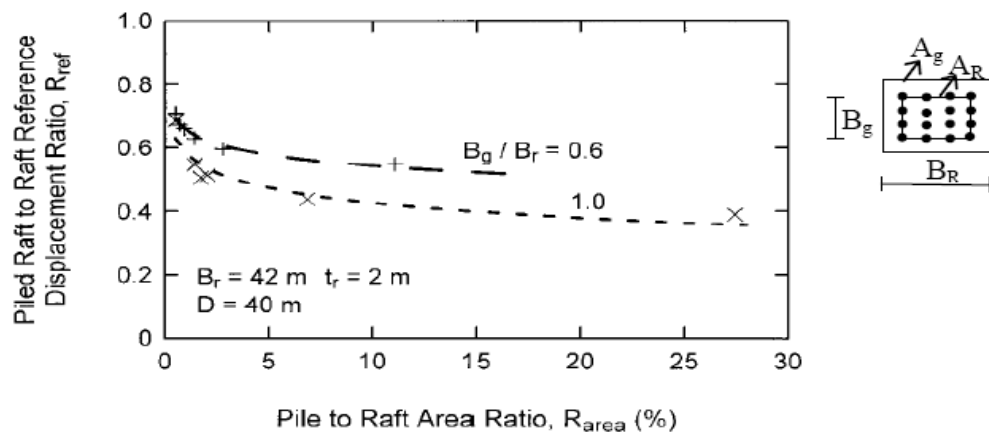


Figure 3.15 : Influence de la taille du groupe de pieux sur le tassement moyen

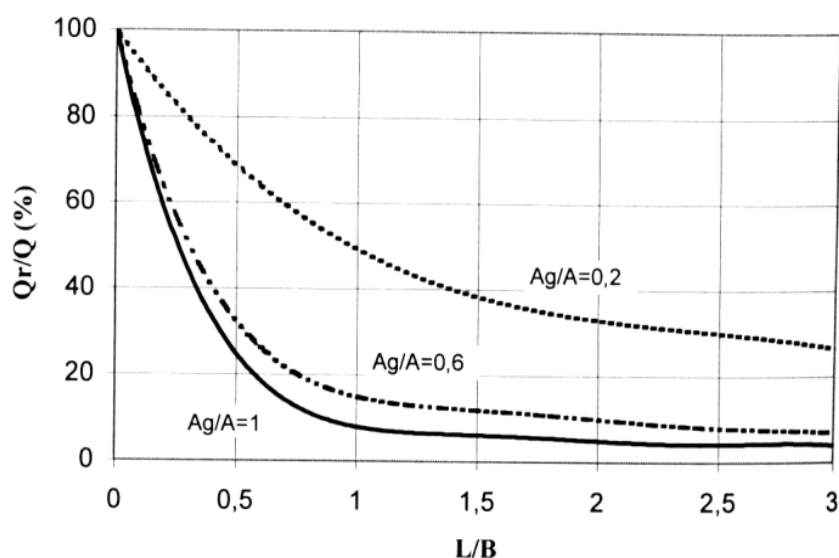


Figure 3.16 : Influence de la taille du groupe de pieux sur la répartition des charges sur le radier (Sanctis et al.2002)

3.5 .3 Influence de la longueur des pieux

Poulos (2001b) a étudié l'effet de la variation de la longueur des pieux sur le tassement maximal, le tassement différentiel des pieux centraux et extérieurs, le moment maximal dans le radier et le pourcentage de charge supportée par les pieux et le radier (figure 3.17). Les analyses ont montré que le tassement total, le tassement différentiel et le moment maximal diminuent avec l'augmentation de la longueur du pieu, tandis que le pourcentage de charge supportée par les pieux augmente. Cependant, la capacité de charge du radier diminue pour une longueur de pieu plus grande. La longueur critique de pieux pour une charge souhaitée à transporter par le radier pourrait être étudiée pour développer une conception optimale de radier sur pieux.

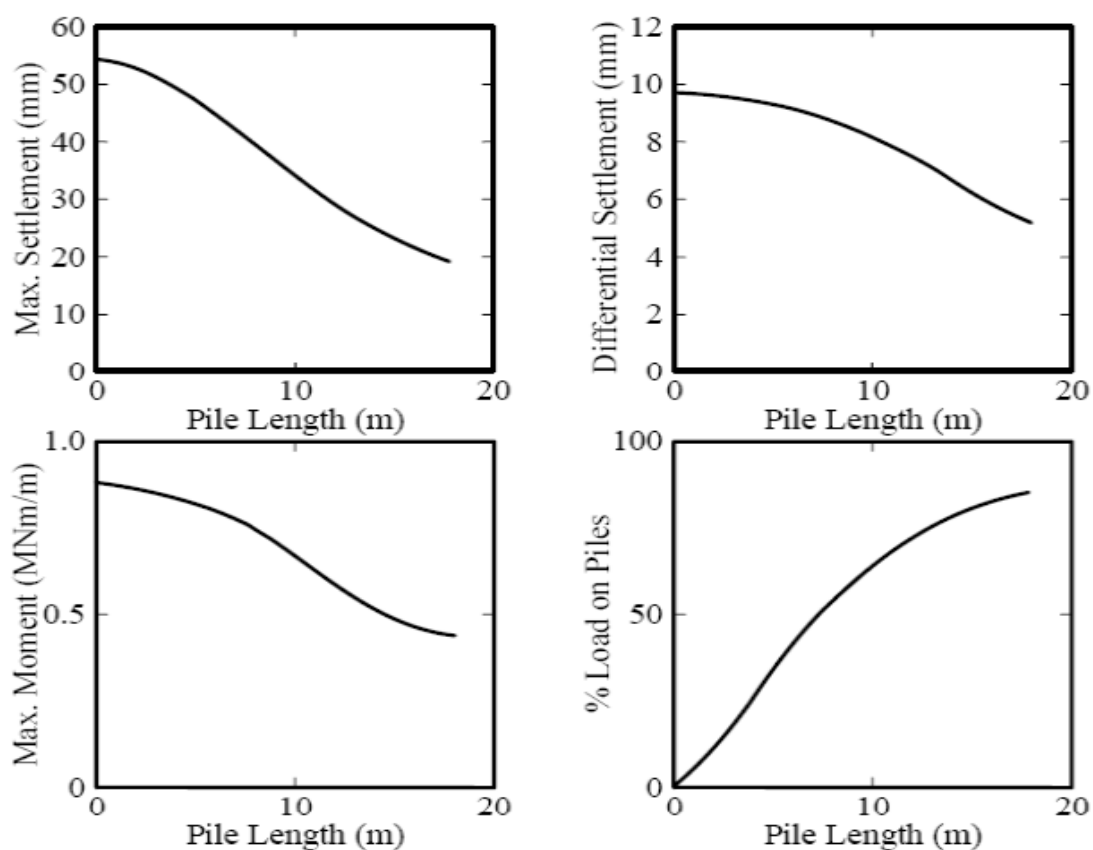
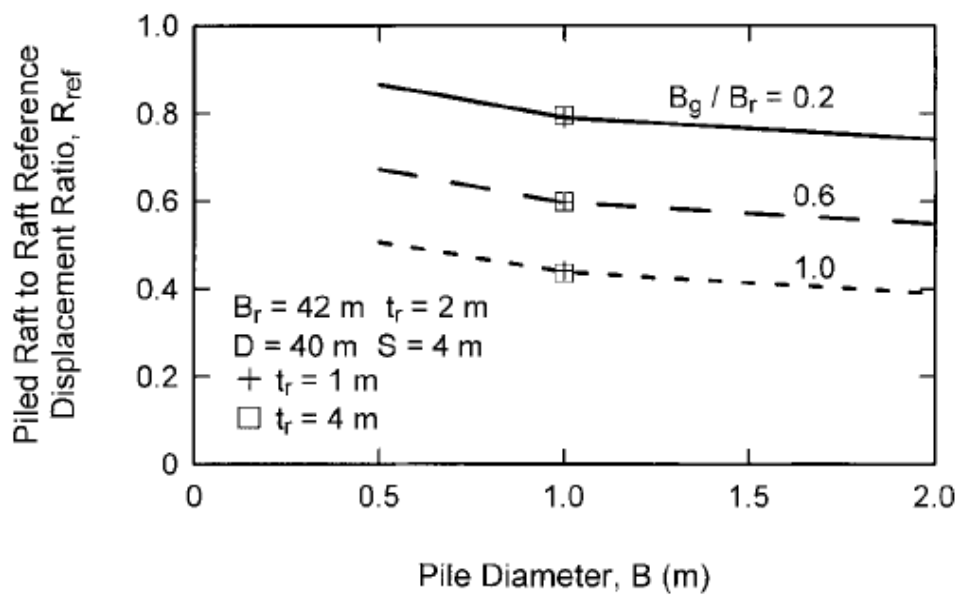


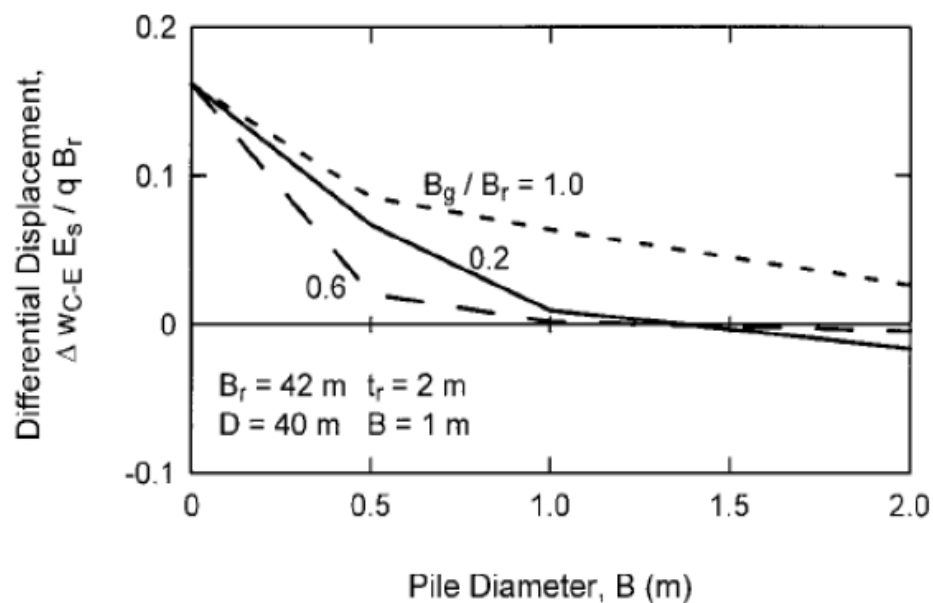
Figure 3.17 : Influence de la longueur des pieux sur le tassement des fondations radier sur pieux et le pourcentage des charges supportés par pieux (radier de 0,5 m avec 9 pieux soumis à une charge de 12 MN)

3.5.4 Influence de la variation du diamètre du pieu

La variation du diamètre du pieu a une influence importante sur la capacité portante des pieux autoportants. L'augmentation du diamètre du pieu entraîne une augmentation de la zone périphérique du fût du pieu qui augmente la capacité portante du pieu. Cependant Prakoso et al. (2001) ont trouvé une influence insignifiante de la variation du diamètre du pieu sur le tassement moyen et différentiel (figure 3.18) et ont suggéré qu'un diamètre de pieu plus grand réduise le tassement de tout type.



(a) Tassement moyen par rapport au diamètre du pieu



(b) Tassement différentiel par rapport au diamètre du pieu

Figure 3.18 : Effet de la variation du diamètre du pieu sur (a) Tassement moyen (b) Tassement différentiel

Les figures 3.17 et 3.18 indiquent que l'augmentation de la longueur des pieux pourrait être une stratégie de conception plus efficace pour améliorer les performances des fondations que l'augmentation du nombre de pieux.

3.5.5 Influence Type de charge

Poulos (2001a) a montré l'influence d'une charge concentrée et d'une charge uniformément répartie avec un nombre de pieux variable sur le tassement maximal et différentiel, le moment maximal et le pourcentage de charge supportée par le groupe de pieux et le radier (figure 3.19). Le tassement maximum pour un petit nombre de pieu est plus grand pour un chargement concentré que celui d'un chargement uniformément réparti. Pour un grand nombre de pieu, le type de chargement n'a aucun effet sur le tassement. Le modèle de tassement est identique dans les deux cas. Le type de chargement n'a également presque aucun effet sur le pourcentage de charge supportée par le groupe de pieux, comme le montre la figure, bien qu'il ait influence sur la répartition des charges entre les pieux.

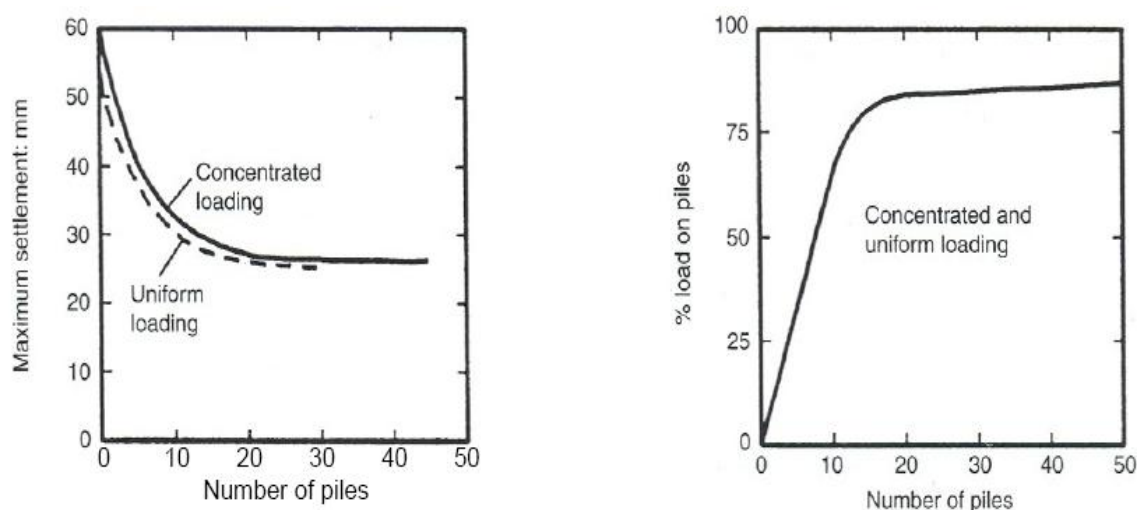


Figure 3.19 : Effet du type de charge et du nombre de pieux sur le tassement et sur le pourcentage de la charge des radiers sur pieux (charge totale appliquée 2 MN)

3.6 Conclusion

Ce chapitre a passé en revue la littérature sur le radier sur pieux, l'avantage, l'inconvénient et les limites de chaque méthode ont été décrits. En un mot, les méthodes analytiques développées jusqu'à présent sont incapables de saisir le comportement du radier sur pieux, car elles sont de nature élastique (basées sur les équations de Mindlin et Boussinesq pour le comportement de la courbe charge-tassement du pieu est basé sur le mouvement relatif entre deux chapeau circulaires de pieux qui néglige les effets simultanés des deux chapeaux environnants. L'analyse EF 2-D et les approches hybrides de plaque sur ressort, sont incapables d'analyser le comportement en torsion et les variations dans le troisième axe. Par

conséquent, seule la MEF 3D est l'outil le plus efficace pour simuler le comportement complexe de ce type de fondation. La même conclusion a été tirée par Katzenbach, Arslan, Reul, Randolph, Poulos et d'autres chercheurs.

Un certain nombre de modèles numériques 3D ont été étudiés pour examiner les limitations de ces modèles, mais aucune tentative n'a été trouvée pour développer un modèle analytique sur la base de ces modèles numériques. De plus, ces modèles analytiques n'ont été présentés que pour évaluer le comportement de tassement total, mais la prédiction du comportement de tassement différentiel et de l'utilisation de la capacité portante ultime reste à faire. En fait, pour prédire le tassement total ou différentiel, la prédiction précise de la résistance totale du pieu de chaque pieu du groupe est vitale.

Ce travail avait pour but de réaliser cette étude et ainsi de développer le modèle analytique pour le tassement maximum. Pour développer les modèles susmentionnés, des études paramétriques approfondies ont été nécessaires.

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE 3D DE L'INTERACTION DE GROUPE DE PIEUX

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE 3D DE L'INTERACTION DE GROUPE DE PIEUX

4.1 Introduction

La complexité des problèmes d'interaction entre pieux nécessite un temps et un effort considérables pour l'analyse de ce type de problèmes. Pour réduire le volume d'analyse des problèmes d'interaction, il est nécessaire d'avoir une procédure de conception relativement simple pour que la conception préliminaire puisse fournir des données adéquates. Nous présentons dans ce chapitre, à l'aide du logiciel Plaxis 3DTunnel, les modélisations tridimensionnelles des groupes et des fondations mixtes sous une charge axiale dans des sols mous. Ces modélisations nous permettent d'étudier l'influence des paramètres principaux sur le comportement du pieu isolé, et nous permettent également d'analyser complètement des problèmes d'interaction pieux-radier-sols. Les effets liés au groupe et à la présence du radier sont clairement mis en évidence par les courbes charge tassements.

Nous discutons par la suite la capacité portante obtenue dans une fondation mixte et dans un groupe de pieux. Le rôle important du radier dans une fondation mixte sera considéré dans l'optique d'obtenir une augmentation de capacité et une diminution des tassements.

Des études paramétriques approfondies ont été nécessaires pour étudier l'influence des différents paramètres géométrique des éléments de la fondation de radier/pieux (longueur, diamètre, l'entraxe des pieux et de la rigidité des pieux/ radier) et les paramètres mécaniques du sol (la résistance au cisaillement et la cohésion) sur le comportement des fondations profondes dans une argile molle sera également présentée.

4.2 Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites

Afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires ont été effectuées, en testant la taille du domaine d'étude, du maillage, et les conditions aux frontières.

Le modèle du domaine relatif à cette étude est montré sur la figure 4.1 qui présente le maillage adopté pour le cas du pieu isolé.

Des recommandations sont disponibles dans la littérature pour le choix d'un maillage 3D acceptable. On peut citer celles de Mestat (1999) qui se résument à ce qui suit :

- Les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées au maximum afin de réduire la taille du système étudié.
- Le maillage doit être raffiné dans les régions situées directement autour de l'ouvrage et là où des concentrations de contraintes sont prévues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.
- L'augmentation de la taille du maillage doit être progressive et régulière et loin des zones sensibles.

On définit des « zones de raffinement » à l'intérieur du volume du modèle, où la discrétisation du maillage peut être plus fin autour du groupe de pieux. Des analyses d'essai ont été exécutées sur des modèles avec différentes configurations de discrétisation, afin d'optimiser la précision et coût de calcul. La plupart des paramètres de géométrie du modèle ont été conçus comme multiplicateurs du diamètre du pieu D , de sorte que toute la géométrie peut être paramétrée en fonction du diamètre D du pieu.

Les déplacements sur les limites du modèle ont été entièrement fixés dans toutes les directions du modèle.

Pour arriver à un domaine d'étude optimal qui, d'une part ne soit pas inutilement très large, qui consiste à consommer énormément de temps de calcul, mais d'autre part qui soit assez réfléchi pour réduire au minimum les effets de bords, nous avons procédé à un nombre appréciable de simulations préliminaires pour arrêter les dimensions du domaine d'étude. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0, v=0$) à au moins deux fois la longueur L_p ($H=2 \times L_p$) du pieu et la limite longitudinale et transversale 50 fois le diamètre de pieu ($D=1m$). Figure (4. 1).

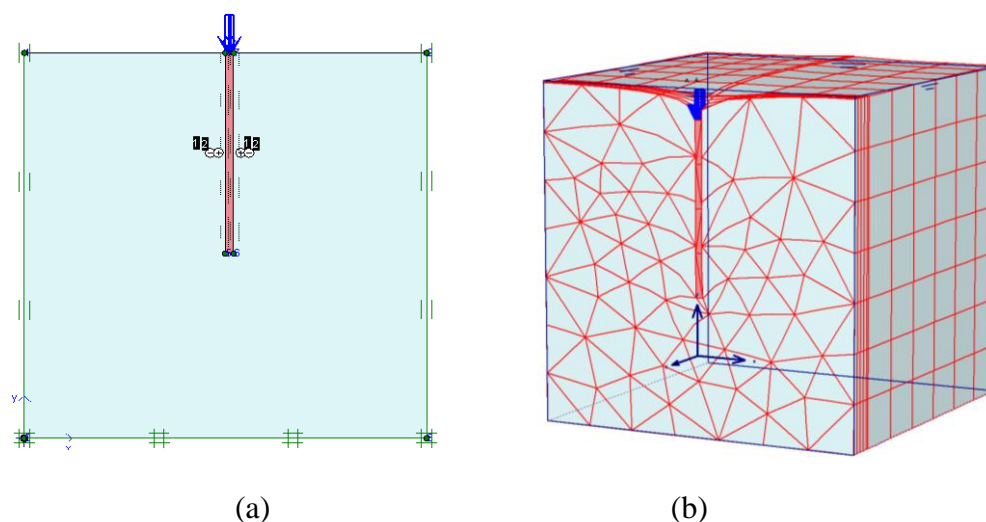


Figure 4.1: (a) Modèle géométrique , (b) Maillage et conditions aux limites d'un pieu isolé

4.3 Les étapes d'analyse d'un seul pieu

Les étapes utilisées dans l'analyse d'un seul pieu sont définies comme suit :

- 1- L'inclusion d'éléments d'interface dans le modèle de sol permettre le glissement entre le pieu-sol.
- 2- La génération des contraintes initiale se fait par la procédure de K_0 , le pieu est en béton avec les propriétés linéaire élastique.
- 3- Le pieu est chargé par une charge répartie de compression appliqué » à la surface supérieure du pieu.
- 4- L'enregistrement du déplacement est mesuré en tête du pieu.

4.4 Validation du modèle

4.4.1 Modélisation d'un pieu isolé dans un sol homogène

L'étape initiale de la validation de l'approche proposée consiste en une comparaison de la réponse d'un seul pieu sous charge axiale en utilisant un calcul en compression au moyen du code Plaxis 3DT.

Le comportement d'un pieu chargé axialement dans un sol élastique est régi en grande partie par les paramètres adimensionnels suivants :

- (a)- Le rapport de longueur-diamètre L/d ;
- (b)- Le rapport de rigidité pieu-sol $K = E_p / E_s$, où E_p est le module de Young de pieu et E_s est le module de Young du sol.

Les propriétés du pieu et du sol sont présentées au tableau (4.1)

Tableau 4.1: les propriétés du pieu et du sol dans un sol homogène

Paramètres	Unité	Sol	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Linéaire élastique	Linéaire élastique
Type de comportement	Type	Non drainé	Non poreux
Poids volumique saturé γ_{unsat}	kN/m ³	18	24
Coefficient de poisson ν	-	0,495	0,2
Module de Young E	GPa	1	25
Facteur de réduction de résistance R_{int}	-	1	1

Les tassements à la tête d'un pieu flottant caractérisé par des valeurs différentes de $K = E_p / E_s$ et L/d ont été calculées. Le pieu (0,5 m de diamètre) est chargé par une force axiale de 10 MN agissant au sommet est intégré dans un sol homogène élastique.

Les tassements à la tête des pieux calculés à partir la présente étude sont présentés dans le tableau (4.2).

Tableau 4.2 : Comparaisons entre les tassements à la tête (en mm) d'un pieu isolé dans un sol homogène

K	PGROUPN (Basile 1999)	Poulos et Davis (1980)	Présente étude	PGROUPN (Basile 1999)	Poulos et Davis (1980)	Présente étude
	L/d=25	L/d=25	L/d=25	L/d=10	L/d=10	L/d=10
10000	1.53	1.52	1.53	2.93	2.86	2.95
5000	1.55	1.54	1.56	2.94	2.86	2.96
1000	1.74	1.72	1.72	3.02	2.93	3.05

D'après les résultats, nous constatons que les résultats obtenus dans cette étude sont en bon accord avec les différentes solutions publiées dans la littérature.

- Les tassements diminuent avec l'augmentation du rapport de rigidité sol-pieu K;
- Les tassements diminuent avec l'augmentation de l'élancement L/d.

4.4.2 Modélisation d'un pieu isolé dans un sol non homogène

Nous considérons les analyses de Poulos (1979) et Lee (1991), le tassement d'un seul pieu dans un sol non homogène, les solutions sont données en termes d'un facteur d'influence I_w défini par :

$$\text{Facteur d'influence de tassement} \quad I_w = \frac{E_{s,ref} D \cdot w_t}{P} \quad (4.1)$$

Le même exemple à été étudié par Hoyoung Seo et Monica Prezzi (2006) en utilisant une méthode analytique.

Le module de Young du sol de référence est: $E_{s,ref}=1$ GPa, le diamètre du pieu égale, $D=0,5$ m, w_t le tassement à la tête du pieu, et la charge appliquée en tête du pieu égale $P=10$ MN

Dans cette analyse trois cas sont envisagés (voir figure 4.2).

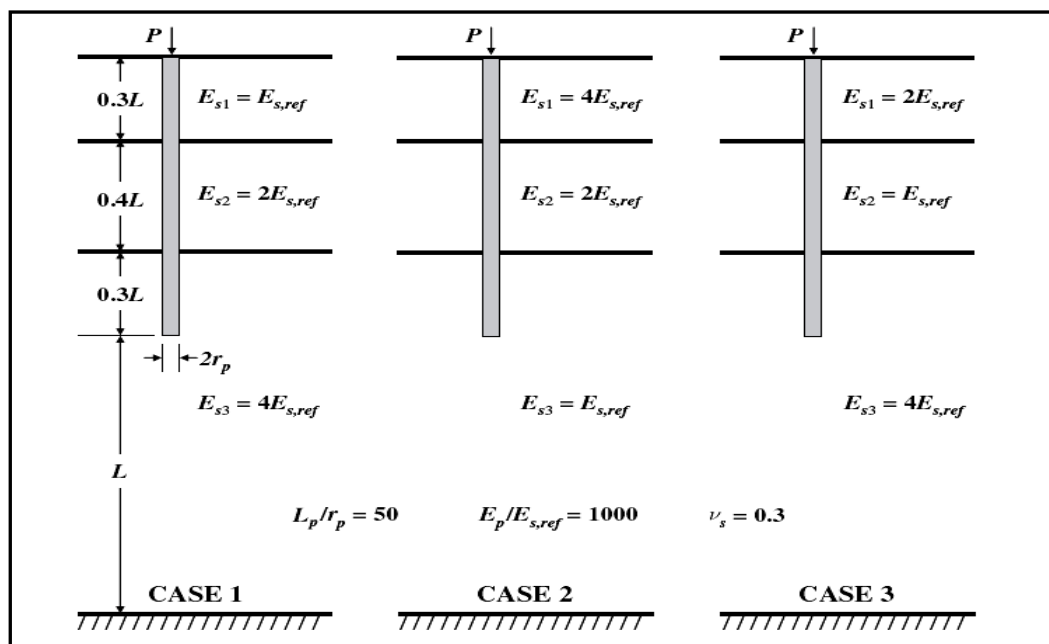


Figure 4.2: Modèle de sol non homogène modifié par Poulos 1979

Les résultats de la présente étude sont résumés dans le tableau (4.3) et comparés avec ceux de Poulos (1979), Lee (1991), et Hoyoung Seo et al.

Tableau 4.3 : Comparaison entre les différentes solutions dans un sol non homogène en terme de Iw

Cas	Poulos1979	Poulos 1979(FEM)	Lee 1991	Hoyoung Seo et al	Présente étude
1	0,0386	0,0377	0,0361	0,0336	0,0364
2	0,0330	0,0430	0,0372	0,0309	0,0303
3	0,0366	0,0382	0,0358	0,0323	0,0331

On peut remarquer qu'il existe un excellent accord entre les différentes solutions.

4.4.3 Cas d'un pieu isolé dans un sol homogène de comportement non linéaire

La validation de la modélisation tridimensionnelle Plaxis 3DT de la réponse d'un pieu isolé sous charge axiale dans un sol homogène, a été vérifiée par la comparaison avec d'autres solutions numériques, comme celles de Poulos (1989) qui a effectué son analyse par la méthode des éléments au frontière en utilisant un modèle de comportement élastique parfaitement plastique à base de modèle d'interface de continuum, Guo et Randolph, 1997, et le modèle de LPC2 décrit par Jardine et al 1986). Cet exemple numérique est utilisé aussi pour la validation de l'approche de PGROUPN (Basile 1999) pour le comportement non- linéaire du sol. Le pieu est de 30 m de longueur, de diamètre 0,75 m. Il est noyé dans une couche de sol homogène de 50 m de profondeur. Facteur de réduction de résistance $R_{int}=1$. Les propriétés du sol et du pieu sont résumées au tableau (4. 4).

Tableau (4.4) : Les propriétés du sol et du pieu isolé dans un sol homogène de comportement non linéaire.

Paramètres	Unité	Sol	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Mohr coulomb	Linéaire élastique
Type de comportement	Type	Non drainé	Non poreux
Poids volumique saturé γ_{unsat}	kN/m ³	18	24
Cohésion non drainée c_u	kPa	100	-
Coefficient de poisson ν	-	0,495	0,2
Module de Young E	MPa	$E_0= 220kPa$; $E_{max}=1056$	30×10^3

La figure (4.3), illustre la comparaison de la réponse charge tassement à la tête du pieu de la présente étude (MEF) avec les résultats issus de la littérature calculés avec ceux de Poulos (1989), Guo et Randolph (1997), Jardine et al (1986) et de PGROUPN (Basile 1999). nous pouvons noter que les résultats sont en bon accord avec les différentes solutions.

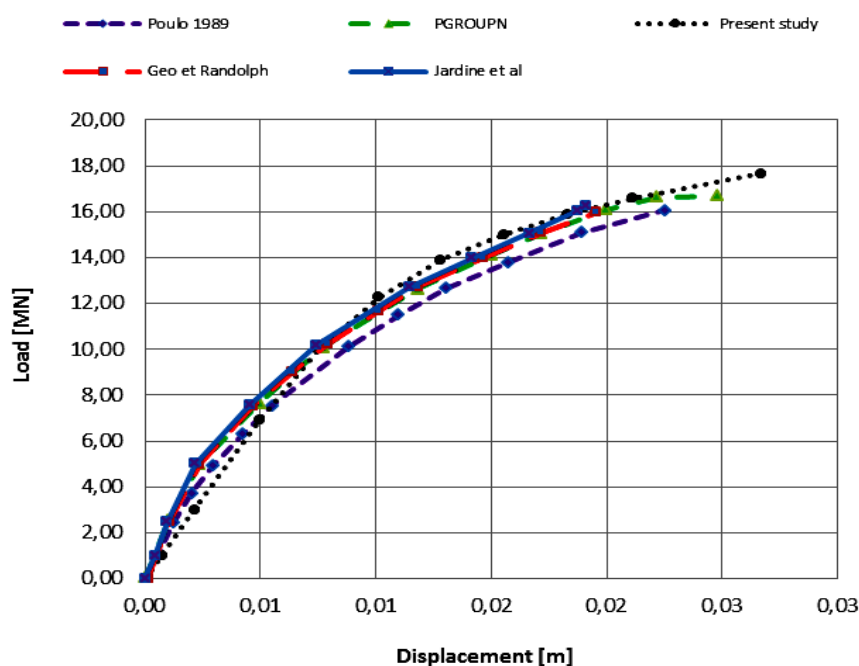


Figure 4.3: Comparaison de la réponse non linéaire (charge tassement) d'un pieu isolé dans un sol homogène avec les différentes solutions

4.5 Validation de la Modélisation tridimensionnelle d'un groupe de pieux

4.5.1 Concept de facteur d'interaction

Le degré d'interaction entre deux pieux identiques également chargés, peut être exprimé comme un facteur d'interaction, α , défini comme le rapport de tassement supplémentaire induit dans le pieu isolé en raison du chargement d'un pieu adjacent, par le tassement du pieu isolé sous sa propre charge.

Le facteur d'interaction (α), tel que défini par Poulos et Davis (1980), est exprimé par l'équation (4.2)

$$\alpha = \frac{w_{ij}}{w_{ii}} \quad (4.2)$$

Pour le calcul des facteurs d'interaction, le déplacement d'un seul pieu sous sa propre charge a été déterminé. Ensuite, nous calculons le déplacement dû au chargement des deux pieux chargés identiquement pour un rapport de différent entraxe (s/d), où (s) est la distance entre les deux axes, et d est le diamètre du pieu.

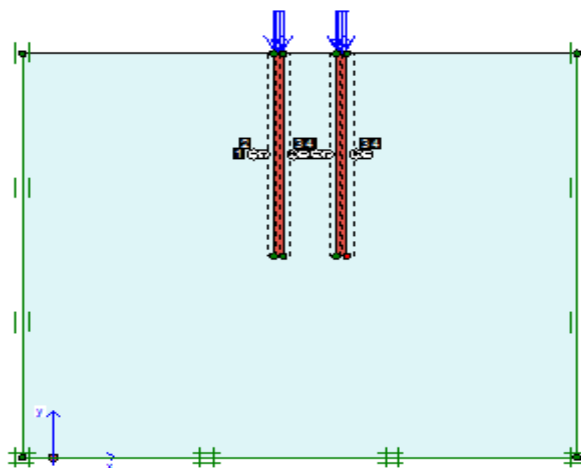


Figure 4.4:Géométrie du modèle de deux pieux

4.5.2 Interaction entre deux pieux (sol homogène linéaire)

L'analyse de l'interaction entre pieux se fait en fonction du facteur d'interaction (α) par rapport à l'entraxe normalisé des pieux (s/d), pour différentes valeurs du rapport d'élanement (L/d) et du rapport de rigidité relatif entre le pieu et le sol ($K = E_p / E_s$).

Dans cette section, les pieux de section circulaire de diamètre (d) sont modélisés comme des pieux de section carrée ayant un côté équivalent, équation (4.3).

$$B_{eq} = \frac{1}{2} \sqrt{\pi} \quad (4.3)$$

Les figures (4.4) et (4.5) présentent la comparaison des résultats obtenus par la présente étude (FEM) avec ceux prédits par Basile (1999), et Poulos et Davis (1980) On a constaté que l'effet d'interaction est plus important pour les pieux rigides et pour un entraxe réduit des pieux.

Les solutions sont en bon accord, sauf pour les pieux longs et compressibles (c'est-à-dire $L/d = 50, K = 100$), où la présente analyse donne des facteurs d'interaction légèrement inférieurs à l'analyse de Poulos et Davis (1980).

(méthode BEM) pour différents rapport d'élanements ($L/d = 25,50$) et de rapport de rigidité pieu-sol ($K = 100,1000$ et 10000).

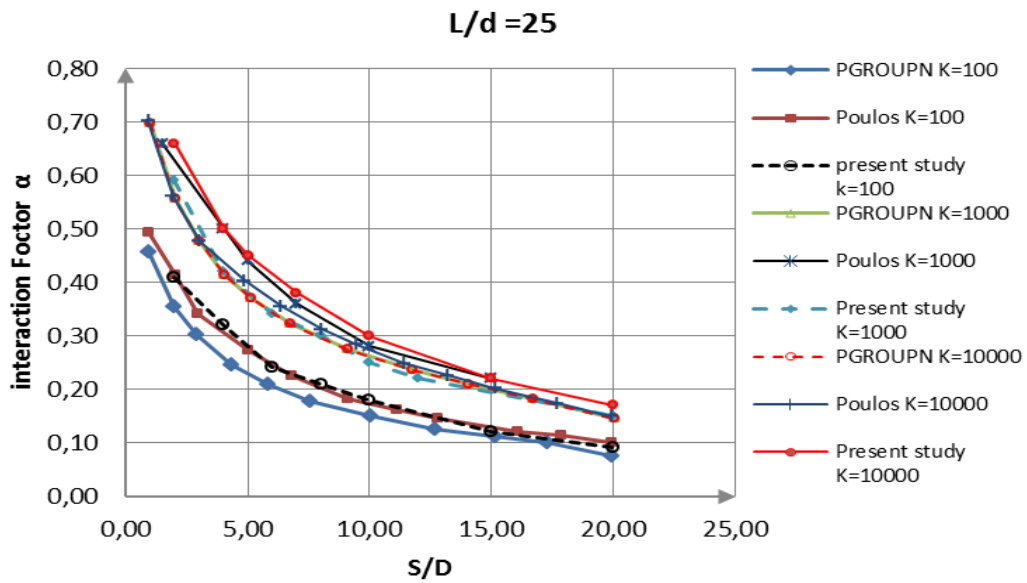


Figure 4.5 Facteur d'interaction de deux pieux dans un sol homogène (L/d=25)

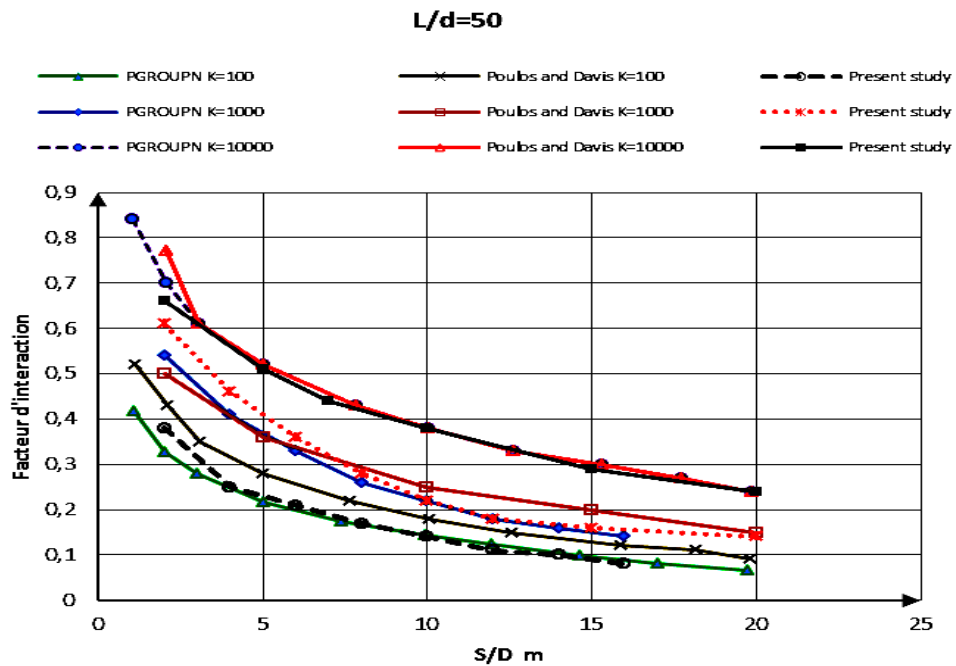


Figure 4.6: Facteur d'interaction sol de deux dans un sol homogène (L/d=50)

4.5.3 Interaction entre deux pieux pour un sol homogène non linéaire

Les facteurs d'interaction (α) sont étudiés en fonction du niveau de charge appliqué P_g / P_u où P_g est la charge axiale totale agissante sur le groupe de deux pieux et P_u est la capacité de la charge ultime (dans ce cas la valeur de $P_u = 9 MN$) pour un rapport

d'élanement ($L/d = 50$), la rigidité relative du pieu -sol ($K = E_p / E_s = 100,1000$) et faible entraxe des pieux ($s/d = 2,5$), le diamètre des pieux $d = 1$ m.

Tableau (4.5) : Les propriétés du sol et des pieux dans un sol homogène de comportement non linéaire.

Paramètres	Unité	Sol	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Mohr coulomb	Linéaire élastique
Type de comportement	Type	Non drainé	Non poreux
Poids volumique saturé γ_{unsat}	kN/m^3	18	24
Cohésion non drainée c_u	kPa	50	-
Coefficient de poisson ν	-	0,495	0,2
Module de Young E	GPa	$E_s = E_p / (100, 1000)$	$E_p = 25$

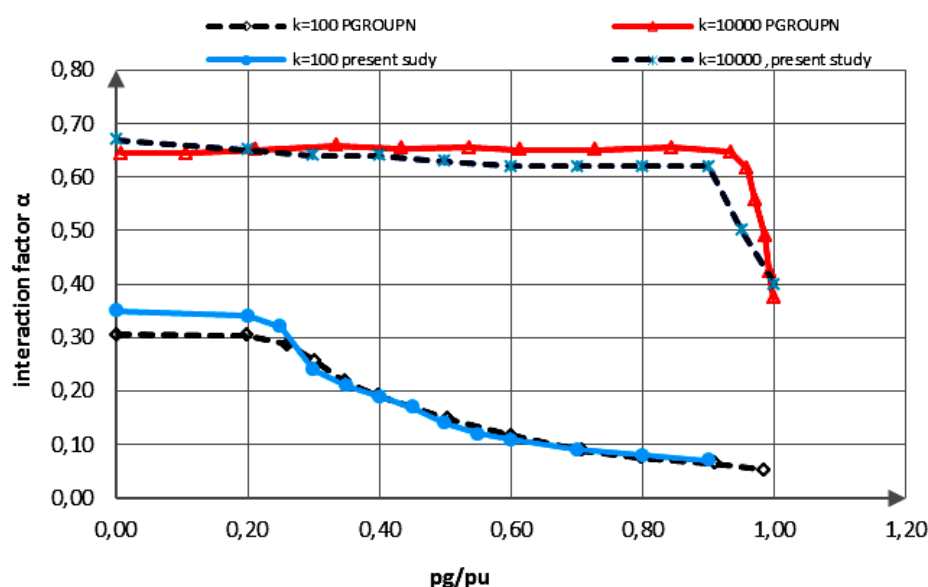


Figure 4.7: Facteur d'interaction de deux pieux pour un sol homogène non linéaire ($L/d = 50, s/d = 2,5$)

La figure (4.6) montre qu'un entraxe des pieux (s/d) de 2,5, le facteur d'interaction (α) commence à diminuer pour un niveau de P_g / P_u égale 0,2, pour les pieux longs, et un rapport de rigidité ($K = E_p / E_s = 100$), alors que pour le rapport $K = E_p / E_s = 1000$ les valeurs de α sont plus grandes et constante jusqu'à un niveau de charge d'environ P_g / P_u de 0,9.

4.6 L'effet de la configuration du groupe sur le facteur d'interaction

Dans cette section, la variation du facteur d'interaction pour différentes configurations de groupes de pieux est étudiée. Deux cas de configuration sont considérés comme illustré à la figure (4.8).

La configuration I, correspond à un groupe de 4 pieux avec un pieu isolé. La configuration II, représente deux groupes de pieux chacun de 4 pieux, les caractéristiques des pieux et du sol sont les mêmes pour les deux configurations, la charge appliquée à la tête de chaque pieu est de 10 MN (charge de compression uniformément répartie).

Tous les pieux ont le même diamètre (1 m) et la même longueur de 25 m. Les propriétés des pieux et du sol sont les même que celle du pieu isolé de comportement linéaire dans un sol homogène : $E_p=25$ GPa ; $\nu=0.2$.

Le comportement du sol est élastique linéaire, avec un rapport de rigidité pieu-sol $K = E_p / E_s = 1000$, l'entraxe entre les pieux du groupe de 4 pieux est ($s/d=3$), la profondeur de la masse du sol est considérée comme finie égale $h / L = 2$.

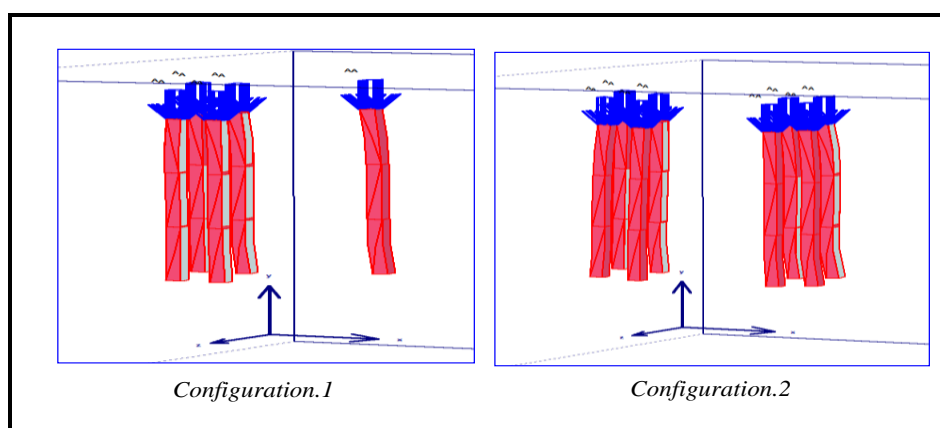


Figure 4.8: Modèle de configuration des deux groupes de pieux

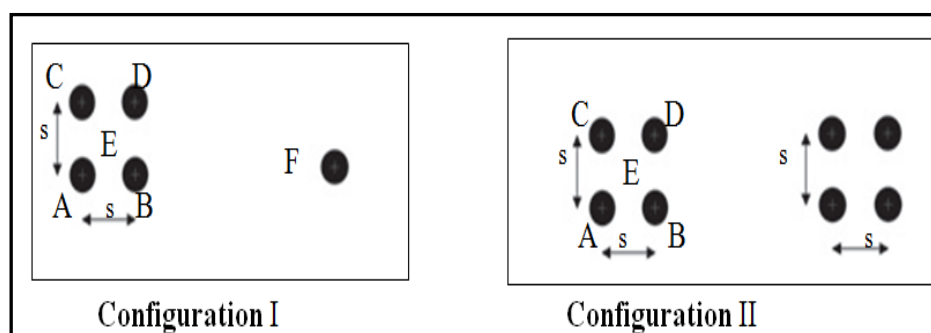


Figure 4.9: Modèle en plan des deux configurations de groupes de pieux

4.6.1 Facteur d'interaction de la configuration I

Deux cas seront présentés : le cas 1 représente l'effet d'interaction entre les pieux du groupe de quatre pieux et le pieu isolé ; le cas 2 illustre l'effet d'interaction entre le pieu isolé et le groupe de 4 pieux (voir figure : 4.10).

Afin de déterminer le facteur d'interaction de la configuration I, w_0 , le tassement à la tête du pieu unique sous sa propre charge doit être calculé, et w_1 le tassement supplémentaire dû au chargement du groupe de pieux voisin w_1 , ensuite déterminé.

Les tassements du groupe de pieux à la tête w_{0A} , w_{0B} , w_{0C} , w_{0D} et w_{0E} (centre) sont calculés, puis nous calculons les tassements supplémentaires w_{1A} , w_{1B} , w_{1C} , w_{1D} et w_{1E} , les différents points A, B, C, D, E (milieu du groupe) et (F) pieu simple sont illustrées dans la figure (4.10).

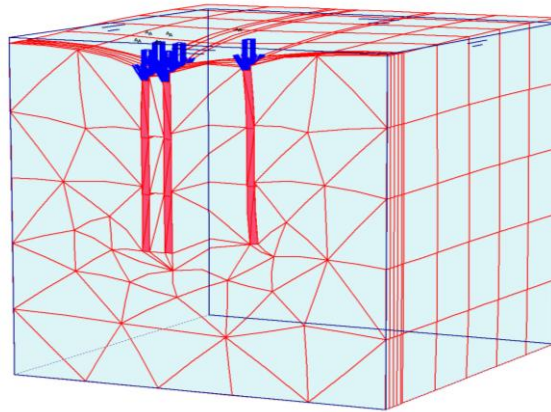


Figure 4.10: Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites pour le groupe de pieux axisymétriques

Les résultats sont présentés dans la figure (4.11)

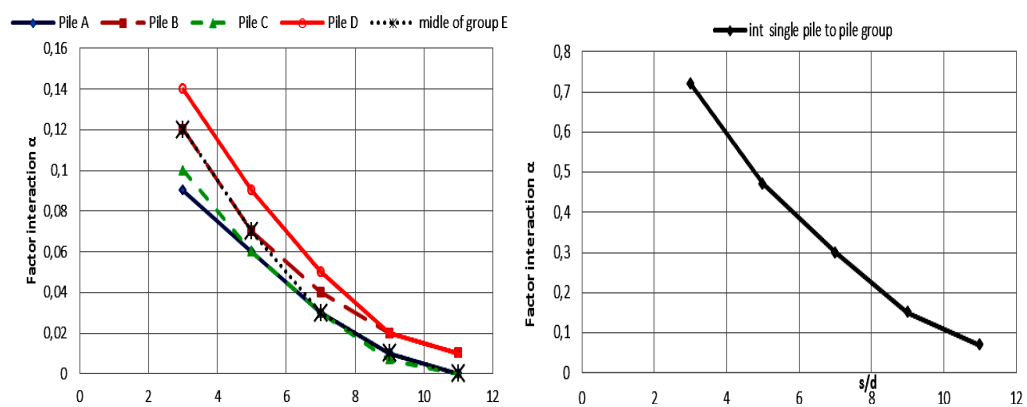


Figure 4.11: Facteur d'interaction des deux cas de la configuration I

Le facteur d'interaction pour le cas 1 de la configuration I de groupe de pieux est relativement significatif ($\alpha=0.7$) pour un faible entraxe $s/d = 3$, puis le facteur d'interaction diminue jusqu'à une valeur ($\alpha=0.1$) pour un entraxe $s/d=10$ (le facteur d'interaction diminue avec l'augmentation de l'entraxe). Pour le deuxième cas, le facteur d'interaction prend une valeur maximale très petite ($\alpha=0.12$) pour un entraxe $s/d = 3$, puis diminue avec l'augmentation de s/d .

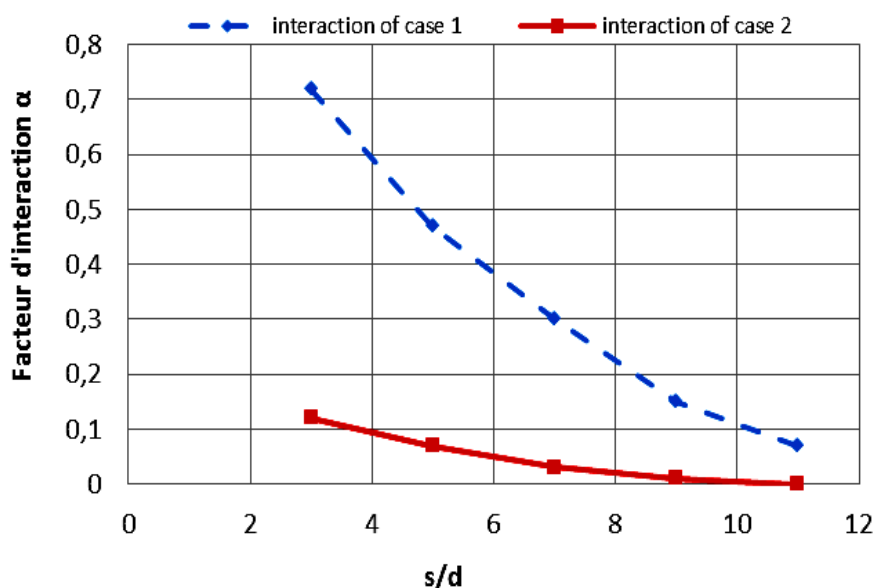


Figure 4.12: Comparaison entre les deux cas de la configuration I

Figure (4.12), illustre une comparaison avec les résultats obtenus du facteur d'interaction des deux cas de la configuration I. Nous remarquons une grande différence dans le facteur d'interaction des deux cas. Nous pouvons conclure que le pieu isolé est plus interactif du groupe de 4 pieux (cas 1) par rapport au deuxième cas.

4.6.2 Facteur d'interaction de la configuration II

La configuration II représente le cas de deux groupes de pieux, chaque groupe de 4 pieux, l'entraxe des pieux $s/d=3$, la géométrie des deux groupes est symétrique et le facteur d'interaction entre les deux groupes est le même.

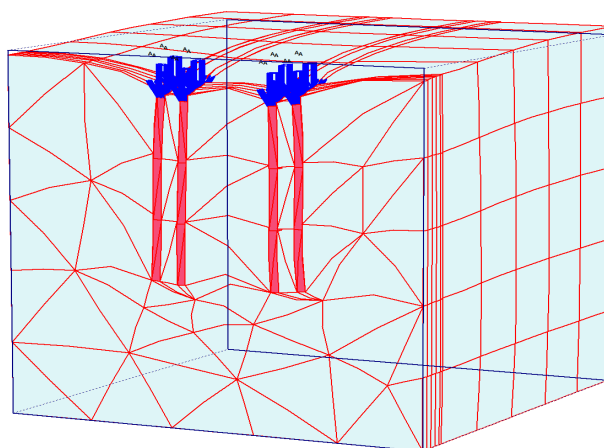


Figure 4.13: Géométrie du modèle, discrétisation et conditions aux limites pour la configuration II

Les tassements à la tête de chaque pieu du premier groupe dû au chargement de tous les pieux, w_{0A} , w_{0B} , w_{0C} , w_{0D} et w_{0E} (au milieu) sont déterminés, puis nous déterminons les tassements supplémentaires dû au chargement du deuxième groupe de pieux adjacents, w_{1A} , w_{1B} , w_{1C} , w_{1D} et w_{1E} . Le facteur d'interaction est calculé pour différents entraxes des deux groupes, les résultats sont présentés à la figure (4.14).

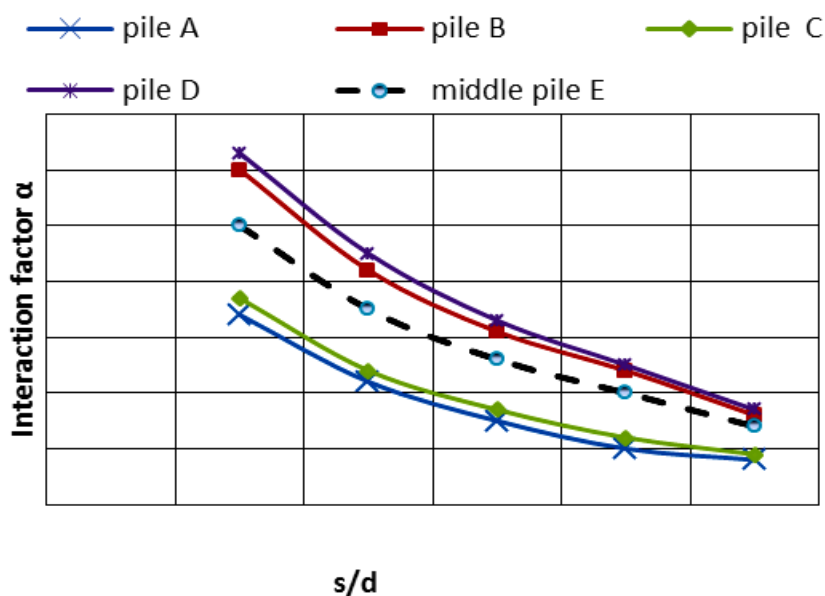


Figure 4.14: Facteur d'interaction des pieux de la configuration II

Figure (4.14), illustre le facteur d'interaction entre deux groupes de pieux, il est très important à la tête des pieux B et D qui sont proches du deuxième groupe de pieux par rapport aux pieux A et C les plus éloignés, puis le facteur d'interaction entre les centres des

deux groupes est la valeur moyenne du facteur d'interaction du groupe que nous pouvons prendre en considération.

4.7 Simplification des groupes de pieux

Poulos et Davis (1980) ont proposé une méthode dite de pieu équivalent pour estimer le tassement d'un groupe de pieux. Dans cette méthode, plusieurs pieux sont remplacés par un seul pieu compte tenu du sol dans lequel les pieux sont intégrés comme un continuum homogénéisé « pieu équivalent ». Le pieu équivalent est caractérisé par une longueur qui coïncide avec la longueur moyenne des pieux et de diamètre équivalent celui-ci peut être calculé comme décrit par Poulos (1993) voir section 2.3.3.

4.8 Cas analysés et résultats illustratifs

Afin d'étudier l'effet du facteur d'interaction entre deux groupes de pieux, nous reprenons les deux configurations de groupe de pieux de la section 4.6, chaque groupe de pieux a été remplacé par un pilier équivalent. Pour la configuration I, on prend le premier cas le plus défavorable.

La configuration I correspond à un groupe de 4 pieux avec un pieu isolé, le groupe de 4 pieux est remplacé par un pieu équivalent, qu'on doit déterminer les différents paramètres du système groupe de pieux -sol homogénéisés, L_p est la longueur moyenne du pilier, E_{eq} et D_{eq} sont le module de Young et le diamètre de pieu équivalent respectivement.

Soit $E_p=2,5 \times 10^7$; $E_s=2,5 \times 10^4$, $D=1\text{m}$; $n=4$ pieux ; $A_{t,EP} = n \times A_p = \pi$; $A_{soil}=12.86 \text{ m}^2$;

$A_g=A_{t,EP}+A_{soil} = 16\text{m}^2$; $E_{eq}=0,5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$; $D_{eq}=4,52 \text{ m}$

La modélisation du facteur d'interaction de la configuration I , s'étend à la modélisation de l'interaction entre deux pieux de même longueur et de différent diamètre (système axisymétrique), le pieu isolé est chargé par la force 10 MN alors que le pieu équivalent est chargé par une force de 10 MN fois le nombre de pieux (c-à-d. $\times 4$) pour différents valeurs d'entraxe des deux pieux équivalents.

Les résultats obtenus sont comparés avec ceux des résultats de groupe de pieux simple Figure (4.15).

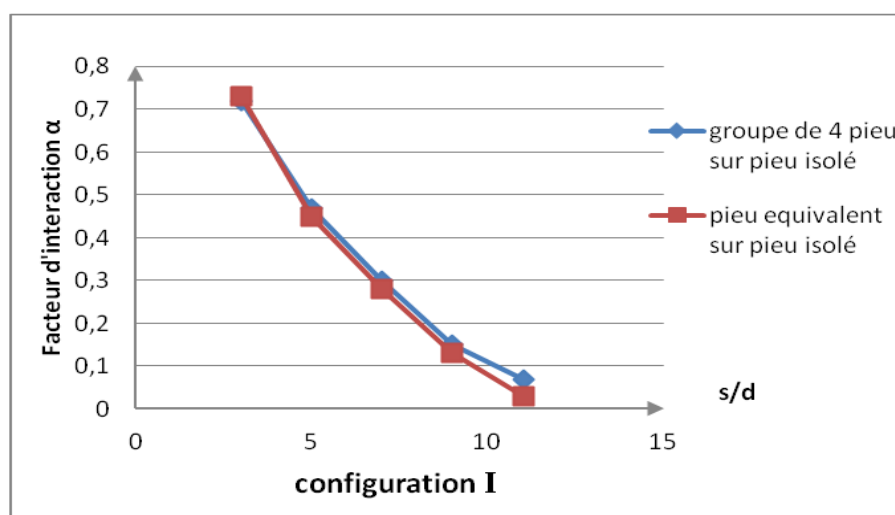


Figure 4.15: Comparaison entre le facteur d'interaction de groupe de pieux équivalents et le groupe de pieu simple de la configuration I

La configuration II représente deux groupe de pieux chacun de 4 pieux, le groupe de 4 pieux est remplacé par un pieu équivalent, les paramètres du système groupe de pieux-sol homogénéisés, L_p est la longueur moyenne du pilier, E_{eq} et D_{eq} sont le module de Young et le diamètre de pieu équivalent respectivement. La modélisation du facteur d'interaction de la configuration II s'étend à la modélisation de l'interaction entre deux pieux de même longueur et de même diamètre (système symétrique), chaque pilier est chargé par une force 10 MN fois le nombre de pieux (c-à-d $\times 4 = 40$ MN) pour différents valeurs d'entraxe des pieux équivalents. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux des résultats de groupe de pieux simple Figure (4.16).

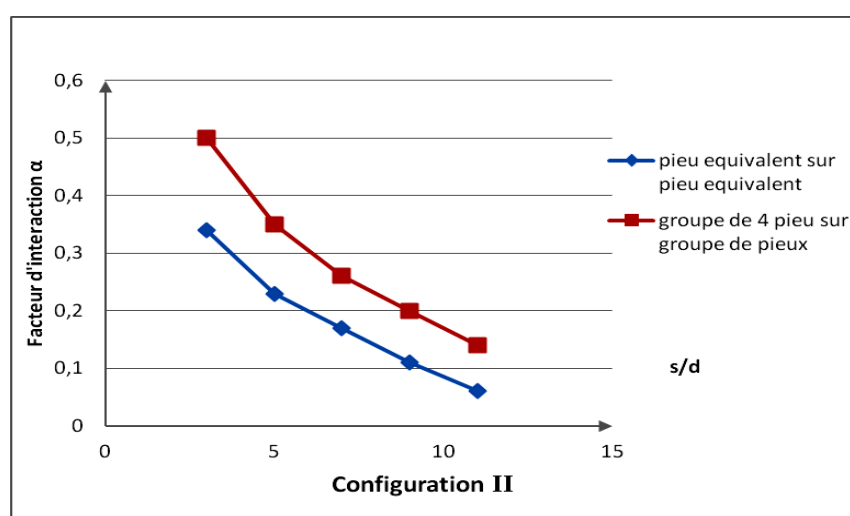


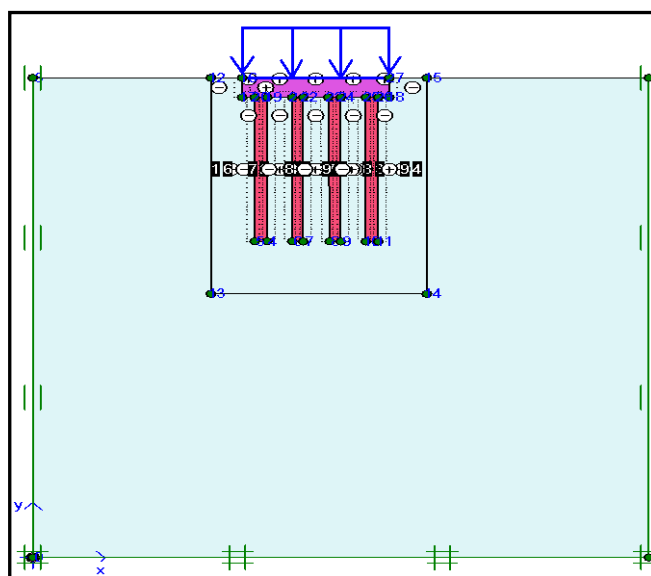
Figure 4.16: Comparaison entre le facteur d'interaction de groupe de pieux équivalents et le groupe de pieu simple de la configuration II

Nous remarquons que le facteur d'interaction du pilier (pieu équivalent du groupe de 4 pieux) par rapport à un point situé au centre du groupe et le pieu isolé est confondu avec le facteur de la configuration I (Fig :4.15), alors que le facteur d'interaction entre deux pieux groupe de 4 pieux est plus important que le facteur d'interaction entre deux pieux équivalent (Fig :4.16). Le facteur d'interaction entre pieu équivalent provoque une diminution de 16 % par rapport au facteur d'interaction des deux groupes de pieux simple.

4.9 Modélisation numérique de l'interaction radier-groupe de pieux

4.9.1 Modèle numérique

Une modélisation numérique 3D a été effectuée pour examiner le cas d'un radier sur pieux. Le modèle comprend le continuum du sol, la géométrie des éléments de fondation, les conditions aux limites et les charges appliquées. La figure 4.17, présente un modèle numérique consistant en un radier et groupe de pieux noyés dans le continuum du sol.



La figure 4.17: la géométrie des éléments de fondation, les conditions aux limites et les charges appliquées du modèle numérique

La figure 4.17, présente un résumé de ces conditions aux limites ainsi que les contours de déplacement vertical. Trois régions de maillage seront adoptées, au voisinage immédiat des pieux, le maillage est très fin dans une zone de transition, il est moyen et enfin dans les régions plus loin il est grossier.

Nous pouvons noter que les éléments fins sont concentrés au voisinage du radier sur pieux suivi d'une transition douce des éléments de fin à grossier. Pour tenir compte de l'interaction entre le sol et la fondation.

Dans cette étude, le modèle du sol est traité comme un milieu homogène isotrope. Pour réduire le temps de calcul, un certain nombre d'analyses contrainte-déformation sur des continuums de sol élastiques et élastoplastiques de différentes hauteurs, largeurs et les profondeurs ont été examinées. Sur la base des résultats préliminaires obtenus, la longueur horizontale du continuum a été prise comme 50 fois le diamètre du pieu et la profondeur verticale comme 2,5 fois la longueur du pieu, au-delà de laquelle aucune contrainte et déformation appréciables n'ont été observées aux limites.

4.9.2 Modélisation de la zone de contact

L'analyse réaliste des systèmes sol-structure nécessite des considérations sur l'interaction où le couplage entre les milieux structurel et géologique (Desai 1987). Cette interaction est généralement gérée par l'utilisation d'éléments de contact ou d'interface pour lesquels il existe une vaste littérature qui englobe les domaines de la géomécanique, de la mécanique de l'ingénierie et de la mécanique numérique.

Trois zones de contact doivent être modélisées dans les fondations en radier sur pieux, le pieux-sol, le radier-sol et le pieux-radier. Pour modéliser le comportement de contact entre le sol et le matériau de surface du pieu / radier, il est essentiel d'obtenir le facteur de frottement entre ces matériaux qui est en fonction de la rugosité de la surface, de la porosité, de l'adhérence, etc. Plusieurs procédures et méthodes sont disponibles dans la littérature à partir desquelles Das (2007) a résumé trois méthodes largement acceptées (méthodes α , β et λ) basées sur des formules empiriques pour calculer le facteur de friction pour l'argile et les matériaux de pieux. Ici, seule la formule de la méthode α est décrite ci-dessous. Selon la méthode α , le facteur de frottement, $f = \alpha c_u$

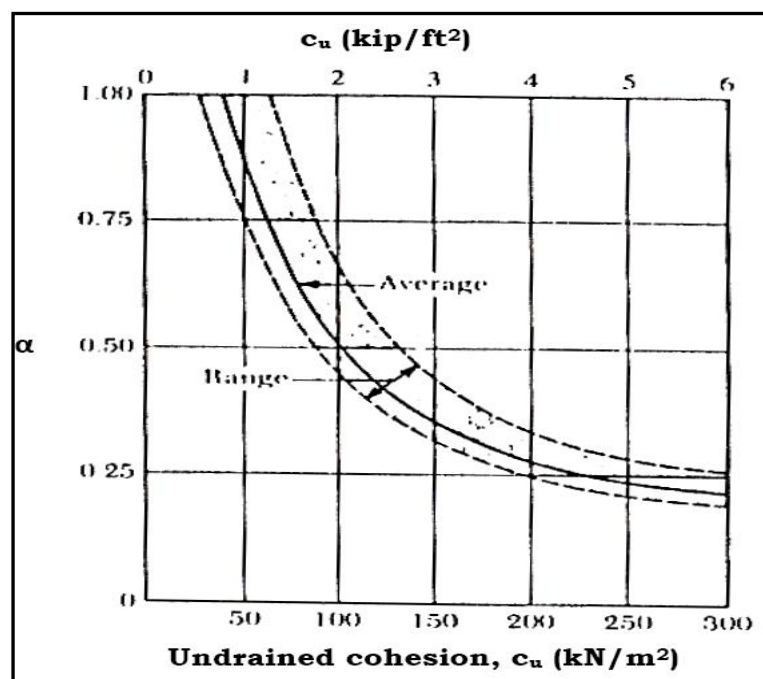


Figure 4.18: Variation de α avec cohésion non drainée, c_u

Plusieurs autres équations semi-empiriques pour estimer le facteur sont disponibles dans la littérature (par exemple, l'équation empirique d'API (1984), peut être utilisée avec la valeur de la figure 4.18 comme indiqué ci-dessous.

$$\alpha = 1 - \frac{c_u - 25}{90} \text{ pour } 25 \text{ kPa} < c_u < 70 \text{ kPa}$$

$$= 1.0 \text{ pour } c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$= 0.5 \text{ pour } c_u \geq 70 \text{ kPa}$$

Par exemple pour une valeur du $c_u=50$ kPa, le facteur d'adhérence $\alpha=0,72$

4.9.3 Justification de la fondation d'un radier sur pieux

La fondation radier sur pieux est un nouveau concept et pour justifier sa nécessité par rapport aux fondations peu profondes (radier) et le groupe de pieux. Dans cette étude en va examiner le cas d'un radier sans pieux et celui d'un radier sur pieux (PR), pour des propriétés de matériau et des conditions de chargement identiques, le radier à les dimensions de 12x12x2m et les pieux (4x4) de forme carré (côté de 1m), de longueur de 15m, et l'entraxe ($s=3D$, $s=3.0$ m).

Les propriétés du matériau utilisées dans le reste de cette recherche sont reprises de Katzenbach[2000] comme indiqué dans le tableau (4.6) ci-dessous.

Tableau 4.6 : Les propriétés du matériau utilisées reprises de Katzenbach (2000)

Paramètres	Unité	Sol	pieu	Radier
Module de Young, E	MPa	54	25000	34000
Coefficient de poisson, ν	-	0.15	0.2	0.2
Poids, γ	kN/m ³	19	25	25
Poids déjaugé, γ'	kN/m ³	9	15	15
Coefficient de la terre K_0	-	0.72 pour $0 \leq z < 25$ 0.57 pour $z \geq 25$	0.5	
Angle de frottement interne ϕ	Degré	20		
Cohésion, c'	kPa	20		

Le modèle a été simulé pour une charge uniformément répartie de 500 kPa est illustrée dans le tracé charge tassement de la figure 4.20.

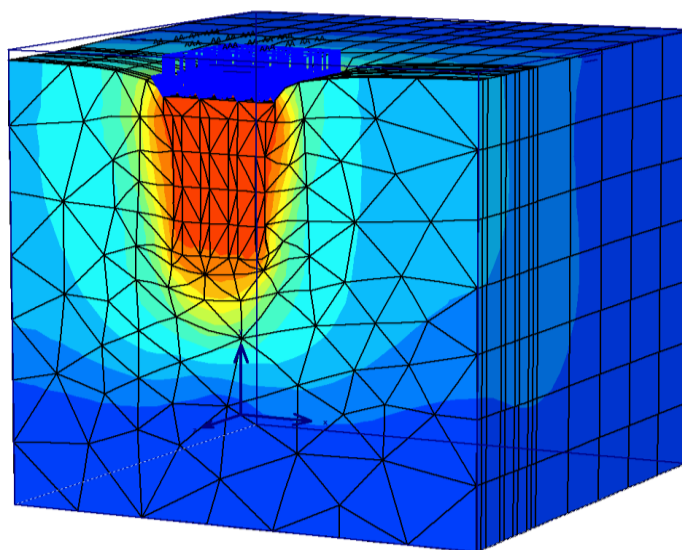


Figure 4.19: Contour du déplacement verticale et maillage du modèle numérique

4.9.3.1 Charge reprise par le radier dans une fondation mixte

L'un des paramètres importants dans le comportement des fondations radier-pieux (mixte) est le pourcentage de la charge totale reprise par le radier.

La figure 4.20 illustre les courbes charge tassements des deux types des fondations (radier seule, radier sur pieux (fondation mixtes). En effet, le rôle du radier est très important, il

augmente la capacité portante de la fondation mixte, tandis que le tassement est diminué. A cette condition de chargement, les tassements de (radier seul), et groupe de pieux plus radier (PR) (radier sur pieux) sont obtenus respectivement de 350 mm, et 232 mm, c'est-à-dire que la réduction de tassement est égale à 44 % par la combinaison. Par conséquent, une conception appropriée du pieu et du radier sur la base d'une estimation précise de la résistance à la charge des deux composants peut générer des économies de 44 % ainsi qu'une plus grande fiabilité.

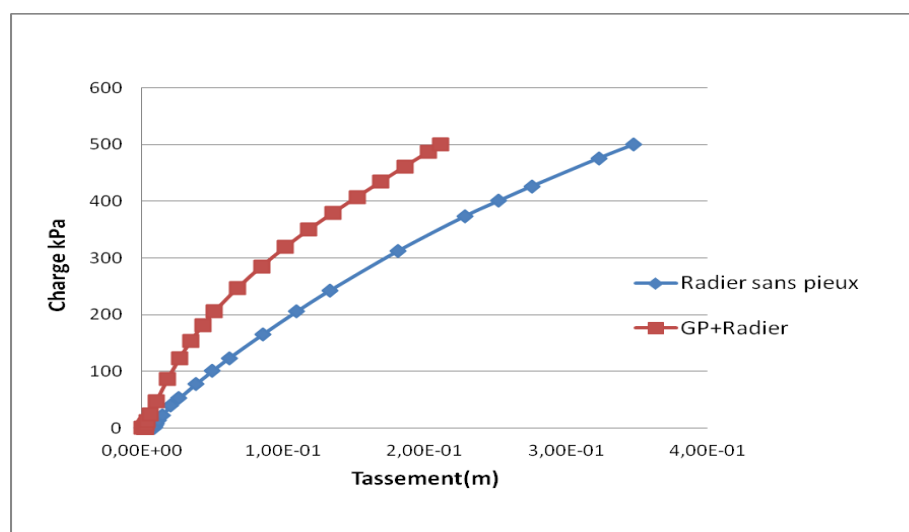


Figure 4.20 : Charge tassement d'une fondation radier seule et fondation radier sur pieux

4.9.4 Étude paramétrique

Pour étudier l'influence des paramètres géométriques (la longueur, le diamètre, le nombre, et l'entraxe des pieux et l'épaisseur du radier), et les paramètres mécaniques incluent les propriétés du sol (l'angle de frottement ϕ , la cohésion c) sur l'interaction entre les différents éléments de la fondation de radier sur pieux, nous avons procédé à des simulations sur une fondation de 4x4 pieux. Le cas d'un radier de 2,0 m d'épaisseur de taille (12x12x2), les pieux de 15,0 m de longueur et 1,0 m de diamètre. Les propriétés des matériaux utilisés dans cette série sont tirées de Katzenbach et al. (2000), et les paramètres utilisés pour la loi de comportement de Mohr coulomb sont donnés dans le tableau 4.6 de l'exemple président.

4.9.4.1 Influence de l'entraxe des pieux

Pour étudier l'effet d'entraxe des pieux, le radier a été soumis à une charge uniformément répartie de 500 kPa, on a porté le cas du radier (16x16x2) m pour les espacements

suitant : 3D relatif à 6×6 pieux, 5D relatif à 4×4 pieux et 7D relatif à 3×3, et le cas d'un radier sans pieux. Les résultats ont été enregistrés et sont résumés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7: propriété de la géométrie du modèle radier-pieux

Radier (L×B×t)	Nombre de pieux	Entraxe des pieux
16×16×2	6×6	3d
	4×4	5d
	3×3	7d

La figure 4.21, illustre les résultats de cette série sous forme de courbes charge-tassement. Lorsque l'entraxe des pieux diminue (prend une valeur faible $s/d=3$), le nombre des pieux augmentent (6×6) et les tassements sont diminués. Nous pouvons noter que la capacité du système de radier sur pieux diminuait avec l'augmentation d'entraxe des pieux. Néanmoins, les résultats montrent que la contribution du radier a augmenté avec l'augmentation de l'entraxe des pieux. Des résultats similaires ont été observés par Chow et al. (2001).

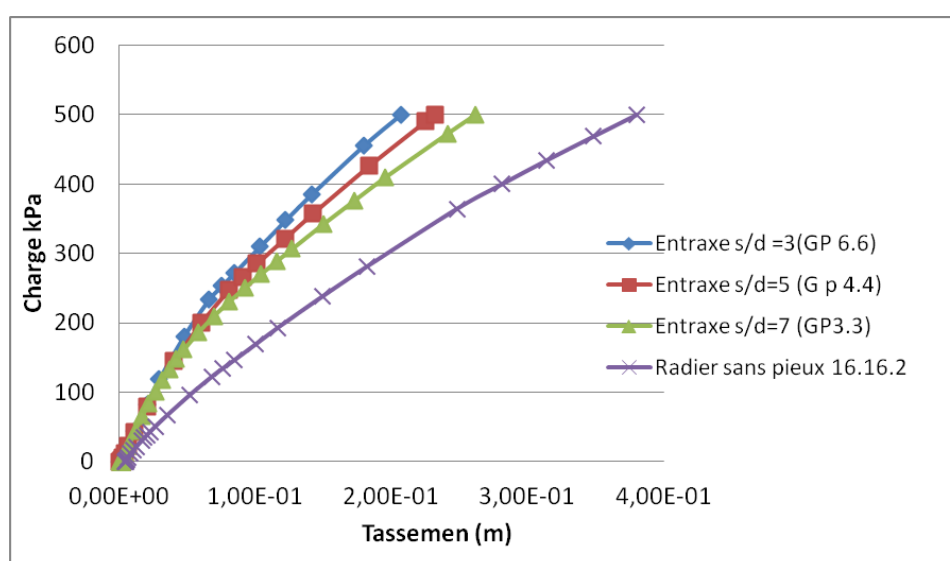


Figure 4.21: Charge tassements au centre du radier pour différents entraxes des pieux

La figure 4.21, montre aussi que le nombre des pieux, ont une influence significative sur le comportement des radiers sur pieux. Nous avons trouvé une relation linéaire entre la capacité portante ultime et le nombre de pieux. Par contre, nous observons une relation inverse entre le tassement du radier et l'augmentation du nombre de pieux c.-à-d. les tassements sont faibles pour un entraxe faible et avec un nombre de pieux important, mais après une certaine limite, le nombre de pieux supplémentaires à moins d'influence sur la

réduction du tassement. Les résultats sont en bon accord avec les résultats de Poulos (2001b), voir section 3.5.2.

La figure 4.22, illustre les tassements de radier au centre du radier et aux coins. Nous pouvons noter que les tassements augmentent avec l'augmentation d'entraxe des pieux.

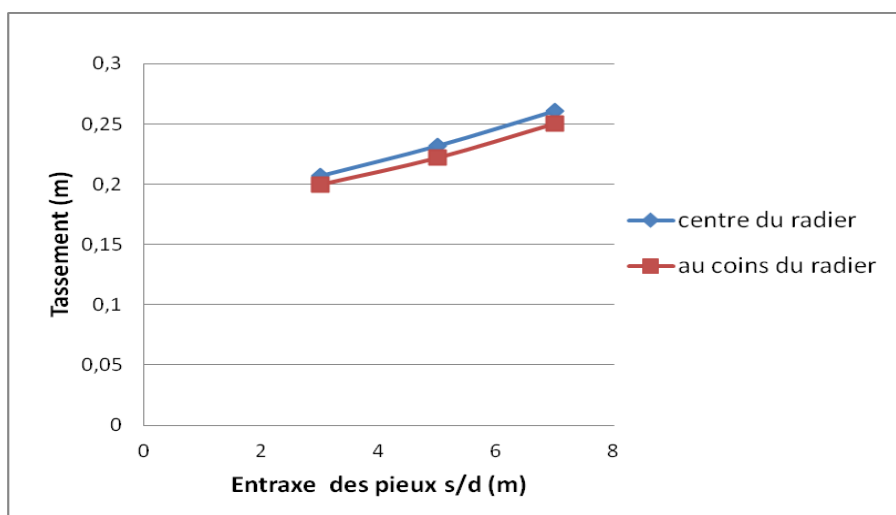


Figure 4.22 : Tassements du radier pour différents entraxe des pieux

4.9.4.2 Effet de la longueur du pieu

Pour étudier l'effet de la longueur des pieux, des modélisations ont été menées sur des pieux de différentes longueurs 5, 10 et 15 m, espacés de 3D. Les autres conditions sont restées les mêmes que celles décrites précédemment.

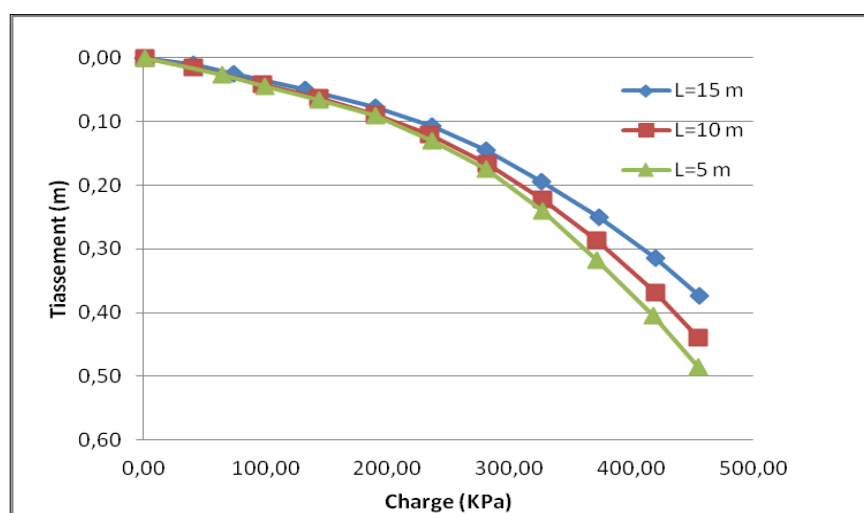


Figure. 4.23: Charge tassements au centre du radier pour différentes longueurs des pieux

La figure 4.23, illustre les résultats de cette étude sous forme de courbe charge tassement. Nous pouvons noter que la capacité du système de radier sur pieux a augmenté et que le tassement mesuré au centre du radier a diminué avec l'augmentation de la longueur du pieu.

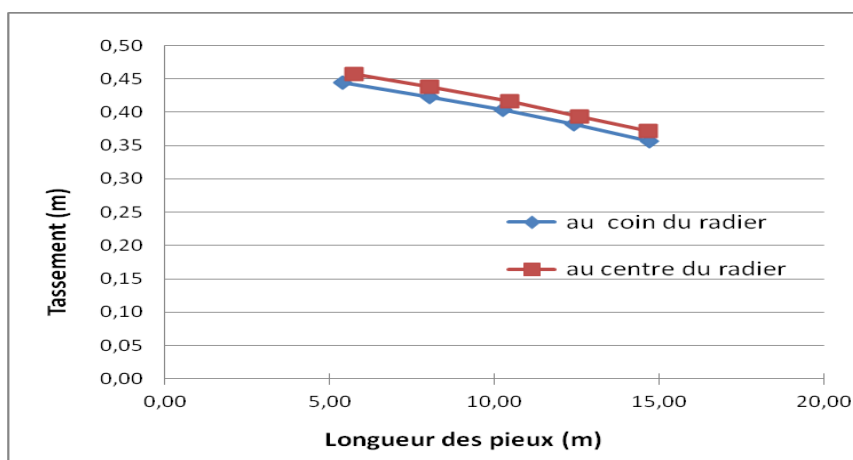


Figure.4.24: Tassements du radier pour différentes longueurs des pieux

La figure 4.24, illustre les tassements de groupe de pieux sur radier, des pieux centraux et des pieux coins. Nous pouvons noter que les tassements augmentent avec l'augmentation de la longueur du pieu.

4.9.4.3 Effet des diamètres (section) des pieux

Des pieux ayant des sections transversales carrées de 0,5, 1 et 1,2 m de côté ont été utilisés. La figure 4.25, illustre les résultats de cette étude sous forme de courbes charge-tassement. Nous pouvons noter que la capacité du radier sur pieux a augmenté et que le tassement mesuré du pieu au centre du radier a diminué avec l'augmentation de la taille du pieu.

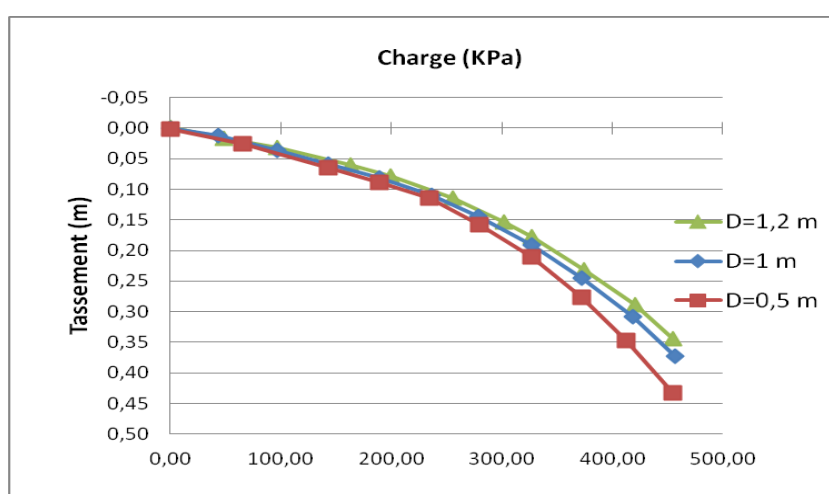


Figure 4.25: Charge tassements au centre du radier pour différentes sections des pieux

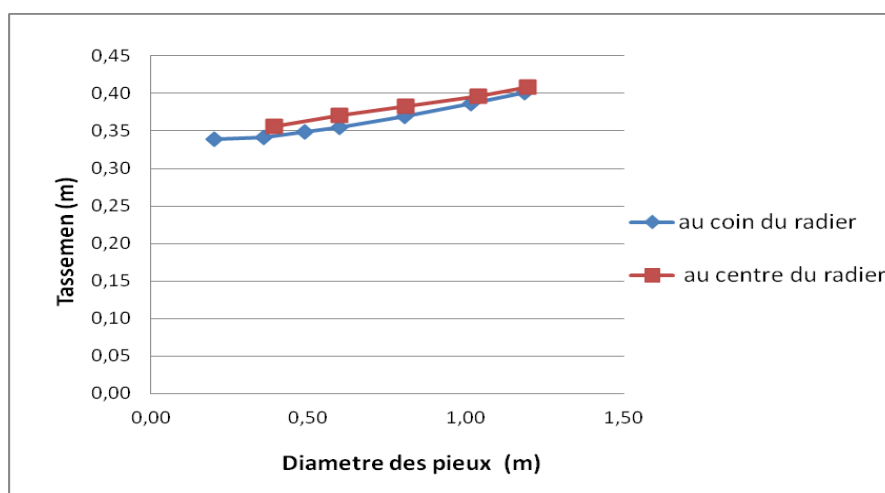


Figure .4.26: Tassements du radier pour différents section de pieux

4.9.4.4 Effet de la rigidité du radier

Pour étudier l'effet de la rigidité du radier dans une fondation radier-pieux, nous avons effectué des calculs pour différents épaisseur du radier 0,5, 1,0, 1,5, et 2,0. Les fondations mixtes de 4 x 4 pieux, avec un entraxe de $3D=3m$, une largeur de radier de 12 m.

Les résultats obtenus sont montrés à la figure 4.27.

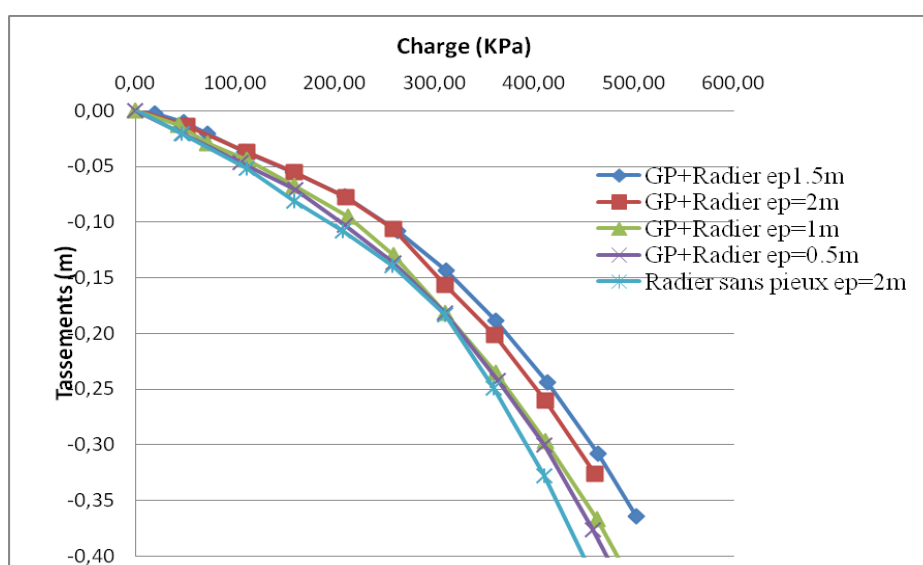


Figure. 4.27: Charge tassements au centre du radier pour différents épaisseurs de radier

La figure 4.27, illustre les résultats sous forme de courbe charge tassement. Nous pouvons noter que le tassement mesuré au centre du radier diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du radier jusqu'à environ 1,5 m, au-delà le tassement augmentait avec une augmentation de l'épaisseur du radier sous leur poids propre.

4.9.4.5 Effet de la résistance au cisaillement (ϕ)

Des études ont été menées sur des radiers sur pieux dans des sols ayant un angle de frottement (ϕ) de 10° , 15° et 20° . L'épaisseur du radier a été fixée à 2,0 m. Les paramètres et la géométrie sont restés les mêmes que ceux décrits dans la section précédente.

La figure 4.28, illustre les résultats de cette étude sous forme des courbes des tassements pour différents valeurs d'angles de frottement (ϕ). Nous pouvons noter que les tassements diminuent avec l'augmentation de l'angle de frottement de 10° à 15° . Alors que l'augmentation a été moins importante pour le passage de 15° à 20° .

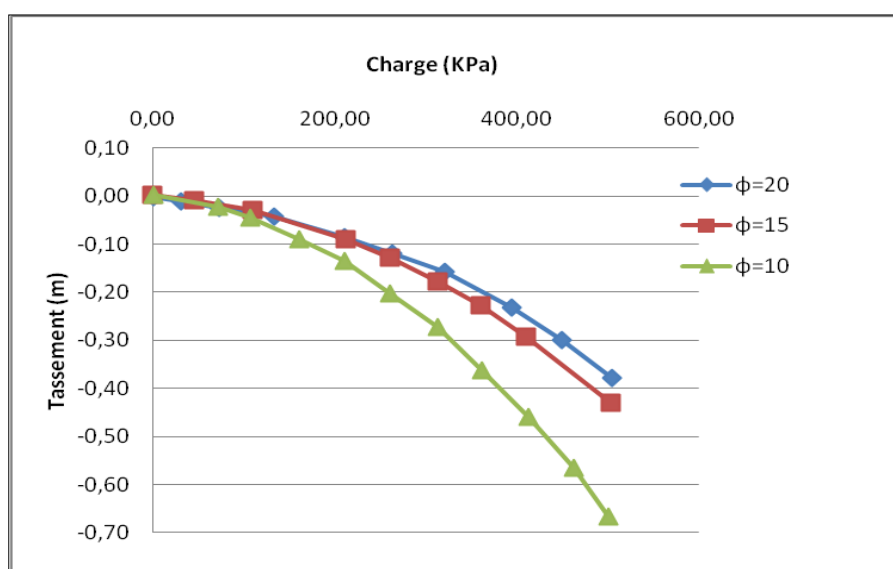


Figure 4.28: Charge tassements au centre du radier pour différents angle de frottement

4.9.4.6 Effet de la cohésion des sols (c)

Des études ont été menées sur des radiers sur pieux pour des sols ayant différentes valeurs de la cohésion du sol (c) de 10, 20, et 40 kPa. Les paramètres et la géométrie sont restés les mêmes que ceux décrits dans la section précédente. Nous pouvons noter que les tassements diminuent avec l'augmentation de la cohésion du sol.

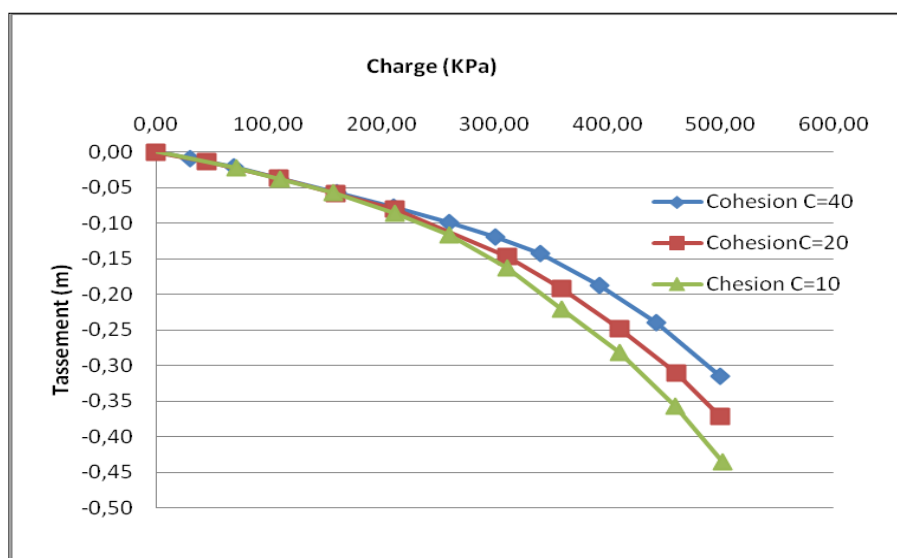


Figure 4.29 : Charge tassements au centre du radier pour différentes cohésions du sol

4.10 Conclusion

Une modélisation numérique tridimensionnelle utilisant Plaxis 3DT basée sur la méthode des éléments finis a été établie pour prédire le comportement de groupes de pieux. La méthode d'analyse du facteur d'interaction a été brièvement décrite et quelques études paramétriques ont été discutées.

La validité de la méthode actuelle a été vérifiée par des comparaisons avec des solutions obtenues à l'aide d'autres méthodes telles que la méthode des éléments de frontière (Basile 1999 (PGROUPN)) et celles de Poulos et Davis (1980) et d'autres méthodes.

Les facteurs d'interaction obtenus pour diverses configurations ont suivi une certaine tendance ; par conséquent, un modèle simplifié a été défini par la méthode du pilier équivalent. Les valeurs prédites des facteurs d'interaction étaient limitées à l'unité.

La modélisation par éléments finis a été utilisée pour atteindre cet objectif. La méthode proposée a été validée avec les résultats numériques disponibles dans la littérature. La procédure de la solution actuelle est efficace pour résoudre le problème de l'interaction 3D des groupes de pieux chargés verticalement.

Les valeurs du facteur d'interaction α augmentent avec la diminution de l'entraxe s/d et convergent vers l'unité.

Un modèle d'éléments finis 3D a été modélisé pour examiner l'effet des différents paramètres sur la performance des fondations radiers sur pieux. Le comportement du sol est décrit par le modèle de Mohr coulomb.

Les dimensions du modèle géométrique de 50 fois la taille des pieux en largeur et deux fois la longueur des pieux est appropriée pour examiner le problème énoncé sans aucuns effets de frontière.

Le tassement du radier augmente avec l'augmentation de l'entraxe des pieux et diminue avec l'augmentation de la taille et de la longueur des pieux.

L'augmentation de l'entraxe des pieux compense les avantages de l'augmentation de la taille et de la longueur des pieux pour réduire le tassement. Un radier plus mince peut entraîner un tassement important à l'intérieur du radier.

Un radier plus épais minimisera ou éliminera les tassements ; il peut cependant imposer une charge supplémentaire sur certains pieux, ce qui peut conduire à un tassement uniforme excessif du radier.

Le tassement du radier diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne et la cohésion du sol.

Pour obtenir une conception économique, les concepteurs peuvent faire des compromis entre l'entraxe des pieux, et le diamètre et la longueur des pieux. En outre, un compromis entre la rigidité du radier et le tassement autorisé.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Conclusion

Cette étude d'aspect théorique et numérique, elle concerne le problème d'interaction entre les pieux, dont le but est d'examiner le comportement des groupes des pieux dans les sols argileux sous chargement statique vertical.

Une tentative a été faite dans ce travail, pour étudier les effets d'interaction entre pieux. Des simulations tridimensionnelles ont été établies, pour prédire le comportement de groupes de pieux. La méthode d'analyse du facteur d'interaction a été brièvement décrite et une étude paramétrique a été effectuée.

Une base de données de modèles simplifiés a été présentée, à l'usage des spécialistes des fondations, permettant la prédiction de l'interaction non linéaire des pieux qui se produit dans les groupes de pieux chargés verticalement. Ces modèles ont été classés comme empiriques ou analytiques. Des recherches récentes sur le rôle de la non-linéarité de la rigidité du sol dans l'interaction des pieux ont confirmé que l'influence de la plasticité du sol se limite à une étroite zone de sol entourant un pieu chargé alors que les déplacements interactifs des autres pieux sont essentiellement élastiques. Cela a ouvert la voie à l'utilisation du principe de superposition (c'est-à-dire la méthode des facteurs d'interaction) dans un cadre analytique non linéaire. La grande majorité des approches analytiques existantes pour prédire le comportement des groupes de pieux non linéaires est donc couplée à la méthode des facteurs d'interaction.

De cette recherche, et en comparant les résultats obtenus, présentés sous la forme de graphiques, avec les autres résultats disponibles dans la littérature, nous pouvons noter les points suivants :

- Pour estimer l'interaction entre pieu-pieu, deux pieux de même longueur et de même diamètre ont été chargés de manière identique, ce qui pourrait être utilisé pour prédire le tassement de groupes de pieux.

- L'étendue de la zone d'influence des contraintes existe dans un maximum de deux fois la longueur du pieu dans le sens vertical et environ 50 fois le diamètre du pieu dans le sens latéral. Généralement, plus l'élément fini est fin, plus le résultat est précis, mais après une certaine limite, l'élément le plus fin n'a pas d'influence significative sur le rendement. Pour réduire le coût de calcul, il doit être limité à son optimum.
- La valeur du facteur d'interaction α des pieux augmente avec l'augmentation de la rigidité du pieu (E_p/E_s), cependant, pour une plus grande rigidité ($E_p/E_s = 1000$ ou plus), les facteurs d'interaction ne varient pas significativement avec la rigidité pieu-sol.
- Le facteur d'interaction entre les pieux diminue avec l'augmentation de l'entraxe (s/d) des pieux, c'est-à-dire qu'un plus grand entraxe des pieux est moins sensible à l'interaction entre les pieux, et convergent vers l'unité.
- Nous avons effectué des modélisations des facteurs d'interaction pour deux configurations en utilisant la méthode de Pier équivalents, pour simplifier les groupes de plusieurs pieux (pour diminuer le nombre de pieux). Nous trouvons que l'utilisation de la méthode de pieu équivalent peu réduire l'interaction entre les pieux dans un groupe à celui des pieux isolés.
- En ce qui concerne la modélisation numérique en 3D des fondations de radier sur pieux (mixtes), nous avons cherché à simuler des groupes comportant des grands nombres de pieux, pour examiner l'effet des différents paramètres sur la performance des fondations radiers sur pieux. Nous avons effectué les calculs, en utilisant le modèle Mohr-Coulomb. Par l'analyse des différences entre le comportement d'un groupe et celui d'une fondation avec radier, nous avons pu constater que, le radier dans la fondation mixte joue un rôle important en faisant augmenter de 44% la capacité portante et en diminuant le tassement de 10 à 20%.
- Une relation linéaire entre la capacité portante ultime et le nombre de pieux a été constaté. Par contre, nous observons une relation inverse entre le tassement du radier et l'augmentation du nombre de pieux c.-à-d. les tassements sont faibles pour un entraxe faible et avec un nombre de pieux important, mais après une certaine limite, le nombre de pieux supplémentaires a moins d'influence sur la réduction du tassement.
- Les analyses ont montré que le tassement total, diminue avec l'augmentation de la longueur du pieu, tandis que la charge supportée par les pieux augmente. Cependant, la capacité de charge du radier augmente pour une longueur de pieu plus grande.

- L'augmentation du diamètre du pieu entraîne une augmentation de la zone périphérique du fût du pieu qui augmente la capacité portante du pieu.
- De même, un radier plus épais est efficace pour réduire le tassement ; cependant, il contribue au tassement maximum en raison de son propre poids. D'autre part un radier plus mince, est sensible au tassement différentiel. Une optimisation doit donc être établie.
- Le tassement au centre du radier est plus important que dans les autres points de la fondation. Il a été modélisé avec différentes épaisseurs du radier, ce qui permet d'estimer le tassement de n'importe quel point sur le dessus du radier et, par conséquent, le tassement de n'importe quel pieu individuel de groupe de pieux sous radier.
- Le tassement du radier diminue avec l'augmentation de la résistance au cisaillement et la cohésion du sol.
- Pour obtenir une conception économique, une optimisation entre la longueur, le diamètre et l'espacement des pieux doit être établie. En outre, un compromis entre la rigidité du radier et le tassement autorisé.

Perspectives :

- Nous avons effectué des recherches concernant le comportement de groupe de pieux dans les sols argileux (sol mou) sous une charge axiale par la modélisation numérique 3D. Cependant, dans nos calculs tridimensionnels, le modèle de comportement utilisé pour l'argile molle est le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb. Pour mieux affiner le comportement des pieux dans les sols mous, on propose d'utiliser des modèles spécifiques aux argiles molles comme : SSM, SSCM.
- Etudier l'interaction entre les pieux de groupe sous charges (charge harmonique, charge dynamique et charge de torsion).
- Etudier le facteur d'interaction sous charge cycliques.
- Étudiez les influences de la pression de l'eau interstitielle sur fondation en radier sur pieux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (2012). Calcul des fondations profondes – NF P 94 282, Norme française. Saint-Denis, France: AFNOR Groupe.
- Ai Z.Y., Han J, Yan Y. (2005), Elastic Analysis of Single Pile-Rigid Circular Raft System in Layered Soil, *Advances in Deep Foundations*, ASCE, Geotechnical Special Publications 132.
- Ai, Z. Y., Yue, Z. Q., Tham, L. G., and Yang, M. (2002). Extended Sneddon and Muki solutions for multilayered elastic materials. *International Journal of Engineering Science*, 40(13), 1453-1483.
- Al-Mhaidib A.I. (2005). Loading Rate Effects on Pile Groups in Clay. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 10E.
- API. (2011) Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms: Working stress Design, RP 2A-WSD. 21st edition. Washington, DC American Petroleum Institute.
- Basile, F. (2003). Analysis and design of pile groups. *Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics*, Bull, ed. London, 278-315.
- Basile, F. (1999). Non-linear analysis of pile groups. *Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.* 137(2), 105–15.
- Booker, J. R., Poulos, H. G. (1976), *Analysis of Creep Settlement of Pile Foundations*, ASCE, Vol. 102(1), 1-14.
- Borel S. (2001). Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Thèse de doctorat de l'ENPC, Spécialité Géotechnique, 297 p.
- Burlon S., Frank R., Baguelin F., Habert J., Legrand S., Bustamante M., Gianeselli L. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach, *Géotechnique*, 64 (7), 513 -525.
- Burland, J. P. (1993). Closing address. In: *Proceedings of recent large-scale fully instrumented pile tests in clay*. Institute of Civil Engineers, London, 590–595.
- Burland, J.B., Kaira J.C. (1986). Queen Elizabeth II Conference Centre, Geotechnical Aspects, *Proc. ICE*, part I, No.- 80, 1479 – 1503.
- Burland, J.B., Broms, B.B. and de Mello, V.F.B. (1977). *Behavior of Foundations and Structures*, Proc.9 ICSMFE, Tokyo, 2, 495-546.
- Bustamante M., Gianeselli L. (2006). Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU – Méthode pressiométrique, *Congrès ELU-ELS*, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Ed. du LCPC.
- Butterfield, R., and Banerjee, P. K. (1971). The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Geotechnique*, 21(1), 43-60.

- Cairo R and Conte E (2006). Settlement analysis of pile groups in layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 43, 788-801.
- Castelli F. and Maugeri M. (2002). Simplified nonlinear analysis for settlement prediction for pile groups. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol.128 (1), 76-84.
- Caputo V. and Viggiani C. (1988). Some experiences with bored and auger piles in Naples area. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Balkema, Rotterdam, 273-282
- Caputo, V., and Viggiani, C. (1984). Pile foundation analysis: A simple approach to nonlinearity effects. *Riv Ital Geotec*, 18(1), 32-51.
- Chin, T. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. 2nd South East Asian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Chow H.S.W., Small J.C (2005). Behavior of Pile Raft with Piles of Different Lengths and Diameter under Vertical Loading, ASCE, *Advances in Deep Foundation*. GSP 132
- Chow H.S.W., Yong K.Y. (2001). Analysis of Pile Raft Foundation Using a Variational Approach, ASCE, *International Journal of Geomechanics*, vol. 1 no.2, 129-147.
- Chow, F. C (1997). Investigations into displacement pile behavior for offshore foundations. PhD thesis, University of London (Imperial College).
- Chow Y.K (1986). Analysis of vertically loaded pile groups. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 10, 59-72.
- Clancy, P. and Randolph, M.F. (1996). Simple Design Tools for Piled Raft Foundations, *Géotechnique* 46(2), 313-328
- Clancy P, Randolph MF.(1993). An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *Int J Numer Anal Meth Geomech* ;17:849–69.
- Comodromos, E. M., Papadopoulou, M. C., and Laloui, L. (2016). Contribution to the design methodologies of piled raft foundations under combined loadings. *Can Geotech J*, 53(4), 559-577.
- Comodromos, E. M., and Bareka, S. V. (2009). Response evaluation of axially loaded fixed-head pile groups in clayey soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 33(17), 1839-1865.
- Comodromos E.M et Bareka S.V (2005). Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis. *Computers and Geotechnics*, vol. 32 (3), 210-221.
- Comodromos E. M. (2005). Response prediction for axially loaded pile groups in clays using 3D nonlinear analysis, 16 ICSMGE, 2091-2094
- Comodromos, E. M. (2004). Response evaluation of axially loaded fixed head pile groups using 3D nonlinear analysis. *Soil Found*, 44(2), 31-39.
- Comodromos E. M., Anagnostopoulos C. et Georgiadis M. (2003). Numerical assessment of axial pile group response based on load test. *Computers and Geotechnics*, vol. 30 (6), 505–515.
- Combarieu O. (1988) Calcul d'une fondation mixte. Note d'Information Technique, Ministère de l'Équipement et du Logement, LCPC, 1988

- Constanzo, D., and Lancellotta, R. (1998). A note on pile interaction factors. *Soils and Foundations*, 38(4),97-136
- Das B.M. (2007). *Principles of Foundation Engineering*, 6th edition, Thomson, Canada.
- Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1972).The Analysis of Piled Raft Systems, *Aust. Geomechs.J.* , G2: 21-27.
- Deb, P. Pal, SK. (2019). Analysis of Load Sharing Response and Prediction of Interaction Behaviour in Piled Raft Foundation. *Arab J Sci Eng*; 44(85),27–43.
- De Mello, V.F.B. 1969. Foundations of buildings on clay. State of the Art Report, Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, vol. 1, 49-136.
- Desai C., Johnson L. et Hargett C. (1974). Analysis of pile-supported gravity lock. *ASCE*, vol. 100, n° GT9, 1009-1029.
- El Sharnouby, B., et Novak, M. (1990). Stiffness constants and interaction factors for vertical response of pile groups. *Can. Geotech. J.*, 27(6), 813-822.
- Estephan R. (2003). Contribution aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux. Thèse de doctorat de l'ENPC, 292 pages.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph M.F. & Elson W.K. (1992). *Piling Engineering*, 2nd edition, Blackie AetP
- Foray P., Balachowski L, Colliat J.L. (1998). Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, pp. 374-385.
- Foray P., Branque, D., Maire du Poset A. et Nguyen Tri (1995). Etude des groupes de micropieux sous charge axiale en chambre d'étalonnage. Rapport interne du P. N. Forever No FO/94/13.
- Frank R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes. *Techniques de l'Ingénieur*. Presses de l'ENPC
- Franke, E., Lutz, B. and El-Mossallamy, Y. (1994). Measurements and Numerical Modelling of High-Rise Building Foundations on Frankfurt Clay, *Geot. Spec. Pub. 40*, ASCE, 2: 1325-1336, New York: American Society of Civil Engineers.
- Garcia F., Lizcano A, Reul O. (2006). Visco-plastic Model Applied to The Case History of Piled Raft Foundation, *Geocongress*, ASCE.
- Ganendra, D. (1994). Finite Element Analysis of Laterally Loaded Piles. PhD Thesis, Imperial College, University of London.
- Ghalesari, A. T., Barari, A., Amini, P. F., and Ibsen, L. B. (2015). Development of optimum design from static response of pile-raft interaction. *Journal of Marine Science and Technology*, 20(2), 331-343.
- Griffiths D.V., Clancy P. and Randolph M.F. (1991). Piled raft foundation analysis by finite elements, *Porc. 7th Int. Conf. Comput. Methods Adv. Geomech. Cairns*, (2) 1153-1157, Rotterdam Balkema.
- Guo, W.D and Randolph, M. F.(1997). Vertically loaded piles in non-homogeneous media. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechs.* 21, 507-532.

- Hain, S. J. & Lee, I. K. (1978). The Analysis of Flexible Raft-Pile Systems, *Géotechnique* 28, No.1, 65-83
- Hassen G., Buhan P., (2006). Elasto-plastic Multiphase Model for Simulating the Response of Piled Raft Foundations Subject to Combined Loadings, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 30:843–864
- Hooper, J.A. (1973). Observations on the Behavior of a Piled-Raft Systems, *Geotechnique*, 28 (1): 65-83.
- Horikoshi K et Randolph M.F. (1999) Estimation of overall settlement of piled rafts. *Soils and Foundations*, vol 39(2), 59-68.
- Horikoshi, K. et Randolph, M. F. (1998). A Contribution to Optimum Design of Piled Rafts, *Geotechnique*, 48 (3): 301-317.
- Horikoshi K. et Randolph M.F. (1994). Settlement of piled raft foundations on clay. *International Conference Centrifuge '94*, Singapore, Balkema, Rotterdam, 1: 449-454
- HOYOUNG, S. et MONICA, P. (2006). Analytical solutions for a vertically loaded pile in multilayered soil. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. Vol. 00, No. 00, 1-10.
- Jardine R, Chow F.C., Overy R., Standing J. (2005). *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Thomas Telford Ltd, 112 p.
- Jardine, R. J., et Potts, D. M. (1988). Hutton tension leg platform foundations: prediction of driven pile behaviour. *Geotechnique*, 38(2), 231-252.
- Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., and Burland, J. B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotechnique*, 36(3), 377-396.
- Jiu, Y., et Huang, M. (2014). A simplified nonlinear method for pile group analysis considering pile cap flexibility. *New Frontiers in Geotechnical Engineering. Proceedings of the Geo-Shanghai 2014 International Conference*, A. J. P. ie Han, Shui-Long Shen, Sadik Oztoprak, Jie Huang, ed. Shanghai, China.
- Ju, J. (2015). Prediction of the settlement for the vertically loaded pile group using 3D finite element analyses. *Marine Georesources et Geotechnology*, 33(3), 264-271.
- Kaniraj, S. B. (1993). A semi-empirical equation for settlement ratio of pile foundations. *Soil Found*, 33(2), 82-90.
- Katzenbach, R., Arslan, U. et Moormann, C. (2000). *Piled Raft Foundation Projects in Germany. Design Applications of Raft Foundations*, 323-391, London: Thomas Telford.
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moorman, C. et Reul, O. (1998). *Piled Raft Foundation: Interaction Between Piles and Raft*, Darmstadt Geotechnics (Darmstadt University of Technology), No. 4, 279-296.
- Katzenbach, R., Arslan, U., Gutwald, J., Holzhauser, J., Quick, H. (1997a). Soil-Structure Interaction of the 300 m High Commerzback tower in Frankfurt am Main. *Measurements and Numerical Studies*, Proc. XIV ICSMFE, Vol. 2, 1081-1084, Rotterdam: Balkema.

- Katzenbach, R., Reul, O. (1997b). Design and Performance of Piled Rafts. Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, Vol. 4, 2253-2256, Rotterdam: Balkema.
- Kim, K. N., Lee, S. H., Kim, S. K., Chung, C. K., Kim, M. M., and Lee, H. S. (2001). Optimal Pile Arrangement for Minimizing Differential Settlements in Piled Raft Foundations, *Computers and Geotechnics* 28: 235-253.
- Klar, A., and Leung, Y. F. (2009). Simple energy-based method for nonlinear analysis of incompressible pile groups in clays. *J. Geotech Geoenviron Eng*, 135(7), 960-965.
- Kitiyodom P, Matsumoto T. (2005). A Simplified Analysis Method for Piled Raft Foundations Subjected to Ground Movements Induced by Tunneling. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 2005; 29:1485–1507.
- Kitiyodom P, Matsumoto T. (2003). A Simplified Analysis Method for Piled Raft Foundations in Non-homogeneous Soils, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 2003; 27:85–109.
- Kitiyodom P, Matsumoto T. (2002). A simplified analysis method for piled raft and pile group foundations with batter piles. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 26:1349–1369.
- Koizumi, Y. and Ito, K. (1967). Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations. *Soils and Foundations*, 7(3), 30-53.
- Kumar, A., Patil, M., and Choudhury, D. (2017). Soil-structure interaction in a combined pile-raft foundation - a case study. *Proc ICE - Geotech Eng*, 170(2), 117-128.
- Kuwabara, F. (1989). An Elastic Analysis For Piled Raft Foundations In A Homogeneous Soil, *Soils Found.* 28, No. 1, 82-92.
- Lee, K.M and Xiao, Z.R. (2001). A simplified nonlinear approach for pile group settlement analysis in multilayered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 38(5), 1063-1080.
- Lee, C. Y. (1993). Pile group settlement analysis by hybrid layer approach. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 119(6), 984-997.
- Lee, C. Y. (1991). Discrete layer analysis of axially loaded piles and pile groups. *Computers Geotech.* 11(4), 295-313.
- Lehane B.M., McCabe B.A. and Phillips, D.T. (2000) Instrumented Single and Group Piles in Belfast Soft Clay, *Australian Geomechanics*, vol. 35(4), 33-45.
- Lehane B. M., and Jardine, R.J.(1994). Displacement pile behaviour in a soft marine clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31(1), 181–191.
- Le Kouby A. (2003). Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupes. Thèse de Doctorat de l'ENPC, France, 394 p.
- Leung, Y. F., Soga, K., Lehane, B. M., and Klar, A. (2010). Role of linear elasticity in pile group analysis and load test interpretation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(12), 1686-1694.
- Liang F.Y.(2004). A Modified Variational Approach for the Analysis of Piled Raft Foundation, *Mechanics Research Communications* 31 (2004) 593–604.

- Liu J., Huang Q., Li H. and Hu W.L. (1994). Experimental research on bearing behaviour of pile groups in soft soils. Proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, 2, 535-538
- Maleki K. (1995). Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de Doctorat de l'ENPC, Paris, France.
- Mandolini A., Russo. G et Viggiani C. (2005) Pile foundations: experimental investigations, analysis and design, Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 16ICSMGE, Osaka
- Mandolini. A. and Viggiani C. (1997). Settlement of piled foundations. Géotechnique, vol. 47(3), 791-816.
- Mayne, P.W. and Poulos, H.G. (1999). Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. Journal of Geotechnical et Geoenvironmental Engineering, vol.125 (6), 453-460.
- McCabe, B. A., and Sheil, B. B. (2015). Pile group settlement estimation: suitability of nonlinear interaction factors. ASCE Int. J. Geomech., 15(3), 401-456.
- McCabe, B. A., and Lehane, B. M. (2006). Behavior of axially loaded pile groups driven in clayey silt. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(3), 401-410.
- Mendonca A.V., Puiva J.B, (2003). An Elastostatic FEM/BEM Analysis of Vertically Loaded Eaft and Piled Raft Foundation, Engineering Analysis with Boundary Elements 27, 919-933, Elsevier.
- Mestat P. et Prat M. (1999). Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil. HERMES science publication, 934 p.
- Meyerhof, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. J. Geotech. Eng. Div. (ASCE), vol.102 (GT3), 195-228.
- Meyerhof G.G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. Journ. Soils Mechanics Found. Div., Proc. ASCE, 85 (SM6):1-29.
- Mindlin R. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Physics, vol 7, 195-202.
- Mylonakis, G., and Gazetas, G. (1998). Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. Geotechnique, 48(1), 55-72.
- Ngoc-Thanh Nguyen, (2008). Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles. Laboratoire Sols, Solides, Structures - Risques; IP Français .Thèse de doctorat de Grenoble.
- Novak J.L, Reese L.C., Wang S.T. (2005). Analysis of Piled Raft Foundation with 3D Finite Element Method Structures, ASCE.
- O'Neill, M. W., Hawkins, R. A., and Mahar, L. J. (1981). Field Study of Pile Group Action. Rep. No. FHWA/Rd-81/002, Federal Highway Administration Washington, D.C.
- O'Neill M., Ghazzaly O. and Ha H. (1977). Analysis of three dimensionnal pile groups with nonlinear soil response and pile-soil-pile interaction. Proc. of the 9th offshore tech. conf., Houston, 245-256.

- Ottaviani, M. (1975). Three Dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups”, *Geotechnique* 25, no.- 2, 159-174.
- Poulos. H.G (2005). Piled raft and Compensated Piled Raft Foundations for Soft Soil Sites. *Proceeding Avances in Desingning and Testing Deep Foundations*. ASCE, 214-235.
- Poulos, H.G. (2002). Simplified Design Procedure for Piled Raft Foundations, *Deep Foundations 2002*, ASCE Spec. Geot. Pub. No. 116, 1: 441-458
- Poulos H.G., Carter J.P. and Small J.C. (2001). Foundations and retaining structures – Research and practice. *Proc. XV Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 4*, 2527-2606.
- Poulos, H.G. (2001a). Piled Raft Foundations: Design and Applications, *Géotechnique* 51, (2): 95-113.
- Poulos, H.G. (2001b). Methods of Analysis of Piled Raft Foundations, TC18 Report, Int. Society of Soil Mech. and Geot. Engineering.
- Poulos, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. & Chen, L. (1997). Comparison of Some Methods for Analysis of Piled Rafts. *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng, Hamburg 2*, 1119-1124, Rotterdam: Balkema
- Poulos, H.G. (1994). An Approximate Numerical Analysis of Pile- Raft Interaction , *Int. J. Numer. And Analytical Methods in Geomech.*, London, 18(2), 73-92.
- Poulos, H.G. (1993). Piled Rafts in Swelling or Consolidating Soils, *Jnl. Geotechnical Div., ASCE*, 119(2), 374-380.
- Poulos, H.G. (1991). Analysis of Piled Strip Foundations, *Proc. of the 7th Int. Con. on Computer Methods and Advances in Geomechanics/Cairns/6-10 May 1991 : Computer methods and advances in geomechanics*. Rotterdam Balkema. 183-191.
- Poulos, H.G. et Davis. E.H. (1990). *Pile foundation analysis and design*, Robert E. Kriger Publishing Company, Malibar, Florida.
- Poulos H.G. (1989). Pile behaviour – theory and application. *Géotechnique*. vol. 39(3), 365-415.
- Poulos, H. G. (1988). Modified calculation of pile group settlement interaction. Research report, University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering.
- Poulos, H.G. (1979). Settlement of single piles in non-homogeneous soil. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*. 105(5), 627-641.
- Poulos H.G. et Davis E.H. (1974). *Elastic solution for soil and rock mechanics*. New York, John Wiley. 415p.
- Poulos, H. G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Geotechnique*, 18(4), 449-471.
- Poulos, H. G., et Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*, Wiley New York.
- Prakoso, W. A., et Kulhawy, F. H., (2001). Contribution to Piled Raft Foundation Design, *J of Geotech. and Geoenv. Engg, ASCE*, vol 127(1): 17-24.
- Randolph M.F (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*, vol. 53(10), 847-875.

Randolph M.F.(1994). Design methods for pile groups and piled rafts. S.O.A report, 13 ICSMFE, New Delhi, vol. 5, 61–82.

Randolph M.F. et Clancy P. (1994). Design and performance of a piled foundation. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE Geotechnical Special Publication No 40, College Station, Texas, 314-324.

Randolph M.F. et Clancy P. (1993). Efficient design of piled rafts. Proc. II International Geotech. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 119-130

Randolph, M. F. (1983). Design considerations for offshore piles. Proceedings of the conference on geotechnical practice in offshore engineering, Austin, 422-439.

Randolph, M. F., et Wroth, C. P. (1979). Analysis of the vertical deformation of pile groups. *Geotechnique*, 29(4), 423-439.

Randolph M.F., Carter J.P. et Wroth C.P. (1979). Driven piles in clay-the effects of installation and subsequent consolidation. *Géotechnique*, vol.29 (4), 361-393.

Randolph M.F.et Wroth C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Geotech. Eng. Div.*, 104, GT 12, 1465 – 1488.

Reed L., Mosher. R.L et William P. Dawkins (2006). *Theoretical Manual for Pile Foundations*. U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000

Reul O., Krajewski W., Ripper P. (2006), Numerical Analysis of Foundations for High-Rise Buildings and Deep Excavations”, *FELSBAU* 24, no.-2, pp. 22-30.

Reul & Randolph (2003). Piled rafts in Over-consolidated Clay- Comparison of In-situ Measurements and Numerical Analyses. *Géotechnique*, 2003, Vol. 1.

Robinsky, E. I., Morrisson , C. F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. *Revue Canadienne de Géotechnique*, Vol. 39, No.4, pp. 35-45.

Rotta, Loria, A. F et Laloui, L. (2017). The equivalent pier method for energy pile groups. *Géotechnique*. 67 (8), 691–702.

Russo, G. (1998). Numerical Analysis of Piled Rafts, *Int. Journ. Analytical and Numerical Methods in Geomechanics*, 22(6): 477-493.

Russo, G. et Viggiani, C. (1997). Some Comments on the Analysis of Piled Rafts. *Proceedings 14th ICSMFE, Hamburg*, vol 4 2263 – 2264, Rotterdam Balkema.

Sanctis L.et Mandolini (2006). Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 132(12), 1600-1610.

Sanctis, L D., Mandolini, A., Russo, G. et Viggiani, C. (2002). Some Remarks on the Optimum Design of Piled Rafts, *Geot. Spec. Pub. 116, ASCE*, 1: 405-425.

Selvadurai, A. P. S. (1979). Elastic Analysis Of Soil- Foundation Interaction, In *Developments In Geotechnical Engineering Vol. 17*. Amsterdam: Elsevier.

Shakirev, V., Magnan, J.P., Ejjaaouani, H. (1996). Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. *Bull. Lab. Ponts et Chaussées*, 206, 95-116.

- Sheil, B. B., et McCabe, B. A. (2017). Reply to discussion by Lion . An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behaviour in clay by Brian.
- Sheil, B. B., et McCabe, B. A. (2016a). An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behaviour in clay. *Comput Geotech*, 75, 145-158.
- Sheil, B. B., et McCabe, B. A. (2016b). Reply to discussion by Zhang, Feng, Lie and Zhang on .An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behaviour in clay by Brian B.
- Sheil and Bryan A. McCabe. (2016). *Comput. Geotech.* 75 145-158. *Comput Geotech*, 80, 349-350.
- Sheil, B. B., et McCabe, B. A. (2014). A finite element based approach for predictions of rigid pile group stiffness efficiency in clays *ACTA Geotechnica*, 9, 469-484.
- Shen, W. Y., et Teh, C. I. (2002). A variational solution for downdrag force analysis of pile groups. *International Journal of Geomechanics*, 2(1), 75-91.
- Shen, W.Y., Chow, Y.K., et Yong, K.Y. (2000). A Variational Approach For The Analysis Of Pile Group-Pile Cap Interaction, *Geotechnique*, 50(4): 349-357.
- Skempton, A. W. (1959). Cast in-situ bored piles in London Clay. *Geot.*, vol.9: 158.
- Small J.C., Zhang H.H. (2002). Behavior of Piled Raft Foundation Under Lateral and Vertical Loading, *The International Journal of Geomechanics*. Vol. 2 no.- 1, 29 -85.
- Sommer, H., Wittmann, P. et Ripper, P. (1985). Piled Raft Foundation of a Tall Building in Frankfurt Clay, *Proc.11 ICSMFE, San Francisco*, 4:2253-2257.
- Southcott, P. H., et Small, J. C. (1996). Finite layer analysis of vertically loaded piles and pile groups. *Comp. Geotech.*, 18(1), 47-63.
- Suleiman, M. T., et White, D. J. (2006). Load transfer in rammed aggregate piers. *Internatoinal Journal of Geomechanics*, 6(6), 389-398.
- Ta, L. D., et Small, J. C. (1996). Analysis of Piled Raft Systems in Layered Soils, *Int.J. Numer.and Analytical Methods in Geomech.*,20, 57-72.
- Terzaghi K. et Peck R.B (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley et Son, New York,566p.
- Tomlinson M.J (1986). *Foundation Design and Construction*. Longman, 5rev edition. 856 pages.
- Trochanis, A. M., Bielak, J., and Christiano, P. (1991). Three-dimensional nonlinear study of piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(3), 429-447.
- Vasquez L.G., Wang S.T., Isenhower W.M. (2006). Estimation of the Capacity of the Piled Raft Foundations by Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis, *Geocongress, ASCE sp. Publications*.
- Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations. National co-opretative highway research program. Synthesis of highway practice.
- Vesic A.S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sands. Performance of deep foundations, *ASTM Special Technical Publication No. 444*, 172-222.

- Wang, A. D., Wang, W. D., Huang, M. S., et Wu, J. B. (2016a). Interaction factor for large pile groups. *Géotechnique Letters*, 6, 58-65.
- Wang, A. D., Wang, W. D., Huang, M. S., Wu, J. B., Sheil, B. B., et McCabe, B. A. (2016b). Discussion: Interaction factor for large pile groups. *Géotechnique Letters*, 6, 234-240.
- Wong, S. C., and Poulos, H. G. (2005). Approximate pile-to-pile interaction factors between two dissimilar piles. *Computers and Geotechnics*, 32(8), 613-618.
- Xu, Y., and Zhang, L. M. (2007). Settlement ratio of pile groups in sandy soils from field load tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), 1048-1054.
- Zhang, Q.-Q., Liu, S.-W., Zhang, S.-M., Zhang, J., et Wang, K. (2016). Simplified non-linear approaches for response of a single pile and pile groups considering progressive deformation of pile-soil system. *Soils and Foundations*, 56(3), 473-484.
- Zhang, Q.-Q., and Zhang, Z.-M. (2012). "Simplified calculation approach for settlement of single pile and pile groups." *Journal of Computing in Civil Engineering*, 26(6), 750-758.
- Zhang, Q., and Zhang, Z. (2011). Study on interaction between dissimilar piles in layered soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(1), 67-81.
- Zhang, Q.-Q., Zhang, Z.-M., et He, J.-Y. (2010). A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils. *Computers and Geotechnics*, 37, 969-976.
- Zhang H. H. and Small J. C. (2000). Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. *Computers and Geotechnics*, vol. 26, 1-21.