

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DE LA  
MAITRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

PAR  
BAKOUR, Azzeddine

COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES :  
ASPECTS STRUCTURAUX ET GÉOTECHNIQUES

MONTREAL, LE 17 AVRIL 2008

© <Azzeddine Bakour, 2008>

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Omar Chaallal, directeur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Saad Bennis, président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

## REMERCIEMENTS

Le présent mémoire a été effectué sous la direction de monsieur Omar Chaallal, professeur titulaire au Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements et reconnaissances au Professeur Chaallal pour sa disponibilité permanente, son appui financier, ses commentaires et bien sûr ses critiques constructives.

Mes remerciements vont aussi à tous les professeurs de Département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure et en particulier aux membres de jury, ainsi mes amis et mes collègues de l'École de technologie supérieure.

Je n'oublie pas de remercier monsieur Vincenzo Silvestri, professeur titulaire au Département de génie civil à l'École Polytechnique de Montréal pour ses commentaires en marge de son cours de « Fondations » qui m'ont servi à approfondir ma recherche.

Je tiens aussi à témoigner toute ma gratitude à mes parents pour leur encouragement.

# COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES: ASPECTS STRUCTURAUX ET GÉOTECHNIQUES

BAKOUR, Azzeddine

## RÉSUMÉ

Au Canada, l'analyse et le calcul des fondations profondes est souvent basée sur des prescriptions proposées par le Manuel canadien d'ingénierie des fondations. L'objectif principal de ce mémoire est de présenter les méthodes disponibles dans la littérature pour le calcul d'un pieu isolé d'une part et d'un groupe de pieux, d'autre part, sous charges axiales et latérales.

Dans le premier volet, on a passé en revue le comportement des pieux sous charges axiales fichés dans le sable et dans l'argile. On a également inclus le cas de pieux forés dans le roc. Le calcul de la capacité portante dans ces cas dépend en particulier de l'effet de battage et les méthodes d'installation des pieux. Pour le calcul de la capacité portante, on a présenté les méthodes les plus récentes basées sur des essais in situ, sur des modèles centrifugés et sur des méthodes par éléments finis.

Le deuxième volet quant à lui est consacré aux pieux sous charges latérales. Dans ce volet, on a passé en revue les anciennes méthodes dites les méthodes de rupture; ensuite le modèle de Winkler (méthode de ressorts) avec les deux cas de ressorts: ressorts élasto-plastiques et ressorts décrits par les courbes aux modules de réaction du sol non linéaire ( $P-y$ ).

Enfin, on a présenté des applications numériques sur le comportement de pieux en groupe soumis à des efforts (horizontal, axial et moment). On a étudié en particulier les pieux les plus sollicités, c'est-à-dire le cas où l'arrachement et la compression sont maximums. On a utilisé deux logiciels: dans le cas des ressorts élasto-plastiques, on a utilisé Visual design et dans le cas des ressorts non linéaires (courbes de réaction du sol ( $P-y$ )), on a utilisé LPILE. Pour tenir compte de l'effet de groupe, on a appliqué les facteurs multiplicateurs  $P_m$  sur les rigidités des ressorts.

# **BEHAVIOUR OF DEEP FOUNDATIONS UNDER LOADS: STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL ASPECTS**

BAKOUR, Azzeddine

## **ABSTRACT**

In Canada, the analysis and design of deep foundations is generally based on the guidelines proposed by the Canadian Foundation Engineering Manual. The main objective of this paper is to present design methods available in the literature for a single pile and a group of piles under axial and lateral loads.

In the first part of this work we reviewed the behaviour of piles under axial loads driven in sand and in clay, including the case of piles drilled in rock. The calculation of the bearing capacity in this case depends particularly on the driving effect and pile driving methods. To calculate the bearing capacity we have presented the most recent methods based on in situ tests, on centrifuged models and on finite element methods.

The second part of this work was dedicated to piles under lateral loads. To this end, we reviewed the conventional methods based on failure mechanism, before presenting the Winkler models (springs's methods) with two spring cases of: elasto-plastic and P-y curves generally nonlinear which relate soil resistance to pile deflection.

Finally, numerical applications considered the behaviour of a pile group subjected to external forces (horizontal, axial and moment). In particular the piles which featured the maximum tension and compression were emphasized. Two softwares were used for this application: Visual design for the case of elasto-plastic springs and LPILE for the case of non-linear springs. The group effect was taken into consideration by applying multiplying factors  $P_m$  on the spring's rigidity.

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	24
CHAPITRE 1 ÉLÉMENTS DE BASE DU COMPORTEMENT DES SOLS .....	26
1.1 Classification des pieux.....	26
1.2 Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux.....	27
1.2.1 Facteurs influençant les paramètres $c$ et $\varphi$ .....	28
1.3 Compressibilité des sols.....	30
1.4 Contraintes dans le sol .....	30
1.4.1 Contraintes verticales .....	30
1.4.2 Contrainte horizontale.....	31
1.4.3 Contrainte résiduelle .....	32
1.4.4 Approches de calcul à l'état de rupture.....	33
CHAPITRE 2 FONDATION PROFONDE SOUS CHARGE AXIALE.....	34
2.1 Introduction.....	34
2.2 Charge ultime (Critère de rupture).....	34
2.3 Capacité portante des pieux sous charge axiale .....	35
2.3.1 Effet de battage .....	36
2.3.2 Effet du temps après l'installation .....	45
2.3.3 Influence du diamètre.....	48
2.3.4 Considérations spéciales .....	50
2.4 Méthodes de calcul des pieux isolés .....	52
2.4.1 Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide- plastique du sol.....	52
2.4.2 Détermination de la capacité portante à partir des essais CPT et SPT.....	60
2.4.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des méthodes dynamiques.....	66
2.5 Frottement négatif.....	69
2.5.1 Calcul de frottement négatif.....	71
2.5.2 Effet d'accrochage .....	76
2.5.3 Quelques méthodes pour la réduction de FN .....	77
2.6 Résistance à l'arrachement.....	78
2.7 Tassement d'un pieu isolé.....	79
2.7.1 Méthode basée sur la théorie d'élasticité .....	79
2.7.2 Méthode des courbes de transfert de charges.....	84
2.7.3 Méthodes empiriques .....	86
2.8 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales .....	87
2.8.1 Comportement d'un groupe de pieux.....	87

2.8.2	Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$ .....	87
2.8.3	Groupe de pieux dans les sols cohérents.....	88
2.8.4	Groupe de pieux dans les sols sans cohésion.....	89
2.9	Tassement d'un groupe de pieux.....	90
2.9.1	Méthodes de calcul de tassements.....	91
CHAPITRE 3 FONDATION PROFONDE SOUS CHARGES LATÉRALES .....		99
3.1	Introduction.....	99
3.1.1	Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral.....	99
3.1.2	Valeurs proposées pour le module de réaction du sol.....	100
3.2	Pieu isolé sous charges latérales.....	102
3.2.1	Méthodes à la rupture.....	102
3.2.2	Confrontation des méthodes à la rupture.....	102
3.2.3	Méthode de Broms.....	104
3.2.4	Équations pour le calcul de $H_u$ et $y_0$ par la méthode de Broms.....	106
3.2.5	Dimensionnement et vérification par la méthode de Broms.....	109
3.2.6	Méthode basée sur la théorie de Winkler.....	118
3.2.7	Modélisation par ressorts élasto-plastiques.....	121
3.2.8	Modélisation par ressort non linéaire utilisation de logiciels de calcul.....	- 127
3.3	Groupe de pieux sous charges latérales.....	134
3.3.1	Introduction.....	134
3.3.2	Approches d'analyse.....	136
3.3.3	Conclusion.....	144
CHAPITRE 4 APPLICATIONS NUMÉRIQUES.....		146
4.1	Données générales.....	146
4.1.1	Description du projet.....	146
4.1.2	Stratigraphie du sol et paramètres géotechniques au niveau du Pilier 3.....	147
4.1.3	Coefficients de réaction latérale.....	148
4.1.4	Sollicitations au niveau de la semelle du Pilier n° 3.....	149
4.1.5	Caractéristiques des pieux (caissons) et de la semelle.....	149
4.2	Analyse.....	149
4.2.1	Distribution des efforts dans les pieux.....	149
4.2.2	Interaction entre les pieux – Effet de groupe.....	151
4.2.3	Capacité axiale des pieux dans le till.....	153
4.2.4	Charge latérale.....	154
CONCLUSION.....		157

RECOMMANDATIONS.....	159
ANNEXE I TABLEAUX DES VALEURS DES COEFFICIENTS D'EFFICACITÉ BASÉES SUR DES TESTS SUR DES GROUPES DE PIEUX SOUS CHARGES LATÉRALES.....	160
ANNEXE II CAISSONS FORÉS DANS LE ROC .....	162
ANNEXE III DIAGRAMMES DES RÉSULTATS AVEC VISUAL DESIGN.....	164
ANNEXE IV TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES RÉSULTATS AVEC VISUAL DESIGN.....	171
ANNEXE V CONVENTION DE SIGNE DE LPILE .....	176
ANNEXE VI DIAGRAMMES DES RÉSULTATS AVEC LPILE .....	177
ANNEXE VII TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES RÉSULTATS AVEC LPILE .....	180
BIBLIOGRAPHIE .....	181

## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Classification des pieux .....	26
Tableau 1.2	Choix du type de pieux selon la nature du sol .....	27
Tableau 1.3	Facteurs influençant $\varphi$ .....	28
Tableau 2.1	Les contraintes horizontales $\sigma_h'$ .....	42
Tableau 2.2	Enveloppes de déplacement du sol .....	44
Tableau 2.3	Mesure et prédiction de changements des $c_u$ et $w$ avec le temps après battage .....	47
Tableau 2.4	Résumé des méthodes de calcul pour les résistances unitaires de pointe $q_{p,ult}$ et le long du fût $q_{fL}$ pour les pieux battus dans le sable.....	56
Tableau 2.4	(suite) .....	57
Tableau 2.5	Résumé des méthodes de calcul pour les résistances unitaires de pointe $q_{p,ult}$ et le long du fût ( $q_{fL}$ ) pour les pieux forés dans le sable.....	58
Tableau 2.6	Méthodes de calcul des résistances unitaires de pointe et le long du fût pour pieux forés et battus dans l'argile .....	60
Tableau 2.7	Valeurs de $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$ (CPT) et $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$ (SPT) pour les pieux battus dans le sable .....	62
Tableau 2.8	Valeurs de $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$ (CPT) et $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$ (SPT) pour les pieux forés dans le sable .....	63

Tableau 2.9	Valeurs de $n_f = \frac{q_{jL}}{P_A(N_f)_{60}}$ et $c_f = \frac{q_{jL}}{q_c}$ pour les pieux dans le sable .....	64
Tableau 2.10	Valeurs de $n_f = \frac{q_{jL}}{P_A(N_f)_{60}}$ et $c_f = \frac{q_{jL}}{q_c}$ pour les pieux dans l'argile et le silt .....	65
Tableau 2.11	Valeurs de $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$ (CPT) et $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$ (SPT) pour les pieux forés dans le silt .....	66
Tableau 2.12	Formules de base (Design Manual DM 7.2, 1982).....	68
Tableau 2.13	Conditions pour tenir compte du frottement négatif .....	70
Tableau 2.14	Facteurs d'influence sur le frottement négatif en pointe .....	73
Tableau 2.15	Valeurs de $\alpha$ .....	74
Tableau 2.16	Valeurs de $\beta$ .....	75
Tableau 2.17	Valeurs moyennes de $E_s$ pour pieux battus .....	83
Tableau 2.18	Valeurs de $C_e$ selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle.....	88
Tableau 2.19	Valeurs de $C_e$ pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place.....	90
Tableau 2.20	Calcul de tassement de groupe de pieux $s_G$ selon Meyerhof (1976) .....	92
Tableau 3.1	Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol) .....	101
Tableau 3.2	Valeurs du coefficient adimensionnel $m$ .....	102

Tableau 3.3	Comparaison des méthodes à la rupture .....	103
Tableau 3.4	Équations pour le calcul de $H_u$ et $y_0$ selon Broms – sols cohérents.....	107
Tableau 3.5	Équations pour le calcul de $H_u$ et $y_0$ selon Broms – sols pulvérulents .....	108
Tableau 3.6	Valeurs de $n_1$ et $n_2$ .....	109
Tableau 3.7	Valeurs de $n_h$ pour les sols pulvérulents .....	110
Tableau 3.8	Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales .....	120
Tableau 3.9	Coefficient rhéologique de Ménard ( $\alpha$ ) en fonction du type du sol et du rapport ( $E_m/P_l$ ) obtenu au pressiomètre .....	122
Tableau 3.10	Méthodes de courbes de réaction de ( $P-y$ ) pour différents types du sol.....	128
Tableau 3.11	Valeurs représentatives de $\varepsilon_{50}$ .....	131
Tableau 3.12	Valeurs du facteur ( $F_1$ ) en fonction de la densité relative du sable .....	133
Tableau 3.13	Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ( $s/B = 3$ ).....	134
Tableau 3.14	Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité $\eta_L$ pour le groupe chargé latéralement .....	135
Tableau 3.15	Facteur de réduction .....	137
Tableau 3.16	Synthèse des facteurs $P_m$ .....	141
Tableau 3.17	Valeurs de $P_m$ à l'aide des équations .....	142
Tableau 3.18	Valeurs de $P_m$ à l'aide des équations .....	143
Tableau 4.1	Caractéristiques géotechniques de site au niveau du pilier n° 3 .....	148

Tableau 4.2	Coefficient de réaction latérale à L'ÉLUT dans le till et le roc.....	148
Tableau 4.3	Sollicitations au niveau de la semelle pilier n°3 .....	149
Tableau 4.4	Distribution des efforts dans les pieux à L'ÉLUL.....	150
Tableau 4.5	Distribution des efforts dans les pieux à L'ÉLUT.....	151
Tableau 4.6	Coefficients de réduction du module de réaction du sol .....	152
Tableau 4.7	Efforts en tête des pieux (1 et 8) à L'ÉLUL .....	155
Tableau 4.8	Efforts en tête des pieux (1 et 8) à L'ÉLUT .....	155
Tableau 4.9	Coefficient de réaction du sol représentatif de la couche du till sur 30 mètres .....	156
Tableau I.1	Résultats pour des essais sur des pieux en ligne, Cox <i>et al.</i> (1984) .....	160
Tableau I.2	Résultats pour des essais sur des pieux en rang, Cox <i>et al.</i> (1984) .....	161
Tableau IV.1	Pieu n° 1 selon la direction de la charge latérale $H_x$ (Visual design).....	171
Tableau IV.2	Pieu n° 1 selon la direction de la charge latérale $H_y$ (Visual design).....	172
Tableau IV.3	Pieu n° 8 selon la direction de la charge latérale $H_x$ (Visual design).....	173
Tableau IV.4	Pieu n° 8 selon la direction de la charge latérale $H_y$ (Visual design).....	174
Tableau IV.5	Résultats à l'ÉLUL avec Visual design.....	175
Tableau IV.6	Résultats à l'ÉLUT avec Visual design.....	175
Tableau VII.1	Résultats à l'ÉLUL avec LPILE .....	180
Tableau VII.2	Résultats à l'ÉLUT avec LPILE .....	180

## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Angle $\varphi'$ des sols cohérents en fonction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ). ..... 29
Figure 2.1	Pieu isolé soumis à une charge verticale. .... 36
Figure 2.2	Déplacement du sol dû à l'installation du pieu..... 37
Figure 2.3	Résumé des mesures de l'excès de pression interstitielle..... 38
Figure 2.4	Excès des pressions interstitielles au voisinage du pieu..... 39
Figure 2.5	Zone remaniée dans les sols cohérents lors de battage de pieux. .... 40
Figure 2.6	Effet de battage de pieu dans le sable..... 41
Figure 2.7	Zone densifiée des sols pulvérulents lors de battage de pieux. .... 43
Figure 2.8	Effet de voûte..... 45
Figure 2.9	Coefficient de réduction de la résistance de cisaillement pour l'argile. .... 46
Figure 2.10	Corrélation entre la résistance en pointe et le diamètre de pieu à partir: a) des essais de chargement de pieu et b) les résultats de MEF ..... 50
Figure 2.11	Pieu ouvert..... 51
Figure 2.12	Valeurs de K pour les pieux qui ne refoulent pas le sol. .... 55
Figure 2.13	Modèle de Smith..... 69
Figure 2.14	Pointe de pieu rigide. .... 72
Figure 2.15	Tassement de la surface du sol. .... 72

Figure 2.16	Loi de comportement liant le déplacement relatif au cisaillement. ....	73
Figure 2.17	Déformations élastiques dues à la charge (S) conduisant à réduire le FN.....	76
Figure 2.18	Effet d'accrochage.....	77
Figure 2.19	Coefficient de correction $R_h$ .....	80
Figure 2.20	Coefficient de correction $R_v$ .....	80
Figure 2.21	Coefficient d'influence pour le tassement $I_0$ .....	81
Figure 2.22	Coefficient de correction $R_K$ .....	81
Figure 2.23	Coefficient de correction $R_b$ .....	82
Figure 2.24	Module du sol pour les argiles.....	83
Figure 2.25	Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile. ....	84
Figure 2.26	Courbes de transfert pour les pieux en acier installés dans les sables saturés.....	85
Figure 2.27	Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires.....	86
Figure 2.28	Dimensions du bloc monolithique.....	89
Figure 2.29	Zone d'influence pour tassement.....	91
Figure 2.30	Répartition des contraintes.....	93
Figure 2.31	Coefficient d'interaction pour pieux flottants. ....	95
Figure 2.32	Coefficient de correction pour la couche semi-infinie. ....	96

Figure 2.33	Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe.....	96
Figure 2.34	Groupe de 4 pieux identiques. ....	98
Figure 3.1	Pression et réaction du sol. ....	100
Figure 3.2	Courbe de réaction du sol. ....	100
Figure 3.3	Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch- Hansen. ....	103
Figure 3.4	Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale .....	104
Figure 3.5	Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale .....	105
Figure 3.6	Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latérale .....	105
Figure 3.7	Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent. ....	106
Figure 3.8	Résistance latérale ultime : a) pieu rigide et b) pieu souple .....	114
Figure 3.9	Résistance latérale ultime : a) pieu rigide et b) pieu souple .....	114
Figure 3.10	Calcul du déplacement selon Broms : a) sol pulvérulent; b) sol cohérent. ....	115
Figure 3.11	Modèle basé sur la théorie de Winkler. ....	118
Figure 3.12	Courbe ( $P$ - $y$ ) incluant $P_{ult}$ et $E_s$ . ....	119
Figure 3.13	Comportement réel du sol versus comportement élasto-plastique. ....	120
Figure 3.14	Courbe de réaction ( $P$ - $y$ ).....	123

Figure 3.15	Loi de mobilisation de réaction tangentielle.....	123
Figure 3.16	Pression sur sol versus pression de fluage.....	125
Figure 3.17	Courbe de $(P-y)$ selon la méthode de Matlock pour argile molle sous chargement : a) statique; b) cyclique et c) après cyclique.....	130
Figure 3.18	Approches de modification de courbes de réaction $(P-y)$ d'un pieu en groupe : a) multiplicateur $P_m$ ; b) multiplicateur $y_m$ et c) multiplicateur de module.....	139
Figure 3.19	Approche $P_m$ pour modification de courbes de réaction $(P-y)$ .....	140
Figure 3.20	Disposition des pieux par rapport au pieu de référence ( $i$ ).....	143
Figure 4.1	Plan en élévation.....	146
Figure 4.2	Description de la semelle avec la disposition des dix caissons. ....	147
Figure 4.3	Convention de signes - méthode statique .....	150
Figure III.1	Forces dans les ressorts versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $x$ . ....	164
Figure III.2	Forces dans les ressorts versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $y$ . ....	165
Figure III.3	Moment versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $x$ . ....	166
Figure III.4	Moment versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $y$ . ....	167
Figure III.5	Effort tranchant versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $x$ .....	168
Figure III.6	Effort tranchant versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe $y$ .....	169
Figure III.7	Déplacements versus profondeur. Pieu 1 selon les axes $x$ et $y$ . ....	170
Figure V.1	Convention de signes de LPILE. ....	176



## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

CPT	Essai de pénétration au cône ( <i>Cone Penetration Test</i> )
ÉLUL	État limite ultime
ÉLUT	État limite d'utilisation (service)
FN	Frottement Négatif
FS	Facteur de Sécurité
IFR	Rapport de gain de remplissage ( <i>Incremental Filling Ratio</i> )
OCR	Rapport de surconsolidation du sol ( <i>Over-Consolidation Ratio</i> )
PMT	Essais pressiométriques ( <i>Pressuremeter Test</i> )
MEF	Méthode des éléments finis
MCIF	Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations
SPT	Essai de pénétration standard ( <i>Standard Penetration Test</i> )

## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

### UNITÉS

m	mètre
$m^{-1}$	inverse de mètre
$m^2$	mètre carré
kg	kilogramme
kN	kilo newton
kN/m	kilo newton par mètre
$kN/m^3$	kilo newton par mètre cube
kJ	kilojoule
kPa	kilo pascal
kPa/m	kilo pascal par mètre
°	degré
rad	radian
%	pourcentage

### SYMBOLES

$A_{\text{béton}}$	section du béton ( $m^2$ )
$A_{fi}$	aire latérale le long de pieu ( $m^2$ ), $i$ représente la couche de sol
$A_p$	section de pointe ( $m^2$ )
$A_s$	section de l'acier ( $m^2$ )
$A_w$	section du béton ( $m^2$ )
$B_G$	largeur du groupe de pieux en plan (m)
$B_s$	diamètre de l'emboîture (m)
B	diamètre de pieu (m)
$b_w$	largeur de l'âme de la section du béton (m)
$C_e$	coefficient d'efficacité pour groupe de pieux sous charges axiales
$C_s$	coefficient de forme adimensionnel (sans unité)
$C_u$	distribution granulométrique (sans unité)
$c$	résistance de cisaillement (cohésion) (kPa)
$c'$	cohésion effective (kPa)
$c_p$	rapport de la résistance ultime de pointe par la résistance limite en pointe
$c_u$	résistance de cisaillement non drainé (kPa)
$c_u(\infty)$	résistance de cisaillement non drainée après battage (kPa)
$c_u(0)$	résistance de cisaillement non drainée initiale (kPa)
$D_R$	densité relative (%)

$d$	diamètre extérieur du pieu (m)
$d_c$	hauteur effective de la section de béton armé (m)
$d_i$	diamètre intérieur du pieu (m)
$d_q$	coefficient de profondeur (sans unité)
$E$	module de Young (kPa)
$E_M$	module pressiométrique de Ménard (kPa)
$EI$	rigidité de pieu à la flexion (kNm <sup>2</sup> )
$E_{pile}(E_p)$	module d'Young du pieu (kPa)
$E_s$	module de réaction du sol (kPa)
$e$	indice des vides (%)
$e$	excentricité pour pieu libre en tête (entre le point d'application de la charge latérale et la surface du sol (m)
$F_1$	facteur dépendant de la densité relative du sable (sans unité)
$F_2$	facteur dépendant de la pente (sans unité)
$F_3$	facteur dépend de la position de la nappe phréatique (sans unité)
$f_c'$	résistance à la compression du béton à 28 jours (kPa)
$f_y$	limite d'élasticité spécifiée de l'acier (kPa)
$G_L$	module de cisaillement en pointe de pieu (kPa)
$G_{L/2}$	module de cisaillement à mi-longueur de pieu (kPa)
$G_{soil\ avg}$	module de cisaillement du sol (kPa)
$H$	hauteur de la chute du marteau (m)
$H_x$	effort latéral selon l'axe x (kN)
$H_u$	capacité horizontale ultime (kN)
$h$	profondeur de la couche du sol
$I_{pieu}$	moment d'inertie du pieu (m <sup>4</sup> )
$I_0$	coefficient d'influence pour le tassement (sans unité)
$I_N$	facteur d'influence lié au frottement (sans unité)
$I_p$	indice de plasticité (%)
$J$	constante empirique expérimentale (sans unité)
$K$	coefficient de la contrainte latérale des terres (sans unité)
$K$	rapport de compressibilité (sans unité)
$K_h$	rigidité des ressorts (kN/m)
$K_0$	coefficient de pression des terres au repos (sans unité)
$K_p$	coefficient de butée (passive) (sans unité)
$K_p$	pente initiale de pointe (kPa/m)
$K_t$	pente initiale de mobilisation de frottement (kPa/m)
$k$	coefficient de réaction du sol (kN/m <sup>3</sup> )
$L$	longueur du pieu (m)
$L_G$	longueur du groupe de pieux en plan (m)
$L_s$	profondeur de l'emboîture (m)
$M$	valeur de rapport des contraintes à l'état critique
$M_x$	moment fléchissant selon l'axe x (kNm)
$M_{yield}$	moment plastique (kNm)
$m$	coefficient adimensionnel donné par Broms (sans unité)
$m$	nombre de lignes du groupe (sans unité)

$N$	indice de l'essai de pénétration standard (sans unité)
$N_f$	effort normal pondéré (kN)
$N_h$	coefficient de correction pour la couche semi-infinie (sans unité)
$N_q$	coefficient de capacité portante (sans unité)
$N_p$	nombre de coups autour de pointe du pieu (sans unité)
$N_{fi}$	nombre de coups dans la couche ( $i$ ) (sans unité)
$N_t$	coefficient de capacité portante (sans unité)
$n_c$	nombre de colonnes du groupe (sans unité)
$n$	nombre de pieux (sans unité)
$n_h$	coefficient relié à la masse volumique du sol ( $\text{kN/m}^3$ )
$n_{fi}$	coefficient dépendant de type de pieu (sans unité)
$n_p$	coefficient dépendant de type de sol (sans unité)
$n_1$	paramètre fonction de la résistance du sol (sans unité)
$n_2$	paramètre fonction de la propriété du pieu (sans unité)
$P$	charge permanente (kN)
$P_A$	pression atmosphérique = (100 kPa)
$P_f$	pression de fluage (kPa)
$P_i$	charge verticale supportée par le pieu ( $i$ ) (kN)
$P_l$	pression limite (kPa)
$P_m$	facteur multiplicateur sur la réaction du sol ( $P$ )
$Q$	capacité portante de pieu (kN)
$Q_a$	charge axiale limite pour un pieu (kN)
$Q_{adm}$	capacité admissible des pieux (kN)
$Q_{ann}$	capacité de pointe de pieu calculée en fonction de l'aire de l'anneau (kN)
$Q_{dyn}$	résistance dynamique du sol (kN)
$Q_G$	charge limite du groupe (kN)
$Q_f$	résistance de frottement latérale le long du fût (kN)
$Q_p$	résistance en pointe (kN)
$Q_{plug}$	capacité développée par le bouchon à l'intérieur de pieu tubulaire et (kN)
$Q_n$	charge totale négative (kN)
$Q_s$	résistance totale reprise par le cisaillement (kN)
$Q_u$	capacité horizontale ultime (kN)
$q_{ann}$	résistance unitaire de pointe calculée en fonction de l'aire de l'anneau (kPa)
$q_c$	résistance à la pénétration au cône statique (CPT) (kPa)
$q_{fi}$	résistance unitaire de frottement (kPa)
$q_{fl}$	résistance unitaire de frottement limite (kPa)
$q_o$	contrainte effective en pointe de pieu (kPa)
$q_p$	résistance unitaire en pointe (kPa)
$q_{pL}$	résistance limite de pointe (kPa)
$q_{plug}$	résistance unitaire calculée par le rapport $Q_{plug}$ par l'aire du bouchon du sol (kPa)
$q_{p,ult}$	résistance unitaire de pointe ultime (kPa)

$q_n$	frottement négatif unitaire (kPa)
$q_u$	résistance de compression non confinée (kPa)
$R_A$	rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu
$R_b$	coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide
$R_h$	coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte
$R_K$	coefficient de correction de compressibilité de pieu (sans unité)
$R_v$	coefficient de correction pour le coefficient de Poisson (sans unité)
$r$	distance de la zone remaniée du sol (m)
$r_0$	rayon du pieu (m)
$S$	module de section (m <sup>3</sup> )
$S$	surcharge (kN)
$S_j$	entre-axes entre deux pieux (m)
$S_0$	tassement de la surface du sol (m)
$s$	tassement ou déplacement vertical de pieu (m)
$s$	entre-axes entre deux pieux (m)
$s_G$	tassement du groupe de pieux (m)
$s_q$	coefficients de forme (sans unité)
$(s/B)$	déplacement relatif (%)
$t$	épaisseur de l'anneau (m)
$u$	pression interstitielle de l'eau (kPa)
$V_f$	effort latéral pondéré (kN)
$V_i$	effort tranchant dans le pieu (i) (kN)
$V_r$	résistance pondérée à l'effort latéral (kN)
$W$	poids propre de pieu (kg)
$W_m$	poids du marteau (kg)
$w$	teneur en eau (%)
$x_i$ et $y_i$	coordonnées de pieu (i) (m)
$y$	déplacement latéral de pieu (m)
$y_0$	déplacement latéral en tête de pieu (m)
$(y/B)$	déplacement relatif (%)
$y_m$	facteur multiplicateur sur le déplacement latéral (y)
$z_{cr}$	profondeur critique (m)
$\alpha$	coefficient d'adhérence (sans unité)
$\alpha$	coefficient rhéologique de Ménard dépendant de la nature du sol (sans unité)
$\alpha^*$	facteur d'interaction (sans unité)
$\alpha_j$	coefficient d'interaction pour l'espacement $S_j$ (sans unité)
$\alpha_{Kj}$	coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux $K$ et $j$ (sans unité)
$\beta$	coefficient combiné de résistance le long de fût (sans unité)
$\beta_B$	coefficient indiquant l'inverse de la longueur de transfert, terme représentant la rigidité relative sol-pieu (B : désigne Broms) (m <sup>-1</sup> )

$\beta_{ij}$	coefficients d'interaction entre le pieu de référence $i$ et le pieu $j$ (sans unité)
$\gamma$	coefficient pour tenir compte du type de béton ( $\gamma = 1$ pour densité normale du béton) (sans unité)
$\gamma'$	pois volumique effectif ( $\text{kN/m}^3$ )
$\delta$	angle de frottement de l'interface (sol-pieu) ( $^\circ$ )
$\Delta_{admissible}$	déplacement admissible (m)
$\Delta E$	perte d'énergie (kJ)
$\Delta L$	longueur du segment du pieu représenté par le ressort (m)
$\Delta L$	accroissement unitaire en profondeur (m)
$\Delta L_p$	accroissement en longueur de bouchon de sol (m)
$\Delta_p'$	variation de la contrainte principale due au cisaillement du sol à l'état critique (kPa)
$\Delta_x$	déplacement latéral de pieu selon l'axe $x$ (m)
$\Delta_y$	déplacement latéral de pieu selon l'axe $y$ (m)
$\Delta_{surface}$	déplacement latéral de pieu en surface (m)
$\Delta u$	pression interstitielle (kPa)
$\varepsilon$	déformation relative d'un essai triaxial non drainé (sans unité)
$\varepsilon_{50}$	déformation relative d'un essai triaxial non drainé au niveau de chargement de 50% (sans unité)
$\eta$	paramètre de compressibilité du pieu (sans unité)
$\eta_B$	coefficient indique l'inverse de la longueur de transfert, termes représentant la rigidité relative sol-pieu ( $B$ désigne Broms) ( $\text{m}^{-1}$ )
$\eta_L$	coefficient d'efficacité latérale (sans unité)
$\theta_{admissible}$	rotation admissible du pieu (rad)
$\theta_{surface}$	rotation de pieu en surface (rad)
$\lambda_z$	coefficient de correction de réaction du sol (sans unité)
$\nu$	coefficient de Poisson (sans unité)
$\rho$	distance où l'effet d'accrochage est nul (m)
$\sigma_1, \sigma_2$ et $\sigma_3$	contraintes principales (kPa)
$\sigma_{mp}$	contrainte moyenne (kPa), ( $p$ ) désigne pic
$\sigma_v$	contrainte verticale totale (kPa)
$\sigma_v'$	contrainte verticale effective (kPa)
$\sigma_h$	contrainte horizontale (kPa)
$\tau$	contrainte de mobilisation du frottement (kPa)
$\Phi$	coefficient de tenue (sans unité)
$\Phi_c$	coefficient de tenue du béton (sans unité)
$\Phi_s$	coefficient de tenue de l'acier (sans unité)
$\varphi'$	angle de frottement interne ( $^\circ$ )
$\varphi$	angle de frottement effectif ( $^\circ$ )
$\varphi_c$	angle de frottement à l'état critique ( $^\circ$ )
$\varphi_u$	angle de frottement non drainé ( $^\circ$ )
$\Psi$	rapport de la capacité du fût en arrachement par celle de la compression (sans unité)

## INTRODUCTION

### *Problématique*

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Le comportement des fondations profondes est un problème d'interaction sol-structure. En effet, la transmission des efforts de la superstructure vers le sol se fait à travers l'interface (sol-structure).

Or ce type de problème est assez complexe et il n'est pas très documenté. Par ailleurs, il n'est généralement pas étudié dans le cursus de l'ingénieur. Si bien que l'ingénieur praticien n'est pas suffisamment outillé pour adresser les problèmes faisant appel aux fondations profondes. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure, rend l'accès à ce domaine frontière difficile. C'est précisément cet état de fait qui a motivé la présente étude.

### *Objectifs du projet*

Les objectifs visés par ce projet sont :

- 1) Faire une revue bibliographique et documentaire exhaustive sur les méthodes d'analyse et de conception de fondations profondes, incluant les pieux et les caissons, sous charges horizontales et verticales;
- 2) Faire une revue des normes et des codes, particulièrement le CNB-2005, le CSA-S6-06, le CSA-S16-01, le CSA-A23.3-04, et le Manuel canadien d'ingénierie des fondations;
- 3) Développer une méthode d'analyse et de calcul des fondations profondes sous charges horizontales et verticales.

### ***Méthodologie générale***

La méthodologie renferme des développements théoriques basés sur de nombreux travaux expérimentaux recensés dans la littérature. Elle renferme également le développement de méthodes de conception de fondations profondes avec pieux soumises à des forces axiales d'une part et latérale d'autre part.

### ***Organisation du mémoire***

Ce mémoire est organisé autour de quatre chapitres.

Le premier chapitre évoque les éléments de base dont la classification des pieux, les paramètres de sol affectant le dimensionnement des pieux et les contraintes dans les sols.

Le deuxième chapitre est dédié au comportement des pieux sous charges axiales dans les sables et les argiles incluant l'effet de groupe. Ce chapitre présente une étude bibliographique qui comporte plusieurs recherches récentes à caractères expérimentales et théoriques.

Le troisième chapitre est consacré au comportement des pieux sous charges latérales (horizontales) incluant l'effet de groupe dans les sables et les argiles. Ce chapitre met l'accent sur le problème de l'interaction sol-structure et sur les méthodes d'analyse et de conception. Il répond à des besoins réels des ingénieurs praticiens et des bureaux de génie-conseil travaillant dans ce domaine.

Le dernier chapitre est consacré à des applications numériques sur un groupe de pieux sous chargement (latéral, axial et moment fléchissant) incluant l'effet de groupe. Dans le cadre de ces applications deux logiciels sont utilisés pour l'analyse : Visual design et LPILE.

Enfin, une conclusion et des recommandations sont également fournies.

# CHAPITRE 1

## ÉLÉMENTS DE BASE DU COMPORTEMENT DES SOLS

### 1.1 Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 1.1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006).

Tableau 1.1

Classification des pieux  
(Adapté de MCIF, 2006)

<b>Classification selon</b>	<b>Type de pieu</b>
Mode d'installation	battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

Les dimensions et le type de pieu sont déterminés selon la nature du sol (Tableau 1.2). Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieu est également dicté par l'importance de la structure à supporter.

Tableau 1.2

Choix du type de pieux selon la nature du sol

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	Hannigan <i>et al.</i> , 1998
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	Hannigan <i>et al.</i> , 1998
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus longues	Hannigan <i>et al.</i> , 1998

## 1.2 Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques, soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ). De plus, dans le cas des charges latérales la valeur du module de réaction du sol  $E_s$  est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles, 1977; Frank, 1995).

### 1.2.1 Facteurs influençant les paramètres $c$ et $\varphi$

#### A. Sols pulvérulents ( $c = 0$ , $\varphi$ )

La valeur de l'angle de frottement dépend principalement de :

- ✓ la compacité du sol (l'indice des vides ( $e$ ))
- ✓ la distribution granulométrique ( $C_u$ )
- ✓ l'angularité des particules
- ✓ la rugosité de la surface des particules
- ✓ la présence de l'eau.

Le tableau 1.3 résume l'effet de ces facteurs sur l'angle ( $\varphi$ ) :

Tableau 1.3  
Facteurs influençant ( $\varphi$ )

Facteurs	Angle ( $\varphi$ )
$e$ (indice des vides) augmente	diminue
$C_u$ augmente (granulométrie étalée)	augmente
la forme plus angulaire des particules	supérieur
la rugosité de la surface prononcée	important
présence de l'eau	diminue légèrement

Il est à noter qu'en présence d'un bon drainage à l'état de rupture, l'angle  $\varphi$  devient l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  (Holtz et Kovacs, 1991).

## B. Sols cohérents

Les paramètres  $c$ ,  $\phi$  sont influencés par les conditions de drainage et par la teneur en eau. Quand le sol est saturé, c'est souvent le cas dans les sols cohérents, l'eau empêche les particules de sol de se serrer. À l'état de rupture, la résistance de cisaillement est constante et égale à la résistance de cisaillement non drainé  $c_u$ . C'est l'approche de calcul en contraintes totales. Lorsque le drainage est envisageable et que les contraintes de cisaillement sont reprises uniquement par les particules de sol; la cohésion  $c$  devient la cohésion effective  $c'$  et l'angle  $\phi$  devient l'angle de frottement effectif  $\phi'$ . C'est l'approche de calcul en contraintes effectives. Cette approche est utilisée pour le calcul de la stabilité des fondations, des remblais et des talus.

Une augmentation de la teneur en eau du sol diminue les forces de cohésion. Dans les sols compactés la cohésion  $c$  est plus importante, alors que la cohésion effective  $c'$  est presque nulle dans les sols normalement consolidés (Holtz et Kovacs, 1991).

Par ailleurs, il existe une corrélation entre l'angle  $\phi'$  et l'indice de plasticité ( $I_p$ ).

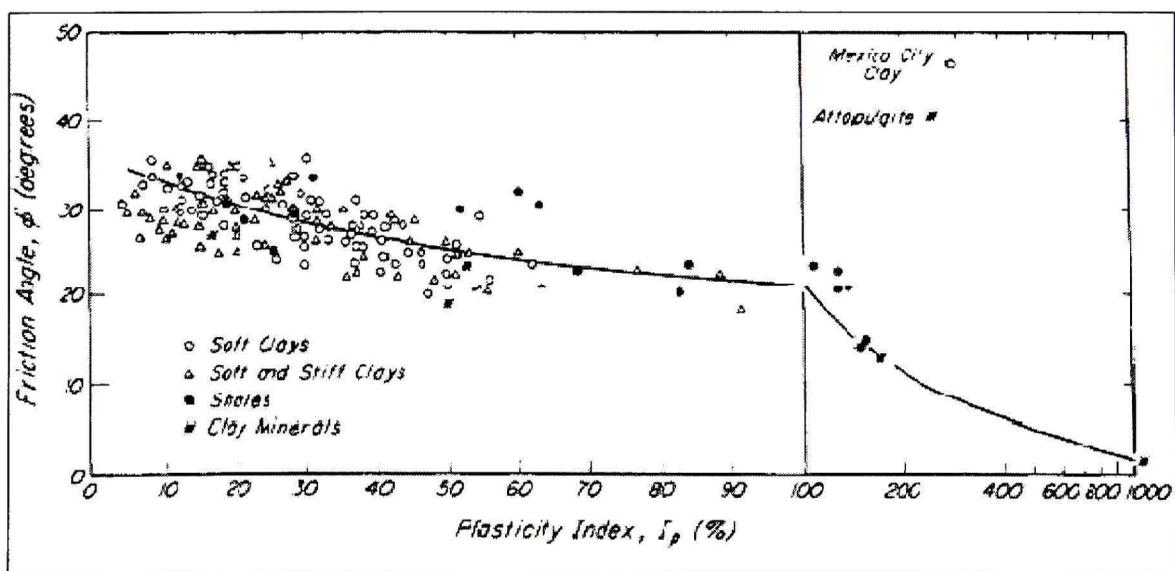


Figure 1.1 Angle  $\phi'$  des sols cohérents en fonction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ).  
(Tiré de Terzaghi et al., 1996)

### 1.3 Compressibilité des sols

Un sol soumis à une charge externe se déforme. Cette déformation dépend essentiellement de l'élasticité du sol, elle peut être instantanée, cas des sables, ou différée, cas des argiles. Les sols ont un comportement qui en plus d'être irréversible (Holtz et Kovacs, 1991) est non-linéaire c'est à dire, la relation charge-déformation-temps est complexe.

Les déformations sont généralement dues à l'expulsion de l'air et de l'eau occupant les pores. Il s'en suit un réarrangement des particules, une diminution de volume (tassement), mais un sol plus dense.

### 1.4 Contraintes dans le sol

#### 1.4.1 Contraintes verticales

Lorsque le sol est au repos (état naturel), ses caractéristiques (indice des vides, masse volumique, résistance de cisaillement) dépendent uniquement du poids propre. La contrainte verticale ( $\sigma_v$ ), qui augmente avec la profondeur change avec le temps selon l'histoire géologique du sol : elle augmente si le sol est chargé pendant la sédimentation et elle diminue s'il y a un déchargement par excavation ou érosion.

Étant donné la nature poreuse du sol, la pression de l'eau ( $u$ ) peut influencer la valeur des contraintes verticales. Si le sol est saturé, la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  s'écrit :

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (1.1)$$

où :  $\sigma_v$  = la contrainte verticale totale,  $\sigma_v'$  = la contrainte verticale effective ; et  $u$  = la pression interstitielle de l'eau.

La contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  est un paramètre important dans la mécanique des sols, puis qu'elle sert à calculer la consolidation du sol sous les charges externes.

### 1.4.2 Contrainte horizontale

Sous une contrainte verticale, le sol tend à se dilater horizontalement, mais il est empêché par le confinement, ce qui engendre une contrainte horizontale  $\sigma'_h$  proportionnelle mais plus petite que la contrainte verticale  $\sigma'_v$  (Bowles, 1996). D'où le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  qui est défini par la relation (1.2) :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1.2)$$

### Coefficient des terres au repos

Le coefficient des terres au repos est un paramètre important pour calculer la contrainte horizontale agissant sur le fût de pieu pour les sols expansifs (Kassif et Baker, 1969). Le coefficient ( $K_0$ ) dépend de l'histoire géologique du sol (Brooker et Ireland, 1965) et est en fonction de  $\varphi'$  tel qu'exprimé par l'éq. (1.3) (Jaky, 1948).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (1.3)$$

Dans les dépôts de sols, sables et argiles normalement consolidés, n'ayant jamais été surchargés, la valeur de  $K_0$  est de l'ordre de 0.4 à 0.5. Mais, dans le cas des argiles ayant été soumis à des contraintes dans le passé, la valeur de  $K_0$  peut varier entre 0.5 et 3 (Hunt, 2005). Dans ce cas, l'état de contraintes se rapproche de celui des conditions passives.

Brooker et Ireland (1965) suggèrent l'éq. (1.4) pour les argiles normalement consolidées :

$$K_0 = 0.95 - \sin \varphi' \quad (1.4)$$

Holtz et Kovacs (1991) proposent quant à eux l'éq. (1.5) pour  $K_0$  en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  :

$$K_0 = 0.44 + 0.0042 I_p \quad (1.5)$$

Brooker et Ireland (1965) et Massarch et Broms (1976) ont remarqué que la valeur de  $K_0$  augmente quand le sol est surconsolidé. Pour un rapport de surconsolidation du sol (OCR) supérieur à 20,  $K_0$  peut atteindre le coefficient de butée (passive)  $K_p$ . Dans ce contexte, Alpan (1967) propose une équation de  $K_0$  en fonction de OCR

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times OCR^n \quad (1.6)$$

Mayne et Kulhawy (1982) suggèrent une valeur moyenne de la constante  $n$ , soit  $n = 0.5$ , pour les sables et les argiles. Toutes fois, pour le sable  $n = \sin \varphi'$  serait plus représentatif. En général  $K_0$  est plus élevé dans les couches de sol proches de la surface, et décroît avec la profondeur (Massarch et Broms, 1976).

### 1.4.3 Contrainte résiduelle

La dissipation de l'excès de pressions interstitielles (reconsolidation) génère une charge, contrainte résiduelle, par des frottements négatifs dans la partie supérieure du pieu. Ces frottements seront mobilisés par les frottements positifs dans la partie inférieure d'une part et par la résistance en pointe du pieu d'autre part.

Pour les pieux battus, la contrainte résiduelle provient des déformations provoquées dans le sol lors de battage. La contrainte résiduelle continue à augmenter même après la dissipation des pressions interstitielles (Fellenius, 2006).

Sous un chargement en compression, le fait d'ignorer les contraintes résiduelles lors d'essai de chargement statique des pieux dans les sables pourrait mener à une surévaluation de la valeur réelle de frottement latérale et une sous-évaluation de la résistance en pointe (Holloway *et al.*, 1978; Altaee *et al.*, 1992a et b; Fellenius *et al.*, 2000; Fellenius *et al.*, 2007).

#### **1.4.4 Approches de calcul à l'état de rupture**

Lorsqu'un sol peu perméable est chargé, la pression interstitielle se dissipe lentement. À court terme, la résistance du sol de fondation doit être estimée à l'aide des caractéristiques  $\phi_u$  qui est souvent nul et  $c_u$ , c'est-à-dire à l'aide de l'approche des contraintes totales (voir section 1.2.1.b). Toutefois, un tel calcul de la fondation n'est pas certain, puisqu'à long terme, la pression interstitielle est complètement dissipée et la stabilité de la fondation ne dépend que des contraintes effectives ( $\phi'$ ,  $c'$ ). Par conséquent, il convient de faire le calcul de la stabilité à long terme également.

En pratique, on considère la première hypothèse comme plus critique. Mais ce n'est pas toujours le cas surtout en présence de dépôts d'argiles surconsolidées, ou très sensibles. Ceci justifie les deux calculs (Costet et Sanglerat, 1975).

## CHAPITRE 2

### FONDATION PROFONDE SOUS CHARGE AXIALE

#### 2.1 Introduction

Quand le sol en surface est mou et compressible et les tassements sont considérables sous la charge de la superstructure, cette charge ne peut pas être reprise par l'intermédiaire des fondations superficielles. On a alors recours aux fondations profondes. La différence majeure entre ces deux types de fondations est la prise en compte de frottement latérale le long du fût pour le cas de fondations profondes et leur mécanisme de rupture qui est totalement différent.

#### 2.2 Charge ultime (Critère de rupture)

Il y a plusieurs interprétations discordantes qui ont été émises quant à l'évaluation de la charge ultime. On peut citer par exemple l'essai de pénétration standard (SPT) et celui d'essai de pénétration au cône (CPT). Chaque essai a sa propre définition de la charge ultime. Ceci peut rendre les interprétations des essais erronées si on ne prend pas en compte ces considérations.

La définition la plus utilisée est basée sur l'enfoncement de tête de pieu comme suit: si un pieu est chargé axialement par  $Q$ , et se déplace en tête de  $s$ , alors la charge ultime est définie comme la charge correspondant à  $s = 10\%$  du diamètre du pieu ( $b$ ). Ce critère est applicable pour tous types de pieux, c'est-à-dire les pieux subissant des grands déplacements, des petits déplacements, ainsi que ceux ne subissent pas des déplacements.

Autrement dit pour le calcul des pieux, il faut que le déplacement relatif  $\frac{s}{b} \leq 10\%$  pour que la charge ultime ne soit pas atteinte, et que l'on reste dans le domaine de serviceabilité.

À la rupture la charge ultime est équilibrée par la force en pointe  $Q_p$  et par la force de frottement  $Q_f$ . Il est important à noter que Reese et O'Neill (1988) prennent pour la charge ultime un déplacement relatif  $\frac{s}{b} \leq 5\%$ .

### 2.3 Capacité portante des pieux sous charge axiale

#### *Formules classiques*

La capacité totale du pieu dépend principalement des propriétés du sol (densité et résistance au cisaillement) et des caractéristiques des pieux. D'une façon générale, la capacité portante peut s'écrire (MCIF, 2006) :

Cas de la compression :

$$Q = Q_p + Q_f - W \quad (2.1)$$

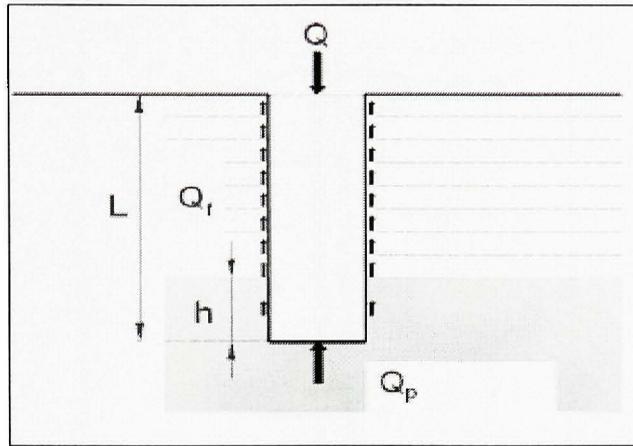
$$Q_p = A_p q_p \quad (2.2)$$

$$Q_f = \sum_{i=1}^n q_{fi} A_{fi} \quad (2.3)$$

Cas de l'arrachement :

$$Q = Q_f + W \quad (2.4)$$

où :  $Q$  = capacité portante de pieu;  $Q_p$  = résistance en pointe;  $Q_f$  = résistance par frottement latéral le long de fût;  $W$  = poids propre de pieu;  $q_p$  = résistance unitaire en pointe;  $q_{fi}$  = résistance unitaire de frottement;  $A_p$  = section de pointe;  $A_{fi}$  = aire latérale le long de pieu; et  $i$  représente la couche de sol.



**Figure 2.1 Pieu isolé soumis à une charge verticale.**  
(Tiré de Philipponnat et Hubert, 1998)

Avant de développer les équations (2.1) à (2.4), on va d'abord passer en revue les paramètres influençant la capacité portante. Parmi ces paramètres on s'intéresse en particulier à l'effet de battage, l'effet du temps après le battage et l'influence du diamètre.

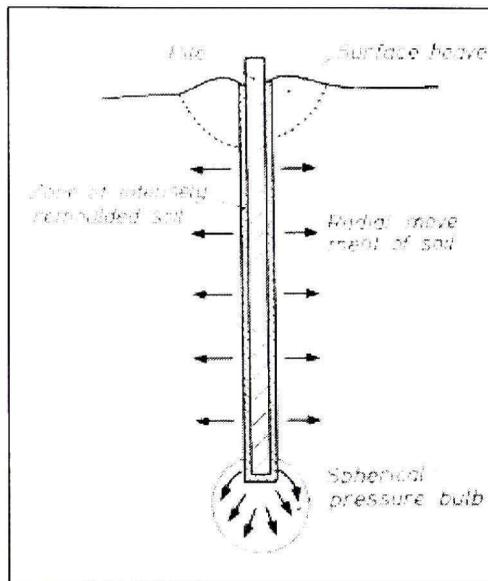
### 2.3.1 Effet de battage

Le sol est presque toujours remanié lors de l'installation des pieux. Le degré de ce remaniement dépend du type de sol et de sa densité, ainsi que du type de pieu et à la méthode de son installation.

#### *Sols cohérents*

Dans la littérature, les effets de battage de pieux dans l'argile peuvent être classés en quatre catégories (Seed et Reese, 1955; Teng, 1962; Tomlinson, 1987; Hannigan *et al.*, 1998) :

1. remaniement du sol autour de pieu;
2. changement de l'état des contraintes dans le sol au voisinage du pieu;
3. dissipation d'excès des pressions interstitielles développées autour du pieu;
4. changement de la résistance du sol à long terme.



**Figure 2.2 Déplacement du sol dû à l'installation du pieu selon Randolph (1983).**  
(Tiré de Kézdi et Rétháti, 1988)

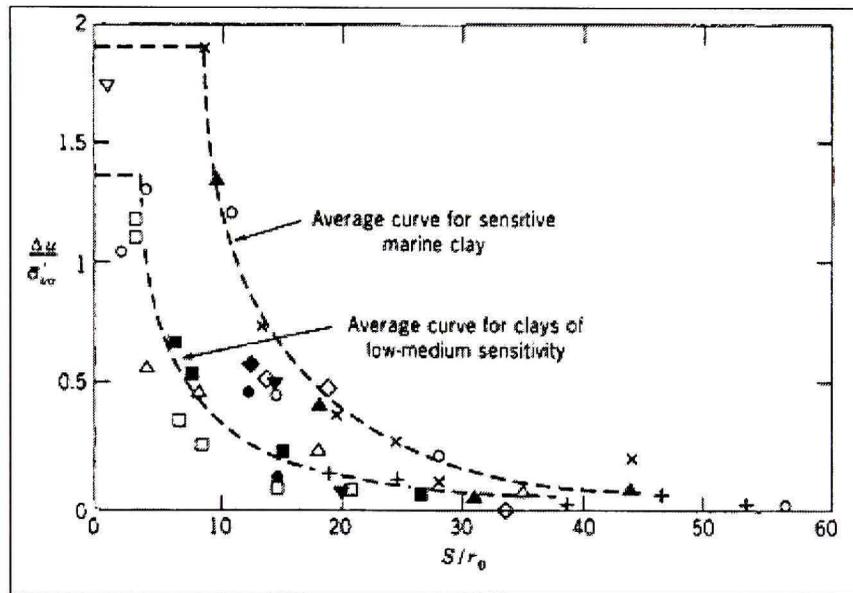
Le changement de la résistance et la déformation des propriétés du sol lors du battage des pieux ont un effet important sur la capacité portante et sur le tassement des pieux. Au moment du battage du pieu, initialement le volume du sol déplacé est égal au poids du pieu. Cooke et Price (1973) ont remarqué que le soulèvement de la surface survient pour une faible profondeur d'environ  $5b$  ( $b$  = diamètre de pieu). Pour des profondeurs importantes, le sol se déplace vers l'extérieur d'une manière prédominante dans la direction radiale (Figure 2.2). Cela a mené les chercheurs à représenter le battage de pieu par l'expansion non drainée d'une cavité cylindrique (Soderberg, 1962 ; Randolph *et al.*, 1979).

Des investigations sur l'influence de l'effet de battage ont conduit les chercheurs à élucider les points suivants :

- ✓ estimation de l'excès de la pression interstitielle et de la distance à laquelle elle va diminuer (ou être nulle);
- ✓ estimation de la zone remaniée du sol autour de pieu.

Des observations in situ montrent que l'excès de pression interstitielle ( $\Delta u$ ) à proximité du fût d'un pieu battu dans les argiles molles saturées peut être de l'ordre de  $5c_u$  à  $7c_u$  (Meyerhof, 1976).

D'autres chercheurs remarquent que  $\Delta u$  est presque nulle quand la distance radiale  $s > 15b$  pour les argiles sensibles et moyennement sensibles,  $s > 2b$  pour argiles normales et  $s > 4b$  pour argiles sensibles,  $\Delta u$  chute rapidement (Prakash et Sharma, 1990 ; Poulos et Davis, 1980) (voir figure 2.3, où  $r_0$  est le rayon du pieu= $b/2$ ).



**Figure 2.3. Résumé des mesures de l'excès de pression interstitielle.**  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

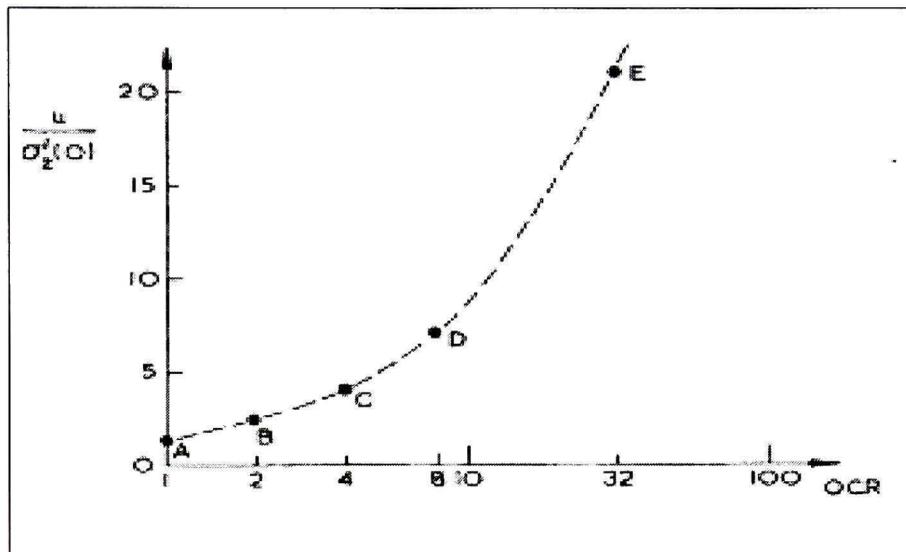
Randolph *et al.* (1979) ont estimé le  $\Delta u$  généré au voisinage d'un pieu battu à l'aide de la théorie d'expansion non drainée de cavité cylindrique sous les déformations planes, soit:

$$\Delta u = 4c_u(0) - \Delta p' \quad (2.5)$$

où :  $c_u(0)$  = la résistance initiale de cisaillement non drainée et  $\Delta p'$  = variation de la contrainte principale due au cisaillement du sol à l'état critique.

Pour les sols normalement consolidés  $\Delta p'$  est négative et sa valeur se situe entre  $1c_u(0)$  et  $1.5c_u(0)$ . Avec les rapports de OCR plus élevés ( $OCR > 2$ ),  $\Delta p'$  devient positive et par intuition  $\Delta u$  diminue.

La figure 2.4 montre l'excès de pression au voisinage du pieu à  $1.15 r_0$  en fonction de OCR lors du battage de pieu.



**Figure 2.4. Excès des pressions interstitielles au voisinage du pieu à  $1.15r_0$  en fonction de OCR.**  
(Tiré de Randolph et al. 1979)

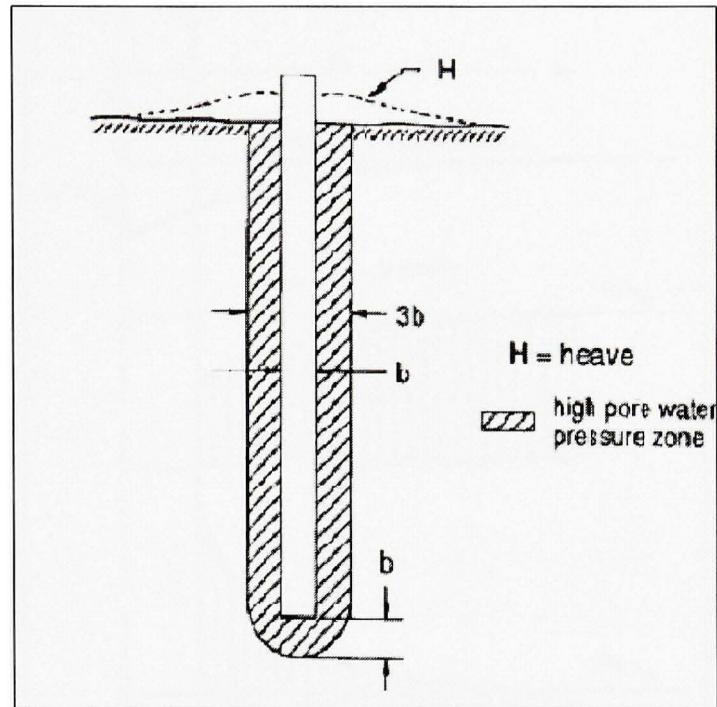
Broms (1966) a estimé la zone remaniée autour du pieu à environ un diamètre de pieu pour les argiles non consolidées ou molles (Figure 2.5). Meyerhof (1976) a obtenu des résultats similaires pour les argiles saturées.

Le modèle de la théorie d'expansion de cavité a permis à Randolph (1977) d'estimer la zone remaniée du sol autour du pieu à l'aide de la formule suivante :

$$r = 2.5 \times \Theta \times L \times (1-\nu) \quad (2.6)$$

$$\text{avec } \Theta = \frac{G_{L/2}}{G_L};$$

où :  $r$  = distance de la zone remaniée du sol;  $G_{L/2}$  = module de cisaillement à mi-longueur de pieu;  $G_L$  = module de cisaillement en pointe de pieu;  $L$  = longueur de pieu et  $\nu$  = coefficient de Poisson.



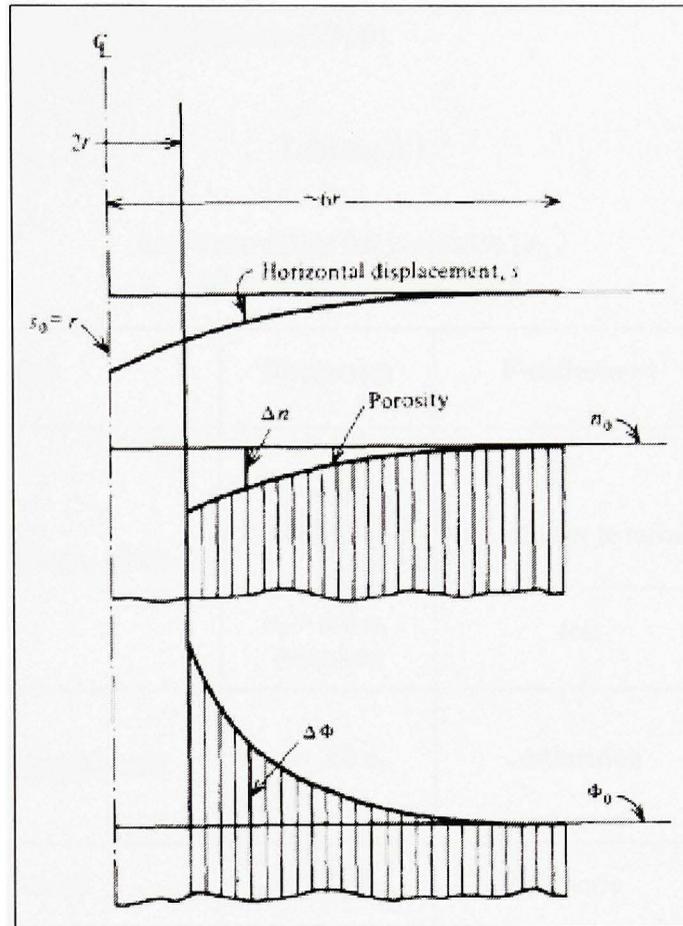
**Figure 2.5 Zone remaniée dans les sols cohérents lors de battage de pieux.**  
(Tiré de Hannigan et al., 1998)

### *Sols pulvérulents*

Généralement, les pieux sont installés dans le sable par battage. On peut remarquer les effets suivants lors de battage:

- ✓ densification du sol;
- ✓ augmentation de la valeur de la contrainte horizontale.

Durant l'installation de pieux dans un sable lâche ou moyennement dense, la densité relative  $D_R$  du sable augmente. Cette augmentation est due à la vibration et au déplacement radial du sol. Ceci résulte en un réarrangement des particules du sol. Ainsi, le vide entre les particules diminue, l'angle de frottement interne augmente (section 1.2.1.A) et la porosité diminue (voir figure 2.6).



**Figure 2.6 Effet de battage de pieu dans le sable.**  
(Tiré de Kézdi et Rétháti, 1988)

L'augmentation de la densité relative  $D_r$  engendre une augmentation de la capacité portante des pieux isolés et celle du groupe de pieux. Cette même densité du sol augmente la contrainte horizontale du sol  $\sigma_h$ . Le tableau 2.1 présente les valeurs des contraintes horizontales qui agissent sur les pieux battus dans le sable d'après Hirst (1970).

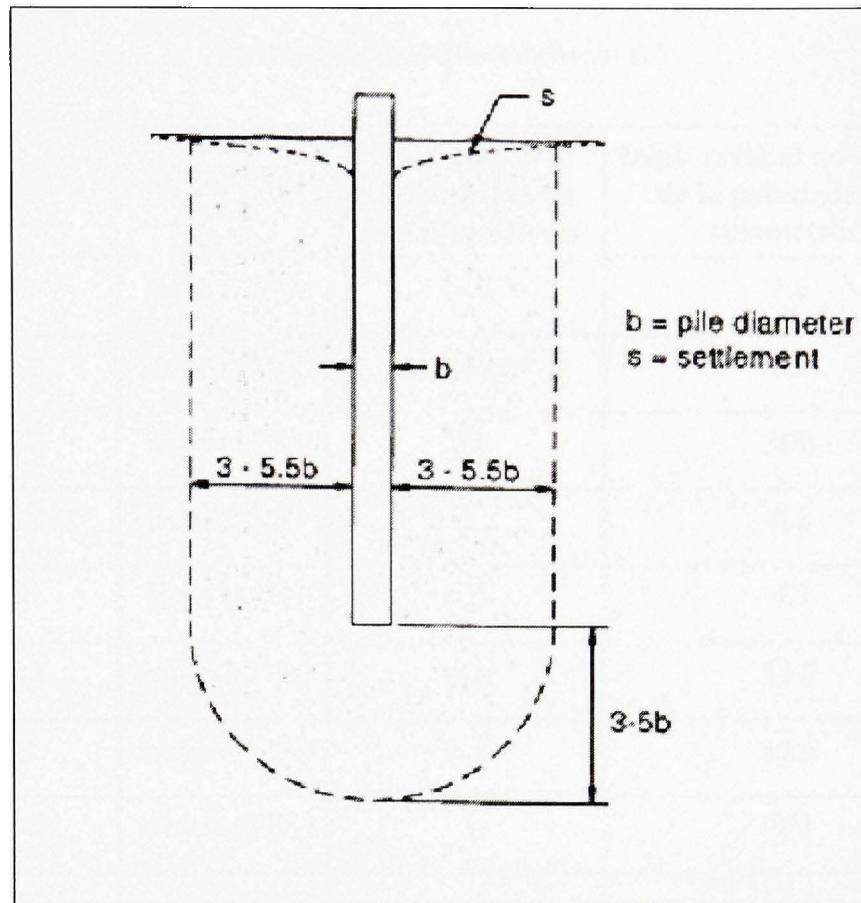
Kézdi (1958) estime le déplacement latéral de la zone densifiée à environ 6 fois le diamètre du pieu. Il trouve que la diminution de ce déplacement suit une fonction parabolique (voir figure 2.6).

La Figure 2.7 montre que la zone densifiée s'étend de  $3$  à  $5.5b$  de part et d'autre du fût et de  $3$  à  $5b$  de la pointe du pieu d'après Broms (1966).

Tableau 2.1

Les contraintes horizontales ( $\sigma_h$ )  
(Adapté de Hirst, 1970)

Sources	Formules	Fondement	Type du sol
(Mansur et Kaufman, 1958)	$\sigma_h = 0.3 \sigma_v$ (compression)	analyse sur le terrain	silt
	$\sigma_h = 0.6 \sigma_v$ (traction)	test	
(Lambe et Whitman, 1969)	$\sigma_h = 2.0 \sigma_v$	estimation	
(Kézdi, 1958)	$\sigma_h = k_p \sigma_v$	théorie	granulaire
(Brinch-Hansen et Lundgren, 1960)	$\sigma_h = \cos^2 \sigma_v$	théorie	sable
	$\sigma_h = 0.8 \sigma_v$	test	
(Henry, 1956)	$\sigma_h = k_p \sigma_v$ ( $k_p = 3$ )	théorie	sable
(Ireland, 1957)	$\sigma_h = k \sigma_v$ ( $k = 1.75$ à $3$ )	essai de tension	sable
(Meyerhof, 1951)	$\sigma_h = 0.5 \sigma_v$	analyse sur le terrain	sable lâche
	$\sigma_h = 1.0 \sigma_v$		sable dense



**Figure 2.7** Zone densifiée des sols pulvérulents lors de battage de pieux.  
(Tiré de Hannigan et al., 1998)

Une étude paramétrique a été menée par Robinsky et Morrison (1964) sur des modèles réduits de pieux fichés dans le sable dans le but de déterminer le déplacement du sable par l'intermédiaire d'un appareil radiographique. Les résultats de cette étude sont résumés dans le tableau (2.2).

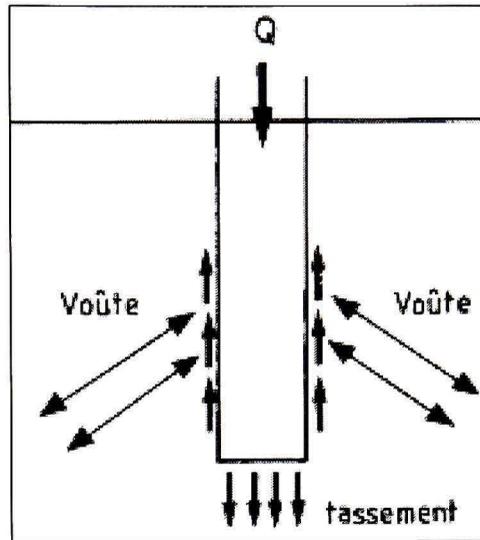
Tableau 2.2  
Enveloppes de déplacement du sol

<b>Pieu</b>	<b>Densité du sol</b>	<b>Dépl. latéral à partir du fût de pieu (diamètres)</b>	<b>Dépl. vertical au-dessous de la pointe de pieu (diamètres)</b>
TS <sup>1</sup>	lâche (17%)	3.3	7.5
SS-2	lâche (17%)	2.5 estimé	7.3
SR-1	lâche (17%)	3.3	9.1
SR-2 <sup>2</sup>	lâche (17%)	3	8.1
TR	lâche (17%)	3.5	9.3
SR-1	moyen (37%)	4.5	11.7
TS	moyen (37%)	3.5	11.5
SR-2	moyen (37%)	3	9.9
TR	moyen (37%)	4.5	12.5

Notes : (1) la première lettre signifiée Tapered (conique); la deuxième lettre (S) Smooth (lisse).

(2) (S) signifiée Straight pour le pieu (section uniforme); la lettre (R) Rough (rugueux); le chiffre 2 indique qu'il y a différent diamètre

Lorsque le pieu est battu dans le sable, le déplacement du sol crée, ce qu'on appelle l'effet de voûte (Figure 2.8). Cet effet a tendance à soulager le sol avoisinant du poids des terres et à affecter directement la distribution des contraintes normales, à travers la valeur de la contrainte de frottement latéral (Kézdi, 1975; Hanna et Tan, 1973; Philipponnat et Hubert, 1998).



**Figure 2.8 Effet de voûte.**  
(Tiré de Philipponnat et Hubert, 1998)

### 2.3.2 Effet du temps après l'installation

#### Sols cohérents

Lorsque les pieux sont battus dans les sols argileux, le remaniement du sol génère des pressions interstitielles ( $\Delta u$ ) plus élevées. Ces pressions ont tendance à réduire temporairement la résistance de cisaillement du sol ( $c_u$ ) et donc la capacité de pieu. Ces sols ayant une faible perméabilité, les pressions ( $\Delta u$ ) prennent énormément du temps pour se dissiper. Quand la reconsolidation se produit, la teneur en eau diminue. Le changement de la teneur en eau ( $w$ ) a un effet positif sur la résistance ( $c_u$ ) de l'argile (voir tableau 2.3).

Ce phénomène (changement de volume entre solide et eau) n'est pas clair. Une part de l'augmentation de ( $c_u$ ) est due au fait que l'argile a un comportement thixotrope.

Pour les argiles partiellement saturées, les données disponibles indiquent que lors du battage, il n'y aura pas d'excès de pressions ( $\Delta u$ ), par conséquent le gain de capacité du sol ne sera jamais atteint (Hannigan *et al.*, 1998; Reese *et al.*, 2006).

Tomlinson (1955) a noté qu'il y a une réduction de la résistance après installation de pieux dans les argiles raides. Cette observation a été confirmée par Woodward *et al.* (1961). En effet, ces chercheurs ont développé des coefficients à partir des essais sur le terrain pour tenir compte de la réduction de la résistance de cisaillement (Figure 2.9).

Cependant Chun *et al.* (1999) ont trouvé un gain de capacité de 99 % 7 jours après l'installation du pieu dans ces argiles (argiles raides). Ces résultats semblent être en discordance; ceci pourrait être dû au fait qu'il y a deux approches différentes qui ont été utilisées pour définir le gain en capacité. Fellenius *et al.* (2000) attribuent le gain à la résistance du sol, alors que Chow *et al.* (1998) l'attribuent au frottement latéral.

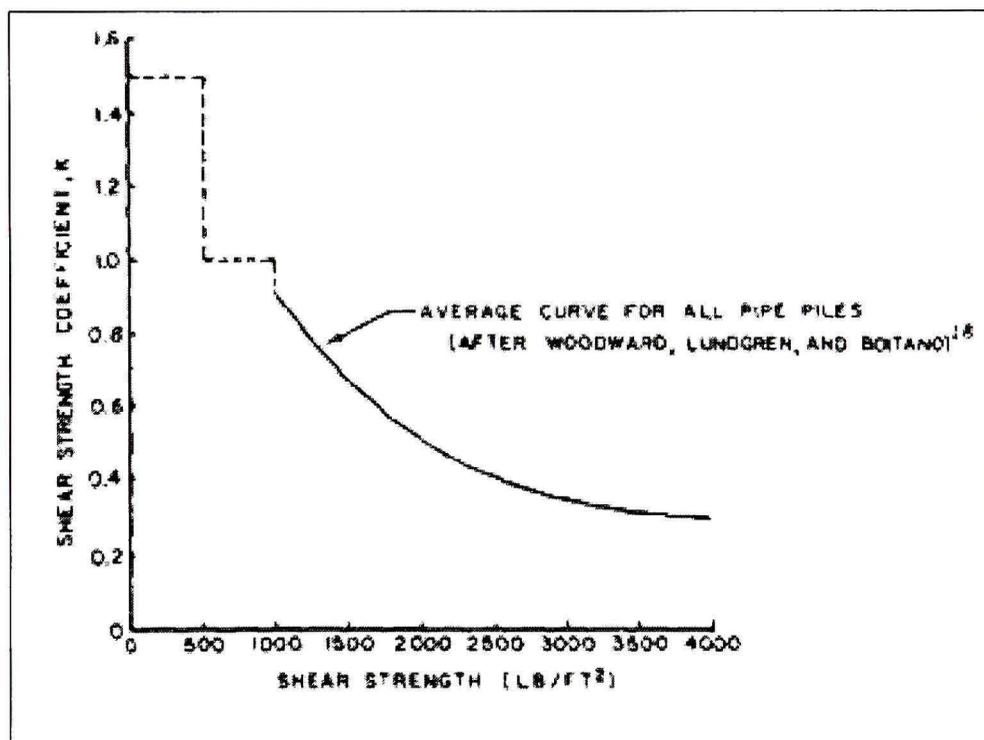


Figure 2.9 Coefficient de réduction de la résistance de cisaillement pour l'argile.  
(Tiré de Coyle et Reese, 1966)

Randolph *et al.* (1979) ont trouvé que la résistance de cisaillement non drainée après battage  $c_u(\infty)$  est égale à :

$$1.3 \leq \frac{c_u(\infty)}{c_u(0)} \leq 2 \quad (2.7)$$

où :  $M$  = la valeur de rapport des contraintes à l'état critique ( $M = \frac{6 \times \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$  et  $\varphi'$  est l'angle de frottement interne effectif du sol mesuré à l'aide de l'essai triaxial).

La valeur inférieure (*i.e.* 1.3) de rapport de l'éq. (2.7) pour les petites valeurs de  $M$  et la valeur supérieure pour les grandes valeurs de  $M$ . L'éq. (2.7) est valable quel que soit la consistance d'argiles.

Tableau 2.3

Mesure et prédiction de changements des ( $c_u$ ) et ( $w$ ) avec le temps après battage  
(Adapté de Seed et Reese, 1955)

Temps après battage	Résistance ( $c_u$ ) essai triaxial (kN/m <sup>2</sup> )			Teneur en eau ( $w$ ) (%)	
	Condition	in situ	analytique	in situ	analytique
0 (initialement)	pic	12	15.5	48.1	48.1
	remaniée	5.5	(5.5)		
1 jour	pic	16		43.6	42.9
	remaniée	-	11.1		
33 jours	pic	18		41.1	39.4
	remaniée		17.9		

Note : le pieu a un rayon de 76.2 mm, et les essais sont effectués à des profondeurs variant entre 2.75 et 7 m dans une argile organique silteuse. Le site se situe à San Francisco.

## Sols pulvérulents

La dissipation des pressions interstitielles ( $\Delta u$ ) se fait rapidement. Ng *et al.* (1988) et Chow *et al.* (1998) ont remarqué que ce n'est pas seulement la dissipation de  $\Delta u$  qui fait augmenter la capacité des pieux, mais également le changement de la contrainte horizontale. Ils ont supposé que lors de la pénétration des pieux, le sol se déplace et forme temporairement une voûte radiale autour du pieu, avec le temps, la contrainte horizontale effective augmente.

Jardine *et al.* (2006) ont obtenu des augmentations remarquables dans les capacités portantes de pieux dans les mois qui suivent l'installation. En effet, les résultats obtenus dans les sables de Dunkerque montrent une augmentation importante de la capacité sur 6 mois. Néanmoins, il y a des cas exceptionnels, où les chercheurs ont trouvé une réduction de la capacité portante avec le temps. Cette réduction est due au phénomène de la relaxation. Cette dernière se produit principalement par la dissipation des pressions interstitielles négatives, qui sont générées durant le battage de pieux.

Chow *et al.* (1998) ont montré que le phénomène de la relaxation peut se produire dans trois types de sol possibles: les sols dilatants (très dense) durant la pénétration (Das, 2004; Hannigan *et al.*, 1998), les sols sédimentaires faibles et les roches métamorphiques.

### 2.3.3 Influence du diamètre

#### Sols cohérents

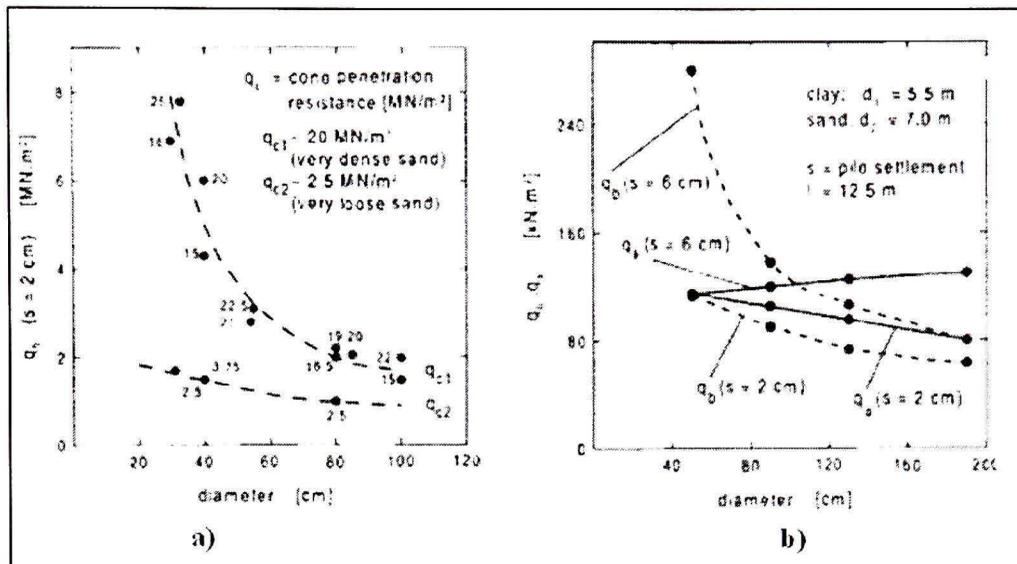
Pour évaluer la résistance en pointe de pieux fichés dans l'argile, le MCIF (1994, 2006) tient compte de l'influence du diamètre de la pointe du pieu, puisque la valeur du coefficient de la capacité portante ( $N_t$ ) est fonction du diamètre. Le coefficient ( $N_t$ ) croît quand le diamètre de pointe décroît (*i.e.*  $< 0.5$  m).

Les travaux de Kerisel et Adam (1969) sur des pieux réels ont été menés dans une argile consistante, puis dans un limon (silt) argileux. Les pieux ont été mis en place par fonçage; aussi le sol refoulé joue un rôle important dans la résistance de pointe. Les auteurs ont noté que la résistance de pointe diminue, quand le rayon moyen croit. Ce qui est en accord avec le MCIF (1994; 2006) quant à la résistance en pointe.

### **Sols pulvérulents**

Pour mieux comprendre l'influence du diamètre d'un pieu fiché dans les sables sur la capacité portante, des recherches ont été menées, incluant des essais de chargements et des simulations numériques par la Méthode des éléments finis (MEF). Des corrélations tirées de ces recherches entre la résistance de pointe et le diamètre sont présentées dans les figures 2.10a et b comme suit :

- ✓ la figure 2.10a indique l'essai de chargement sur des pieux forés pour un déplacement relatif du pieu de 2 cm, avec des résistances variables du sable (très lâche et très dense) exprimées à l'aide de la résistance au cône statique ( $q_c$ ). On remarque que la résistance en pointe dépend de moins en moins du diamètre avec la diminution de la résistance du sable ( $q_c$ ).
- ✓ la figure 2.10b montre les résultats numériques pour les déplacements relatifs de pieux de 2 cm et 6 cm. On remarque que la résistance de pointe dépend moins du décroissement de déplacements de pieux.



**Figure 2.10** *Corrélation entre la résistance en pointe et le diamètre de pieu à partir :*  
*a) des essais de chargement de pieu et b) les résultats de MEF.*  
*(Tiré de Kempfert et al., 2002)*

Meyerhof (1983) a trouvé que la résistance unitaire ultime de frottement d'un pieu dans un sable est pratiquement indépendante du diamètre quelque soit la densité du sable. Pour le calcul de la résistance unitaire de pointe, Meyerhof a introduit un facteur empirique de réduction. Ce facteur tient compte du diamètre (*i.e.* > 0.5 m) et de la résistance du sable (sable dense).

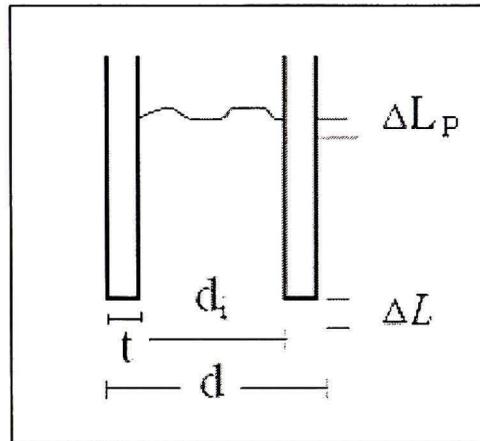
### 2.3.4 Considérations spéciales

Les pieux tubulaires en acier peuvent être battus avec leur base ouverte ou fermée. La différence entre ces deux types de pieux réside dans l'effet de l'installation. Un pieu à base ouverte cause moins de refoulement (déplacement) du sol comparativement à un pieu à base fermée ayant le même diamètre. De plus, le comportement d'un pieu à base ouverte est souvent lié au rapport de gain de remplissage (IFR) qui est défini comme suit :

$$IFR = \frac{\Delta L_p}{\Delta L} \times 100 \quad (2.8)$$

avec  $0 \leq IFR \leq 1$

où :  $\Delta L_p$  = Accroissement en longueur de bouchon de sol (Figure 2.11); et  $\Delta L$  = Accroissement unitaire en profondeur (Figure 2.11).



**Figure 2.11 Pieu ouvert.**

Quand le pieu est sous charge statique, et après que l'installation soit complète, sa capacité dépend du degré de bouchon de sol, en plus de la résistance mobilisée à l'anneau le long du fût de pieu. La capacité  $Q_p$  dans l'équation (2.1) devient alors égale à (Gavin et Lehane, 2003; Salgado, 2008) :

$$Q_p = Q_{plug} + Q_{ann} \quad (2.9)$$

avec  $Q_{plug}$  = capacité développée par le bouchon à l'intérieur de pieu tubulaire et  $Q_{ann}$  = capacité de pointe de pieu calculée en fonction de l'aire de l'anneau.

Si  $t$  est l'épaisseur de l'anneau, et  $d$  et  $d_i$  les diamètres extérieur et intérieur du pieu, alors la résistance de pointe unitaire est donnée par :

$$q_p = \frac{q_{plug} \times d_i^2 + 4 \times q_{ann} \times d \times t}{d^2} \quad (2.10)$$

Pour un enfoncement de pieu important la valeur  $q_{ann}$  a été trouvée presque égale à la valeur de la résistance de cône  $q_c$  obtenu par CPT. La résistance  $q_{plug}$  dépend du degré de la formation de bouchon de sol; elle est liée à la valeur de l' $IFR$  à la fin de battage.

Pour  $IFR = 1$  (100%) Lehane et Randolph (2002) ont recommandé de prendre les valeurs de pieux qui ne refoulent pas le sol pour estimer la résistance unitaire en pointe. Ces valeurs sont suggérées par Lee et Salgado (1999) et elles sont conservatrices. Pour un  $IFR < 1$  la résistance unitaire est entre la résistance en pointe des pieux qui déplacent le sol et celle des pieux qui ne déplacent pas le sol.

## 2.4 Méthodes de calcul des pieux isolés

Il y a plusieurs approches pour le calcul de la capacité portante des pieux :

- ✓ formules basées sur la mécanique des sols;
- ✓ formules basées sur les essais de pénétration;
- ✓ formules dynamiques.

### 2.4.1 Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide-plastique du sol

La méthode de calcul de la charge axiale d'un pieu reposant sur l'hypothèse du comportement rigide – plastique du sol considère une certaine zone du sol au voisinage du pieu en état de rupture. Dans cette théorie, les résistances unitaires (résistance de pointe limite ( $q_{pL}$ ), frottement latéral limite ( $q_{fL}$ )) ne dépendent que des paramètres de rupture du sol (section 1.2).

## A. Sables

### Résistance de pointe

L'expression générale de la capacité portante utilisée en fondation superficielle donnée par (Meyerhof, 1963; Brinch-Hansen, 1970; Vesic, 1973) peut être utile pour le calcul de la résistance unitaire limite en pointe pour les pieux. En effet, les termes de cohésion ( $c = 0$ ,  $N_c$ ) et de profondeur (diamètre  $\ll$  longueur de pieu) sont nuls ou négligés respectivement, et il reste seulement le terme de surcharge. L'équation devient alors :

$$q_{pL} = s_q d_q q_0 N_q \quad (2.11)$$

où :  $s_q$ ,  $d_q$  et  $N_q$  sont des coefficients de forme, de profondeur et de capacité portante respectivement, et  $q_0$  la contrainte effective en pointe de pieu. L'équation 2.11 est applicable uniquement pour les pieux verticaux sous charges axiales. En remplaçant le produit  $s_q d_q N_0$  par  $N_{qL}$  et  $q_0$  par  $\sigma'_v$ , l'équation (2.11) devient :

$$q_{pL} = \sigma'_v N_{qL} \quad (2.12)$$

Cette équation est applicable uniquement pour le calcul de la résistance unitaire limite de pointe. Des analyses ainsi que des essais montrent que la valeur de  $q_{pL}$  est presque égale à la résistance de pénétration au cône ( $q_c$ ). Si on utilise la définition de la charge ultime (section 1.2) l'équation (2.12) devient :

$$q_{p,ult} = \sigma'_v N_{q,ult} \quad (2.13)$$

où  $q_c (= q_{pL})$  peut être exprimé en terme de la densité relative ( $D_R$ ) et de la contrainte latérale effective ( $\sigma'_h$ ) (Tableaux 2.4 et 2.5). Si on désigne le rapport de  $\frac{q_{p,ult}}{q_{pL}}$  par  $c_p$ , il s'en suit :

$$q_{p,ult} = c_p \times q_{pL} \quad (2.14)$$

### Résistance le long du fût (frottement latéral)

La résistance unitaire limite le long du fût ( $q_{fl}$ ) est donnée par :

$$q_{fl} = K \sigma'_v \tan \delta \quad (2.15)$$

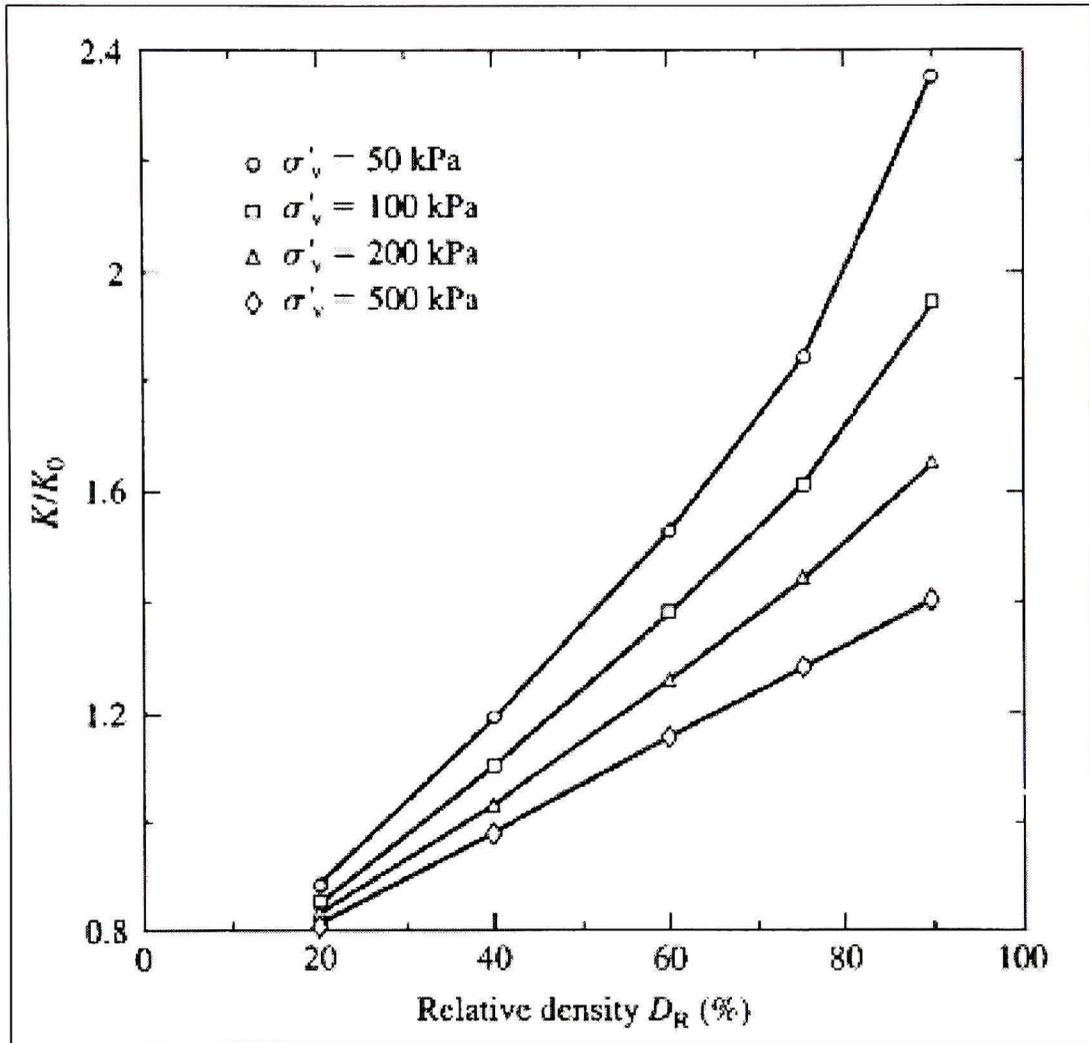
avec  $K$  = coefficient de la contrainte latérale des terres (en fonction de type de pieu, méthode de l'installation);  $\delta$  = angle de frottement de l'interface (sol-pieu);  $\sigma'_v$  = contrainte effective verticale.

La résistance unitaire limite de frottement  $q_{fl}$  est calculée aux déformations limites de cisaillement le long du pieu. Ces déformations sont suffisamment larges pour qu'elles puissent créer un certain volume du sol au voisinage du pieu qui peut atteindre l'état critique. Il est donc primordial de prendre la valeur de  $\delta$  égale à  $\varphi_c$  (à l'état critique). Il en est de même pour les pieux qui ne refoulent pas le sol à cause de leurs surfaces rugueuses (béton coulé en place) (Uesugi *et al.*, 1990).

La valeur de  $K$  est égale à  $K_0$  (en cas de contraction du sable) et  $K > K_0$  (dilatation du sable (*i.e.* sable dense à très dense)) (voir Éq.2.16). Salgado (2006a-b) a obtenu à l'aide d'une simulation numérique MEF des valeurs de  $K$ , pour les sables denses à très denses pour les pieux qui ne refoulent pas le sol et il a proposé le graphe montré à la figure 2.12.

$$\frac{K}{K_0} = 0.7 \exp \left\{ \left[ 0.0114 - 0.0022 \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_A} \right) \right] D_R \right\} \quad (2.16)$$

L'équation 2.16 donne approximativement les mêmes valeurs trouvées à partir du graphe de la figure 2.12.



**Figure 2.12** Valeurs de  $K$  pour les pieux qui ne refoulent pas le sol.  
(Tiré de Salgado, 2008)

Les tableaux 2.4 et 2.5 résument les méthodes de calcul pour les résistances unitaires de pointe et le long du fût pour les pieux battus et les pieux forés dans le sable, respectivement.

Tableau 2.4

Résumé des méthodes de calcul pour les résistances unitaires de pointe ( $q_{p,ult}$ ) et le long du fût ( $q_{fl}$ ) pour les pieux battus dans le sable  
(Adapté de Salgado, 2008)

$q_{fl}$	$q_{p,ult}$	Type de pieu	Source
Pas de recommandation	$q_{p,ult} = c_p \times q_{pL}$ $0.35 \leq c_p \leq 0.5$		Chow, 1997
$q_{fl} = K \sigma'_v \tan \delta$ $K = 0.02 N_{q,ult}$ $\delta = \varphi_c$ le calcul de $N_{q,ult}$ à la même profondeur où $q_{sL}$ est calculé	$q_{p,ult} = q_{p,10\%} = N_{q,ult} \times \sigma'_v$ $N_{q,ult} = 0.136 \exp(0.182 \varphi_p)$ $\phi_p = \varphi_c + [5 - 2(k-1)] I_R$ $I_R = I_D \left[ Q - \ln \left( \frac{100 \sigma'_{mp}}{P_A} \right) \right] - R_Q$ $\sigma'_{mp} = \frac{\sigma'_{1p} + \sigma'_{2} + \sigma'_{3}}{3} = \frac{(\sigma'_{1p} + k \sigma'_{3})}{k+1}$ $\sigma'_{mp} = \sqrt{q_{p,ult} \sigma'_v} = \sqrt{N_{q,ult} \times \sigma'_v}$ $k = 1$ déformation plane $k = 2$ compression triaxiale $R_Q = 1$ et $Q = 10$ (sable propre) $I_D = D_R / 100$ densité relative ente 0 et 1 $P_A = 100 kPa$ $\sigma'_{mp}$ = contrainte moyenne au pic de la résistance de cisaillement.	pieu refoulant totalement le sol. H-pieux (0.8K)	Fleming et al., 1992

Tableau 2.4 (suite)

$q_{fL}$	$q_{p,ult}$	Type de pieu	Source
$\frac{q_{fL}}{q_{pL}} = 0.02 \tan \delta [1.02 - 0.0051 D_R]$ $\frac{\delta}{\varphi_c} = \begin{cases} 0.85 \rightarrow \text{acier} \\ 0.95 \rightarrow \text{béton} \end{cases}$ <p>prendre <math>N_{q,ult}</math> à la même profondeur où <math>q_{sL}</math> est calculé</p>	$q_{p,ult} = [1.02 - 0.0051 D_R] \times q_{pL}$ $\frac{q_{pL}}{P_A} = 1.64 \exp[0.1041 \varphi_c + (0.0264 - 0.0002 \varphi_c) D_R] \left( \frac{\sigma'_h}{P_A} \right)^n$ <p>avec  <math>\Pi = 0.841 - 0.0047 D_R</math></p> $0 \leq D_R \leq 100\%$	pieu refoulant totalement le sol H-pieux (0.8K)	Randolph, 2003; Salgado <i>et al.</i> , 2004
$q_{fL} = [7.2 - 4.8 (PLR)] \times \beta_s (k_0 \sigma'_v \tan \delta)$ $\beta_f = \begin{cases} 1 \rightarrow 75\% < D_R \leq 100\% \\ 0.4 \rightarrow 40\% < D_R \leq 75\% \\ 0.22 \rightarrow 0\% < D_R \leq 40\% \end{cases}$ <p><math>0 &lt; PLR \leq 1</math> = indice de longueur de bouchon du sol  <math>PLR = 0</math> pieu à base fermée</p>	$q_{p,10\%} = [326 - 295 (IFR)] \times \beta_p \sigma'_h$ $\beta_p = \begin{cases} 1 \rightarrow 75\% < D_R \leq 100\% \\ 0.6 \rightarrow 40\% < D_R \leq 75\% \\ 0.25 \rightarrow 0\% < D_R \leq 40\% \end{cases}$ $0 < IFR \leq 1$	pieu à base ouverte	Paik et Salgado, 2003

Tableau 2.5

Résumé des méthodes de calcul pour les résistances unitaires de pointe ( $q_{p,ult}$ ) et le long du fût ( $q_{fL}$ ) pour les pieux forés dans le sable (Adapté de Salgado, 2008)

$q_{fL}$	$q_{p,ult}$	Source
$q_{fL} = K \sigma'_v \tan \delta$ $K = 0.7$ $\delta = \varphi_c$	pas de recommandation	Fleming <i>et al.</i> , 1992
$q_{fL} = K \sigma'_v \tan \delta$ $\frac{K}{K_0} = 0.7 \exp \Lambda$ <i>avec</i> $\Lambda = \left\{ \left[ 0.0114 - 0.0022 \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_A} \right) \right] D_R \right\}$ $\delta = \varphi_c$	$q_{p,10\%} = [0.23 \exp(-0.0066 D_R)] \times q_{pL}$ $\frac{q_{pL}}{P_A} = 1.64 \exp \left[ 0.1041 \varphi_c + (0.0264 - 0.0002 \varphi_c) D_R \right] \left( \frac{\sigma'_h}{P_A} \right)^\Pi$ <i>avec</i> $\Pi = 0.841 - 0.0047 D_R$	Salgado et Prezzi, 2006

## B. Argiles

### Résistance de pointe

L'équation générale de la capacité portante de fondation superficielle à court terme quand  $\varphi = 0$ , peut s'écrire (voir Bowles, 1996) :

$$q_{pL} = 5.14(s_{cu} \times d_{cu})c_u + q_0 \quad (2.17)$$

L'équation 2.17 est valable seulement quand le rapport profondeur par largeur est inférieur ou égal à 2.5.

L'équation 2.17 peut s'écrire en terme de la charge nette avec des valeurs maximales des coefficients de forme et de profondeur ( $s_{cu} = 1.2, d_{cu} = 1.5$ ) respectivement comme suit :

$$q_{pL}^{net} = 9.25c_u \quad (2.18)$$

Meyerhof (1951) a trouvé que le rapport ( $\frac{q_{pL}^{net}}{c_u}$ ) varie entre 9.3 et 9.7. Pour le calcul des pieux, on utilise la charge ultime (section 3.2). Hu et Randolph (2002) ont obtenu des valeurs moyennes entre 9.3 et 9.9 pour les fondations pre-installées. On peut donc prendre la moyenne des deux valeurs pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (*i.e.*  $\frac{q_{p,ult}^{net}}{c_u} = 9.6$ ), et pour les pieux refoulant le sol la valeur moyenne est comprise entre 10 et 12 (Salgado, 2008).

### Résistance le long du fût

Le rapport de la résistance ultime unitaire de pointe à ( $\frac{s}{b} \leq 10\%$ ) à la résistance limite unitaire du fût dans l'argile est dans l'intervalle (10-20), ce qui est presque négligeable par rapport au sable qui est dans l'intervalle (50-200). Cela veut dire que la résistance du fût dans l'argile est plus importante que dans le sable. Le calcul de la résistance du fût peut être effectué par deux approches, par les contraintes totales (méthode  $\alpha$ ) ou par les contraintes effectives (méthode  $\beta$ ). La résistance unitaire le long du fût à l'aide de la méthode ( $\alpha$ ) est :

$$q_{fL} = \alpha \times c_u \quad (2.19)$$

où :  $\alpha$  = coefficient d'adhérence.

Les détails de calcul sont présentés au tableau (2.6) pour les pieux forés et les pieux battus.

Tableau 2.6

Méthodes de calcul des résistances unitaires de pointe  
et le long du fût pour pieux forés et battus dans l'argile  
(Adapté de Salgado, 2008)

$q_{fL}$	$q_{p,ult}^{net}$	Type de pieu	Source
$q_{fL} = \alpha \times c_u$ $\alpha = 0.55$	$q_{p,5\%} = \begin{cases} 6.5c_u \Rightarrow c_u = 24kPa \\ 8c_u \Rightarrow c_u = 48kPa \\ 9c_u \Rightarrow c_u \geq 96kPa \end{cases}$ interpolation pour les autres valeurs de $c_u$	pieu foré	O'Neill et Reese, 1999
$q_{fL} = \alpha \times c_u$ $\alpha = 0.4 \left[ 1 - 0.12 \ln \left( \frac{c_u}{P_d} \right) \right] \Rightarrow 3 \leq OCR \leq 5$ $OCR < 3$ (conservative)	$q_{p,10\%} = 9.6c_u$	pieu foré	Hu et Randolph, 2002; Salgado, 2006a
$q_{fL} = \alpha \times c_u$ $\alpha = \begin{cases} \sqrt{\left( \frac{c_u}{\sigma_v} \right)_{NC}} \times \left( \frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0.5} \Rightarrow \frac{c_u}{\sigma_v} \leq 1 \\ \sqrt{\left( \frac{c_u}{\sigma_v} \right)_{NC}} \times \left( \frac{c_u}{\sigma_v} \right)^{-0.25} \Rightarrow \frac{c_u}{\sigma_v} > 1 \end{cases}$	$q_{p,10\%} = 10c_u$	pieu battu	API, 1993; Randolph et Murphy, 1985; Salgado, 2006a

#### 2.4.2 Détermination de la capacité portante à partir des essais CPT et SPT

Dans la pratique, lors de l'utilisation des essais de CPT et SPT, il est impératif de subdiviser le sol en plusieurs couches. Celles-ci doivent être du même type (du sable ou de l'argile). De plus, il est préférable d'avoir la même mesure de SPT ou CPT dans une même couche (*i*).

## Équations générales

Les équations basées sur CPT pour exprimer la résistance ultime unitaire de pointe ( $q_{p,ult}$ ) et la résistance limite unitaire le long du fût ( $q_{fl,i}$ ) ont la forme générale suivante :

$$q_{p,ult} = c_p \times q_{cp} \quad (2.20)$$

$$q_{fl,i} = c_{fi} \times q_{ci} \quad (2.21)$$

où :  $c_p$  et  $c_{fi}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu;

$q_{cp}$  = représente la résistance du cône en pointe du pieu;

$q_{ci}$  = représente la résistance du cône dans la couche ( $i$ ).

Pour les équations basées sur l'essai SPT,  $q_{p,ult}$  et  $q_{fl,i}$  s'écrivent comme suit :

$$\frac{q_{p,ult}}{P_A} = n_p \times N_p \quad (2.22)$$

$$\frac{q_{fl,i}}{P_A} = n_{fi} \times N_{fi} \quad (2.23)$$

où :  $P_A$  (voir tableau 2.4);  $n_p$  et  $n_{fi}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu, et  $N_p$  et  $N_{fi}$  représentent le nombre de coups autour de la pointe du pieu et dans la couche ( $i$ ).

Les tableaux 2.7 à 2.11 récapitulent les méthodes basées sur les deux essais.

Tableau 2.7

Valeurs de  $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$  (CPT) et  $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$  (SPT)  
 pour les pieux battus dans le sable  
 (Adapté de Salgado, 2008)

Valeur	Fondement sur	Source
$n_p = 4$	expérience; la charge ultime n'est pas clairement définie	Meyerhof, 1976 (d'après MCIF, 1994; 2006)
$0.35 \leq c_p \leq 0.5$	essais de chargement sur des pieux	Chow, 1997(d'après Salgado, 2008)
$c_p = 0.4$	confirmation des travaux de Chow, 1997	Randolph, 2003
$c_p = 0.52 - 0.4IFR$ pieu tubulaire à base ouverte uniquement	essai en chambre d'étalonnage; essai de chargement sur le terrain	Lee <i>et al.</i> , 2003

Tableau 2.8

Valeurs de  $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$  (CPT) et  $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$  (SPT)  
 pour les pieux forés dans le sable  
 (Adapté de Salgado, 2008)

Valeur	Fondement sur	Source
$n_p = 0.6$ $\frac{q_{p,ult}}{P_A} \leq 45$	expérience; la charge ultime correspond ( $\frac{s}{b} = 5\%$ )	Reese et O'Neill, 1988
$c_p = 0.2$	essais de chargement sur des pieux forés	Franke, 1989
$c_p = 0.23 \exp(-0.0066D_R)$	(MEF), vérifier par l'utilisation d'essai en chambre d'étalonnage	Salgado 2006a basé sur les travaux de (Lee et Salgado; 1999)
$c_p = 0.13 \pm 0.02$	essai en chambre d'étalonnage. pour la charge ultime correspond ( $\frac{s}{b} = 5\%$ ) => ( $c_p = 0.09 \pm 0.02$ )	Ghionna <i>et al.</i> , 1994

Tableau 2.9

Valeurs de  $n_f = \frac{q_{fl}}{P_A(N_f)_{60}}$  et  $c_f = \frac{q_{fl}}{q_c}$  pour les pieux dans le sable  
(Adapté de Salgado, 2008)

Valeur	Fondement sur	Source
$c_f = 0.8 - 1.8\%$ pieux tubulaires, pieux en béton précontraint	essais en vraie échelle $q_{fl} \leq 120kPa$	Schemertmann, 1978 (d'après Eslami et Fellenius, 1997)
$c_f = 0.7 - 1.7\%$ ; pieux en béton $c_f = 0.5 - 0.8\%$ ; pieux en acier	expérience. $15 \leq q_{fl} \leq 120kPa$	(Bustamante et Gianceselli, 1981, 1983; MCIF, 1994; 2006)
$c_f = \begin{cases} 0.15 - 0.3\% \Rightarrow IFR \leq 0.6 \\ 0.15 - 0.4\% \Rightarrow 0.6 < IFR \leq 1 \end{cases}$	essai en chambre d'étalonnage; pieu à base ouverte	Lee <i>et al.</i> , 2003
$c_f = \begin{cases} 0.4 - 0.6\% \Rightarrow D_R \leq 50\% \\ 0.4 - 0.7\% \Rightarrow 50\% \leq D_R \leq 70\% \\ 0.4 - 0.9\% \Rightarrow 50\% \leq D_R \leq 90\% \end{cases}$	essai en chambre d'étalonnage ; pieu à base fermée	Lee <i>et al.</i> , 2003
$c_f = \frac{q_{fl}}{q_c - u} = 0.4 - 1.0\%$ pieu en acier et pieu en béton	essai de chargement. Correction sur la valeur de $q_c$	(Eslami et Fellenius, 1997)
$n_f = \begin{cases} 2.0\% \Rightarrow \text{pieux forés} \\ 1.0\% \Rightarrow \text{pieux en H} \end{cases}$	expérience	Meyerhof, 1976 (d'après MCIF, 1994; 2006)

Tableau 2.10

Valeurs de  $n_f = \frac{q_{fl}}{P_A(N_f)_{60}}$  et  $c_f = \frac{q_{fl}}{q_c}$  pour les pieux dans l'argile et le silt  
(Adapté de Salgado, 2008)

Valeur	Fondement sur	Source
$c_f = \begin{cases} 0.8\% \Rightarrow \text{argile sableuse avec silt} \\ 1.1\% \Rightarrow \text{argile silteuse} \\ 1.7\% \Rightarrow \text{argile} \\ 0.86\% \Rightarrow \text{argile silteuse avec sable} \\ 0.69\% \Rightarrow \text{argile sableuse} \end{cases}$ Pour pieux battus et pieux forés ( $0.5 \times c_f$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, 1975 Aoki <i>et al.</i> , 1978
$c_f = \frac{q_{fl}}{q_c - u} = \begin{cases} 5.0\% \Rightarrow \text{argile} \\ 8.0\% \Rightarrow \text{argile sensible} \\ 2.5\% \Rightarrow \text{argile/silt(mélange)} \\ 1.5\% \Rightarrow \text{sable/silt(mélange)} \\ 2.5\% \Rightarrow \text{argile raide} \end{cases}$ pieux en acier et pieux en béton	essai de chargement. correction sur la valeur de $q_c$	Eslami et Fellenius, 1997
$n_f = \begin{cases} 2\% \Rightarrow \text{argile sableuse avec silt} \\ 2.1\% \Rightarrow \text{argile silteuse} \\ 2.9\% \Rightarrow \text{argile} \\ 2.4\% \Rightarrow \text{argile silteuse avec sable} \\ 2\% \Rightarrow \text{argile sableuse} \end{cases}$ Pour pieux battus et pieux forés ( $0.5 \times n_f$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, 1975 Aoki <i>et al.</i> , 1978
$c_f = 1.1 - 1.7\%$ ; pieux en béton $c_f = 0.8 - 3.3\%$ ; pieux en acier	expérience. $15 \leq q_{fl} \leq 120 \text{ kPa}$	Bustamante et Gianceselli, 1981, 1983

Tableau 2.11

Valeurs de  $c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}}$  (CPT) et  $n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A(N_p)_{60}}$  (SPT)  
 pour les pieux forés dans le silt  
 (Adapté de Salgado, 2008)

Valeur	Fondement sur	Source
$n_p = 2.7$	expérience	Meyerhof, 1976
$n_p = \begin{cases} 1.9 \Rightarrow \text{silt} \\ 2.6 \Rightarrow \text{silt sablonneux} \\ 2.1 \Rightarrow \text{silt sablonneux avec argile} \\ 1.2 \Rightarrow \text{silt argileux avec sable} \\ 1.1 \Rightarrow \text{silt argileux} \end{cases}$ Pour pieu battu et pieu foré ( $0.5 \times n_p$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, 1975 Aoki <i>et al.</i> , 1978

### 2.4.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des méthodes dynamiques

Les méthodes utilisées pour la détermination de la capacité portante des pieux isolés sur la base de la résistance dynamique sont celles ayant recours aux formules de battage et à l'analyse à l'aide de la théorie de la propagation des ondes. La capacité estimée à partir de la dernière approche est plus rationnelle que l'estimation donnée par les formules de battage (Prakash et Sharma, 1990).

### Formules de battage

À l'aide d'un mouton et d'une sonnette, le pieu s'enfonce dans le sol. Sous le coup de la masse de marteau  $W_m$ , tombant d'une hauteur  $H$ , le pieu s'enfonce d'une distance  $s$ . À l'aide du principe de la conservation d'énergie, l'énergie transmise par la chute du marteau est égale à l'énergie nécessaire pour enfoncer le pieu d'un déplacement  $s$ ; cette quantité est appelée refus.

$$W_m H = Q_{dyn} s \quad (2.24)$$

où :  $Q_{dyn}$  = résistance dynamique du sol.

Pour tenir compte de la perte d'énergie l'équation 2.24 devient :

$$W_m H = Q_{dyn} s + \Delta E \quad (2.25)$$

où :  $\Delta E$  = perte d'énergie.

Le tableau suivant peut être utilisé comme un guide pour l'estimation préliminaire de la capacité admissible des pieux ( $Q_{adm}$ ).

Tableau 2.12

Formules de base (Design Manual DM 7.2, 1982)  
(Tiré de Prakash et Sharma, 1990)

mouton à chute libre	mouton à simple effet	mouton à double effet
	$(Q)^{1,3}_{adm} = \frac{2WH}{s + 0.1}$	$(Q)^1_{adm} = \frac{2E}{s + 0.1}$
$(Q)^3_{adm} = \frac{2WH}{s + 1}$		
	$(Q)^{2,3}_{adm} = \frac{2WH}{s + 0.1 \frac{W_D}{W}}$ $W_D = \text{poids (éléments de battage incluant le pieu)}$	$(Q)^2_{adm} = \frac{2E}{s + 0.1 \frac{W_D}{W}}$

Notes : (1) utilisée quand le poids  $W_D$  est petit par rapport au poids du marteau  $W$   
 (2) utilisée quand  $W_D > W$   
 (3) ces formules sont connues sous le nom « the engineering new »

Il est à noter que ces formules ne sont pas valables pour un terrain argileux car le sol est remanié autour du pieu et sa capacité est assez faible. De plus, ces formules ne sont pas applicables quand le pieu rencontre un socle rocheux ou un terrain très dense. Par contre elles donnent de bons résultats dans le cas des sols pulvérulents (sable et gravier) relativement perméables. Avec le temps, ces formules de battage sont presque inutilisables puisqu'elles ne fournissent aucune information sur les contraintes dans les pieux et aussi pour les raisons citées plus haut.

### Équations de la propagation des ondes

L'analyse par l'équation d'onde aide à choisir le système de battage et le critère de refus, et prédit les contraintes de battage et la capacité portante. Dans cette analyse le pieu est assimilé à une série de poids et de ressorts. Cette méthode a été mise en pratique pour la première fois par Glanville *et al.* (1938). Smith (1960) a proposé le modèle représenté par la figure 2.13.

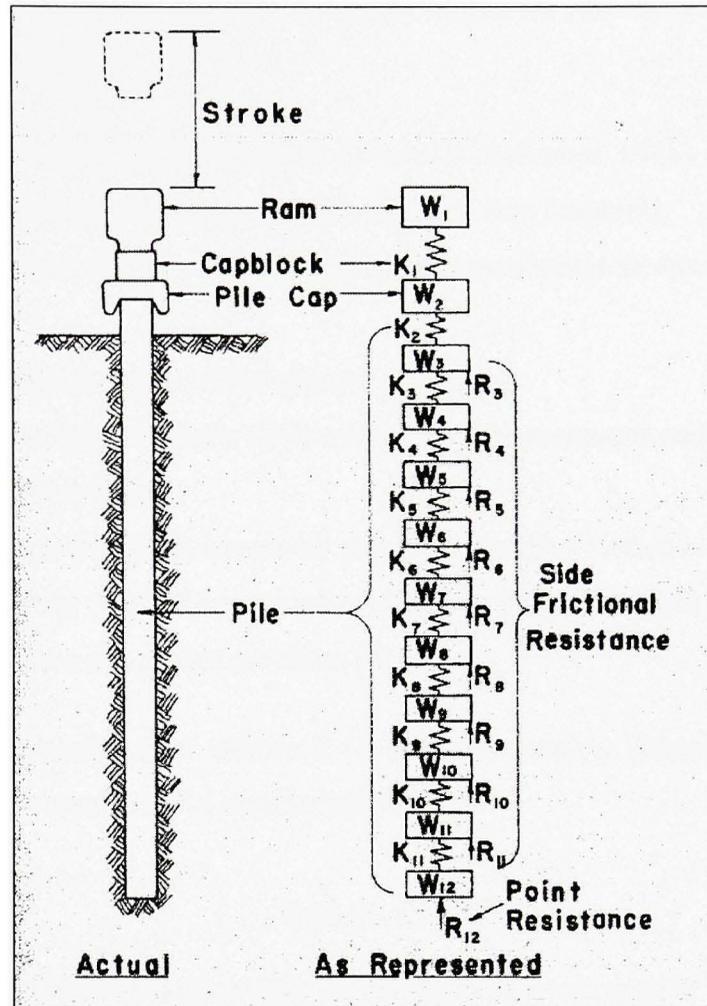


Figure 2.13 *Modèle de Smith.*  
(Tiré de Smith, 1960)

L'analyse par l'équation d'onde est l'étude de la transmission, le long d'un pieu, de l'onde de contrainte causée par l'impact du mouton sur la tête du pieu. Cette méthode requiert l'utilisation de logiciels tels que GRLWEAP (Pile Dynamics, Inc., 2005) et donne de bons résultats que ceux obtenus par l'emploi des formules de battage.

## 2.5 Frottement négatif

Quand certaines couches de terrain entourant le pieu tassent elles-mêmes plus que le pieu, on est alors en présence d'un phénomène appelé « frottement négatif ».

Ce frottement négatif (FN) a tendance à charger le pieu et peut même augmenter l'effort transmis à la pointe du pieu.

Les différents cas où on rencontre le plus le FN sont (Combarieu, 1985) :

- ✓ Sols compressibles surchargés par des remblais (cas fréquent);
- ✓ Pieux traversant des sols sous-consolidés qui continuent de tasser sous leur propre poids;
- ✓ Rabattement de la nappe phréatique par pompage;
- ✓ Sols lâches de type lœssique, après saturation des tassements sont engendrés par leur propre poids (cas rare);
- ✓ Lors du battage de pieu à travers les sols compressibles. Selon la sensibilité des sols, un remaniement suivi d'une reconsolidation progressive après battage, résulte en tassements, donc des efforts parasites (FN).

Si les conditions énumérées au tableau 2.13 sont rencontrées, Briaud et Tucker (1993) préconisent de tenir compte du FN dans le calcul.

Tableau 2.13

Conditions pour tenir compte du frottement négatif  
(Adapté de Hannigan *et al.*, 1998)

<b>Conditions où il faut tenir compte de FN</b>	
1	Tassement total de la surface de terrain >10mm
2	Tassement de la surface de terrain après installation de pieu >1mm
3	Hauteur de remblai sur la surface de terrain >2m
4	Épaisseur de la couche molle compressible >10m
5	Nappe phréatique > 4m
6	Longueur de pieux > 25m

L'intensité du FN, après battage, est liée à l'épaisseur de la zone remaniée autour du pieu et de la sensibilité de l'argile. L'épaisseur de cette zone est égale au rayon du pieu, selon certaines expériences. D'autres chercheurs ont observé qu'elle n'excède pas 2.5% du diamètre du pieu.

L'expérience montre que l'effet de frottement négatif n'apparaît pas immédiatement. En effet, le FN augmente avec le temps. À la fin de la consolidation primaire, le FN atteint son intensité maximale dans les sols compressibles (Johannessen et Bjerrum, 1965).

### 2.5.1 Calcul de frottement négatif

Les méthodes de calcul du FN sont classées en deux catégories (Combarieu, 1985) :

a) Méthodes élastiques et b) Méthodes élastoplastiques.

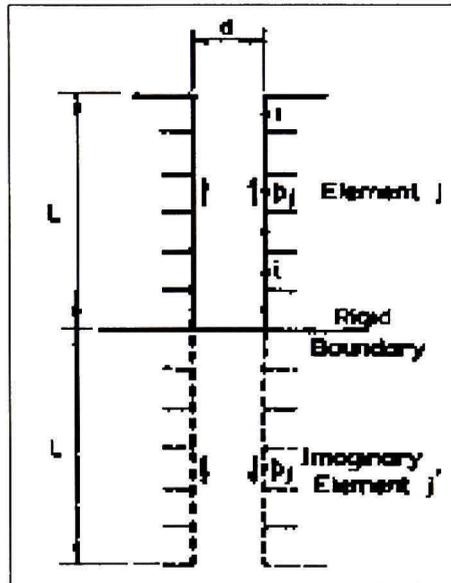
#### A. Méthodes élastiques

Les méthodes élastiques considèrent le sol comme élastique linéaire. Verruijt (1969) a introduit la possibilité de glissement relatif entre le sol et le pieu comme hypothèse d'adhérence parfaite. Marsal et Mazari (1969) et Hon *et al.* (1976) ont introduit la compression à la fois de la pointe et du pieu lui-même. Leur étude montre l'importance du tassement en pointe du pieu sur la position du point neutre (*i.e.* déplacement relatif sol-pieu est égale à zéro) et l'intensité du FN. Desai *et al.* (1978) introduisent l'influence du coefficient de Poisson, qui a un effet non négligeable sur les résultats. Ces derniers utilisèrent des modèles par élément finis.

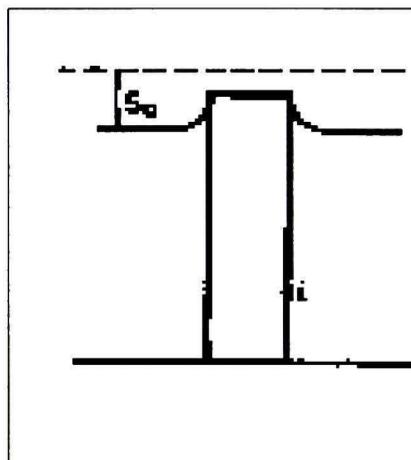
Poulos et Mattes (1969) ont obtenu une expression théorique (Éq. 2.26) pour un pieu compressible installé dans une argile consolidée. La pointe de pieu est supposée être rigide et le sol aux alentours homogène et isotrope (Figure 2.14).

$$Q_n = I_N \times E \times S_o \times L \quad (2.26)$$

où :  $Q_n$  = charge totale négative;  $I_N$  = facteur d'influence lié au frottement;  $E$  = module de Young du sol;  $S_o$  = tassement de la surface du sol (Figure 2.15) et  $L$  = longueur de pieu.



**Figure 2.14** *Pointe de pieu rigide.*  
(Tiré de Poulos et Mattes, 1969)



**Figure 2.15** *Tassement de la surface du sol.*  
(Tiré de Poulos et Mattes, 1969)

Les auteurs ont examiné les effets de plusieurs facteurs, présentés au Tableau 2.14.

Tableau 2.14

Facteurs d'influence  
sur le frottement négatif en pointe  
(Adapté de Poulos et Mattes, 1969)

Facteurs	$Q_n$
le rapport entre la longueur par diamètre ( $L/d$ ) augmente	diminue
la Rigidité de pieu $K$ (diminue)	diminue
la distribution uniforme de l'adhésion du sol le long de pieu ( $c_a$ )	augmente
la distribution triangulaire d'adhésion du sol le long de pieu ( $c_a$ )	diminue

## B. Méthodes élastoplastiques

Les méthodes élastoplastiques reposent sur le choix du modèle de loi de comportement liant le déplacement relatif au cisaillement qui atteint sa valeur maximale ( $q_n$ ) (voir figure 2.16), où  $q_n$  est le frottement négatif unitaire.

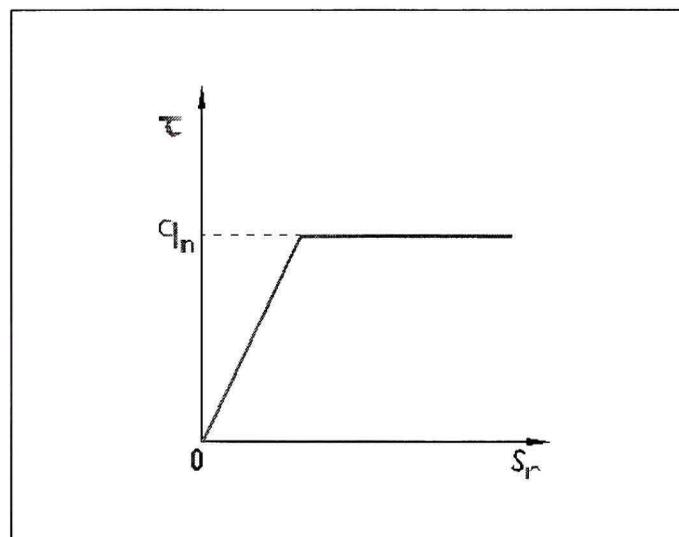


Figure 2.16 *Loi de comportement liant le déplacement relatif au cisaillement.*  
(Adapté de Combarieu, 1984)

### Calcul de FN par l'approche des contraintes totales

Le calcul de  $(q_n)$  par l'approche des contraintes totales (section 1.4.4) pour les sols cohérents est donné par l'équation 2.19 :

$$q_n = \alpha \times c_u \quad (2.19 \text{ a})$$

Les valeurs de  $\alpha$  sont résumées au tableau 2.15.

Tableau 2.15

Valeurs de  $\alpha$

$\alpha$	Type de pieu	référence
1	battus en bois	(Broms, 1966)
0.8	battus en béton	
0.5	battus en acier	
0.85	battus courts	(Tomlinson, 1970)
0.65	battus longs	
0.6	vérinés courts	
0.5	vérinés longs	
$0.3 \leq \alpha \leq 1.5$		(Burland et Cooke, 1974)
$0.5 \leq \alpha \leq 1$		(MCIF, 1994)

### Calcul de FN par l'approche des contraintes effectives

Le calcul de  $q_n$  par l'approche des contraintes effectives (section 1.4.4) pour les sols cohérents et les sols pulvérulents est donné par la relation suivante :

$$q_n = \beta \sigma_v' + c' \quad (2.27)$$

où :  $\beta$  = coefficient combiné de résistance le long de fût.

Le coefficient  $\beta$  dépend de type du sol, du matériau et de la méthode d'installation du pieu.

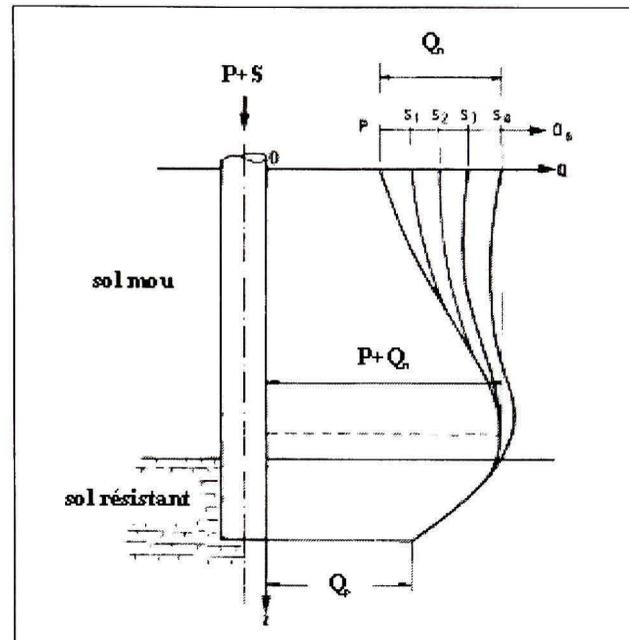
Les valeurs de  $\beta$  sont données dans le tableau 2.16.

Tableau 2.16

Valeurs de  $\beta$

$\beta$	Type de sol	référence
0.4	remblais rocheux	(Broms, 1976)
0.35	sable et gravier	
0.30	silt et argile (N .C) avec ( $I_p < 50$ )	
0.20	argile (N .C) avec ( $I_p > 50$ )	
0.20-0.25	argile	(Garlanger, 1974)
0.25-0.35	silt	
0.35-0.50	sable	

Donc le phénomène FN est complexe et dépend de plusieurs paramètres tels que le tassement du sol compressible, le raccourcissement du pieu, le comportement du sol et du pieu sous les charges et surcharges. La figure 2.17 illustre un exemple sous une surcharge (S) appliquée de courte durée. La surcharge ne se cumule pas avec les charges permanentes ( $P, Q_n$ ). Mais, (S) provoque des déformations élastiques du pieu, qui conduisent à réduire temporairement le frottement négatif.

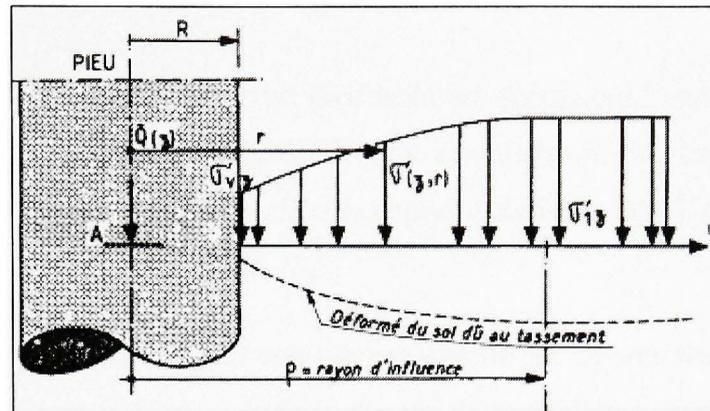


**Figure 2.17 Déformations élastiques dues à la charge (S) conduisent à réduire le FN.**  
(Tiré de Combarieu, 1985)

La capacité structurale est contrôlée au plan neutre par la charge permanente et la charge due au frottement négatif (pas de surcharge ou charge vive). Par contre, pour la capacité géotechnique, il faut vérifier la sécurité vis-à-vis du poinçonnement du pieu par la somme de la charge permanente (charge en pointe) et de la charge vive (frottement positif). Fellenius (1984a) recommande un facteur de sécurité  $FS = 3$ .

### 2.5.2 Effet d'accrochage

On peut définir l'effet d'accrochage comme l'interaction ou contact sol-pieu. La méthode décrite par l'approche des contraintes effectives conduit souvent à une surestimation du frottement négatif quand l'effet d'accrochage est négligé. Au voisinage du fût du pieu la contrainte  $\sigma_v'$  est réduite à cause de la transmission d'une partie du poids des terres dans le pieu par le frottement négatif (Figure 2.18).



**Figure 2.18 Effet d'accrochage.**  
(Tiré de Philipponnat et Hubert, 1998)

Dans la figure 2.18:  $\rho$  = la distance où l'effet d'accrochage est nul ;  $\sigma_v'(z)$  = la contrainte verticale à une distance  $\rho$  n'est pas réduite ;  $\sigma_v'(z, r)$  = la contrainte verticale réduite quand  $R < r < \rho$  et  $\sigma_v'(z) =$  la contrainte verticale réduite quand  $r = R$ .

### 2.5.3 Quelques méthodes pour la réduction de FN

- Préchargement  
Dans le cas de remblais, laisser la consolidation s'effectuer partiellement, avant de construire les fondations.
- Réduction de section-utilisation de bentonite  
Dans le cas de pieux installés en place, prévoir un espace entre le sol et le pieu afin de le combler par un sable fin, ou de la bentonite.
- Enduits de bitume  
La mise en place de bitume sur le fût des pieux. Cette technique n'est pas efficace pour les sols granulaires. Ces sols ont tendance à endommager l'enduit.
- Matériaux légers  
À la place de remblais routiers traditionnels, on met en place des matériaux légers (polystyrène expansé, vieux pneus).

## 2.6 Résistance à l'arrachement

La capacité ultime à l'arrachement d'un pieu isolé est décrite par l'équation 2.4. Le calcul de la capacité à l'arrachement s'apparente à celui à la compression sauf qu'on ne tient pas compte de la résistance en pointe. En effet, la capacité réelle de fût à l'arrachement est plus petite que la capacité à la compression.

De Nicola (1996) a étudié le rapport entre la capacité du fût en arrachement  $Q_{arr}$  et celle en compression  $Q_{com}$  et a montré que ce rapport dépend du paramètre de compressibilité du pieu  $\eta$  : ce dernier diminue lorsque la compressibilité augmente selon la relation suivante :

$$\psi = \frac{Q_{arr}}{Q_{com}} \approx \left[ 1 - 0.2 \log_{10} \left( \frac{100}{L/b} \right) \right] [1 - 8\eta + 25\eta^2] \quad (2.28)$$

où :  $\eta = \nu_{pile} (\tan \delta) \left( \frac{L}{b} \right) \left( \frac{G_{soil\ avg}}{E_{pile}} \right)$ ,  $\nu_{pile}$  = coefficient de Poisson du pieu,  $\delta$  = angle de frottement de l'interface,  $L$  = longueur du pieu,  $b$  = diamètre du pieu,  $G_{soil\ avg}$  = module de cisaillement du sol et  $E_{pile}$  = module d'Young du pieu.

Cette étude a été réalisée par essai sur modèle centrifugé; le pieu est battu dans le sable.

O'Neill et Reese (1999) et O'Neill (2001) ont trouvé que le rapport ( $\Psi = \frac{Q_{arr}}{Q_{com}}$ ) de

l'équation (2.28) est comme suit:  $74\% \leq \Psi \leq 85\%$  pour  $5 \leq \frac{L}{b} \leq 20$ .

Quand les pieux sont conçus pour résister uniquement aux forces d'arrachement, on utilise généralement des pieux à base élargie, des pieux expansés et des pieux vissés (MCIF, 1994; Philipponat et Hubert, 2000).

## 2.7 Tassement d'un pieu isolé

Contrairement aux fondations superficielles, les tassements dans les fondations profondes sont causés par le tassement en pointe et le tassement le long du fût. Moretto (1971) a estimé le mouvement relative entre le sol et le pieu pour que la résistance le long du fût atteint la rupture à environ 0.5 pouces (12.5 mm), et environ 5 à 10 mm (MCIF, 1994). Par contre, la résistance en pointe est mobilisée pour 5 à 10% du diamètre du pieu (MCIF, 1994).

Par conséquent, la réponse réelle charge-déplacement d'un pieu isolé est en fonction non seulement des deux résistances citées plus haut, mais aussi en fonction des conditions de sols et des méthodes d'installation. Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées. Nous présentons quelques-unes d'entre elles plus bas :

### 2.7.1 Méthode basée sur la théorie d'élasticité

Poulos et Davis (1980) ont développé des relations pour l'estimation des tassements instantanés pour les pieux isolés flottants ou porteurs en pointe :

#### a. Pieux flottants

$$s = \frac{Q}{E_s b} I \quad (2.29)$$

$$I = I_0 R_K R_h R_v$$

#### b. Pieux porteurs en pointe

$$s = \frac{Q}{E_s b} I \quad (2.30)$$

$$I = I_0 R_K R_b R_v$$

où :  $s$  = tassement du pieu (m);  $Q$  = chargement axial (kN);  $E_s$  = module du sol (kPa);  
 $E_p$  = module de pieu (kPa);  $I_0$  = coefficient d'influence pour le tassement (Figure 2.21);

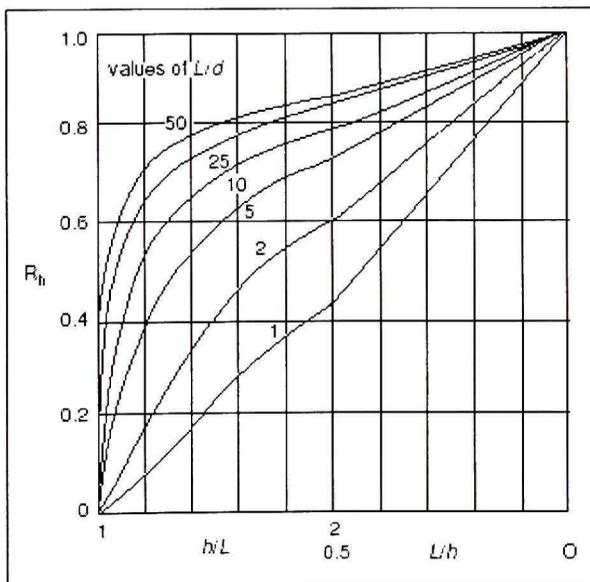
$R_K$  = coefficient de correction de compressibilité de pieu (Figure 2. 22);  $R_h$  = coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte (Figure 2.19);  $R_v$  = coefficient de correction pour le coefficient de Poisson (Figure 2.20);

$R_b$  = coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide (Figure 2.23);  $h$  = profondeur de la couche du sol;  $K$  = rapport de compressibilité =

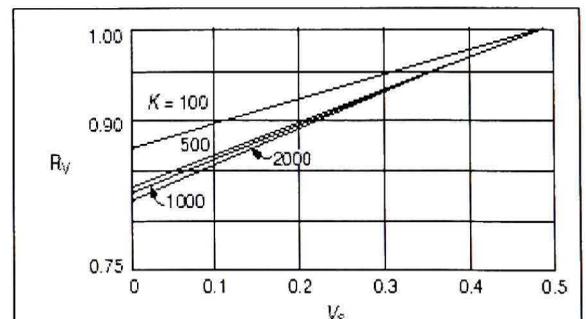
$$\frac{R_A \times E_p}{E_s} ; R_A = \text{rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu} ; R_A = \frac{A_{\text{pieu}}}{\frac{\pi d^2}{4}} ; (L/d) = \text{rapport longueur par diamètre de la base du pieu; et } \nu =$$

$$\frac{A_{\text{pieu}}}{\frac{\pi d^2}{4}} ; (L/d) = \text{rapport longueur par diamètre de la base du pieu; et } \nu =$$

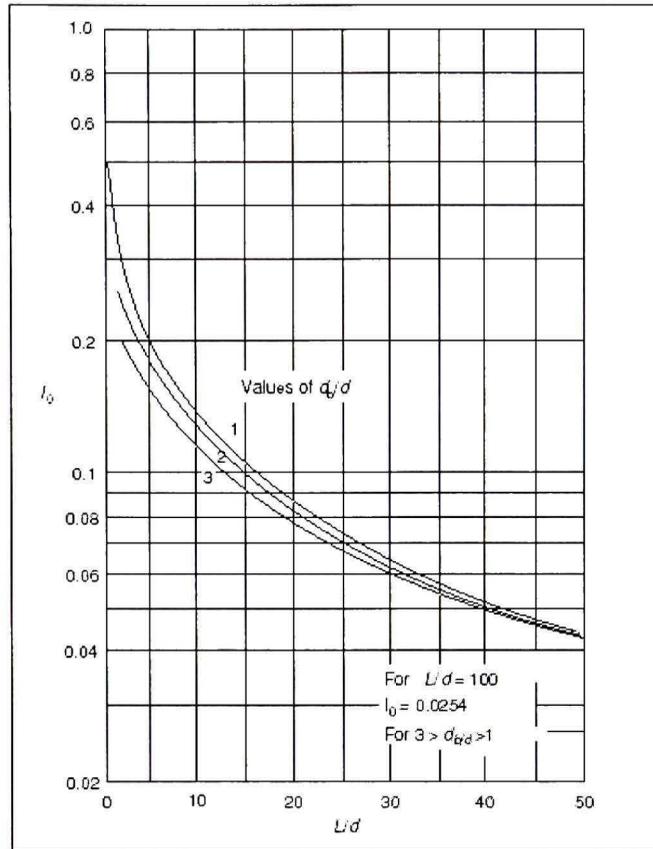
coefficient de Poisson.



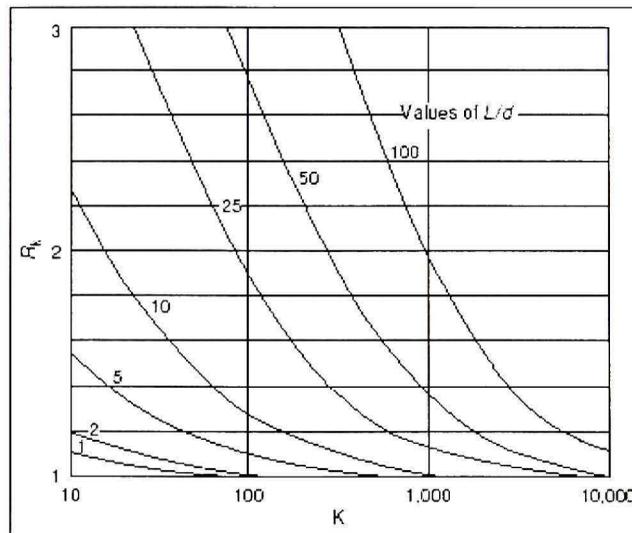
**Figure 2.19** Coefficient de correction  $R_h$ .  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)



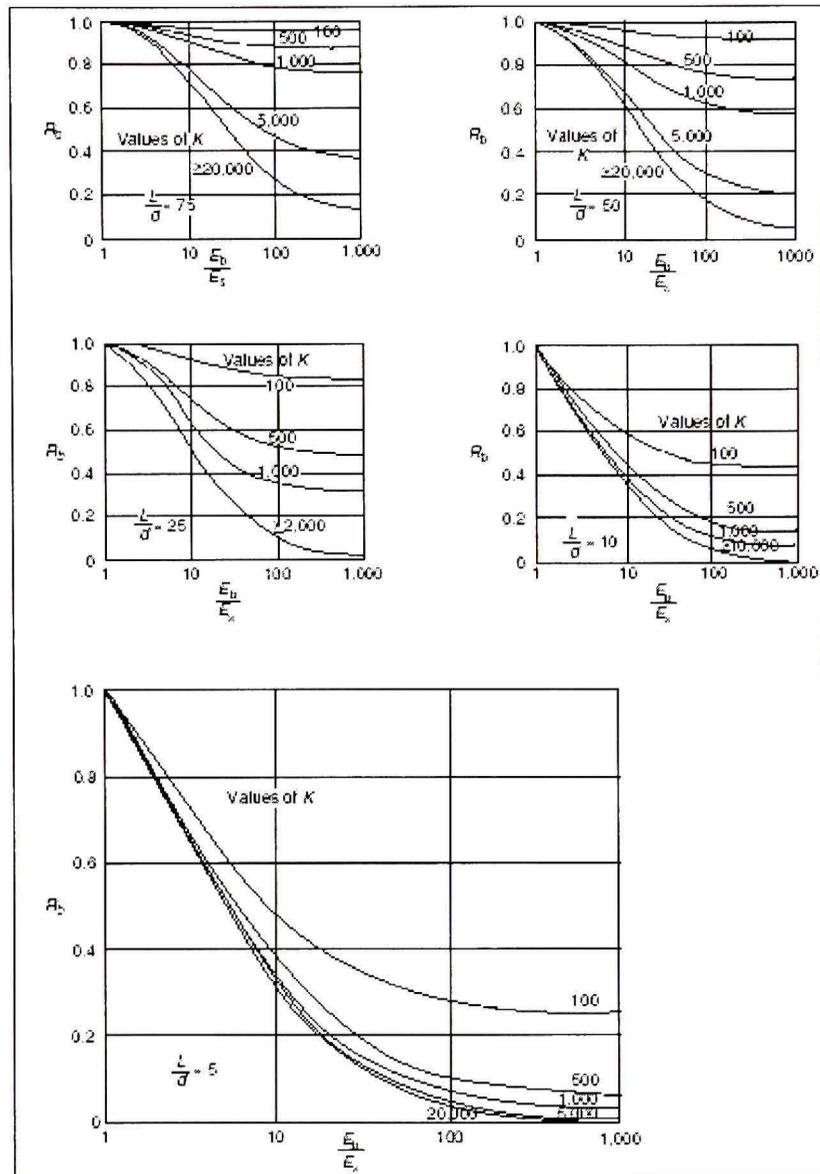
**Figure 2.20** Coefficient de correction  $R_v$ .  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)



**Figure 2.21** Coefficient d'influence pour le tassement  $I_0$ .  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

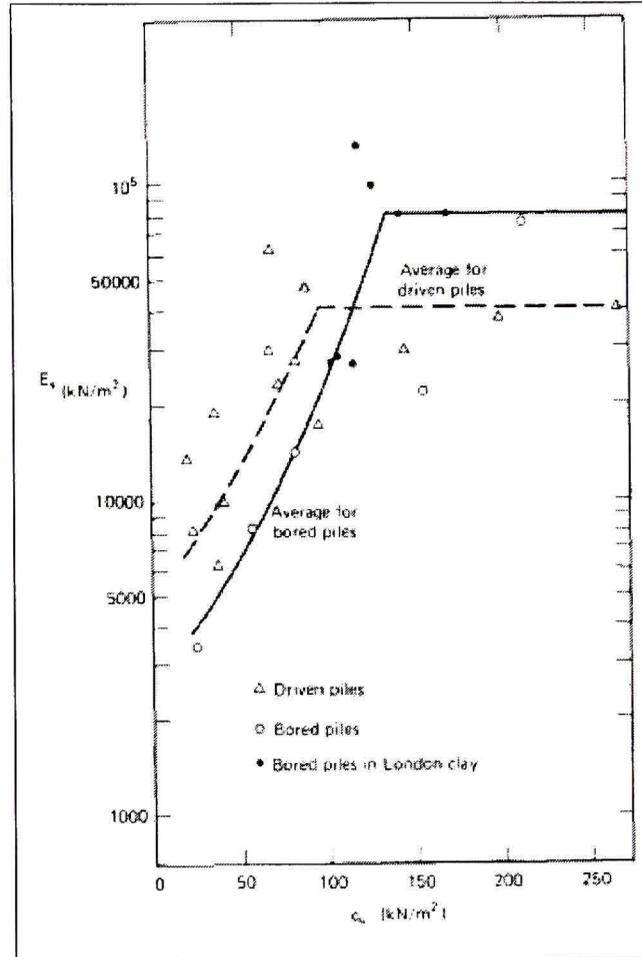


**Figure 2.22** Coefficient de correction  $R_K$ .  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)



**Figure 2.23 Coefficient de correction  $R_b$**   
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

La difficulté de cette relation réside dans le choix de  $E_s$ . Idéalement la détermination de  $E_s$  se fait par essai de chargement ou bien à partir de corrélations existantes entre la cohésion non drainée ( $c_u$ ) dans le cas des argiles (Figure 2.24), et de la densité relative ( $D_R$ ) dans le cas des sables (tableau 2.17) (Kezdi, 1975; Poulos et Davis, 1980; Frank, 1995).



**Figure 2.24** *Module du sol pour les argiles.*  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

Tableau 2.17

Valeurs moyennes de  $E_s$  pour pieux battus  
(D'après Poulos et Davis, 1980)

Densité (sable)	$D_R$	$E_s$ (MPa)
lâche	< 0.4	27.5-55
moyenne	0.4-0.6	55-70
dense	> 0.6	70-110

### 2.7.2 Méthode des courbes de transfert de charges

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement ( $\tau$ ) et de l'effort de pointe ( $q_p$ ) en fonction du déplacement vertical ( $s$ ) du pieu sont connues. Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, PMT, etc.) et en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont contribué au développement de cette méthode, on peut citer parmi eux :

#### A. Modèle de Coyle et Reese

Coyle et Reese (1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu. Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30 m) (Figure 2.25). La résistance de cisaillement est obtenue par essais de compression simple.

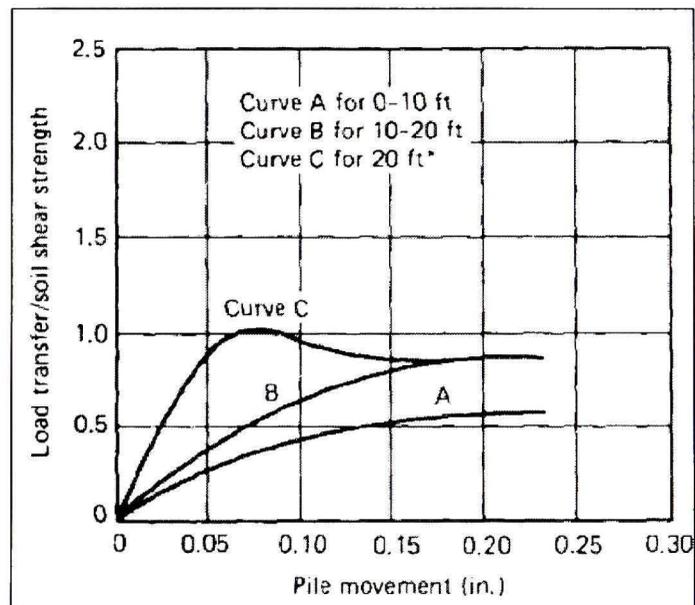


Figure 2.25 Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile.  
(Modèle de Coyle et Reese, 1966)

## B. Modèle de Coyle et Sulaiman

Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables par Coyle et Sulaiman (1967) (Figure 2.26).

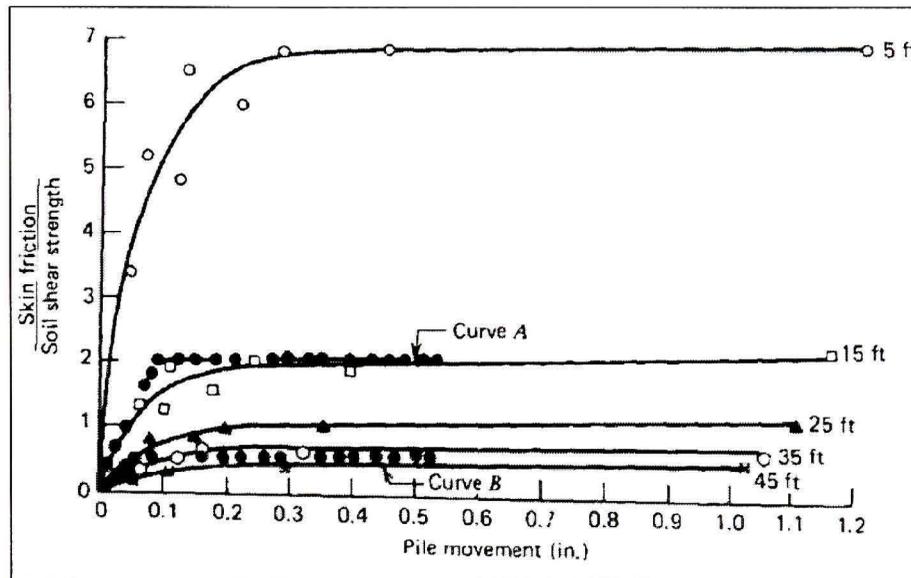


Figure 2.26 Courbes de transfert pour les pieux en acier installés dans les sables saturés.  
(Tiré de Coyle et Sulaiman, 1967)

Pour les profondeurs de (0-20 pieds), la courbe (A) avec une valeur d'adhérence n'excédant pas  $2c_u$  est à utiliser, alors que la courbe (B) est utilisée pour les profondeurs de plus de 20 pieds, avec une adhérence limite de  $0.5c_u$ .

## C. Modèle de Frank et Zhao

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement ( $\tau$ ) et de l'effort de pointe ( $q_p$ ) est représenté dans la figure 2.27. Il est basé sur le module pressiométrique ( $E_M$ ). Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés indiquent pour les paramètres ( $K_t$  et  $K_p$ ) les valeurs moyennes suivantes où  $b$  est le diamètre de pieu :

$$K_t = \frac{2E_M}{b} \text{ et } K_p = \frac{11E_M}{b} \quad (\text{sols fins}) \quad (2.31a)$$

$$K_t = \frac{0.8E_M}{b} \text{ et } K_p = \frac{4.8E_M}{b} \quad (\text{sols granulaires}) \quad (2.31b)$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage.

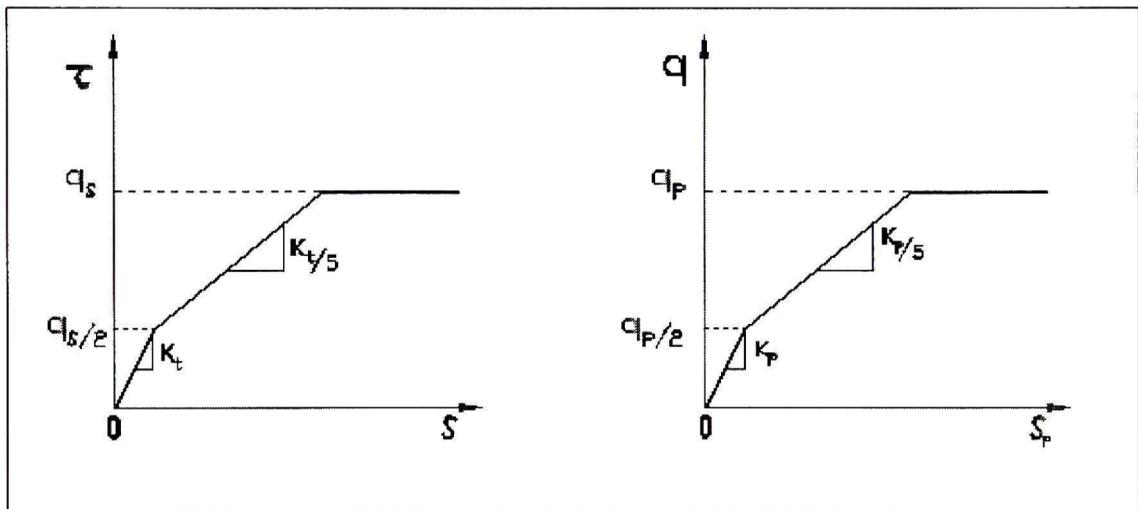


Figure 2.27 *Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires.*  
(Adapté de Frank et Zhao, 1982)

### 2.7.3 Méthodes empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des corrélations empiriques. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de Meyerhof (1959) qui propose la formule suivante dans le cas des pieux battus dans le sable.

$$s = \frac{b_b}{30FS} \quad (2.32)$$

où :  $b_b$  = diamètre de la base de pieu et  $FS$  = facteur de sécurité (>3).

## 2.8 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales

### 2.8.1 Comportement d'un groupe de pieux

Dans la pratique, les pieux sont très souvent installés en groupe. Les pieux isolés sont également utilisés notamment pour des structures spéciales comme les tours de transmissions et les poteaux électriques. Le comportement d'un pieu faisant partie d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cette différence s'explique par l'effet de l'installation et celui de l'interaction entre les pieux. En effet, le battage des pieux provoque une altération des paramètres du sol qui est différent de celui qui est produit dans le cas d'un pieu isolé. La charge appliquée sur un pieu a une influence directe sur le comportement des autres pieux en termes d'efforts et de déplacements. Cette interaction peut être évaluée à partir de méthodes théoriques, semi-empiriques, ou à partir de la méthode numérique (MEF). L'application de cette dernière doit tenir compte des lois de comportement du sol qui sont souvent mal connus et de l'état initial du sol après l'installation des pieux.

### 2.8.2 Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$

La théorie et les essais ont montré que la charge limite du groupe  $Q_G$  peut être inférieure à la somme des charges limite  $Q_a$ , pour les pieux flottants installés dans l'argile.

On peut définir le coefficient d'efficacité  $C_e$  d'un groupe de  $n$  pieux comme suit :

$$C_e = \frac{Q_G}{n \times Q_a} \quad (2.33)$$

Le coefficient  $C_e$  permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan\left(\frac{b}{s_e}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n_c}\right) \quad (2.34)$$

où :  $b$  = diamètre d'un pieu;  $s_e$  = entre-axes des pieux (espacement entre deux pieux centre à centre) et  $m$  et  $n_c$  = nombre de lignes et de colonnes du groupe, respectivement.

Le coefficient  $C_e$  dépend des paramètres du sol, de la taille et de la forme du groupe, de la longueur du pieu et des entre-axes (Whitaker, 1957).

### 2.8.3 Groupe de pieux dans les sols cohérents

Les règles présentées au tableau 2.18 sont plus souvent utilisées (Whitaker, 1957).

Tableau 2.18

Valeurs de  $C_e$  selon essais de chargement  
sur pieux flottant en vraie échelle

Entre axe	$C_e$	$Q_G$
$s_e = 3b$	70%	$0.7 \times n \times Q_a$
$s_e = 4b$	75%	$0.75 \times n \times Q_a$
$s_e = 5b$	85%	$0.85 \times n \times Q_a$
$s_e = 6b$	90%	$0.90 \times n \times Q_a$
$s_e = 8b$	100%	$1 \times n \times Q_a$

Pour des valeurs de l'entre-axes  $s_e < 3b$ , la capacité portante est calculée en assimilant le groupe de pieux à un bloc monolithique ayant pour périmètre celui du groupe et pour longueur la longueur des pieux (voir figure 2.28) (Meyerhof, 1976).

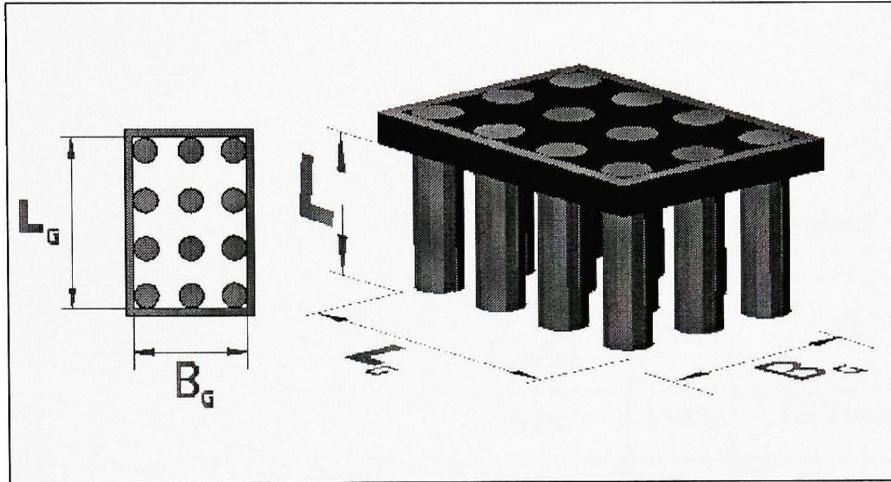
La capacité portante limite du groupe est donnée par :

$$Q_G = B_G \times L_G \times q_{pL} + 2(B_G + L_G)L \times q_{fL} \quad (2.35)$$

avec :

$$q_{pL} = 5.14 \times c_u \times \left(1 + 0.2 \frac{L}{B_G}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B_G}{L_G}\right) \quad (2.36)$$

$$q_{fL} = c_u \quad (2.37)$$



**Figure 2.28 Dimensions du bloc monolithique.**

où :  $q_{pL}$  et  $q_{fL}$  sont les résistances unitaires de pointe et le long du fût du bloc monolithique.

La capacité limite à retenir pour le groupe est la plus petite valeur entre la capacité du bloc monolithique et le produit de  $n$  fois la capacité d'un pieu isolé. Cette méthode doit être néanmoins vérifiée dans le cas de pieux installés dans une couche compressible reposant elle-même sur une couche rigide.

#### 2.8.4 Groupe de pieux dans les sols sans cohésion

Selon Vesic (1977) l'effet de groupe est considéré pour des entre-axes tels que  $3b \leq s_e \leq 7b$ . À partir de  $s > 7b$ , les pieux sont considérés comme isolés. Selon Vesic  $C_e = 1$  pour la capacité en pointe de groupe, ce qui implique que  $(Q_p)_G = 1 \times n \times Q_p$ . Par ailleurs, bien que la résistance limite de frottement de groupe est supérieure à la somme des résistances de frottement de pieux isolés, elle reste difficile à quantifier sauf par des essais sur le terrain.

De ce fait, il est conseillé de prendre  $Q_G = 1 \times n \times Q_a$  pour la plupart des cas de sable (lâche ou dense) (Prakash et Sharma, 1990). De plus, il est recommandé de pourvoir des entre-axes supérieurs à  $2.5b$ .

Des études sur une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux ont conduit aux résultats présentés au tableau 2.19 et qui s'appliquent essentiellement aux pieux refoulant le sol (Frank, 1995).

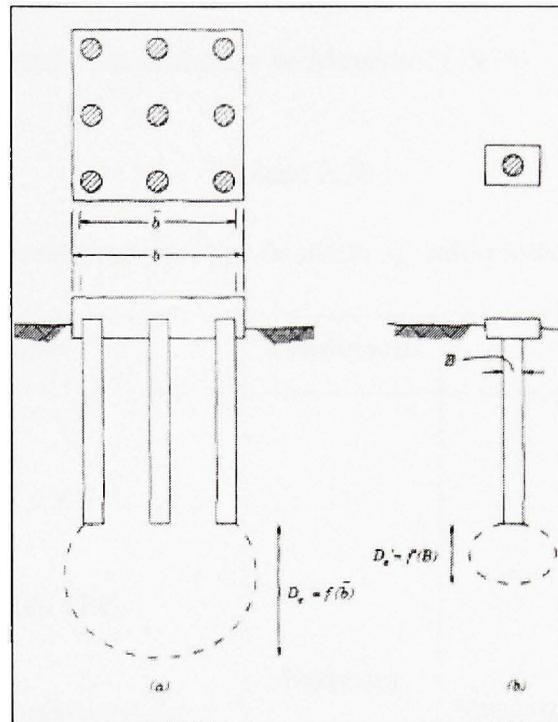
Tableau 2.19

Valeurs de  $C_e$  pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place

Groupe de pieux	Entre-axes	Densité (sable)	$C_e$	$Q_G$
petit groupe pieu court	$s_e = 2b$	lâche	150%	$1.5 \times n \times Q_a$
	$s_e = 4b$	lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
groupe important pieu long	$s_e = 2b$	lâche	200%	$2 \times n \times Q_a$
	$s_e = 6b$	lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
-	$3b \leq s_e \leq 6b$	dense	70%	$0.7 \times n \times Q_a$
	$s_e = 8b$	dense	100%	$1 \times n \times Q_a$

## 2.9 Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux  $s_G$  est plus important que le tassement d'un pieu isolé  $s$  pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux (Figure 2.29).



**Figure 2.29 Zone d'influence pour tassement :**  
**a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé**  
*(Tiré de Prakash et Sharma, 1990)*

### 2.9.1 Méthodes de calcul de tassements

#### A. Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable

Ces méthodes sont utilisées dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. Ce sont des méthodes conservatrices.

#### Méthode de Vesic

Une méthode simple de calcul est celle recommandée par (Vesic, 1977) :

$$s_G = s \times \sqrt{\frac{B_G}{b}} \quad (2.38)$$

où :  $B_G$  = largeur de groupe de pieux (en plan) ; et  $b$  = diamètre de pieu isolé.

### Méthodes de Meyerhof

Le tableau ci-dessous présente les méthodes de Meyerhof (1976) :

Tableau 2.20

Calcul de tassement de groupe de pieux  $s_G$  selon Meyerhof (1976)

Tassement	Fondement	Source
$s_G = 0.92 \times q \times \frac{\sqrt{B_G}}{N} \times I$ <p>avec : <math>q = \frac{Q}{L_G \times B_G}</math> (en kPa)</p> <p>(<math>L_G \times B_G</math> sont les dimensions de groupe de pieux)</p> <p><math>N</math> = indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur <math>B_G</math>)</p> <p><math>I</math> = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0 pour (<math>s</math> en mm)</p>	basée sur SPT	Meyerhof, 1976 ; MCIF, 1994
$s_G = 42 \times q \times B_G \times \frac{I}{(q_c)}$ <p><math>q_c</math> = valeur moyenne de la résistance au cône statique (kPa) (pris au-dessous de la pointe d'une valeur <math>B_G</math>)</p>	basée sur CPT	Meyerhof, 1976; Hannigan <i>et al.</i> , 1998

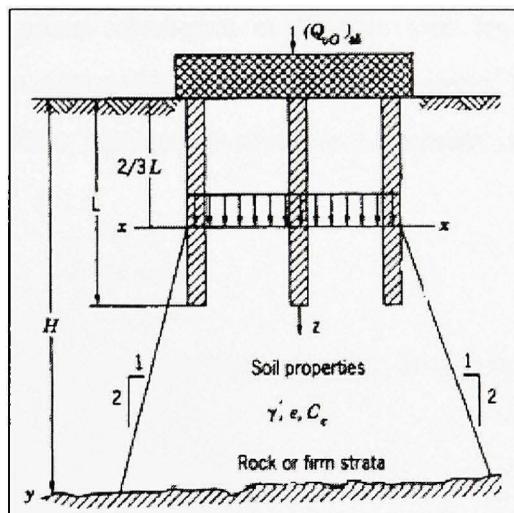
## B. Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- ✓ la contrainte admissible est égale à  $q_{adm} = \frac{(Q_{vG})_{adm}}{L_G \times B_G}$  et est transférée au 2/3 de la longueur des pieux ( $L$ ), le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.
- ✓  $q_{adm}$  est calculée en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2.
- ✓  $q_{adm}$  est appliquée sur une couche d'épaisseur de  $(H-2/3L)$ , avec  $H$  = épaisseur de la couche (Figure 2.30).

Enfin, le calcul se fait :

- ✓ soit par la méthode oedométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante;
- ✓ soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est raide et surconsolidée.



**Figure 2.30 Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène.**  
(Tiré de Prakash et Sharma, 1990)

Il convient de noter que la charge  $Q_{vG}$  pourrait augmenter en présence du frottement négatif sur les pieux. Cette méthode peut être utilisée dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche par sécurité. Si les pieux sont encastrés dans une couche du sol sableux et par crainte de tassements sous la pointe des pieux, on peut calculer ces tassements en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe de ceux-ci.

### C. Méthode élastique

Dans cette méthode, le comportement du sol est considéré comme élastique et la longrine n'a aucune influence sur le sol (*i.e.* ne charge pas le sol). Cette méthode a été décrite brièvement dans MCIF (1994, 2006), par Frank (1995) et en détail dans Poulos et Davis (1980).

#### a. Analyse de l'interaction entre deux pieux

Cette approche a été présentée par Poulos (1968b), et Poulos et Mattes (1971b) pour les pieux flottants et les pieux porteurs en pointe.

##### *Cas où les deux pieux sont identiques*

Pour un groupe de deux pieux identiques et chargés tous les deux par une charge ( $Q$ ) identique. Ces deux pieux sont reliés par une longrine rigide, le tassement d'un pieu ( $s_1$ ) dépend du pieu voisin. Cette interaction crée un tassement additionnel, d'où le facteur d'interaction  $\alpha^*$  :

$$\alpha^* = \frac{\Delta s}{s_{is}} \quad (2.39)$$

où :  $\Delta s$  = tassement additionnel causé par pieu adjacent; et  $s_{is}$  = tassement de pieu isolé.

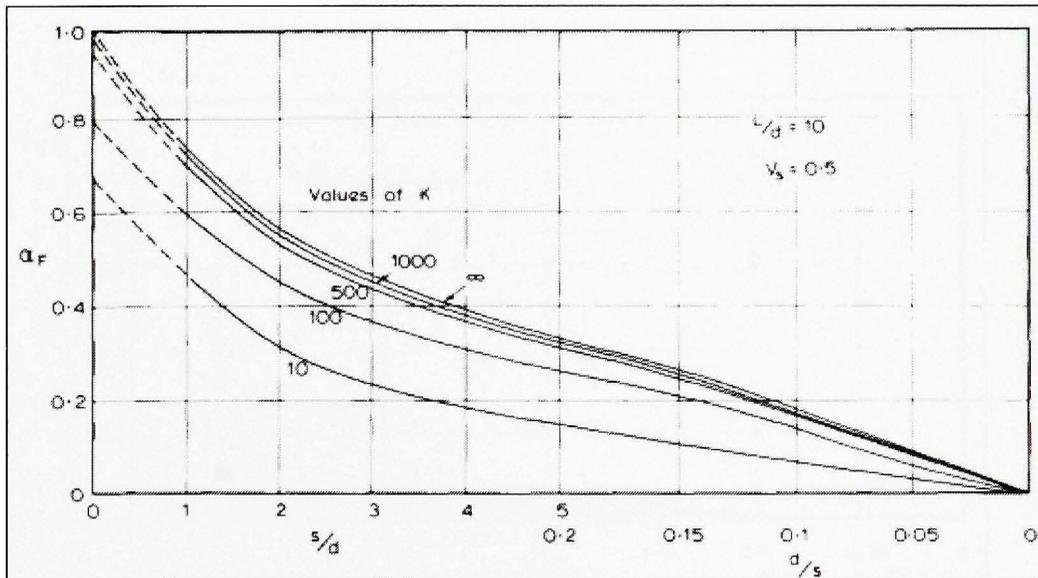
Le tassement est calculé à partir de l'équation :

$$s_1 = s_{is} (1 + \alpha^*) \quad (2.40)$$

Le facteur  $\alpha^*$  dépend de :

- ✓ la position de la base (flottant ou porteur en pointe) ;
- ✓ le rapport de rigidité pieu-sol ( $K = \frac{E_{\text{pieu}}}{E_{\text{sol}}}$ ) ;
- ✓ le coefficient du Poisson du sol ( $\nu_s$ ) ;
- ✓ le rapport  $b/s$  ( $\frac{\text{diamètre}}{\text{espacement}}$ ) des pieux ;
- ✓ le rapport  $L/b$  ( $\frac{\text{longueur}}{\text{diamètre}}$ ) des pieux et  $h/L$  ( $\frac{\text{épaisseur de la couche}}{\text{longueur}}$ ).

Des abaques ont été établis pour la détermination de  $\alpha^*$ . Dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie, le facteur  $\alpha^*$  est en fonction de ( $\alpha_F$  et  $N_h$ ) est égale à ( $\alpha^* = \alpha_F \times N_h$ ),  $N_h$  est un coefficient de correction pour la couche semi-infinie ( $h = \infty$ ) voir les abaques (Figures 2.31 et 2.32). L'abaque  $\alpha_E$  est spécifique aux pieux reposant sur une couche rigide (Figure 2.33).



**Figure 2.31 Coefficient d'interaction pour pieux flottants.**  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

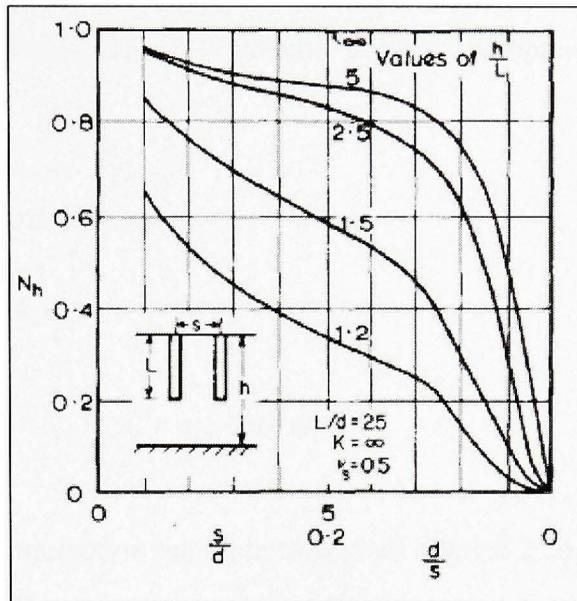


Figure 2.32 Coefficient de correction pour la couche semi-infinie.  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

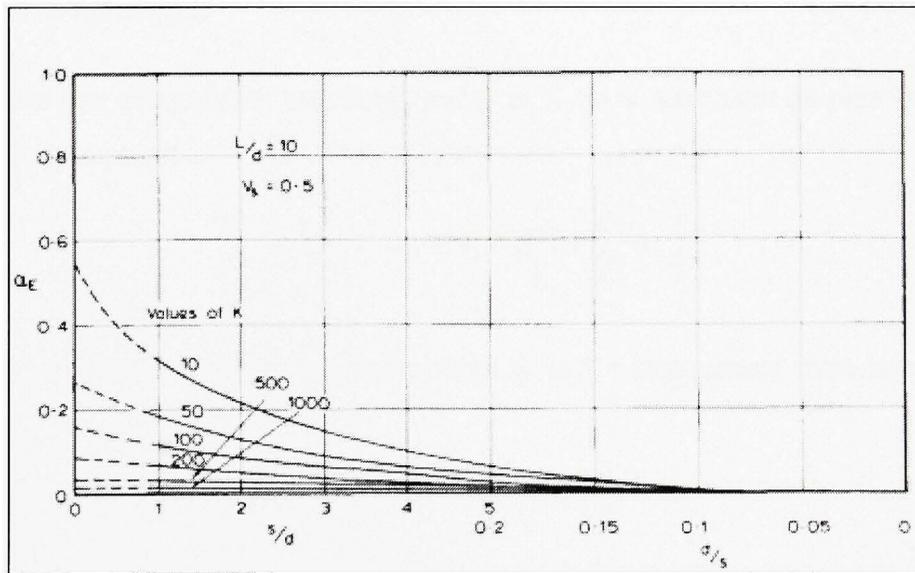


Figure 2.33 Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe.  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

D'autres cas ont été également étudiés, comme par exemple les pieux à base élargie, le glissement à l'interface sol-pieu, et la couche porteuse compressible. (Poulos et Davis, 1980).

### ***Cas où les deux pieux sont différents***

L'équation (2.40) devient :

$$s_1 = s_{1is} + s_{2s} \alpha_{12} \quad (2.41)$$

où :  $\alpha_{12}$  = coefficient d'interaction reliant le tassement du pieu 2 au chargement sur le pieu 1 (ce coefficient est calculé avec les paramètres du pieu 2).

### **b. Analyse d'un groupe quelconque**

On suppose que l'on peut superposer les facteurs d'interaction individuels.

### ***Cas de n pieux identiques***

Si on suppose que chaque pieu est chargé par  $Q$  et  $s_1$  est le tassement du pieu isolé, alors le tassement du groupe est :

$$s_G = s_1 \times Q \left( 1 + \sum_{j=2}^n \alpha_j \right) \quad (2.42)$$

$\alpha_j$  = coefficient d'interaction pour l'espaceur  $S_j$  et  $S_j$  = espaceur entre les pieux.

Cas particulier d'un groupe carré de 4 pieux identiques ( $n = 4$ ) :

$$s_G = s_1 \times Q (1 + 2\alpha_1 + \alpha_2) \quad (2.42a)$$

où :  $\alpha_1$  = facteur d'interaction pour l'espaceur ( $S \times d$ ) et  $\alpha_2$  = facteur d'interaction pour l'espaceur ( $S\sqrt{2} \times d$ ) (Figure.2.34).

### Cas de $n$ pieux différents et différemment chargés

Si  $s_k$  est le tassement d'un pieu, et  $Q_k$  la charge sur le même pieu, alors on a :

$$s_K = s_{1K} Q_K + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq K}}^N s_{1j} Q_j \alpha_{Kj} \quad (2.43)$$

La charge verticale totale du groupe s'écrit :

$$Q_G = \sum_{j=1}^N Q_j \quad (2.44)$$

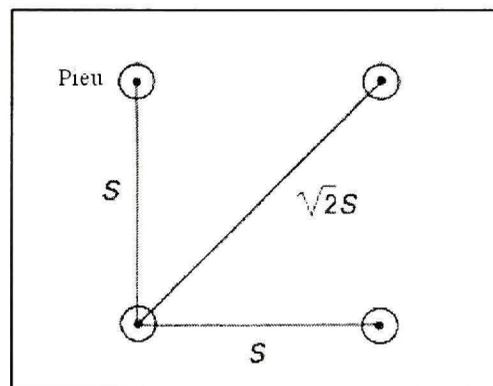
où :  $\alpha_{Kj}$  = coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux  $K$  et  $j$ .

Donc on a  $(n+1)$  équations à résoudre pour les deux conditions suivantes :

- ✓ cas où la longrine est flexible: les charges sur les pieux sont identiques. Donc

$$Q_j = \frac{Q_G}{n} \text{ et il reste à déterminer les } (s_k).$$

- ✓ cas où la longrine est rigide: les tassements ( $s_k$ ) sont identiques et les  $(n+1)$  inconnus sont ( $s_G$  et  $Q_j$ ) (Poulos et Davis, 1980).



**Figure 2.34 Groupe de 4 pieux identiques.**  
(Adapté de Frank, 1995)

## CHAPITRE 3

### FONDATION PROFONDE SOUS CHARGES LATÉRALES

#### 3.1 Introduction

Dans le passé, les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges horizontales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux.

C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse de la fondation sous une force latérale (horizontale). Ces dernières méthodes sont basées sur la théorie du module de réaction de Winkler.

##### 3.1.1 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (voir figure 3.1). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe ( $P$ - $y$ ), définissant la réaction du sol ( $P$ ) en fonction de la déflexion latérale du pieu ( $y$ ) (Figure 3.2). On définit le module de réaction du sol par la pente:

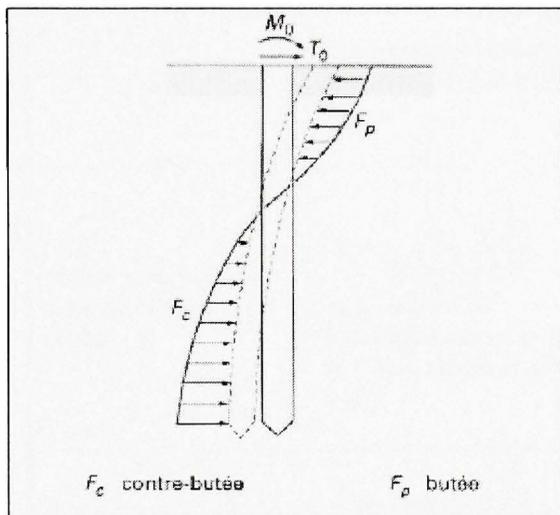
$$E_s = \frac{P}{y} \quad (3.1)$$

où :  $P$  = force répartie sur le pieu (kN/m);  $y$  = déplacement du pieu (m).

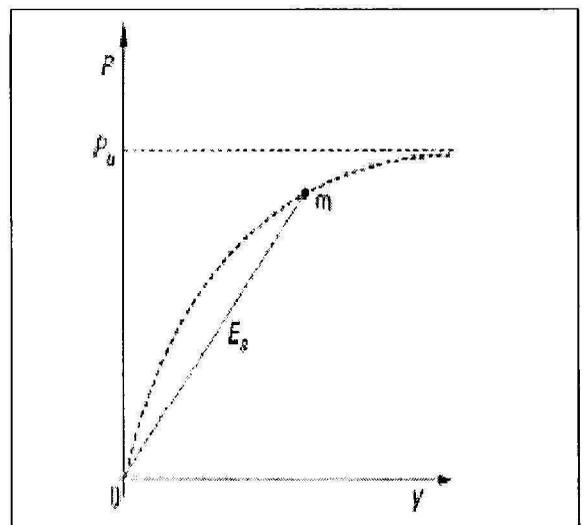
Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1984) :

$$E_s = k B \quad (3.2)$$

où :  $k$  = coefficient de réaction (kPa/m) donné par  $k = \frac{p}{y}$ ; avec  $p = \frac{P}{B}$  (kPa);  $B$  = largeur frontale ou diamètre du pieu.



**Figure 3.1 Pression et réaction du sol.**  
(Tiré de Frank, 1995)



**Figure 3.2 Courbe de réaction du sol.**  
(Tiré de Frank, 1995)

### 3.1.2 Valeurs proposées pour le module de réaction du sol

Le module de réaction du sol est supposé constant dans le cas des sols cohérents et croit linéairement avec la profondeur dans les sols pulvérulents. Les principales expressions du module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol) souvent rencontrées dans la littérature sont présentées dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1

Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol)

Sol pulvérulent	Sol cohérent	Commentaire	Source
$k = n_h \frac{z}{B}$ valeurs de $k$ (voir tableau 4.7)	$E_s = 67 c_u$ $c_u$ = résistance cisaillement non drainée	déconseillé pour le calcul des déplacements.	Terzaghi (1955)
	$E_s = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_{pieu} I_{pieu}}}$ $E$ = module de Young; $\nu$ = coefficient de Poisson	Valable pour $\beta_B L > 2.25$ où $L$ = longueur de la fiche de pieu ; $\beta_B = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4E_{pieu} I_{pieu}}}$	Vesic (1961)
Même expression que celle de Terzaghi (1955)	$E_s = \frac{1}{m(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{B}{L}}$ $m$ = coefficient adimensionnel en fonction de l'élanement du pieu $L/B^{(*)}$	Valable pour $\beta_B L < 2.25$ où $L$ = longueur de la fiche de pieu; pour $\beta_B L > 2.25$ l'expression de Vesic reste valable.	Broms (1964a, 1964b)
$k = \frac{3E_m}{\left[ \frac{2B_0}{3} \left( \frac{2.65B}{B_0} \right)^\alpha \right] + \frac{\alpha B}{2}} \quad (B \geq B_0 = 0.6 \text{ m})$ $k = \frac{18E_m}{B [4(2.65)^\alpha + 3\alpha]} \quad (B < B_0 = 0.6 \text{ m})$		Semi empirique. $\alpha$ = coeff. rhéologique dépendant de la nature du sol.	Ménard <i>et al.</i> (1969)
	$E_s = 1.8 E_{50}$ (Courbe $P$ - $\gamma$ )	Expérience. Valable pour la profondeur $z \geq z_{critique}$ ; $E_{50}$ = module mesuré à l'essai triaxial à 50 % de niveau de chargement. (**)	Matlock (1970)

Notes : (\*) les valeurs de  $m$  sont données dans le tableau 3.2(\*\*) :  $z_{critique} = 6 / (\gamma/c_u + 0.5 / B)$

Tableau 3.2

Valeurs du coefficient adimensionnel  $m$   
(D'après Broms, 1964a)

Élancement du pieu $L / B$	1	1.5	2	3	5	10	100
$m$	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

Les expressions de Terzaghi (1955), de Vesic (1961) et de Ménard *et al.* (1969) sont valables pour des poutres horizontales chargées verticalement. Mais le fait de considérer le pieu comme une poutre horizontale a pour effet de négliger les contraintes exercées par le sol à l'arrière du pieu. Ces contraintes s'opposent au chargement horizontal, ce qui résulte en une augmentation du déplacement du pieu.

### 3.2 Pieu isolé sous charges latérales

#### 3.2.1 Méthodes à la rupture

La particularité de ces méthodes est la pression ultime, valeur limite de la réaction aux grands déplacements. La plus ancienne méthode a été développée par Blum (1932) pour les sols pulvérulents, cette méthode considère la rupture du sol à partir du coin vers la surface (Figure 3.3). Brinch-Hansen (1961) juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour de pieu (Figure 3.3). La méthode de Broms (1964a-b) est basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch-Hansen sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu.

#### 3.2.2 Confrontation des méthodes à la rupture

Comme on peut le constater, il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la force horizontale (section 3.2.1). Pour un calcul préliminaire, la méthode de Broms (voir tableau

3.3) est la plus utilisée. Cette méthode à l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions limites et de la rigidité de pieu.

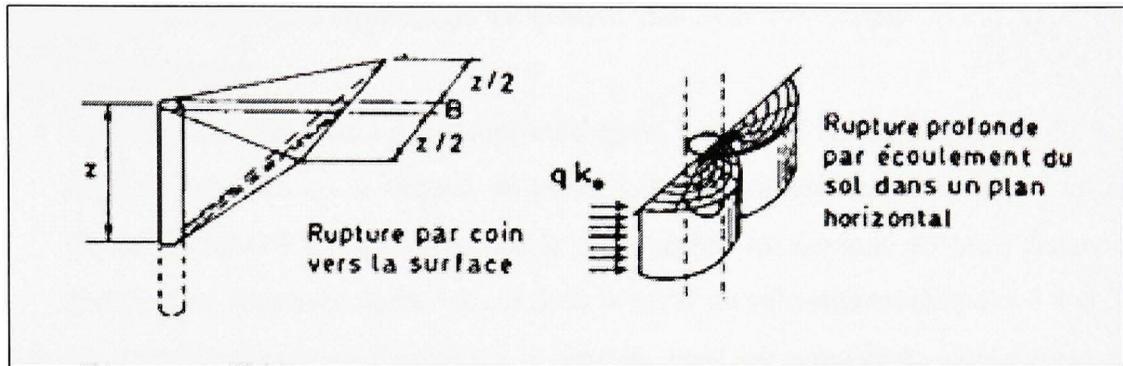


Figure 3.3 Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch-Hansen.  
(Tiré de Baguelin et Gézéquel, 1972)

Tableau 3.3

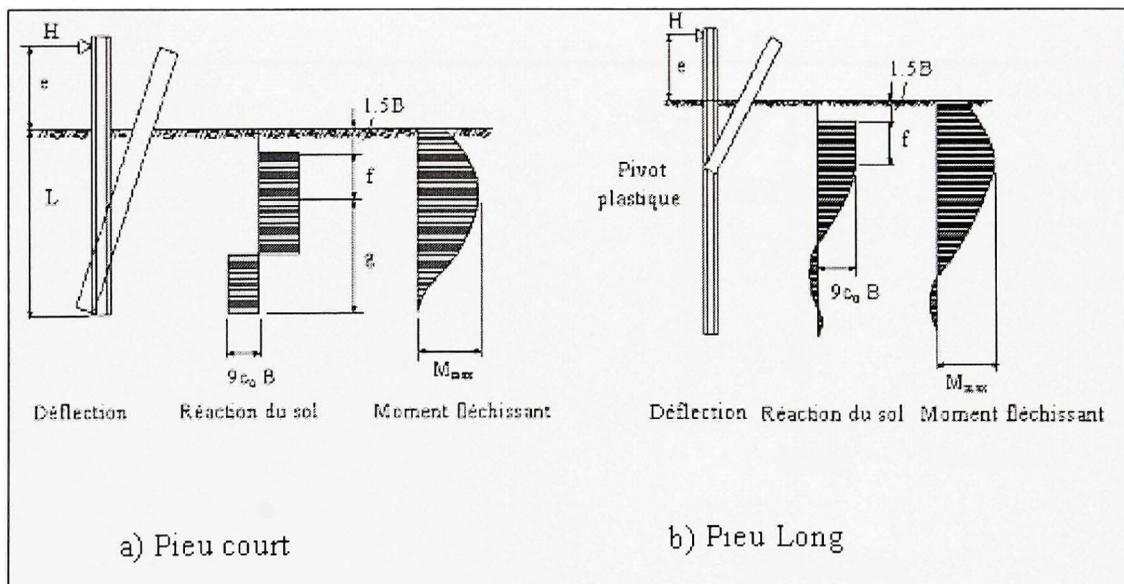
Comparaison des méthodes à la rupture

Méthode	Avantage	Inconvénient
Blum (1932)		<ul style="list-style-type: none"> <li>• sol pulvérulent</li> <li>• rupture par coin</li> <li>• uniquement pour pieu rigide</li> </ul>
B-Hansen (1961)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• applicable pour les sols avec <math>(c-\varphi)</math></li> <li>• applicable pour plusieurs couches</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• uniquement pour pieu rigide</li> <li>• point de rotation difficile à localiser</li> </ul>
Broms (1964 a-b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• applicable pour pieu rigide et pieu souple</li> <li>• analyse pour sol purement cohérent et sol purement pulvérulent</li> </ul> analyse aux conditions limites (libre en tête, tête fixe)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• n'est pas applicable pour les sols avec <math>(c-\varphi)</math></li> <li>• applicable pour une seule couche de sol</li> </ul>

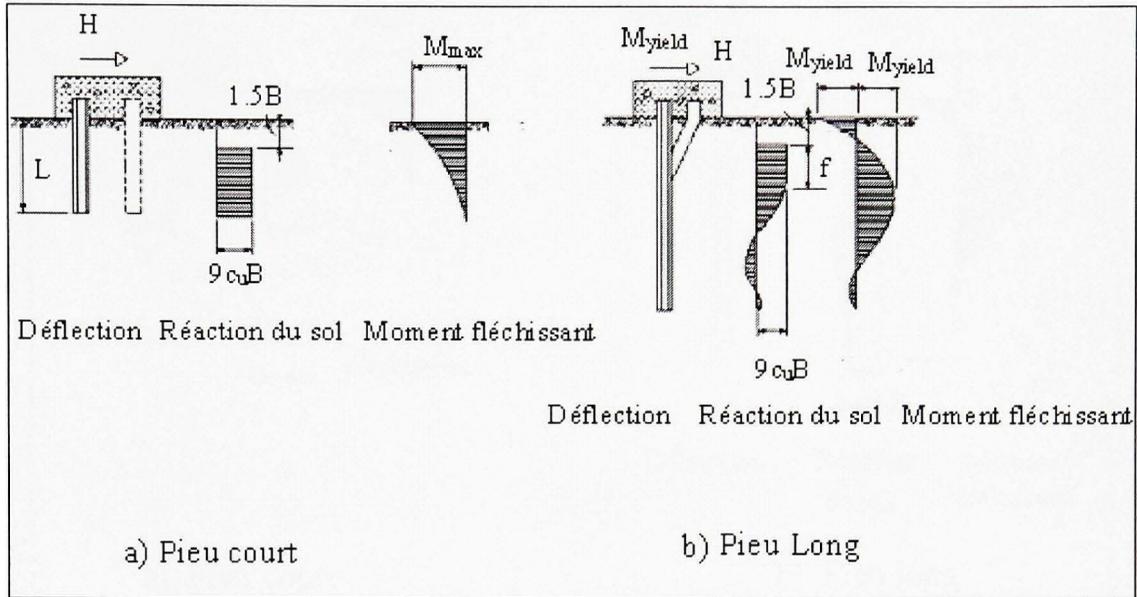
### 3.2.3 Méthode de Broms

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique où le sol est entièrement à l'état de rupture. Broms a posé des hypothèses simplificatrices pour développer sa méthode. Parmi celles-ci on peut citer :

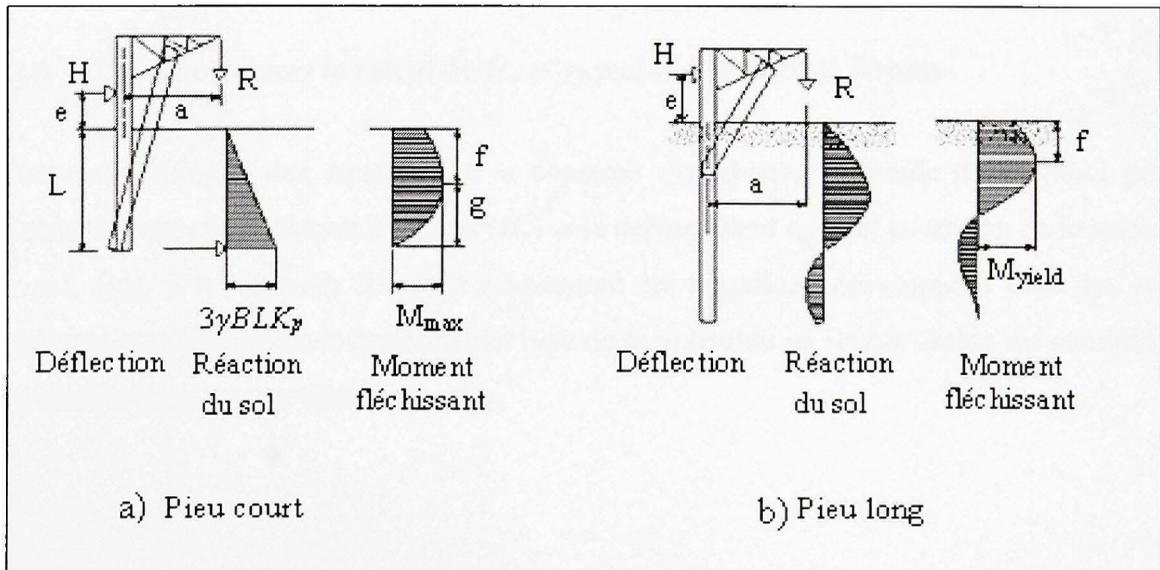
- La pression ultime du sol est supposée égale à zéro à  $1.5B$  de la surface du sol ( $B$  étant le diamètre ou la largeur de pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance du sol en surface quand le pieu fléchit. En dessous de cette distance, la pression est supposée égale à  $9c_u B$  dans le cas d'un sol cohérent (Figures 3.4 et 3.5).
- La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale par le diamètre du pieu (ou la largeur) dans le cas d'un sol pulvérulent (Figures 3.6 et 3.7).



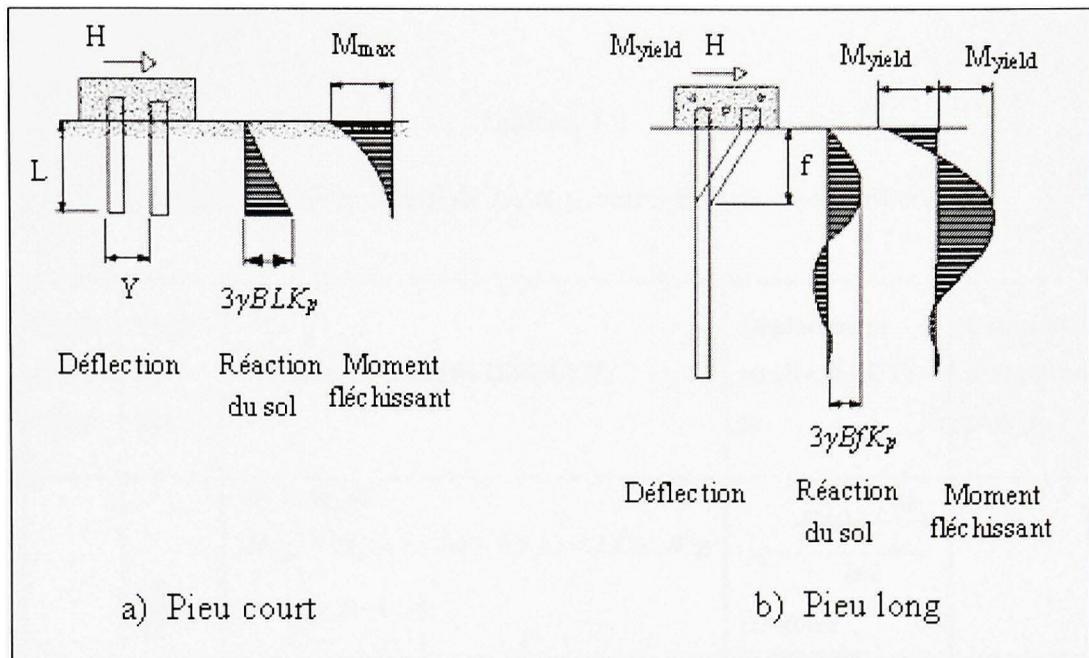
**Figure 3.4 Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol cohérent.**  
(Adapté de Broms, 1964a)



**Figure 3.5 Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol cohérent.**  
(Adapté de Broms, 1964a)



**Figure 3.6 Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent.**  
(Adapté de Broms, 1964b)



**Figure 3.7 Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent.**  
(Adapté de Broms, 1964b)

### 3.2.4 Équations pour le calcul de $H_u$ et $y_0$ par la méthode de Broms

Broms a développé des équations et a construit des abaques à l'aide de celles-ci pour calculer la capacité horizontale ultime ( $H_u$ ) et le déplacement en tête, au niveau de la surface du sol, ( $y_0$ ). Les tableaux 3.4 et 3.5 résument les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents et pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

## A. Sols Cohérents

Tableau 3.4

Équations pour le calcul de  $H_u$  et  $y_0$  selon Broms – sols cohérents

	Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale (ÉLUL) $H_u$	Déplacement en tête (ÉLUT) $y_0$	Conditions d'application pour $y_0$
Sol cohérent	Court	Libre	$H_u = 9c_u Bf$ $M_{\max} = H_u(e + 1.5B + 0.5f) = 2.25c_u B^2 g$ $g = L - f - 1.5B$  Solution donne $H_u$ ; ( $B$ = diamètre ou largeur de pieu)	$y_0 = \frac{4H(1 + \frac{1.5e}{L})}{kBL}$  ( $H$ =force horizontale spécifiée à ÉLUT)	$\beta_B L < 1.5$
		Fixe	$H_u = 9c_u B(L - 1.5B)$ ( $M_{\max} = H_u(0.5L + 0.75B)$ )	$y_0 = \frac{H}{kBL}$	$\beta_B L < 0.5$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{2H\beta_B(e\beta_B + 1)}{k_\infty B}$	$\beta_B L > 2.5$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{yield}}{(1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{H\beta_B}{k_\infty B}$	$\beta_B L > 1.5$

Notes : pour le calcul de  $\beta_B$  voir Éq.3.5;  $k_\infty$  (voir Éq.3.3) et pour  $\alpha$  (voir tableau 3.1)

## B. Sol pulvérulent

Tableau 3.5

Équations pour le calcul de  $H_u$  et  $y_0$  selon Broms – sols pulvérulents

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale (ÉLUL) $H_u$	Déplacement en tête (ÉLUT) $y_0$	Conditions d'application ( $y_0$ )
Sol pulvérulent	Court	Libre $H_u = \frac{0.5BL^3 K_p \gamma}{(e+L)}$	$y_0 = \frac{18H(1 + \frac{1.33e}{L})}{L^2 k}$	$\eta_B L < 2.0$
		Fixe $H_u = 1.5B\gamma L^2 K_p$ $(M_{max} = 2/3 H_u L)$	$y_0 = \frac{2H}{L^2 k}$	$\eta_B L < 2.0$
	Long	Libre $H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{2.4H(1 + 0.67e\eta)}{k^{3/5} (EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$
		Fixe $H_u = \frac{2M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{0.93H}{k^{3/5} (EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$

Notes: pour le calcul de  $\eta_B$  voir Éq.3.6;  $k_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$ .

### 3.2.5 Dimensionnement et vérification par la méthode de Broms

#### A. Étapes de dimensionnement

Les étapes de dimensionnement suivantes sont adaptées de Hannigan *et al.* (1998) :

##### Étape 1 – Calcul préliminaire

(a) Choisir le modèle et déterminer les caractéristiques du sol (cohérent, pulvérulent). Principalement, on tient compte des propriétés du sol à l'intérieur d'une profondeur de 3 à 4 diamètres du pieu qui gouverne le calcul de déplacement latéral et la résistance ultime horizontale (Kezdi et Rethati, 1988).

(b) Choix de coefficient de réaction du sol ( $k$ )

Sol cohérent: choisir :

$$k_{\infty} = \frac{\alpha K_0}{B} \quad (3.3)$$

de l'équation de Vesic (1961) pour un pieu long (Tableau 3.1).

Broms a proposé une valeur approximative de ( $\alpha = n_1 \times n_2$ ) où :  $n_1$  est fonction de la résistance du sol et  $n_2$  de la propriété du pieu (Tableau 3.6) et  $K_0 = 80q_u$ .

Tableau 3.6

Valeurs de  $n_1$  et  $n_2$   
(Tiré de Broms, 1964a)

Résistance en compression non confinée $q_u$ en (kPa)	$n_1$	Matériau du pieu	$n_2$
$q_u \leq 48$	0.32	Acier	1.00
$48 \leq q_u \leq 191$	0.36	Béton	1.15
$q_u \geq 191$	0.40	Bois	1.30

Sol pulvérulent : Terzaghi (1955) estime que le module de réaction du sol varie linéairement avec la profondeur du sol, soit (voir tableau 3.1) :

$$E_s = n_h z \quad (3.4)$$

où :  $z$  = profondeur;  $n_h$  = coefficient relié à la masse volumique du sol ( $\text{kN/m}^3$ ). Le MCIF (1994) propose les valeurs de  $n_h$  données dans le tableau 3.7 :

Tableau 3.7

Valeurs de  $n_h$  pour les sols pulvérulents  
(Tiré du MCIF, 1994)

État du sol	$n_h$ $\text{kN/m}^3$	
	sec	saturé
lâche	2200	1300
compact	6600	4400
dense	18000	11000

(c) Calcul de  $M_{yield}$  et des caractéristiques du pieu

Moment d'inertie ( $I$ ); module d'élasticité ( $E$ ); module de section ( $S$ ); contrainte élastique de l'acier ( $f_y$ ); résistance de compression du béton ( $f_c'$ ); diamètre ( $B$ ); fiche ( $L$ ); excentricité ( $e$ ) pour pieu libre en tête (entre le point d'application de la charge latérale et la surface du sol).

Note: Tenir compte de la réduction de la section : compensation pour corrosion ou perte due à l'enfoncement.

$$M_{yield} = C_s f_y S \text{ (kNm) (pieu en acier)}$$

$$M_{yield} = f_c' S \text{ (kNm) (pieu en béton)}$$

où  $C_s$  = coefficient de forme adimensionnel

$$\left\{ \begin{array}{l} C_s = 1.1 \text{ pieu en section H} \\ \quad \text{(Charge latérale dans la direction} \\ \quad \text{normale de la semelle)} \\ C_s = 1.5 \text{ pieu en section H} \\ \quad \text{(Charge latérale dans la direction} \\ \quad \text{parallèle à la semelle)} \\ C_s = 1.3 \text{ pieu en section circulaire} \end{array} \right.$$

(d) Ajustement de la valeur de  $k$  pour charges soutenues et cycliques

**Sol cohérent – chargement statique (cas des charges soutenues)**

Argile molle à très molle  $\Rightarrow$  (1/3 à 1/6) de  $k$  déterminé en (b)

Argile raide à très raide  $\Rightarrow$  (1/4 à 1/2) de  $k$  déterminé en (b)

**Sol pulvérulent – chargement cyclique (ex : séisme)**

Sable moyen à dense  $\Rightarrow$  (1/2) de  $k$  déterminé en (b)

Sable lâche  $\Rightarrow$  (1/4) de  $k$  déterminé en (b)

(e) Type de pieu en présence (court ou long?)

- Sol cohérent  $\Rightarrow$  
$$\beta_B = \sqrt[4]{\frac{kB}{4E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}} \quad (3.5)$$

$\beta_B L > 2.25 \Rightarrow$  Pieu long

$\beta_B L < 2.25 \Rightarrow$  Pieu court

$2 < \beta_B L < 2.5 \Rightarrow$  Faire les deux calculs et prendre la plus petite valeur

- Sol pulvérulent  $\Rightarrow$  
$$\eta_B = \sqrt[5]{\frac{k}{E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}} \quad (3.6)$$

$\eta_B L > 4 \Rightarrow$  Pieu long

$\eta_B L < 2 \Rightarrow$  Pieu court

$2 < \eta_B L < 4 \Rightarrow$  Pieu intermédiaire

où :  $\beta_B$  et  $\eta_B$  sont des coefficients inverses de la longueur de transfert, termes représentant la rigidité relative sol-pieu.

## Étape 2 – Capacité géotechnique à L'ÉLUL

### Sol cohérent

Le calcul de ( $H_u$ ) se fait soit à partir du tableau (3.4), soit à partir des abaques comme suit:

- **Cas d'un pieu court, libre (ou fixe) en tête**
  - (a) Calculer  $L/B$  et  $e/B$ .
  - (b) Déduire  $H_u (g)$  de la figure 3.8a.
- **Cas d'un pieu long, libre (ou fixe) en tête**
  - (a) Calculer  $M_{yield} / c_u B^3$  et  $e/B$ .
  - (b) Déduire  $H_u (g)$  de la figure 3.8b.

### Sol pulvérulent

Le calcul de ( $H_u$ ) se fait à partir du tableau (3.5), soit à partir des abaques comme suit:

- **Cas d'un pieu court, libre (ou fixe) en tête**
  - (a) Calculer  $L/B$  et  $e/L$ .
  - (b) Déduire  $H_u (g)$  de la figure 3.9a.
- **Cas d'un pieu long, libre (ou fixe) en tête**
  - (a) Calculer  $M_{yield} / K_p \gamma B^4$  et  $e/B$ .
  - (b) Déduire  $H_u (g)$  de la figure 3.9b.

dans le cas d'un pieu intermédiaire, il faut prendre la plus petite des deux valeurs de  $H_u$  calculées pour les deux cas (court et long) cités en haut.

## Étape 3 – Capacité géotechnique à L'ÉLUT

Si le déplacement horizontal admissible est connu, alors il s'agit de calculer  $H (g)$  comme suit :

### Sol cohérent

- a) Calculer ( $e/L$ ) et ( $\beta_B L$ ).
- b) Déduire  $H (g)$  de la figure 3.10b.

### Sol pulvérulent

- a) Calculer ( $e/L$ ) et ( $\eta_B L$ ).
- b) Déduire  $H (g)$  de la figure 3.10a.

#### Étape 4 – Vérification de la résistance géotechnique

(a) ÉLUL :

$$V_f < \phi H_u \text{ (où } \phi = 0.4 \text{ selon MCIF, 2006)}$$

$$M_{\max} < M_{yield} \text{ (cas d'un pieu court)}$$

$$M_{\max} \geq M_{yield} \text{ (cas d'un pieu long)}$$

(b) ÉLUT : (avec un déplacement horizontal supposé ou imposé)

$$V \text{ (spécifié)} < H \text{ (g)}$$

#### Étape 5 – Résistance structurale (vérification ou dimensionnement)

a) Cisaillement

$$V_r \geq V_f.$$

$$V_r \approx V_c = \lambda \gamma \varphi_c \sqrt{f'_c} b_w d_c \text{ (pieu en béton).}$$

$$V_r = \phi F_s A_w \text{ (} \phi = 0.9 \text{ et } F_s = 0.66 f_y \text{) (pieu en acier).}$$

avec:  $V_r$  = résistance pondérée à l'effort latéral,  $V_f$  = effort latéral pondéré,  $\gamma$  = coefficient pour tenir compte du type de béton ( $\gamma = 1$  pour densité normale du béton);  $\varphi_c$  = facteur de résistance de béton;  $A_w = b_w \times d_c$ ,  $b_w$  = largeur de l'âme de la section du béton;  $d_c$  = hauteur effective de la section de béton armé ;  $f_y$  = limite d'élasticité spécifiée de l'acier;  $f'_c$  = résistance à la compression du béton à 28 jours et  $\lambda$  = coefficient tenant compte de la résistance du béton fissuré ( $\lambda = 0.18$ ).

b) Flexion

Acier ou béton armé :

$$M_r \geq \phi M_y.$$

avec:  $\phi = 0.9$ ;  $M_r$  = moment résistant et  $M_y$  = moment plastique (*yielding*).

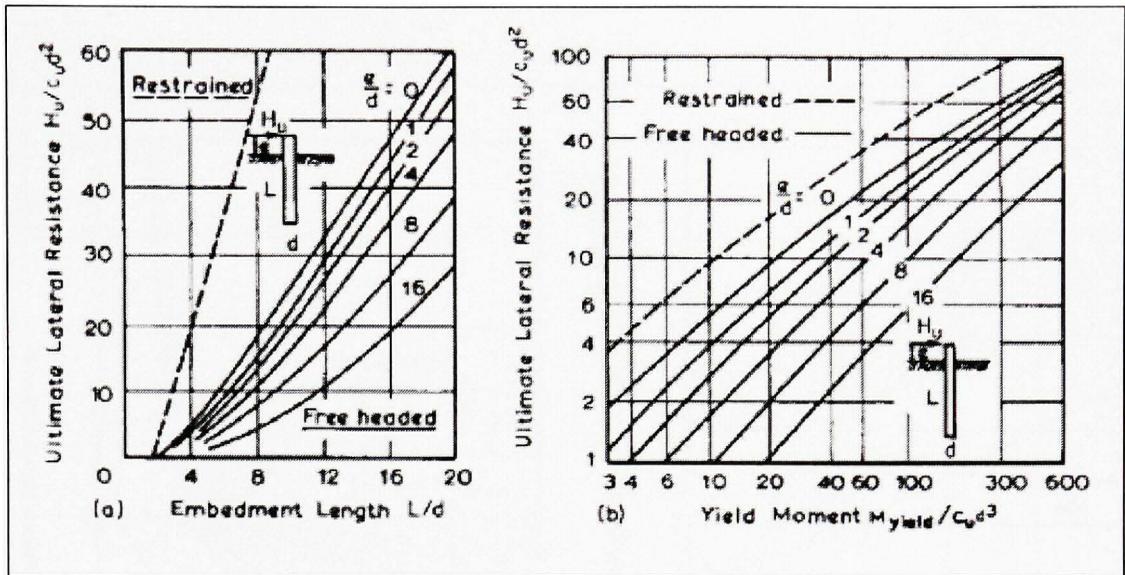


Figure 3.8 Résistance latérale ultime : a) pieu rigide et b) pieu souple dans un sol cohérent selon Broms (1964a).  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

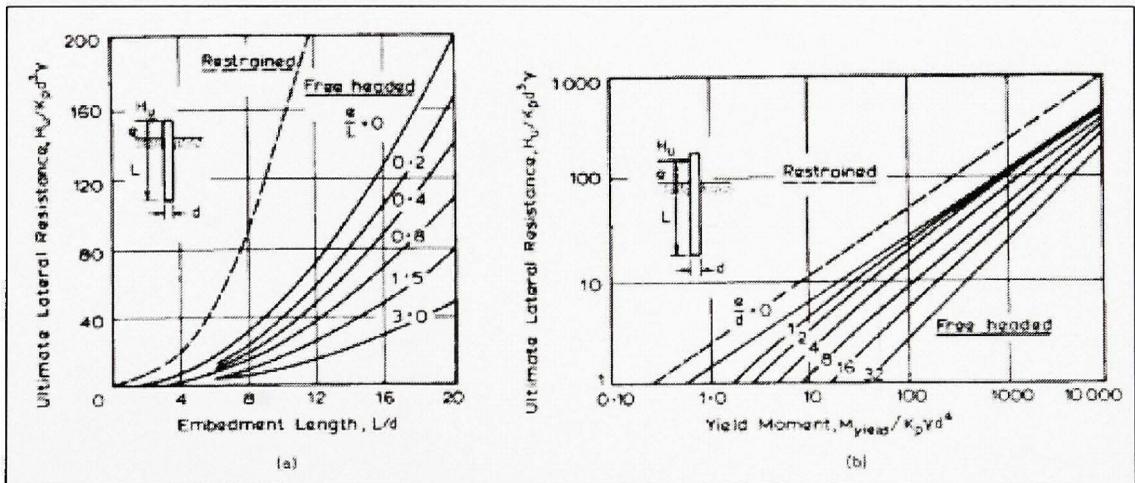
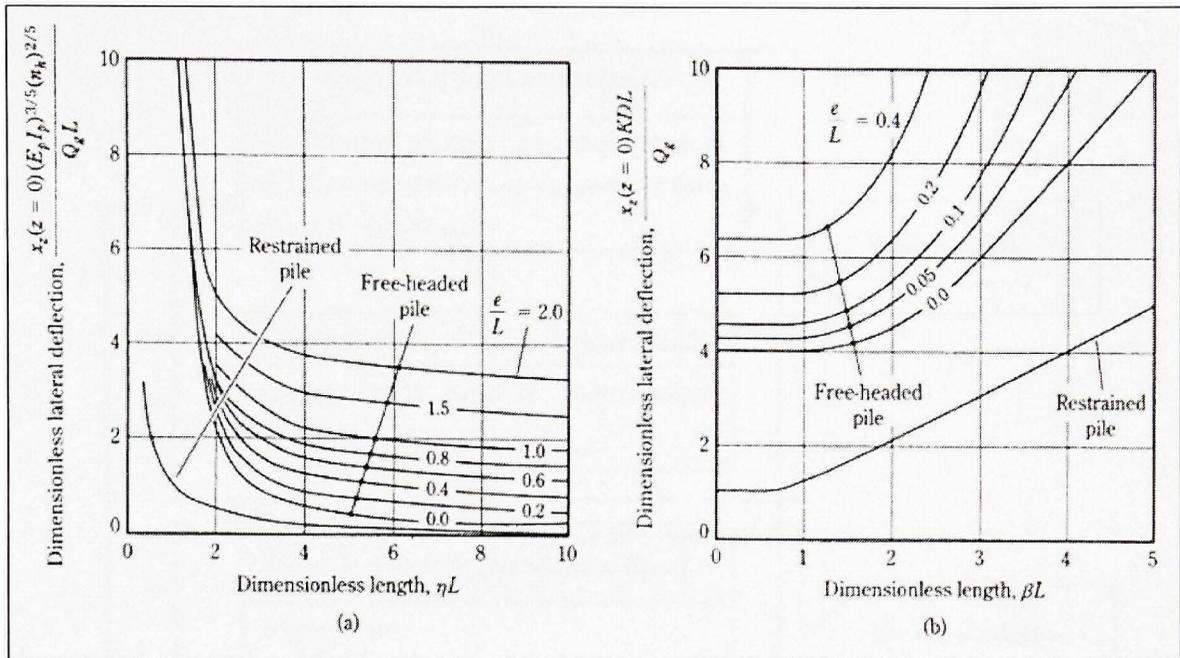
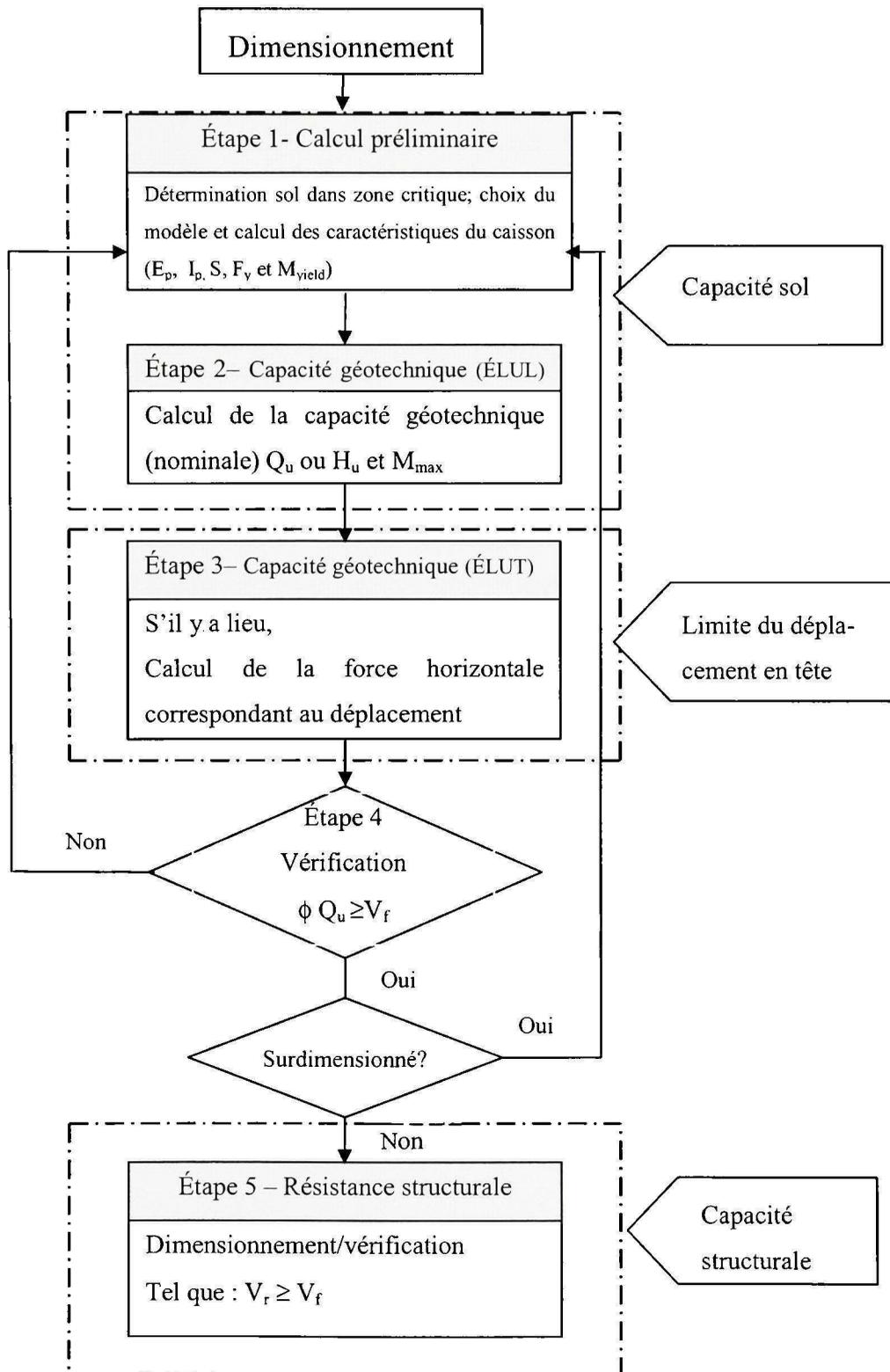


Figure 3.9 Résistance latérale ultime : a) pieu rigide et b) pieu souple dans un sol pulvérulent selon Broms (1964b).  
(Tiré de Poulos et Davis, 1980)

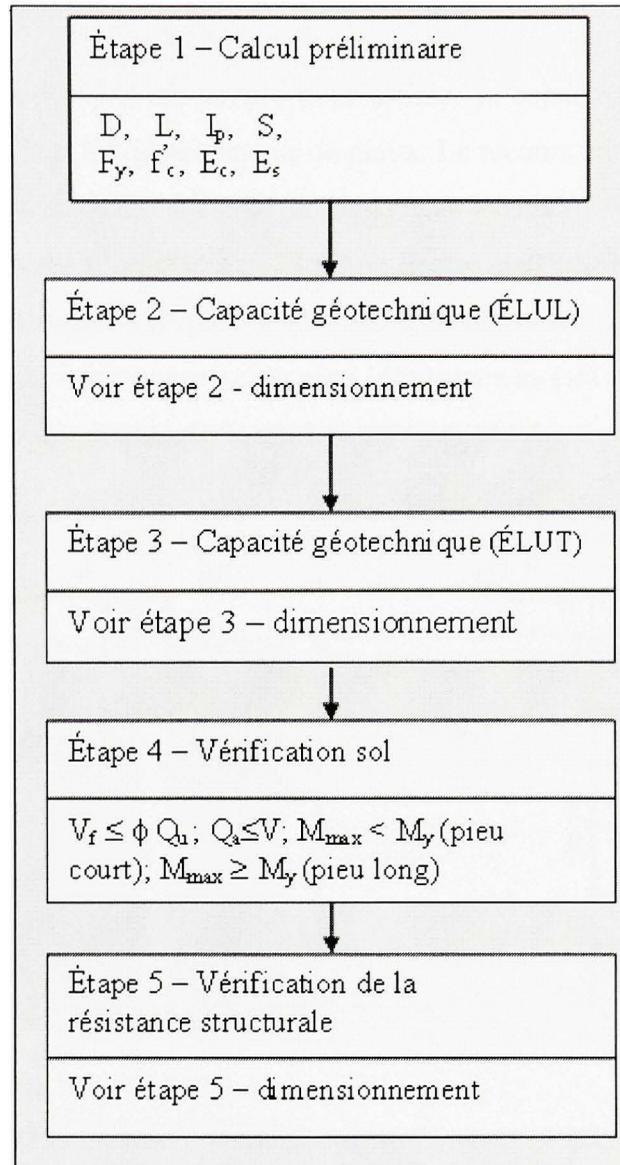


**Figure 3.10** Calcul du déplacement selon Broms : a) sol pulvérulent; b) sol cohérent.  
(Tiré de Das, 2004)

## B. Organigramme de dimensionnement



### C. Organigramme de vérification



Note :  $Q_u = H_u =$  capacité horizontale ultime

### 3.2.6 Méthode basée sur la théorie de Winkler

#### A. Introduction

La méthode de Broms (1964) est simple pour estimer la capacité latérale ultime mais ne convient pas pour évaluer les déplacements de pieux. Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (Figure 3.11). Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol ( $P$ )) au comportement du pieu (déplacement ( $y$ )) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction ( $E_s$ ).

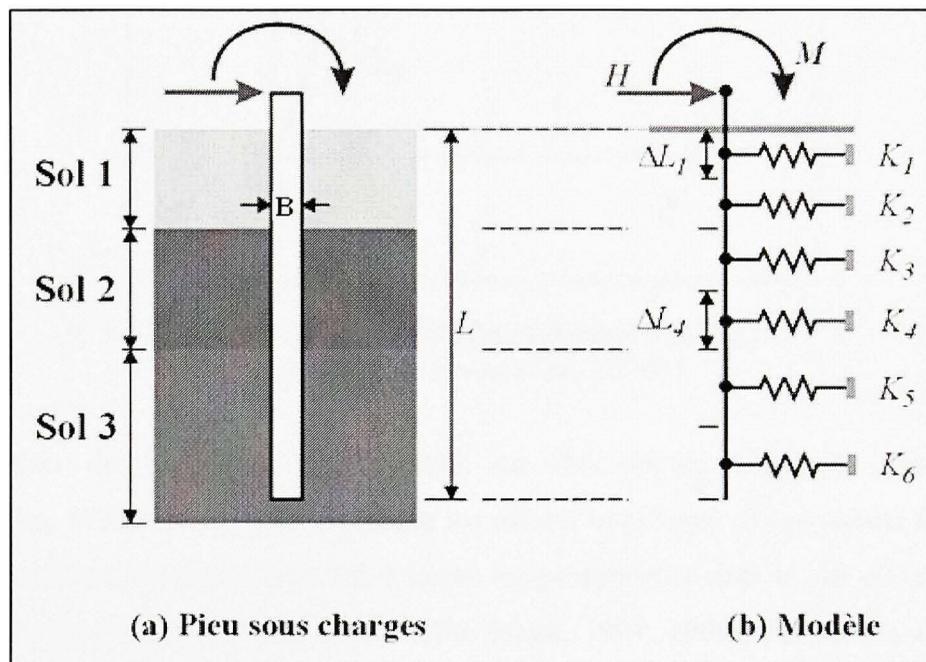
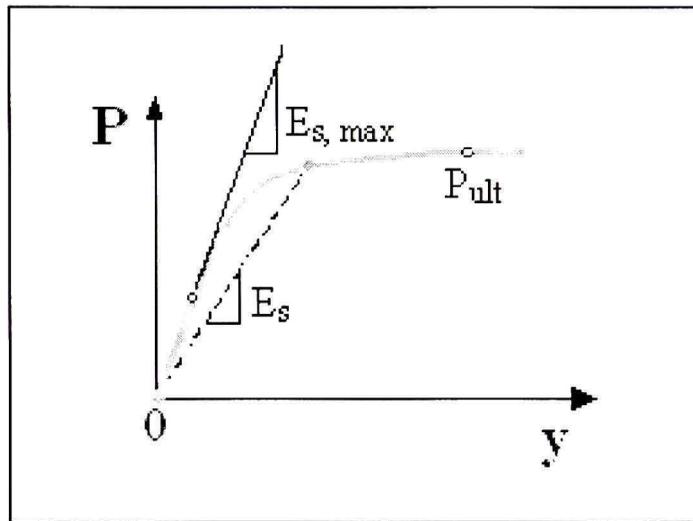


Figure 3.11 *Modèle basé sur la théorie de Winkler.*

#### B. Développement des courbes de réaction ( $P$ - $y$ )

Le problème majeur pour calculer un pieu sous charges horizontales est la prévision des courbes de réaction ( $P$ - $y$ ) à chaque profondeur. Des courbes ( $P$ - $y$ ) ont été développées par de nombreux chercheurs avec plusieurs approches comme par exemple: essais sur modèle

réduit ou en vraie grandeur ou par des équations empiriques (MCIF, 2006). Deux éléments importants caractérisent les courbes ( $P-y$ ) :  $E_s$  et  $P_{ult}$ . (Figure 4.12). En général, ces courbes sont non linéaires et varient avec la profondeur. Par ailleurs, elles sont en fonction de type du sol et des caractéristiques de pieux. Même, dans un continuum élastique linéaire, parfaitement plastique, la courbe ( $P-y$ ) ne se présente pas réellement comme une droite qui représente la réponse linéaire puis à un palier (limite élastique et début de la plastification autour du pieu) (Figure 3.13).



**Figure 3.12** Courbe ( $P-y$ ) incluant  $P_{ult}$  et  $E_s$   
(Adapté de Reese et al., 2006)

La résolution des équations des poutres sur des appuis élastiques (Tableau 3.8) (Timoshenko, 1955; Hetenyi, 1946) donne les efforts tranchants, les moments fléchissants, les déplacements et la réaction du sol à toutes les profondeurs dans le cas où le module de réaction ( $E_s$ ) est constant (Reese et al., 2006; Frank, 1984; 1995). Par contre, dans les cas tels que le module de réaction du sol et la rigidité ( $EI$ ) de pieux forés sont non linéaires, le pieu soumis à des poussées latérales du sol et pour les différentes conditions aux limites de pieu (tête et pointe), on doit avoir recours à des logiciels spécialisés (ex : LPILE).

Dans les sections suivantes, on présente les deux modélisations mentionnées ci-haut : la modélisation par ressorts élasto-plastiques et la modélisation par ressorts non linéaires qui fait appel à des logiciels de calcul.

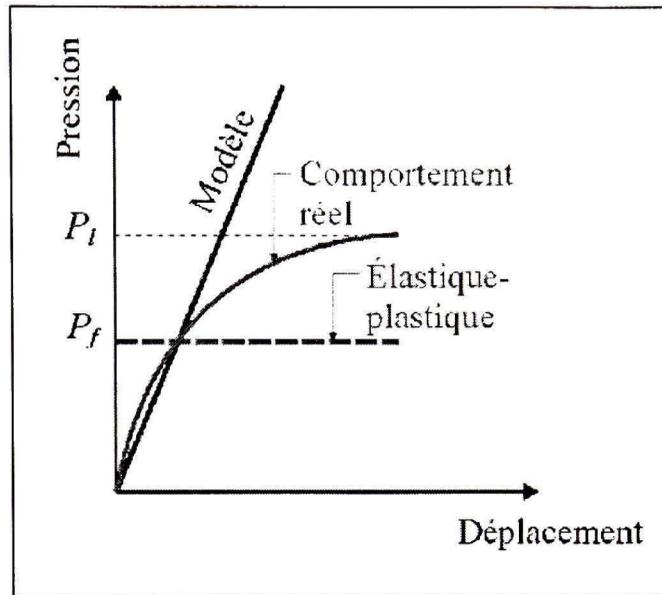


Figure 3.13 *Comportement réel du sol versus comportement élasto-plastique.*

Tableau 3.8

Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse  
des pieux sous charges latérales  
(Adapté de Reese et Van Impe, 2001)

Paramètre	Équation
équation différentielle de 4 <sup>eme</sup> ordre	$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0$
rotation de la section de pieu	$S_p = \frac{dy}{dx}$
moment fléchissant	$M_p = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$
effort tranchant	$V_p = \frac{dM_p}{dx} = EI \frac{d^3 y}{dx^3}$
réaction du sol (*)	$P = -\frac{dV_p}{dx} = -EI \frac{d^4 y}{dx^4}$

Note :  $x$  = coordonnée (origine en tête de pieu),  $y$  = déplacement latéral de pieu,  $E_s$  = module du sol  
 $P_x$  = charge axiale (compression) et  $EI$  = rigidité à la flexion du pieu.

(\*) : Le signe de la réaction du sol est contraire de signe de l'effort tranchant.

### 3.2.7 Modélisation par ressorts élasto-plastiques

Cette modélisation fait appel aux équations de Ménard pour le calcul des rigidités des ressorts.

#### A. Équations de Ménard

Ménard *et al.* (1969) ont fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et celui de pieu latéralement chargé.

Les coefficients de réaction du sol (voir 3.2) sont :

$$k_h = \frac{18E_m}{B[4(2.65)^\alpha + 3\alpha]} \quad (B_0 \leq 0.6 \text{ m}) \quad (3.7)$$

$$k_h = \frac{3E_m}{\left[ \left( \frac{2B_0}{3} \right) \left( \frac{2.65B}{B_0} \right) \right] + \frac{\alpha B}{2}} \quad (B_0 \geq 0.6 \text{ m}) \quad (3.8)$$

avec :  $E_m$  = module pressiométrique de Ménard,  $\alpha$  = coefficient rhéologique caractérisant le sol donné par le tableau (3.9) et  $B_0$  = diamètre de référence égal à 0.6 m.

Généralement, on considère uniquement la pression frontale exercée par le sol sur la largeur (le diamètre)  $B$  du pieu de sections carrées ou circulaires (Figure 3.14). Dans le cas des fondations allongées dans le sens de déplacement (barrettes), la résistance due au frottement sur les faces latérales peut être prise en compte; le module de réaction est pris égal à  $E_s$  (Figure 3.15), mais la pression limite est calculée à partir du frottement latéral unitaire ( $q_s$ ) à la profondeur considérée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_s = 2L_s q_s \quad (3.9)$$

avec :  $L_s$  = longueur de la section droite de la barrette diminuée de sa largeur frontale (B).  
 Dans ce cas la pression finale est la somme des pressions frontale et tangentielle (Frank, 1995; Philipponnat et Hubert, 1998).

Tableau 3.9

Coefficient rhéologique de Ménard ( $\alpha$ ) en fonction du type du sol et du rapport ( $E_m/P_l$ ) obtenu au pressiomètre  
 (Tiré de Philipponnat et Hubert, 1999)

état	argile		silt		sable		sable et gravier		roche	
	$E_m/P_l$	$\alpha$	$E_m/P_l$	$\alpha$	$E_m/P_l$	$\alpha$	$E_m/P_l$	$\alpha$	type	$\alpha$
surconsolidé	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	très peu fracturé	2/3
normalement consolidé	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	normal	1/2
altéré et/ou remanié	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4	très fracturé	1/3

La pression de fluage ( $P_f$ ) et la pression limite ( $P_l$ ) sont données par l'essai pressiométrique. Dans la figure 3.14 on voit que la pression limite est plafonnée à la pression de fluage. Dans le cas où des sollicitations de courte durée en tête dominant, la courbe de réaction ( $P-y$ ) est donnée par la figure (3.14 b).

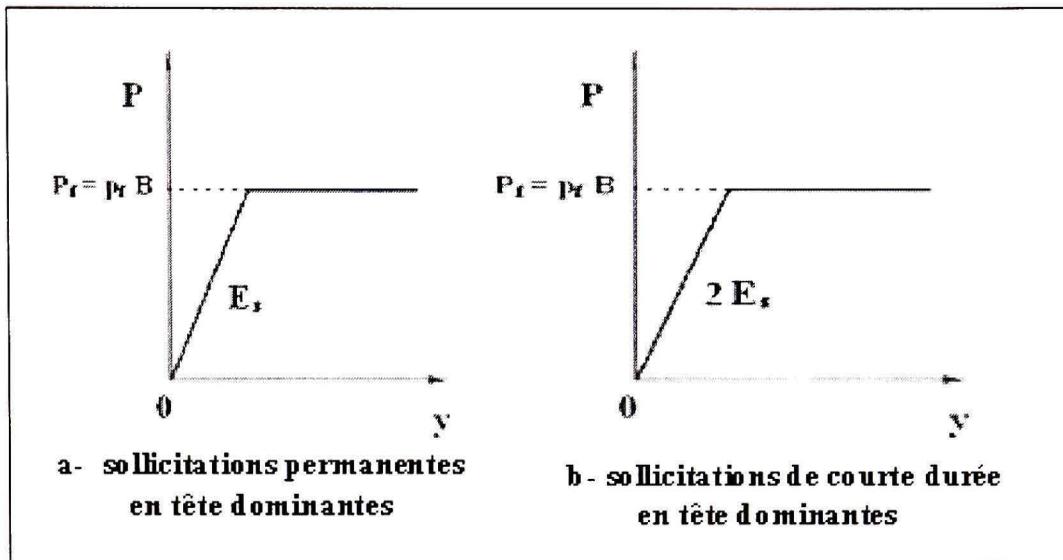


Figure 3.14 Courbe de réaction ( $P$ - $y$ ).  
(Adapté de Frank, 1995)

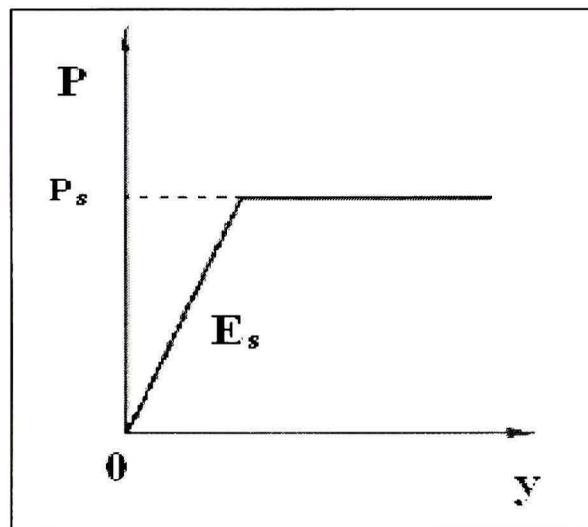


Figure 3.15 Loi de mobilisation de réaction tangentielle.  
(Adapté de Frank, 1995)

## B. Calcul des rigidités de ressorts

La rigidité de ressort est calculée à partir des relations suivantes :

$$K_h = k_h \times \Delta L \times B \quad (\text{courte durée}) \quad (3.10)$$

$$K_h = \frac{k_h}{2} \times \Delta L \times B \quad (\text{longue durée}) \quad (3.10a)$$

avec :  $B$  = diamètre du pieu et  $\Delta L$  = longueur du segment du pieu représenté par le ressort (Figure 3.11).

## C. Influence de la surface sur la réaction du sol et sur la pression de fluage

Le module de réaction du sol (ou le coefficient de réaction) et la pression de fluage doivent être corrigées à proximité de la surface par un coefficient  $\lambda_z$  donné par la formule (3.11) :

$$\lambda_z = 0.5 [1 + Z/Z_c] \quad (3.11)$$

$\lambda_z$  = coefficient de correction ;  $Z$  = profondeur ( $0 < Z < Z_c$ ) et  $Z_c$  = profondeur critique à partir de la surface du sol.

La profondeur  $Z_c$  sur laquelle s'applique cette réduction, comptée à partir de la surface du sol, est prise égale à  $2B$  dans le cas des sols cohérents et  $4B$  cas des sols pulvérulents. Le coefficient de réaction du sol et la pression au palier deviennent :

$$k_{h,\text{corrigé}} = \lambda_z \times k_h \quad (3.12)$$

$$P_{f,\text{corrigé}} = \lambda_z \times P_f \quad (3.13)$$

Dans le cas où le pieu est parfaitement encasté en tête par une semelle, il n'y a pas lieu de réduire  $k_h$  ni  $P_f$  (Baguelin *et al.*, 1978 ; Tomlinson, 1987).

#### D. Principe de la modélisation par ressorts élasto-plastiques

La méthode est basée sur un processus itératif limitant la réaction du sol à la pression de fluage  $P_f$ , voir la figure (3.16).

La pression de fluage est prise égale à (MICF, 2006) :

$$0.50 \leq P_f/P_l \leq 0.75 \quad (3.14)$$

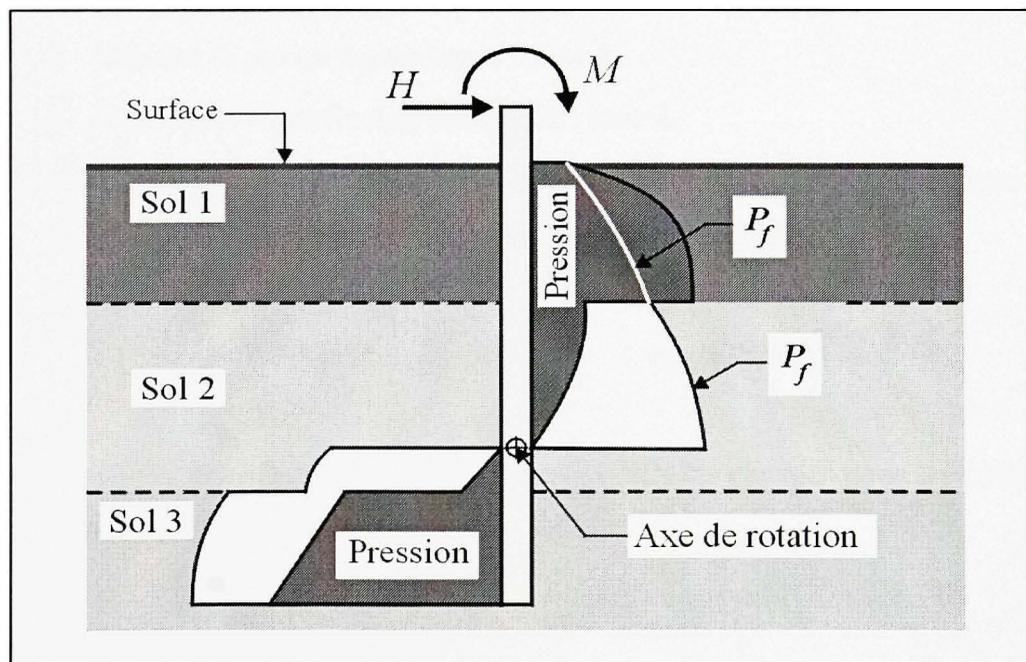


Figure 3.16 *Pression sur sol versus pression de fluage.*

## E. Étapes d'analyse

Cette méthode s'adapte bien aux logiciels de structure tels que : Visual design, SAP2000, etc.

### ➤ Analyse à l'ÉLUL

#### Étape 1 Modéliser le système (sol-pieu)

- Choisir la longueur des segments (distance entre les ressorts) tout en tenant compte des profondeurs des couches de sol.

#### Étape 2 Déterminer les paramètres géotechniques

- Déterminer  $P_l$  et  $P_f$  par essai pressiométrique.

#### Étape 3 Déterminer les rigidités $K_h$ des ressorts

- Calculer  $k_h$  par les équations de Ménard.
- Déterminer la profondeur critique  $Z_c$ , puis  $\lambda_z$ .
- Réduire  $k_h$  par le coefficient  $\lambda_z$  entre la surface et la profondeur critique (pas de réduction si le pieu est encasté en tête par une semelle).
- Calculer  $K_h$  des ressorts

$$K_h = k_{h, \text{ corrigé}} \times B \times \Delta L \quad \text{pour } (Z < Z_c)$$

#### Étape 4 Saisir les données (les rigidités des ressorts et les charges pondérées) et lancer l'analyse (Visual Design).

#### Étape 5 Corriger $P_f$ en surface

$$P_{f, \text{ corrigé}} = \lambda_z \times P_f \quad \text{pour } (Z < Z_c)$$

**Étape 6 Analyser les résultats**

- Si  $P_i$  de quelques ressorts  $> P_f \Rightarrow$  ajuster  $P_i = P_f$  et recommencer l'analyse.
- Si  $P_i$  de tous les ressorts  $> P_f \Rightarrow$  corriger (augmenter le diamètre et / ou la longueur) et recommencer à l'étape 1.
- Sinon, tracer les diagrammes (moment fléchissant et effort tranchant).

**Étape 7 Dimensionner le pieu aux ÉLUL selon les normes concernés (béton ou acier)**➤ **Analyse à l'ÉLUT****Étapes 1 à 3 les mêmes que pour ÉLUL****Étape 4 Introduire les charges non pondérées****Étape 5 Lancer l'analyse et voir à ce que  $P_{f, corrigé}$  ne soit pas dépassé****Étape 6 Analyser les résultats**

- Si le déplacement en surface (tête)  $\Delta_{surface} > \Delta_{admissible} \Rightarrow$  corriger (augmenter les dimensions de pieu) et recommencer à l'étape 1.
- Si la rotation en surface (tête)  $\theta_{surface} > \theta_{admissible} \Rightarrow$  corriger (augmenter les dimensions de pieu) et recommencer à l'étape 1.
- Sinon, le dimensionnement est satisfaisant.

**3.2.8 Modélisation par ressort non linéaire - utilisation de logiciels de calcul**

Dans l'industrie, il existe plusieurs logiciels pour le calcul de la réponse de pieux sous charges latérales utilisant les courbes de réaction ( $P-y$ ). Parmi ceux-là, on peut citer LPILE (ENSOFT, 1997) et PILED/G (GEOSOFTE, 1988). Ces deux programmes utilisent la théorie des différences finies pour la résolution de l'équation différentielle de 4<sup>ème</sup> ordre mentionnée

au tableau (4.8). La majorité de ces programmes couvrent les méthodes illustrées dans le tableau (3.10) :

Tableau 3.10

Méthodes de courbes de réaction de ( $P-y$ ) pour différents types du sol

Type et condition du sol	Référence
argile molle en présence d'eau	(Matlock, 1970)
argile raide en présence d'eau	(Reese <i>et al.</i> , 1975)
argile raide où il n'y a pas d'eau	(Welch et Reese, 1972 ; Reese et Welch, 1975)
sables	(Reese <i>et al.</i> , 1974; Bhushan <i>et al.</i> , 1981; API, 1993)
sols avec ( $\phi$ , $c$ )	(Evans et Duncan, 1982)
roche faible	(Reese, 1997)
roche forte	(Reese et Nyman, 1978; Nyman, 1980)

### A. Étapes d'analyse

Les étapes citées ci-bas ne sont pas forcément des opérations successives, puisqu'on peut commencer l'analyse par l'étape 2 puis enchaîner avec l'étape 1 :

#### Étape 1 Entrer les données

- Entrer les caractéristiques de pieu;
- Définir la longueur de subdivision de pieu (incrément) (paramètre important affectant la précision de la solution).

#### Étape 2 Définir le type de charges statique ou cyclique.

**Étape 3 Définir les conditions aux limites en tête de pieu (fixe ou libre) avec les sollicitations (moment, charges: axiale et latérale).**

**Étape 4 Définir le profil du sol**

- Nombre et épaisseur de couches.

**Étape 5 Définir les propriétés des couches (courbes de réaction (P-y).**

Pieu isolé aucun facteur de réduction:

- facteur multiplicateur de réduction sur la réaction ( $P_m$ ) est égal à 1;
- facteur multiplicateur sur le déplacement ( $y_m$ ) est pris égal à 1.

**Étape 6 Spécifier les résultats désirés.**

**Étape 7 Analyser les résultats.**

## **B. Description de quelques méthodes de prévision de courbes de réaction (P-y)**

Dans ce paragraphe on va discuter sur deux modèles. Le premier modèle est incorporé dans le programme (LPILE) celui de Matlock, alors que le second est incorporé dans le programme (PILED/G) celui de Bhushan.

### **Méthode de Matlock (1970)**

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction pour les sols cohérents, précisément les argiles molles sous chargement statique ou cyclique. La méthode permet aussi de prévoir la courbe de réaction après le chargement cyclique (ex: plate-forme). Ces courbes se composent d'une partie cubique suivie d'une droite qui représente le palier. La pression ultime de la courbe sous chargement statique est égale à :

$$P_{ult} = c_u N_p \quad (3.15)$$

avec :  $N_p$  est le minimum des deux valeurs (3.15a et 3.15b) :

$$3 + 6 \frac{z}{z_{cr}} \quad (0 \leq z \leq z_{cr}) \quad (3.15a)$$

$$9 \quad (z \geq z_{cr}) \quad (3.15b)$$

où  $z_{cr}$  est la profondeur critique.

$$z_{cr} = \frac{6 c_u B}{\gamma B + J c_u} \quad (3.15c)$$

où :  $\gamma$  : poids volumique du sol;  $c_u$  : cohésion non drainée du sol;  $B$  : diamètre de pieu (largeur) et  $J$  : constante empirique expérimentale 0.5 pour les argiles molles et 0.25 pour les argiles moyennes (Baguelin et Gézéquel, 1972; Reese et Van Impe, 2001).

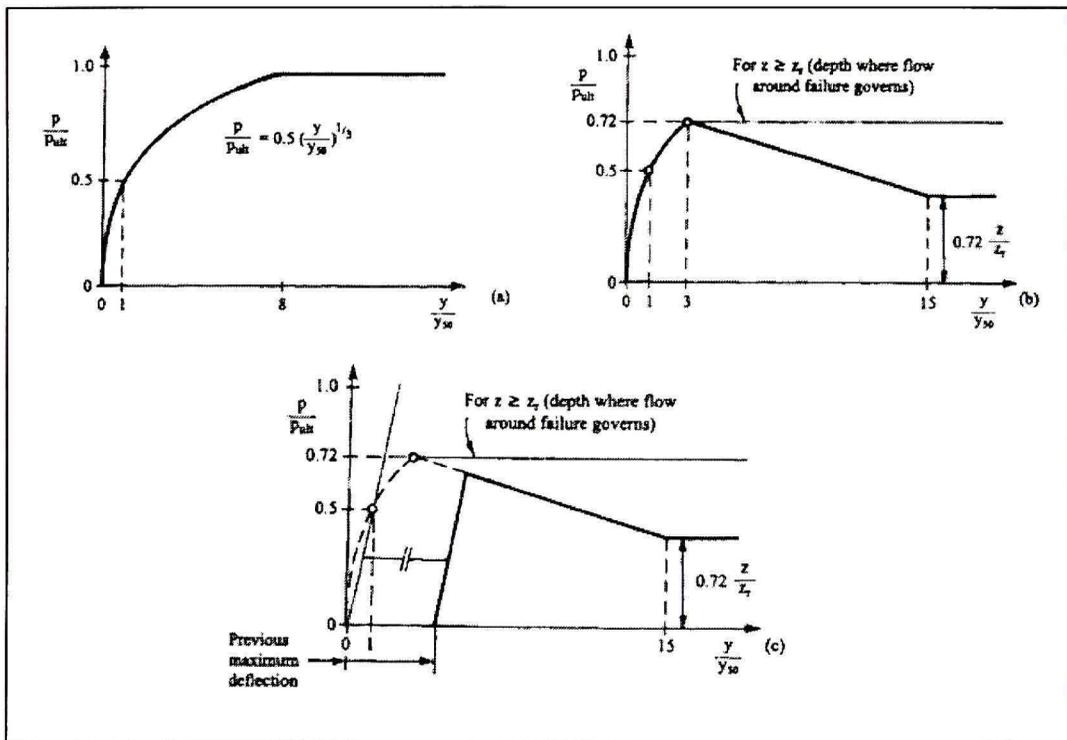


Figure 3.17 Courbe de  $(P-y)$  selon la méthode de Matlock pour argile molle sous chargement : a) statique; b) cyclique et c) après cyclique.

(Tiré de Reese et Van Impe, 2001)

Le déplacement relatif ( $\frac{y}{B}$ ) est relié à la déformation ( $\varepsilon$ ) d'un essai triaxial non drainé, correspondant à la moitié des contraintes déviatoriques, soit :

$$\varepsilon_{50} = \frac{y_{50}}{2.5B} \quad (3.16)$$

Les valeurs représentatives de  $\varepsilon_{50}$  sont données dans le tableau 3.11 en fonction de la consistance de l'argile :

Tableau 3.11

Valeurs représentatives de  $\varepsilon_{50}$   
(D'après Reese *et al.*, 2006)

Consistance de l'argile	$c_u$ (kPa)	$\varepsilon_{50}$
Très molle	> 12	$2 \cdot 10^{-2}$
Molle	12-24	$2 \cdot 10^{-2}$
Moyenne	24-48	$10^{-2}$
Raide	48-96	$6 \cdot 10^{-3}$
Très raide	96-192	$5 \cdot 10^{-3}$
Dure	<192	$4 \cdot 10^{-3}$

Ceci permet d'écrire la partie cubique de la courbe de Matlock comme suit :

$$\frac{P}{P_{ult}} = 0.5 \sqrt[3]{\frac{y}{y_{50}}} \quad (3.17)$$

La pression reste constante pour les valeurs au-delà de ( $\frac{y}{y_{50}} = 8$ ) qui représente le palier.

Pour le chargement cyclique, la prévision des courbes est la même que précédente sauf pour les valeurs de  $(\frac{P}{P_{ult}} > 0.72)$  où la pression  $p$  est en fonction de la profondeur critique :

$$\frac{P}{P_{ult}} = 0.72 \quad (z \geq z_{cr}) \quad (3.18a)$$

La relation (3.18a) est valable pour toutes les valeurs de  $y > 3 y_{50}$ .

$$\frac{P}{P_{ult}} = 0.72 \left( \frac{z}{z_{cr}} \right) \quad (z \leq z_{cr}) \quad (3.18b)$$

La relation (3.18b) est valable pour toutes les valeurs de  $3y_{50} \leq y \leq 15y_{50}$ . Pour les valeurs de  $y > 15y_{50}$  la pression  $p$  est constante.

### **Méthode de Bhushan et al. (1980, 1981)**

Bhushan et Haley (1980) et Bhushan et al. (1981) ont proposé des courbes de réaction ( $P$ - $y$ ) pour différents sables denses ou lâches, saturés et secs. Dans ce modèle, la résistance du sol sous charge statique est donnée par l'équation suivante :

$$P = k x y (F_1)(F_2)(F_3) \quad (3.19)$$

où :  $k$  = constante dépendant du déplacement latéral, relie le module de réaction et la profondeur ( $E_s = kx$ ) ( $\text{kN/m}^3$ );  $x$  = profondeur où la courbe ( $P$ - $y$ ) est générée;  $F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  = facteurs dépendant de la densité relative du sable (Tableau 3.12), de la pente et de la position de la nappe phréatique respectivement ( $F_3 = 0.5$  (sables saturés) et  $1.0$  (sables secs)) et  $y$  = déplacement latéral du pieu.

Tableau 3.12

Valeurs du facteur ( $F_1$ ) en fonction de  
la densité relative du sable  
(D'après Bhushan et Scheyhing, 2002)

<b>Densité relative (%)</b>	<b><math>F_1</math></b>
100	1.25
85	1.00
70	0.75
50	0.4
35	0.125

### C. Conclusion

Les méthodes de Matlock (1970) et Reese *et al.* (1975) pour les argiles molles et raides semblent raisonnables pour les charges statiques. Les courbes cycliques de Matlock (1970), Welch et Reese (1972) et Reese et Welch (1975) paraissent aussi raisonnables. Les essais sur le site de Manor (Reese *et al.* (1975) montrent que des argiles raides sous charges cycliques perdent beaucoup de résistance au dessous de la nappe phréatique. Les charges soutenues doivent être prises en compte pour les argiles molles. Pour ce qui est du sable, les courbes de réaction ( $P-y$ ) sont fiables pour les deux types de chargement : statique ou cyclique. Toutefois, il faut prendre en considération l'effet de l'installation des pieux (Robertson *et al.* 1986) ainsi que la position de la nappe phréatique (Reese et Van Impe, 2001).

### 3.3 Groupe de pieux sous charges latérales

#### 3.3.1 Introduction

Les deux problèmes majeurs dans l'analyse d'un groupe de pieux sont la répartition de l'effort total sur chaque pieu du groupe et la détermination de coefficient d'efficacité  $\eta_L$ .

L'analyse d'un groupe de pieux soumis aux charges latérales est un problème d'interaction sol-structure. Lorsque l'espacement entre les pieux est suffisamment important, l'interaction pieu-sol-pieu n'est pas considérée et l'analyse du groupe de pieux se fait en considérant chaque pieu comme agissant indépendamment des autres (analyse d'un pieu isolé). Par contre, si l'espacement est faible, il y a effet de groupe. Dans ce cas  $\eta_L < 1$ .

La répartition de la charge latérale appliquée au groupe sur chaque pieu n'est pas uniforme. La ligne avant reprend toujours plus d'efforts que les lignes arrières (Tableau 3.13).

Tableau 3.13

Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ( $s/B = 3$ )

Source	Type du sol	Pieux en ligne			Test	Groupe
		Avant (%)	Milieu (%)	Arrière (%)		
McVay <i>et al.</i> , 1998	sable dense	43.3	31.5	25.2	centrifugeuse	3×3
	sable lâche	46.6	29.3	24.1	centrifugeuse	3×3
	sable dense	37.8	24.4	19.2 (18.6)	centrifugeuse	4×3
	sable lâche	36.7	23.9	19.2 (20.2)	centrifugeuse	4×3

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de  $n$  pieux est défini par :

$$\eta_L = \frac{\text{effort latéral sur le groupe (pour un déplacement spécifié)}}{n \times \text{effort latéral sur le pieu isolé (même déplacement)}} \quad (3.20)$$

le tableau 3.14 donne quelques valeurs proposées de  $\eta_L$  :

Tableau 3.14

Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité<sup>(\*)</sup>  $\eta_L$  pour le groupe chargé latéralement

Source	Type du sol	Espacement	Coefficient ( $\eta_L$ )	Déplacement (pouce)	Test
		Groupe			
Brown <i>et al.</i> , 1988	sable très dense	3B	75%	1	in situ
		(3×3)			
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement dense	3B	74%	3	centrifugeuse
		(3×3)			
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement dense	5B	95%	3	centrifugeuse
		(3×3)			
Ruesta et Townsend, 1997	sable lâche	3B	80%	1-3	in situ
		(4×4)			

(\*) : D'autres valeurs de coefficients d'efficacité sont données à l'annexe I.

Il convient de noter que la direction de la charge totale du groupe affecte la valeur du coefficient d'efficacité ( $\eta_L$ ). Les travaux de Yegian et Wright (1973) montrent que  $\eta_L$  est plus petit quand la charge totale est parallèle aux pieux que si elle était perpendiculaire.

### 3.3.2 Approches d'analyse

Le fait d'illustrer quelques méthodes d'analyse de groupe de pieux sous charges latérales n'implique pas qu'elles sont les seules méthodes existantes dans la littérature. Dans ce qui suit, nous présentons quelques-unes d'entre elles :

#### A. Méthode statique

Cette méthode néglige la présence du sol et suppose que chaque pieu prend un effort tranchant uniforme et la charge verticale sur le pieu due au moment appliqué dans la semelle est proportionnelle à la distance ( $x$ ) et/ou ( $y$ ) dans un sens et/ou dans l'autre sens. Ce qui ramène à calculer l'effort tranchant et la charge verticale sur chaque pieu selon l'équation 3.21a et 3.21b, respectivement :

$$V_i = \frac{V}{n} \quad (3.21a)$$

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^n (x_j)^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^n (y_j)^2} \quad (3.21b)$$

où :  $V_i$  : effort tranchant dans le pieu ( $i$ );  $P_i$ : charge verticale supportée par le pieu ( $i$ );  $x_i$  et  $y_i$ : sont les coordonnées de pieu ( $i$ ) et  $n$  : nombre de pieux.

L'analyse et le dimensionnement des pieux se fait alors sur la base des pieux les plus sollicités. Il est à noter que cette méthode ne tient pas compte des conditions de fixité semelle-pieu, et suppose souvent le moment en tête de pieu égal à zéro (Poulos et Davis, 1980).

Les méthodes illustrées dans les sections 3.2.7 et 3.2.8 sont utilisées; toutefois, il est primordial de prendre en compte l'effet de groupe en réduisant la réaction du sol (Voir 3.3.2.D).

### **B. Méthode de Broms**

La méthode illustrée dans la section 3.2.5 pour les pieux isolés chargés latéralement reste valable, sauf qu'il faut tenir compte de l'effet de groupe. Pour cela la capacité des pieux isolés calculés aux étapes 2 et 3 est réduite. Cette réduction est fonction de l'espacement dans le groupe de pieux et le facteur de réduction peut être déterminé à partir du tableau 3.15. L'espacement des pieux est pris centre à centre dans le sens de la charge latérale.

Tableau 3.15

Facteur de réduction  
(D'après Hannigan *et al.*, 1998)

<b>Espacement des pieux (s)</b>	<b>Facteur de réduction</b>
8B	1.0
6B	0.8
4B	0.5
3B	0.4

Pour calculer la capacité totale du groupe de pieux, il suffit de multiplier la capacité réduite par le nombre de pieux.

### **C. Méthode du pieu isolé équivalent**

La résistance latérale à retenir pour le groupe est vraisemblablement la plus petite valeur entre la résistance du bloc monolithique comprenant les pieux et le sol avoisinant et le

produit de  $n$  fois la résistance latérale du pieu isolé. Dans la littérature, on trouve deux modèles : l'un inspiré de la méthode de Broms et l'autre du modèle de Reese.

### **Modèle inspiré de la méthode de Broms**

Le modèle de Broms a été étendu au cas de groupe de pieux en modifiant la zone morte. En effet, Broms avait supposé pour un pieu isolé la zone morte sur une profondeur de  $1.5 B$  ( $B$  étant le diamètre de pieu) à partir de la surface du sol. Ce qui n'est pas le cas pour un groupe de pieu où il convient de prendre pour l'ensemble une valeur de  $1.5B$  ou  $\frac{L}{10}$  où  $L$  est la fiche de pieu (Poulos et Davis, 1980). Le dimensionnement du pieu équivalent se fait de la même manière qu'un pieu isolé (section 3.2.5). Cette méthode, comme déjà mentionné, n'évalue pas les déplacements horizontaux des pieux.

### **Modèle de Reese**

Le groupe de pieux et le sol adjacent sont présentés par un pieu isolé équivalent de diamètre imaginaire. Ce diamètre est le périmètre du bloc monolithique divisé par  $(\pi)$ . La rigidité équivalente du pieu imaginaire ( $EI_{eq}$ ) est la somme des rigidités des pieux isolés ( $EI_{isolé}$ ) formant le groupe. L'effort tranchant est réparti de façon uniforme sur chaque pieu isolé et les moments fléchissants sont les mêmes (les pieux sont supposés avoir les mêmes rigidités) (Reese *et al.*, 2006). Le calcul peut se faire à l'aide de courbes de réaction ( $P$ - $y$ ) pour un pieu isolé de la façon décrite dans les sections 3.2.7 et 3.2.8. Il convient de remarquer que cette méthode surestime les déplacements latéraux par environ 60% (McVay *et al.*, 1995).

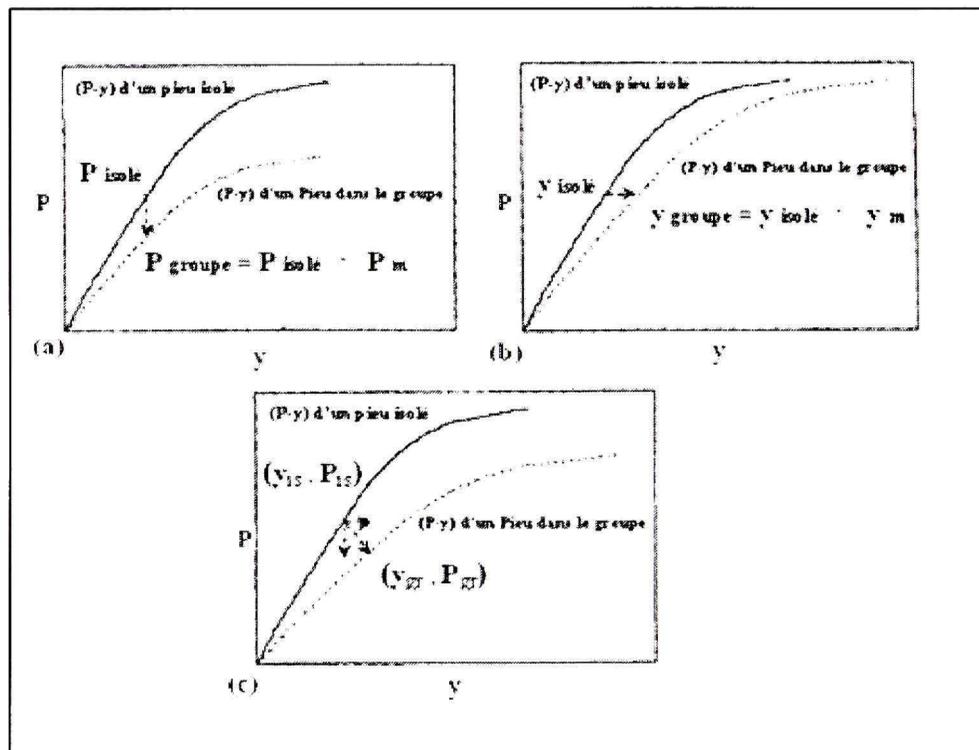
### **D. Méthode aux modules de réaction**

Les courbes de réaction ( $P$ - $y$ ) de pieux isolés sont valables pour le groupe de pieux lorsque l'espacement entre les pieux est suffisamment important ( $P_m = 1$ ). Par contre, quand l'espacement devient plus faible, ces courbes ne seront pas valables pour le cas d'un groupe de pieux.

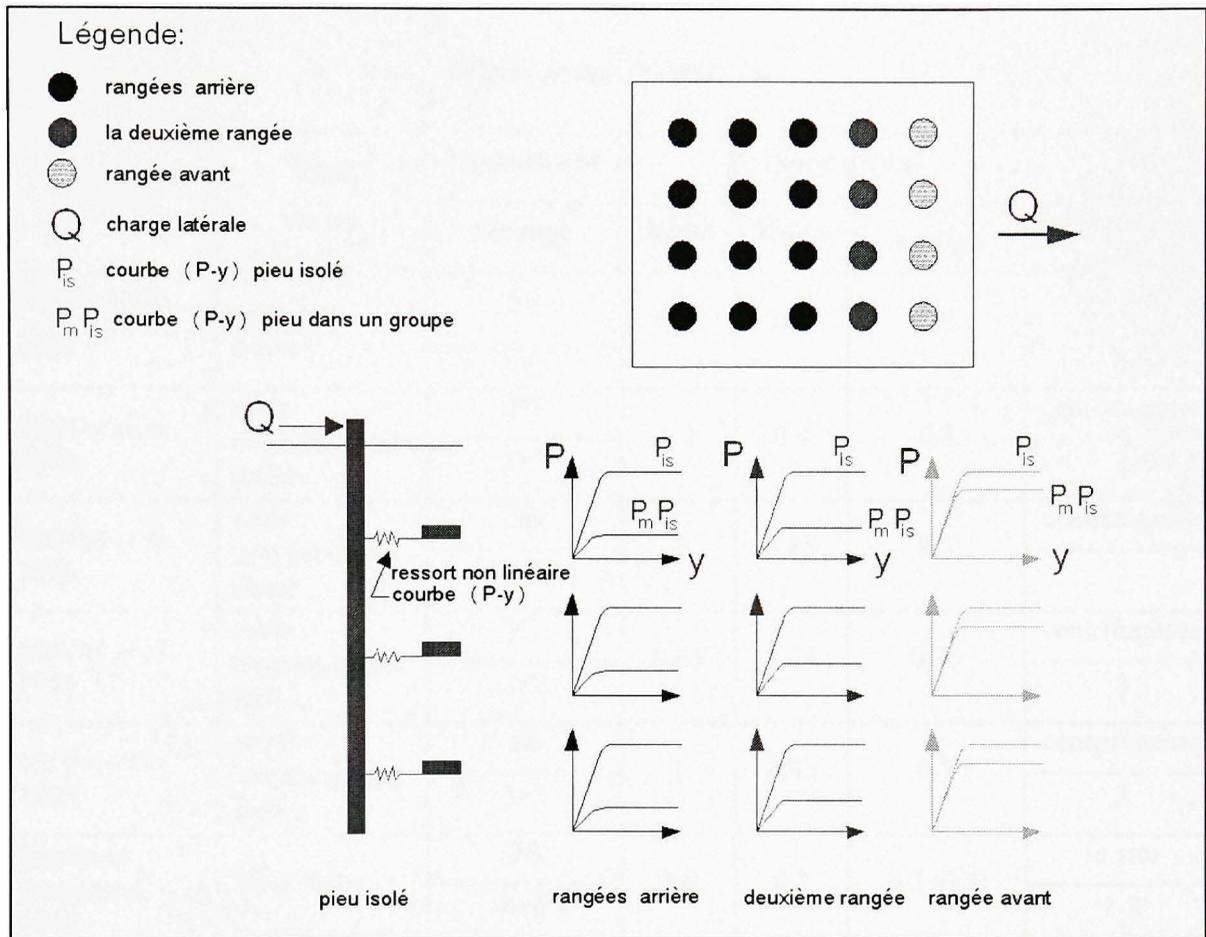
La méthode aux modules de réaction suggère de faire des modifications sur la courbe de réaction ( $P-y$ ) pour chaque pieu du groupe. La modification peut se faire sur les réactions en introduisant un facteur multiplicateur ( $P_m$ ) qui est toujours inférieur à 1 (Figure 3.18a), ou en appliquant sur le déplacement latéral  $y$  le facteur  $y_m$ , qui est généralement supérieur à 1 (Figure 3.18b). Finalement, on peut faire la modification sur le module de réaction du sol ( $E_s$ ) (Figure 3.18c).

Les modifications de la courbe de réaction pour le pieu isolé ont été proposées soit en se basant sur des essais en vraie grandeur lors de chargements latéraux d'un groupe de pieux, soit sur des modèles centrifugés, soit sur des équations basées sur les travaux de recherches comme par exemple Reese *et al.* (2006) et Rollins *et al.* (2006) (Tableau 3.17 et 3.18).

L'approche de facteur multiplicateur  $P_m$  est la plus répandue dans la littérature pour la modification de courbes de réaction ( $P-y$ ) d'un groupe de pieux (Figure 3.19).



**Figure 3.18** *Approches de modification de courbes de réaction ( $P-y$ ) d'un pieu en groupe : a) multiplicateur  $P_m$ ; b) multiplicateur  $y_m$  et c) multiplicateur de module. (Adapté de Fan et Long, 2006)*



**Figure 3.19** Approche  $P_m$  pour modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe.

(Adapté de Hannigan et al., 1998)

Le tableau 3.16 résume quelques facteurs proposés  $P_m$  pour exprimer l'effet de groupe.

Tableau 3.16

Synthèse des facteurs  $P_m$ 

Source	Type du sol	Espacement	$P_m$ (pour pieux)			Test
		Groupe	Avant	Milieu	Arrière	Déplacement (pouce)
Brown <i>et al.</i> , 1988	sable très dense	3B	0.8	0.4	0.3	in situ
		3×3				1-1.5
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement dense	3B	0.8	0.4	0.3	centrifugeuse
		3×3				3
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement dense	5B	1	0.85	0.7	centrifugeuse
		3×3				3
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement lâche	3B	0.65	0.45	0.35	centrifugeuse
		3×3				3
McVay <i>et al.</i> , 1995	sable moyennement lâche	5B	1	0.85	0.7	centrifugeuse
		3×3				3
Ruesta et Townsend, 1997	sable lâche	3B	0.8	0.7	0.3 (0.3)	in situ
		4×4				1-3
Rollins <i>et al.</i> , 1998	argile raide et sable dense	3B	0.6	0.4	0.4	in situ
		3×3				-
McVay <i>et al.</i> , 1998	sable avec densité différente	3B	0.8	0.4	0.3	centrifugeuse
		3×3				1
Rollins <i>et al.</i> , 2006	argile raide et sable	5.65B	0.95	0.88	0.77	in situ
		3×3				0-2.6
Rollins <i>et al.</i> , 2006	argile raide et sable	4.4B	0.9	0.8	0.69 (0.73)	in situ
		3×4				0-1.6
Rollins <i>et al.</i> , 2006	argile raide et sable	3.3B	0.82	0.61	0.45 (0.45, 0.51- 0.46)*	in situ
		3×5				0-3.5

(\*) : 0.51 pour déplacement inférieur à (2 pouce) et 0.46 pour les grands déplacements.

Tableau 3.17

Valeurs de  $P_m$  à l'aide des équations

Paramètres	Équations de $P_m^*$ (basées sur les abaques de Mokwa, 1999) **	Équations de $P_m^*$ (basées sur les essais de Rollins <i>et al.</i> , 2006)
Ligne avant	$P_{m,avant} = 0.64 + 0.06 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m,avant} = 0.26 \ln\left(\frac{S}{B}\right) + 0.5$
Première ligne arrière	$P_{m,1arr} = 0.34 + 0.11 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m,1arr} = 0.52 \ln\left(\frac{S}{B}\right)$
Deuxième ligne arrière	$P_{m,2arr} = 0.16 + 0.14 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m,2arr} = 0.60 \ln\left(\frac{S}{B}\right) - 0.25$
Troisième ligne arrière et plus	$P_{m,3arr} = 0.04 + 0.16 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m,3arr} = 0.60 \ln\left(\frac{S}{B}\right) - 0.25$

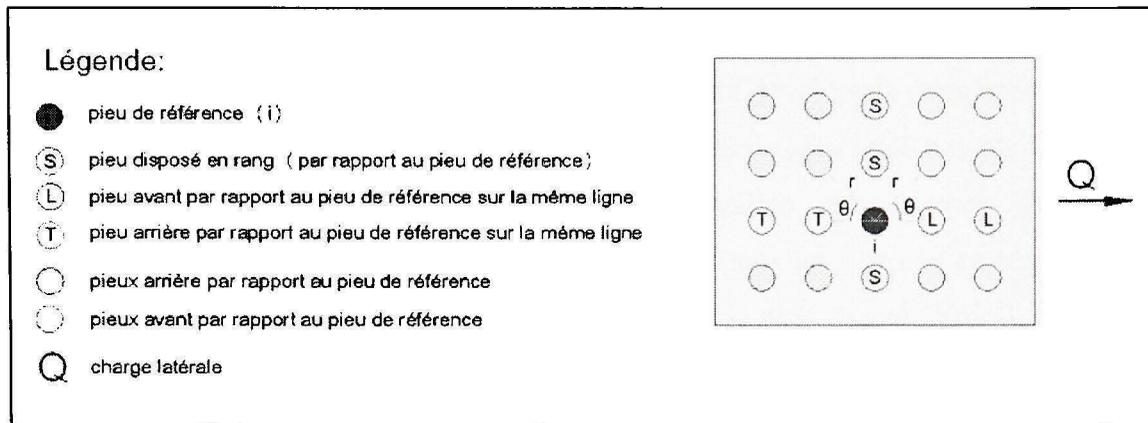
Note (\*): les valeurs de  $P_m$  sont limitées à 1. (\*\*): Voir (Salgado, 2008).

Les équations de Reese *et al.* (2006) sont basées sur les travaux de Brown *et al.* (1987) et sont décrites comme suit :

Les facteurs de réduction  $P_{m,i}$  sont donnés par le produit des coefficients d'interaction  $\beta_{ij}$  entre le pieu de référence  $i$  et les pieux  $j$ ,  $j = 1, 2, \dots, n$ , où  $n$  est le nombre de pieux dans le groupe (Éq. 3.22), voir aussi la figure 3.20 :

$$P_{mi} = \prod_{j=1}^n \beta_{ij} \quad (3.22)$$

(avec  $i \neq j$ )



**Figure 3.20** Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i).  
(Adapté de Salgado, 2008)

Tableau 3.18

Valeurs de  $P_m$  à l'aide des équations  
(Adapté de Reese *et al.*, 2006 et Salgado, 2008)

Remarque	Équations de $P_m^*$ (Reese <i>et al.</i> , 2006)	Espacement
pieu $i$ devient arrière par rapport au pieu avant (L) sur la même ligne	$\beta_{iL} = 0.48 \left( \frac{S_{iL}}{B} \right)^{0.38}$	$1 \leq \frac{S_{iL}}{B} < 7$
pieu $i$ devient avant par rapport au pieu arrière (T) sur la même ligne	$\beta_{iT} = 0.7 \left( \frac{S_{iT}}{B} \right)^{0.26}$	$1 \leq \frac{S_{iT}}{B} < 4$
pieu disposé en rang (par rapport au pieu $i$ )	$\beta_{iS} = 0.64 \left( \frac{S_{iS}}{B} \right)^{0.34}$	$1 \leq \frac{S_{iS}}{B} < 3.75$
pieu avant en diagonale par rapport au pieu $i$ (pieu $i$ devient arrière)	$(\beta_{i\theta} = (\beta_{iL}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta)^{\frac{1}{2}})^{**}$	$1 \leq \frac{r_{iL}}{B} < 7$ $1 \leq \frac{r_{iS}}{B} < 3.75$
pieu arrière en diagonale par rapport au pieu $i$ (pieu $i$ devient avant)	$(\beta_{i\theta} = (\beta_{iT}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta)^{\frac{1}{2}})^{**}$	$1 \leq \frac{r_{iT}}{B} < 4$

Note (\*): les valeurs de  $P_m$  sont limitées à 1. (\*\*):  $\beta_{iL}$ ,  $\beta_{iT}$  et  $\beta_{iS}$  sont fonction de l'espacement ( $r/B$ ),  $B$  étant le diamètre des pieux et  $r$  la distance diagonale centre à centre entre deux pieux voir la figure 3.21.

Généralement, les facteurs multiplicateurs  $P_m$  sont incorporés dans les programmes de calcul de groupe de pieux (ex : Groupe (Ensoft)) qui sont développés pour tenir compte de l'effet de groupe. Si, on a seulement un logiciel de calcul de pieu isolé comme (LPILE) on peut l'utiliser en introduisant  $P_m$ . Aussi, on peut utiliser des logiciels de structure comme Visual design, en appliquant les facteurs  $P_m$  sur tous les pieux et en tenant compte de tout le groupe; ou simplement on s'intéresse au pieu le plus chargé (Voir 3.3.2.A), bien sûr en prenant en considération l'effet de groupe.

### 3.3.3 Conclusion

L'effet de groupe reste un phénomène encore mal compris malgré les efforts de recherche qui lui ont été consacrés. Toutefois, dans la littérature, on trouve quelques recommandations basées sur des essais (la majorité sur des modèles réduits), permettant de dimensionner un groupe de pieux avec confiance. Parmi ces recommandations on peut citer :

- Les pieux disposés en rangée arrière ont une résistance latérale faible par rapport aux pieux de la rangée avant (Brown *et al.*, 1988; Ruesta et Townsend, 1997 et Rollins *et al.*, 1998, 2006), cette réduction est due à l'effet d'ombre;
- Les pieux disposés en rangée perpendiculaire à la direction du chargement sont très peu affectés par l'effet de groupe Yegian et Wright (1973);
- La résistance latérale des pieux battus dans l'argile dépend de la position des rangées de pieux dans le groupe que par la disposition des pieux dans la rangée elle-même selon les essais en vraie grandeur (Brown *et al.*, 1987; Rollins *et al.*, 1998; Rollins *et al.*, 2006); mais certains essais en vraie grandeur sont en conflit avec cette constatation dans le cas de groupe installé dans le sable (Ruesta et Townsend, 1997; Rollins *et al.*, 2005) et les modèles centrifugés de McVay *et al.*, 1998;
- Pour une charge spécifiée (charge moyenne par pieu) les moments fléchissants sont plus importants (maximum) pour les pieux arrière que ceux pour les pieux avant. Ceci est dû à l'effet de groupe (effet d'ombre) (Brown *et al.*, 1987, 1988; Rollins *et al.*, 2006);

- Le facteur  $P_m$  tend à augmenter très rapidement pour les espacements entre  $3B$  à  $5B$  et d'une façon non linéaire (Rollins *et al.*, 2006);
- Au delà de l'espacement  $5B$ ,  $P_m$  augmente graduellement (Rollins *et al.*, 2006);
- Pour les pieux avant,  $P_m=1$  à partir d'un espacement de  $6.5B$ , et l'effet de groupe est négligeable à partir d'un espacement entre  $7$  et  $8B$  (Rollins *et al.*, 2006);
- Une certaine concordance pour les valeurs proposées de  $P_m$  (groupe de  $(3 \times 3)$ , avec  $s/B = 3$ ) indépendamment du type de sol ou la méthode d'installation: les valeurs de  $P_m = 0.6$  à  $0.8$  pour pieux avant et  $P_m = 0.3$  à  $0.45$  pour pieux arrière;
- Les valeurs proposées de  $P_m$  sont données par rangée (incluant les équations de Mokwa (1999) et Rollins *et al.* (2006)), sauf les équations de Reese *et al.* (2006) qui les donnent de façon précise. Ces dernières équations tiennent compte de l'interaction entre les pieux adjacents pour chaque position (pieux en rang (côte à côte), avant et arrière).

## CHAPITRE 4

### APPLICATIONS NUMÉRIQUES

#### 4.1 Données générales

##### 4.1.1 Description du projet

Le projet est relatif à un pont réel construit dans la province du Québec. Ce pont comporte quatre (4) travées avec cinq (5) appuis dont deux (2) culées et trois (3) piliers (Figure 4.1). Tous les appuis reposent sur le roc, excepté le pilier n° 3 qui nous intéresse dans cette étude. En effet, le niveau de roc se trouve à une profondeur de 30 m pour ce pilier. Donc, on a recours à une fondation profonde. Cette fondation comporte une semelle qui repose sur dix (10) caissons comme montré à la figure 4.2. On s'intéresse donc au dimensionnement de ces pieux.

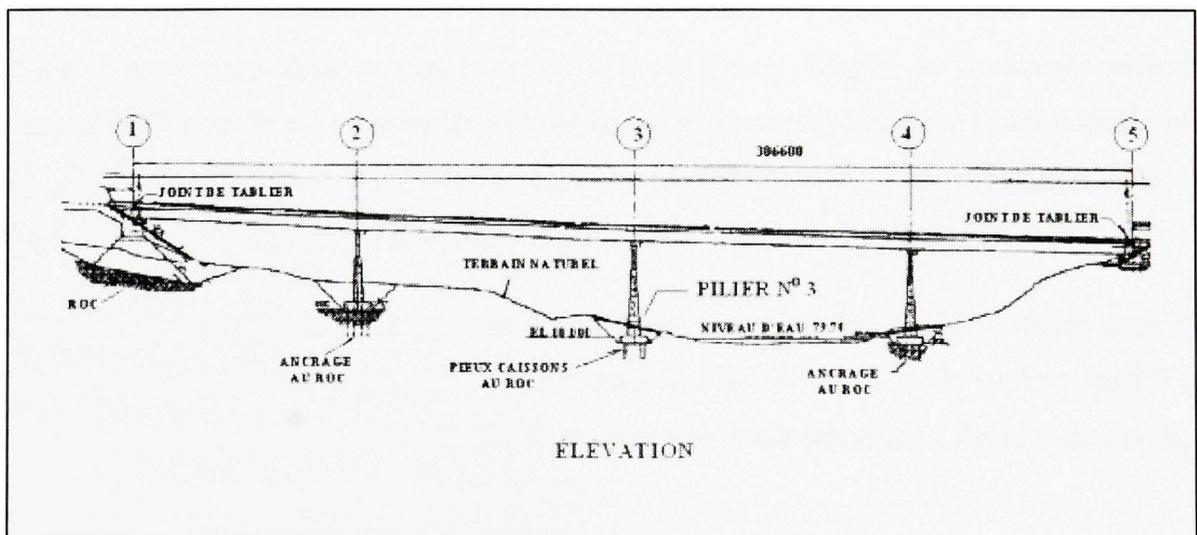
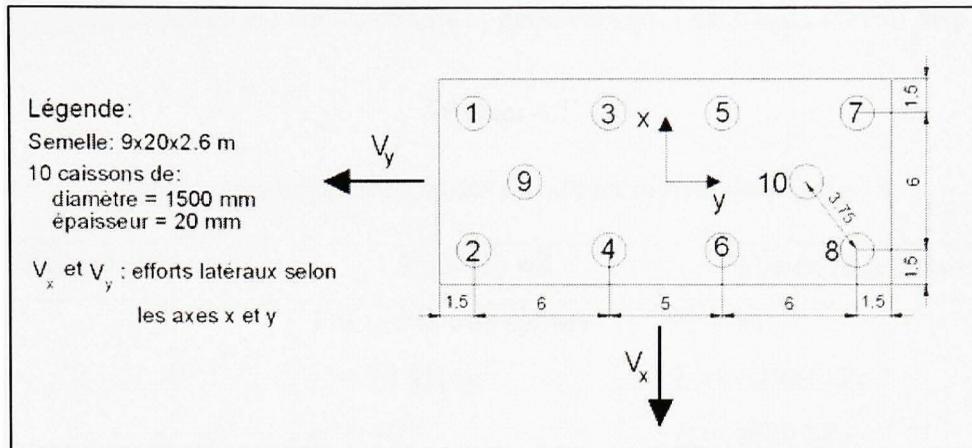


Figure 4.1 Plan en élévation.



**Figure 4.2 Description de la semelle avec la disposition des dix caissons.**

#### 4.1.2 Stratigraphie du sol et paramètres géotechniques au niveau du Pilier 3

Les couches principales du sol rencontrées comprennent de l'argile silteuse avec une consistance raide à très raide. Ce dépôt repose sur un till consistant en un sable très dense contenant un peu de gravier et des traces d'argile. Cette dernière couche surmonte à son tour une couche de roc. Le roc se trouve comme déjà mentionné à plus de 30 m de profondeur de la surface naturelle du sol.

Il est à noter que dans le cadre de la présente étude, l'angle de frottement effectif recommandé pour le till a été établi à partir de relations empiriques entre l'indice de l'essai de pénétration standard «  $N$  » et l'angle de frottement. Le poids volumique effectif ( $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$ ) et l'angle de frottement interne effectif ( $\varphi' = 40^\circ$ ) pour le till.

Les niveaux de la nappe phréatique ont été mesurés dans des tubes rigides installés dans les trous de forage. D'une façon générale le niveau se situe de 2.5 m de la surface naturel et varie au cours des saisons, des années et les conditions météorologiques. Au niveau du pilier n° 3 le niveau d'eau est entre 0.78 m et 2.27 m.

Les valeurs de l'indice «  $N$  » de l'essai de pénétration standard sont comprises entre 14 et 83. Toutefois, les valeurs «  $N$  » mesurées ont le plus souvent été supérieures à 30 et sont indicatives de sols de compacité dense à très dense.

Le tableau suivant résume les caractéristiques géotechniques de site au niveau de pilier n° 3.

Tableau 4.1

Caractéristiques géotechniques de site au niveau du pilier n° 3

Profondeur (m)	Type de sol	Valeurs représentatives
0-30	Till (sable très dense) $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 40^\circ$	$N > 30$ $E_m = 40000 \text{ kPa}$ $P_l = 4000 \text{ kPa}$ $P_f = 2500 \text{ kPa}^*$
> 30	Roc (marbre) fracturé $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ $q_u = 50 \text{ MPa}$	$P_l = 4500 \text{ kPa}$

(\*) : Par intuition on prend la pression de fluage égale à la moyenne calculée à partir de l'équation (3.14).

#### 4.1.3 Coefficients de réaction latérale

Les coefficients de réaction latérale du till et du roc autour des caissons au pilier n°3 sont indiqués au tableau 4.2.

Tableau 4.2

Coefficient de réaction latérale à L'ÉLUT dans le till et le roc

Pilier n°	Profondeur sous le niveau d'empatement (m)	Valeur de k (MN/m <sup>3</sup> )
3	0.0-5.0	12/B
	5.0-10.0	20/B
	10.0-15.0	45/B
	15.0-20.0	70/B
	20.0-25.0	100/B
	25.0-30.0	135/B
	30.0-40.0	1000/B

Note : B = diamètre ou largeur du caisson en mètre

#### 4.1.4 Sollicitations au niveau de la semelle du Pilier n° 3

Tableau 4.3

Sollicitations au niveau de la semelle pilier n°3

À l'ÉLUL	À l'ELUT
$M_{fx} = 310012 \text{ kNm}$	$M_x = 221437 \text{ kNm}$
$V_{fx} = 1621 \text{ kN}$	$V_x = 1158 \text{ kN}$
$M_{fy} = 46995 \text{ kNm}$	$M_y = 33568 \text{ kNm}$
$V_{fy} = 9873 \text{ kN}$	$V_y = 7052 \text{ kN}$
$N_f = 29447 \text{ kN}$	$N = 21033 \text{ kN}$

#### 4.1.5 Caractéristiques des pieux (caissons) et de la semelle

Pieu foré: tube en acier rempli de béton ( $f_c' = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 350 \text{ MPa}$ ) avec un diamètre extérieur de 1500 mm et une épaisseur  $t = 20 \text{ mm}$  et la longueur de la fiche ( $L$ ) est de 30 m. Ces pieux sont encastrés dans le roc ( $L_s = 3 \text{ m}$ ).

Les dimensions de la semelle sont données à la figure (4.2), la semelle est en béton dont la résistance en compression  $f_c' = 35 \text{ MPa}$ .

## 4.2 Analyse

### 4.2.1 Distribution des efforts dans les pieux

La distribution des efforts dans les pieux se fait en utilisant l'équation (3.21). Pour la convention des signes, on prend les moments  $M_x$  (signe positif) et  $M_y$  (signe négatif) et l'effort axial  $P_z$  (signe négatif (compression)) (voir la figure 4.3). Quant au sens de l'effort latéral, il est montré dans la figure (4.2). On suppose que la semelle est rigide.

À titre d'exemple, le pieu 1 est le plus comprimé avec un effort axial à l'ÉLUL de -11623 kN (voir figure 4.2) :

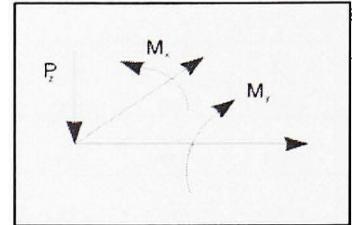
$$P_p = \frac{P_z}{n} + \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^{10} (x_i)^2} + \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^{10} (y_i)^2}$$

$P_z = -29447$  kN;  $n = 10$  pieux;  $M_y = -46995$  kNm;

$M_x = 310012$  kNm;  $x_1 = 3$  m;  $y_1 = -8.5$  m;  $\sum_i^{10} x_i = 72$  m<sup>2</sup>

et  $\sum_i^{10} y_i = 392$  m<sup>2</sup>.

$H_1 = \frac{V_x}{n} = \frac{1621}{10} = 162$  kN (le sens est indiqué dans la figure 4.2).



**Figure 4.3** Convention de signes-méthode statique.

Les tableaux suivants résument les efforts calculés dans les pieux.

Tableau 4.4

Distribution des efforts dans les pieux à L'ÉLUL

Pieu	$P_z/10$ (kN)	$X_i$ (m)	$\sum X^2$	$M_y * X_i$	$M_y * X_i / X_i^2$	$M_x * Y_i$	$M_x * Y_i / Y_i^2$	$Y_i$ (m)	$\sum Y^2$	Pp (kN)
			(m <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )	(kN)	(kNm <sup>2</sup> )	(kN)		(m <sup>2</sup> )	
1	-2945	3	72	-140985	-1958	-2635102	-6720	-8.5	392.1	-11623
2	-2945	-3	72	140985	1958	-2635102	-6720	-8.5	392.1	-7707
3	-2945	3	72	-140985	-1958	-775030	-1976	-3	392	-6879
4	-2945	-3	72	140985	1958	-775030	-1976	-3	392	-2963
5	-2945	3	72	-140985	-1958	775030	1976	3	392	-2926
6	-2945	-3	72	140985	1958	775030	1976	3	392	990
7	-2945	3	72	-140985	-1958	2635102	6720	9	392	1817
8	-2945	-3	72	140985	1958	2635102	6720	9	392	5733
9	-2945	0	72	0	0	-1937575	-4941	-6	392	-7886
10	-2945	0	72	0	0	1937575	4941	6	392	1997

Tableau 4.5

Distribution des efforts dans les pieux à L'ÉLUT

Pieu	$P_z/10$ (kN)	$X_i$ (m)	$\sum X^2$ (m <sup>2</sup> )	$M_y * X_i$ (kNm <sup>2</sup> )	$M_y * X_i / X_i^2$ (kN)	$M_x * Y_i$ (kNm <sup>2</sup> )	$M_x * Y_i / Y_i^2$ (kN)	$Y_i$ (m)	$\sum Y^2$ (m <sup>2</sup> )	Pp (kN)
1	-2103	3	72	-100704	-1399	-1882216	-4800	-8.5	392.1	-8302
2	-2103	-3	72	100704	1399	-1882216	-4800	-8.5	392.1	-5505
3	-2103	3	72	-100704	-1399	-553593	-1412	-3	392	-4914
4	-2103	-3	72	100704	1399	-553593	-1412	-3	392	-2116
5	-2103	3	72	-100704	-1399	553593	1412	3	392	-2090
6	-2103	-3	72	100704	1399	553593	1412	3	392	707
7	-2103	3	72	-100704	-1399	1882216	4800	9	392	1298
8	-2103	-3	72	100704	1399	1882216	4800	9	392	4095
9	-2103	0	72	0	0	-1383982	-3529	-6	392	-5633
10	-2103	0	72	0	0	1383982	3529	6	392	1426

Les efforts latéraux dans le sens X sont égaux à :

$$H_i = \frac{V_x}{n} = \frac{1621}{10} = 162 \text{ kN (ÉLUL)} ; H_i = \frac{V_x}{n} = \frac{1158}{10} = 116 \text{ kN (ÉLUT)}$$

Les efforts latéraux dans le sens Y sont égaux à :

$$H_i = \frac{V_y}{n} = \frac{9873}{10} = 987 \text{ kN (ÉLUL)} ; H_i = \frac{V_y}{n} = \frac{7052}{10} = 705 \text{ kN (ÉLUT)}$$

#### 4.2.2 Interaction entre les pieux – Effet de groupe

Afin de considérer l'effet de groupe, on modifie les valeurs des modules de réaction du sol selon l'espacement entre les pieux. Pour cela, on utilise l'équation (3.22).

À titre d'exemple, on calcule  $P_m$  pour le pieu 1 selon la direction de la charge dans l'axe y et on prend le pieu 1 comme référence. On remarque que ce dernier est proche des pieux 2, 3

et 9. Donc, on a trois paramètres à calculer dans l'équation (3.22) :  $\beta_{12}$ ,  $\beta_{13}$  et  $\beta_{19}$  comme suit :

$\beta_{12} = \beta_{iS} = 0.64 \left( \frac{S_{iS}}{B} \right)^{0.34} = 1$  (pieux 1 et 2 disposés en rang, l'espacement entre ces deux pieux est supérieur à 3.75 m) ;

$\beta_{13} = \beta_{iT} = 0.7 \left( \frac{S_{iT}}{B} \right)^{0.26} = 1$  (pieu 1 est en avant par rapport au pieu 3, l'espacement entre ces deux pieux est égal à 4 m) ;

$\beta_{19} = \beta_{i\theta} = (\beta_{iT}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta)^{\frac{1}{2}}$  ; l'espacement entre les deux pieux est de 2.5 m, l'angle

$\theta$  est calculé par :  $\tan \theta = \frac{3}{2.25} = 1.33$  ;

$\beta_{iT} = 0.7 \left( \frac{r_{iT}}{B} \right)^{0.26} = 0.7(2.5)^{0.26} = 0.888$  ;  $\beta_{iS} = 0.64 \left( \frac{r_{iS}}{B} \right)^{0.34} = 0.64(2.5)^{0.34} = 0.874$  et

$\beta_{19} = 0.879$ . Finalement on obtient la valeur de  $P_{my} = 0.879$  pour le pieu 1.

Le tableau suivant résume les valeurs de  $P_m$  :

Tableau 4.6

Coefficients de réduction du module  
de réaction du sol

Pieu	$P_{m, x}$	$P_{m, y}$
1	0,614	0,879
2	0,883	0,879
3	0,685	0,647
4	0,912	0,647
5	0,685	0,717
6	0,912	0,717
7	0,614	0,658
8	0,883	0,658
9	0,551	0,585
10	0,551	0,62

Il est important à noter qu'aucune modification sur les charges axiales dû à l'effet de groupe (voir section 2.8.4).

### 4.2.3 Capacité axiale des pieux dans le till

Afin de vérifier si les pieux du pilier n° 3 sont encastres uniquement dans la couche de till, sans atteindre la couche de roc, la capacité axiale dans les pieux peut être calculée à partir des équations (2.1) à (2.4) de la manière suivante (dans ce qui suit l'analyse se fait uniquement pour les pieux les plus sollicités c'est-à-dire les pieux 1 et 8) :

Cas de la compression : (pieu n° 1)

$$Q_p = A_p q_p; q_p = N_t \sigma'_p; N_t = 115 \text{ (Tableau 20.2; MCIF, 1994).}$$

$$Q_f = \sum_{i=1}^n q_{fi} A_{fi}; q_f = \beta \sigma'_{vo}; \beta = 0.55 \text{ (Tableau 20.1; MCIF, 1994).}$$

$$\sigma'_p = \gamma' L; \gamma' = 12 \text{ kN/m}^3; L = \text{longueur de pieu}; \sigma'_{vo} = \gamma' L/2;$$

$$A_p = \text{aire à la pointe de pieu} = 1.77 \text{ m}^2 \text{ et}$$

$$A_{fi} = \text{le périmètre du pieu par sa longueur} = 141.3 \text{ m}^2.$$

$$Q_{adm} = Q_{ELUT} = \Phi \times Q; \Phi = 0.4 \text{ (coefficient de tenue en compression; MCIF, 2006)}$$

Cas de l'arrachement : (pieu n° 8)

$$Q_{adm} = \Phi \times Q_f + W; W = \text{Poids du pieu}; \Phi = 0.3 \text{ (coefficient de tenue en arrachement; MCIF, 2006) et } Q_f = \text{même valeur calculée en compression.}$$

Conclusion :

Tout calcul fait, il s'avère que la résistance à l'arrachement n'est pas satisfaisante. Il faut envisager un encastrement dans le roc. Pour cela on calcule la profondeur de l'emboîture ( $L_s$ ) et le diamètre ( $B_s$ ) (Annexe I).

#### 4.2.4 Charge latérale

Pour analyser les pieux sous charges latérales on va utiliser les deux méthodes décrites dans les sections (3.2.7 et 3.2.8). Pour cela, on utilise deux logiciels commerciaux : Visual design et LPILE (version étudiante).

L'analyse se fait sur les pieux isolés les plus sollicités (pieux 1 et 8) tout en tenant compte de l'effet de groupe en modifiant les modules de réaction du sol par les paramètres ( $P_m$ ) calculés dans le tableau (4.6).

Les moments en tête des pieux seront calculés en multipliant les efforts latéraux par le bras de levier, c'est-à-dire l'épaisseur de la semelle (2.6 m). Par exemple :  $M_x = V_y \times 2.6$ .

#### *Analyse par Visual design*

Il est à noter que dans le logiciel Civil design le sens positif des moments est défini par la règle de la main droite et les efforts axial et latéral sont positifs dans le sens des axes. Dans ce cas la compression a un signe négatif et il en est de même pour l'effort latéral.

Les étapes d'analyse sont :

##### 1. Données du problème

Paramètres géotechniques (extrait du rapport géotechnique).

##### 2. Calcul de $P_l$ , $E_m$ et $P_f$

(Voir tableau 4.1).

##### 3. Calcul des rigidités des ressorts $K_h$

$K_h = k_h \times D \times \Delta L$  (Annexe IV; voir tableaux (IV.1 à IV.4))

où :  $k_h$  (Tableau 4.2),  $D$  =diamètre = 1.5 m et  $\Delta L = 1$  m

Effet de groupe =>  $k_{h, corrigé} = P_m k_h$  ;  $P_{f, corrigé} = P_m P_f$ .

##### 4. Saisie des données

Charges : (Tableaux 4.7 et 4.8).

Tableau 4.7

Efforts en tête des pieux (1 et 8) à L'ÉLUL

Pieu	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	-162	-987	-11623	-2566	421
8	-162	-987	5733	-2566	421

Tableau 4.8

Efforts en tête des pieux (1 et 8) à L'ÉLUT

Pieu	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	-116	-705	-8302	-1833	301
8	-116	-705	4095	-1833	301

## 5. Analyse des résultats

A- Diagrammes : Forces dans les ressorts, moments, efforts tranchants et déplacements horizontaux (Annexe III).

B- Tableaux récapitulatifs des résultats (Annexe IV).

## 6. Vérification structurale

1. Vérifier que  $V_f$  (ou  $H_x$ )  $\leq V_r$  avec  $V_r = \phi F_s A_w$  ( $\phi = 0.9$  et  $F_s = 0.66 f_y$ );
2. Calculer les armatures requises pour reprendre l'effort de cisaillement à l'interface roc-sol ( $A_s = Q_s / (\Phi_s F_y)$ );
3. S'assurer que la force de compression générée soit par (compression + moment) ou par (traction + moment) soit inférieure à la résistance pondérée du béton, soit  $N_f < \Phi_f f'_{c\text{béton}}$ ;
4. Calculer les armatures requises et leur ancrage en tête de pieu et le long du pieu tenant compte du moment maximal combiné à la force axiale (courbe d'interaction).

### *Analyse par LPILE*

La version de LPILE qu'on possède est une version limitée. En effet, le nombre de couches du sol à introduire dans le modèle est simplement une couche et l'option des modifications sur les facteurs multiplicateurs ( $P_m$ ) est désactivée. Compte tenu de ces limitations, on peut prendre la moyenne du module de réaction du sol sur la totalité de la profondeur de la couche du till (sable très dense) (Tableau 4.9), et modifier le module de réaction moyen par les facteurs  $P_m$ , en multipliant  $k$  (coefficient de réaction du sol moyen) par  $P_m$ . En ce qui concerne la convention de signe voir (Annexe V).

La moyenne des  $k$  (Tableau, 4.2) = 63.67 MPa /m sur 30 m.

À titre d'exemple, pour le pieu 1 en direction x:

$$k_x = P_{mx} \times k_{moy} = 0.614 \times 63.67 \text{ MPa/m} = 39.093 \text{ MPa/m.}$$

Le tableau (4.9) donne les autres valeurs :

Tableau 4.9

Coefficient de réaction du sol représentatif de la couche du till sur 30 mètres

<b>Pieu</b>	$k_x$ (MPa/m)	$k_y$ (MPa/m)
1	39093	55966
8	56221	41895

### Analyse des résultats

A- Diagrammes : Courbes ( $P-y$ ), déplacements horizontaux, moments, efforts tranchants et réactions du sol (Annexe VI).

B- Tableaux récapitulatifs des résultats (Annexe VII).

## CONCLUSION

L'objectif principal de ce mémoire est de proposer des éléments d'analyse et des méthodes de calcul de fondations profondes sous charges axiales et latérales, aspect qui n'avait pas été abordé de la façon qu'on a présentée jusqu'alors.

On a présenté un travail de recherche théorique et pratique sur le comportement des fondations profondes sous charges axiales et latérales. On a passé en revue le comportement des pieux sous charges axiales fichés dans le sable et l'argile et on a inclus le cas de pieux forés dans le roc. Ce qu'on a retenu dans ce volet est que le calcul de la capacité portante dépend de paramètres essentiels, dont en particulier l'effet de battage. En effet, l'effet du battage cause une densification du sable autour de la pointe de pieu et un remaniement du sol autour de celui-ci dans le cas de l'argile. De plus, sous un chargement en compression par exemple, l'effet d'ignorer les contraintes résiduelles lors d'essai de chargement statique des pieux dans les sables pourrait mener à une surévaluation de la valeur réelle du frottement latérale et une sous-évaluation de la résistance en pointe.

Par la suite, on a illustré les différentes méthodes récentes de calcul de la capacité portante des pieux sous charges axiales basées sur des essais in situ et sur des modélisations numériques. On a consacré une large revue sur les frottements négatifs, sur les tassements de pieux et enfin sur l'interaction entre les pieux sous chargement axial.

Les pieux sous charges latérales est un problème complexe et mal connu. Dans cette étude on a fait une confrontation entre les premières méthodes de dimensionnement des pieux. Ces méthodes sont basées sur le comportement du sol en état de rupture, d'où l'intérêt de la pression horizontale ultime. Cette pression a été évaluée par plusieurs chercheurs dont par exemple Broms (1964). L'inconvénient de ces méthodes est qu'elles n'évaluent pas les déplacements des pieux. Généralement, la méthode de Broms, très utilisée dans la pratique donne de bons résultats pour les pieux courts (rigides).

Pour estimer les déplacements de pieux, on a fait appel à la méthode de Winkler. Cette méthode assimile le pieu à une poutre sur des appuis élastiques et la réaction du sol est

supposée proportionnelle au déplacement par un coefficient appelé coefficient de la réaction du sol. Ce coefficient est supposé constant dans les sols cohérents et varie linéairement avec la profondeur dans le cas des sols pulvérulents.

La résolution des équations des poutres sur appuis élastiques est simple dans le cas où le module de réaction ( $E_s$ ) est constant puisque le problème ne constitue pas une fonction complexe. Toutefois, « Cette hypothèse de module constant n'est vérifiée que dans le cas des pieux très rigides et encastré en tête » (Baguelin *et al.*, 1977). Par contre, pour accéder aux courbes aux modules de réaction de sol non linéaires, on doit avoir recours à des logiciels spécialisés.

Dans ce contexte, pour le premier cas où les appuis sont considérés comme élasto-plastiques, on a utilisé le logiciel de structure (Visual design) pour résoudre ces équations, puisqu'on est dans le domaine élastique et linéaire. Par contre, pour le deuxième cas on a utilisé le logiciel LPILE (logiciel spécialisé). Ce logiciel comprend dans sa banque des modèles de sol qui sont incorporés et préétablis sur la base de résultats d'essais in situ pourvus par des chercheurs experts. Ces modèles reflètent donc fidèlement le comportement réel des sols. D'une manière générale, la méthode de Winkler donne de bons résultats dans le cas de pieux longs (flexibles).

Enfin, on a étudié le comportement de pieux en groupe soumis à des efforts horizontaux. Parmi, les conclusions qu'on a retenues on peut citer : (a) les pieux disposés en rangée arrière ont une résistance latérale faible par rapport aux pieux de la rangée avant, cette réduction est due à l'effet d'ombre; et (b) les pieux disposés en rangée perpendiculaire à la direction du chargement sont très peu affectés par l'effet de groupe.

## **RECOMMANDATIONS**

En conclusion, ce travail mériterait d'être poursuivi par des calculs avec des logiciels spécialisés qui tiennent compte de l'effet de groupe de pieux. Le logiciel Groupe de Ensoft en un exemple. Il serait intéressant de valider les méthodes existantes proposées pour le calcul des pieux sous charges latérales en tenant compte des phénomènes tels que la fissuration du sol en surface, et la prise en compte des effets d'installation de pieux.

## ANNEXE I

### TABLEAUX DES VALEURS DES COEFFICIENTS D'EFFICACITÉ BASÉES SUR DES TESTS SUR DES GROUPES DE PIEUX SOUS CHARGES LATÉRALES

Tableau I.1

Résultats pour des essais sur des pieux en ligne, Cox *et al.* (1984)  
(Tiré de Reese et Van Impe, 2001)

Penetration, diameters	Center-to-center spacing, diameters	Number of piles	Individual pile efficiencies*	Group efficiency
4	1.5	3	0.46,0.56,0.73,	0.58
4	1.5	3	0.50,0.56,0.77	0.61
8	1.5	3	0.52,0.53,0.72	0.59
8	1.5	3	0.52,0.43,0.82	0.60
8	1.5	5	0.54,0.50,0.38,0.53,0.76	0.54
8	1.5	5	0.60,0.43,0.41,0.47,0.78	0.54
4	2.0	3	0.65,0.62,1.03	0.77
4	2.0	3	0.54,0.64,1.01	0.73
8	2.0	3	0.65,0.56,0.92	0.71
8	2.0	3	0.65,0.60,0.84	0.70
8	2.0	5	0.66,0.53,0.53,0.54,0.82	0.62
8	2.0	5	0.63,0.44,0.57,0.52,0.78	0.59
8	3.0	3	0.77,0.77,0.97	0.84
8	3.0	3	0.75,0.73,0.93	0.80
8	3.0	5	0.75,0.75,0.77,0.79,0.98	0.81
8	3.0	5	0.72,0.73,0.77,0.75,0.95	0.78
8	4.0	3	0.83,0.87,0.97	0.89
8	4.0	3	0.85,0.86,0.96	0.89
8	6.0	3	0.92,0.92,1.01	0.95
8	6.0	3	0.92,0.92,1.03	0.95

\*Leading pile on right

Tableau I.2

Résultats pour des essais sur des pieux en rang, Cox *et al.* (1984)  
(Tiré de Reese et Van Impe, 2001)

Penetration, diameters	Center-to-center spacing, diameters	Number of piles	Individual pile efficiency	Group efficiency
4	1.5	3	0.75,0.70,0.83	0.76
4	1.5	3	0.78,0.73,0.77	0.76
4	1.5	3	0.76,0.78,0.78	0.77
8	1.5	3	0.82,0.84,0.85	0.84
8	1.5	3	0.83,0.83,0.83	0.83
8	1.5	5	0.81,0.76,0.69,0.77,0.76	0.76
8	1.5	5	0.83,0.83,0.76,0.82,0.86	0.82
4	2.0	3	0.87,0.80,0.89	0.85
4	2.0	3	0.86,0.87,0.95	0.89
6	2.0	3	0.85,0.80,0.84	0.83
6	2.0	3	0.84,0.84,0.86	.85
8	2.0	3	0.88,0.87,0.85	0.86
8	2.0	3	0.88,0.88,0.87	0.88
8	2.0	5	0.84,0.84,0.80,0.87,0.90	0.85
8	2.0	5	0.87,0.85,0.86,0.87,0.86	0.86
8	3.0	5	0.99,0.95,0.93,0.98,0.98	0.97
8	3.0	5	0.99,0.93,0.95,0.98,0.96	0.96
8	4.0	3	0.98,0.97,0.96	0.97
8	4.0	3	0.99,0.98,0.99	0.99

## ANNEXE II

### CAISSONS FORÉS DANS LE ROC

#### Hypothèses de calcul

MCIF (1994) recommande que la profondeur de l'emboîture soit égale 1 à 3 fois le diamètre de la fondation profonde moulée sur place est forée dans le roc. Dans la pratique la résistance axiale de ces fondations profondes provient soit à la résistance à la base (roc) soit de l'adhérence béton – roc le long de l'emboîture ou encore des deux : en pointe et due à l'adhérence.

#### Capacité portante admissible en pointe

La capacité admissible en pointe est calculée par l'équation suivante proposée par Ladanyi et Roy (1971) :

$$q_a = \sigma_c \times K_{sp} \times d \quad (\text{II.1})$$

où :  $q_a$  = capacité portante admissible ;  $\sigma_c$  = valeur moyenne de la résistance à la compression non confinée =  $q_u = 50$  MPa (dans notre cas)

$K_{sp}$  = coefficient empirique donné au tableau 9.2 (MCIF, 1994) ( $K_{sp}$  est entre 0.1 et 0.4) ;

$d$  = coefficient de profondeur =  $1 + 0.4 \times \frac{L_s}{B_s} \leq 3$  ;  $L_s$  = Profondeur de l'emboîture et  $B_s$  = diamètre de l'emboîture.

#### Résistance le long des parois de l'emboîture

La résistance le long des parois de l'emboîture peut être calculée avec la relation suivante :

$$\frac{q_s}{P_A} = b \times \left( \frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} \quad (\text{II.2a})$$

$$q_s = 0.45 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{II.2b})$$

où:  $q_s$  = adhérence par unité de surface d'emboîture (kPa);  $q_u$  = résistance en compression non confinée du roc = 50MPa;  $b$  = coefficient empirique ( $b = 1.42$  valeur moyenne donnée par Rowe et Armitage (1984, 1987b) ou bien  $b = 0.63$  borne inférieure donnée par Carter et Kulhawy (1988)) et  $P_A$  = pression atmosphérique (kPa).

En plus, il faut vérifier que :

$$q_s = 0.05 \times f'_c \quad (\text{II.2c})$$

Et prendre la plus petite valeur de  $q_s$ .

L'équation (II.2b) est proposée par Rowe et Armitage (1987) dans le cas où la base de l'emboîture est bien nettoyée.

La résistance totale reprise par le cisaillement est donnée par la relation suivante (MCIF, 1994) :

$$Q_s = \pi B_s L_s q_s \quad (\text{II.3})$$

où:  $B_s$  = diamètre de l'emboîture;  $L_s$  = longueur de l'emboîture et  $q_s$  = résistance au cisaillement le long de l'emboîture (kPa) (Voir Éqs (II.2a ; II.2b et II.2c)).

Tout calcul fait, on obtient une longueur de l'emboîture  $L_s = 3$  m qui est largement suffisante et  $B_s$  (diamètre de l'emboîture) est pris égal au diamètre de caisson (pieu) = 1.5 m.

### ANNEXE III

#### DIAGRAMMES DES RÉSULTATS AVEC VISUAL DESIGN

Forces dans les ressorts selon l'axe x

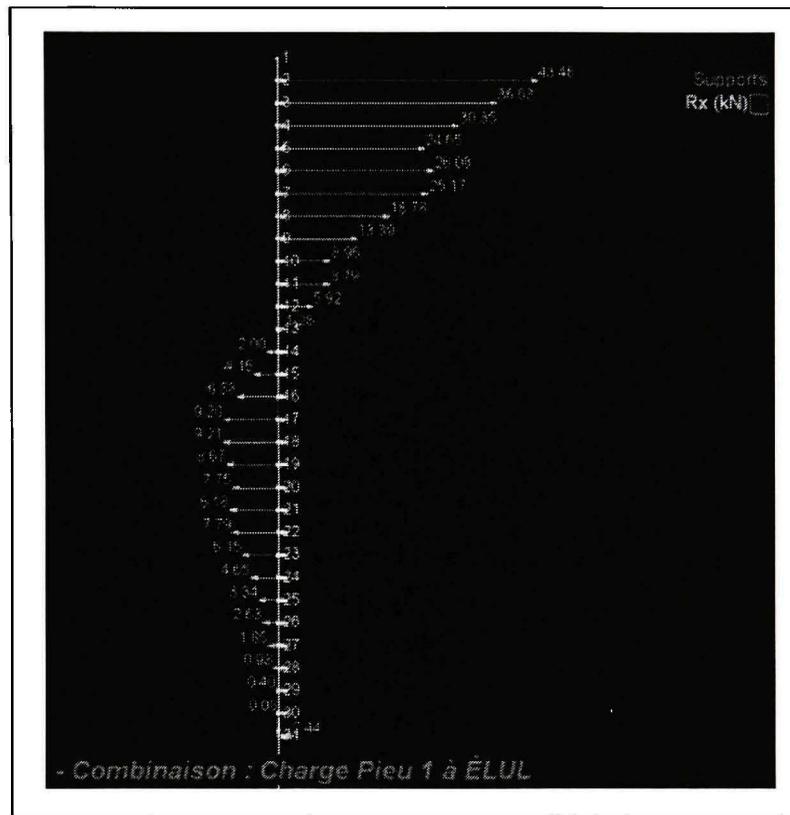


Figure III.1 Forces dans les ressorts versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe x.

## Forces dans les ressorts selon l'axe y

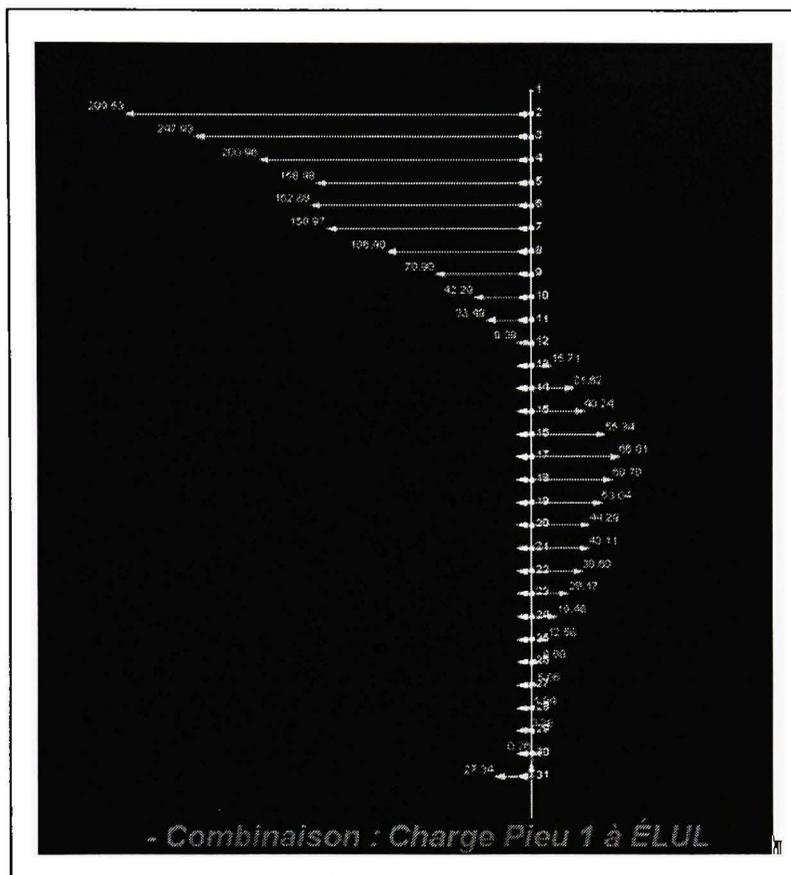


Figure III.2 Forces dans les ressorts versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe y.

**Moments ( $M_x$ ) versus profondeur**

$$M_{x,\max} = -4999.2 \text{ kNm}$$

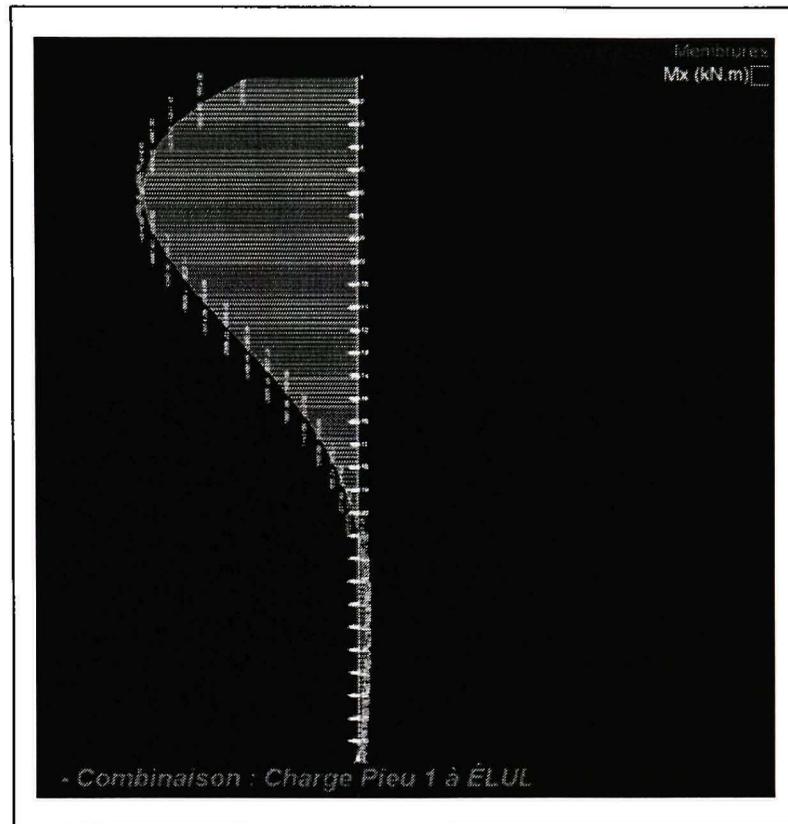


Figure III.3 *Moment versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe x.*

### Moments ( $M_y$ ) versus profondeur

$$M_{y,\max} = -862.7 \text{ kNm}$$

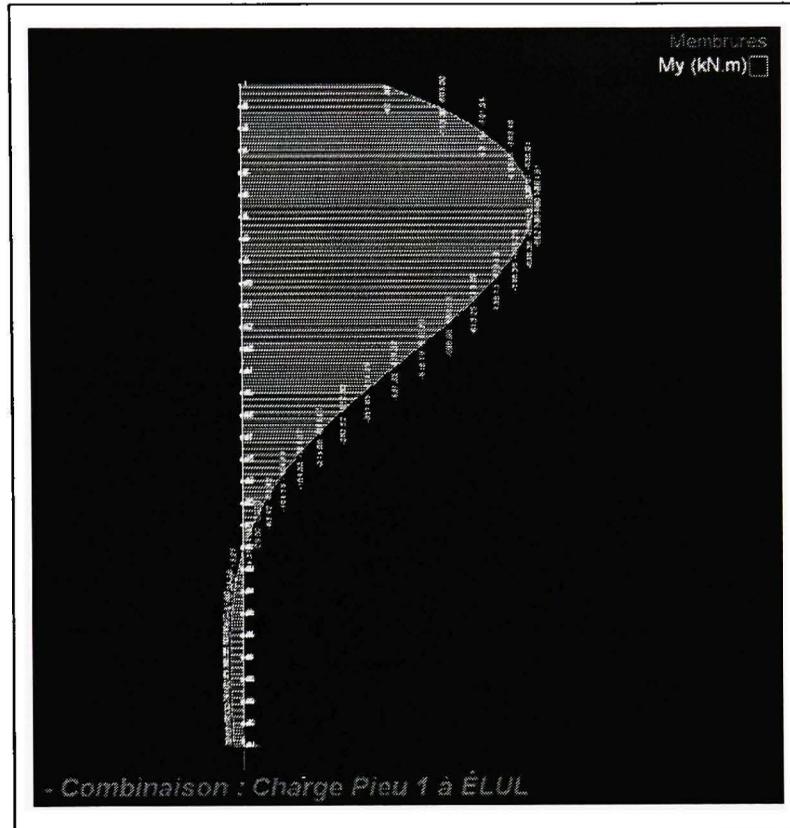
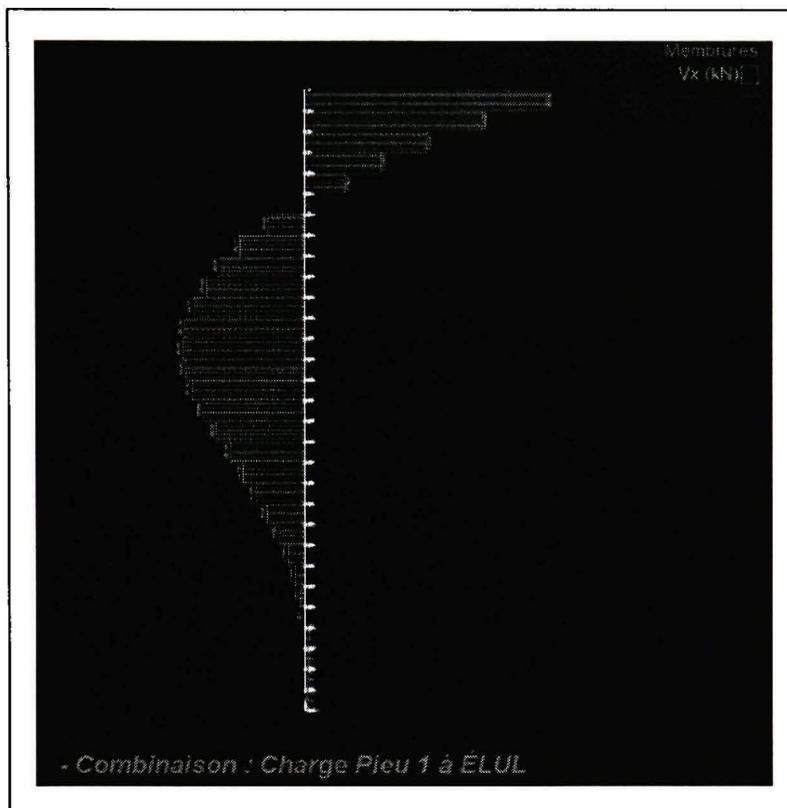


Figure III.4 Moment versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe y.

**Efforts tranchants ( $V_x$ ) versus profondeur**

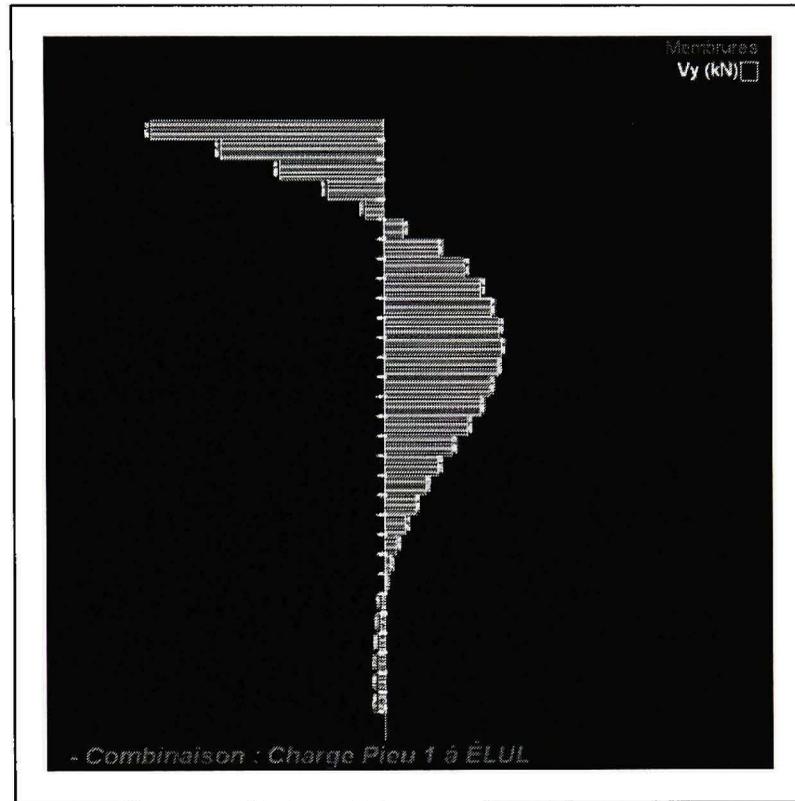
$$V_{x, \max} = 162 \text{ kN}$$



**Figure III.5 Effort tranchant versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe x.**

**Efforts tranchants ( $V_y$ ) versus profondeur**

$$V_{y, \max} = 987 \text{ kN}$$



**Figure III.6 Effort tranchant versus profondeur. Pieu 1 selon l'axe y.**

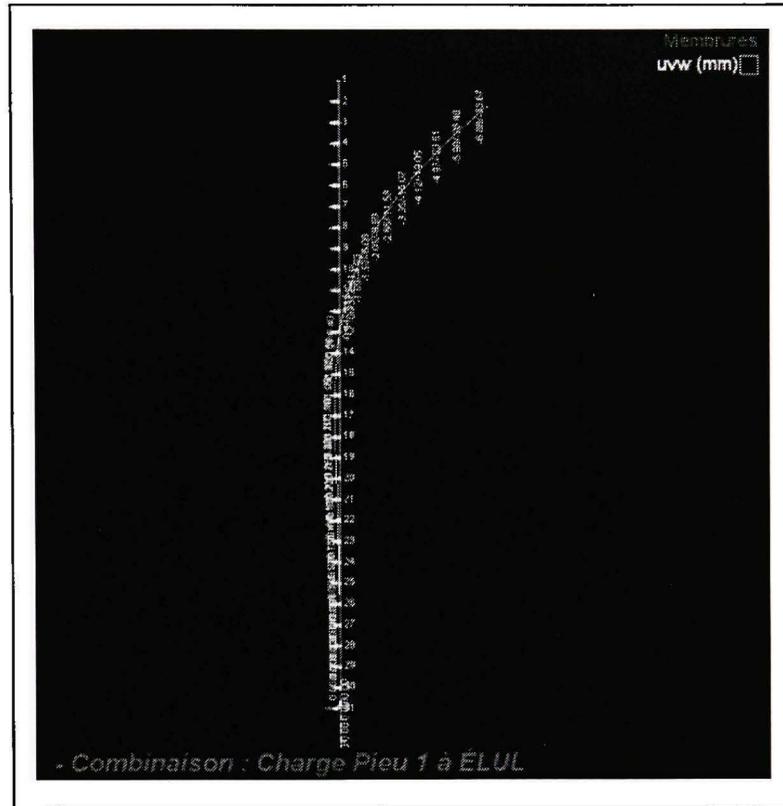
### Déplacements et rotations selon x et y versus profondeur

$$\theta_{x, \text{surface}} = -0.3^\circ$$

$$\theta_{y, \text{surface}} = 0.06^\circ$$

$$\Delta_x = -6.88 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = -33.7 \text{ mm}$$



**Figure III.7** Déplacement versus profondeur. Pieu 1 selon les axes x et y.

Note : noter qu'on a illustré seulement le pieu n° 1 à titre d'exemple de modélisation avec Visual design. Les résultats ont été résumés dans la prochaine annexe.

## ANNEXE IV

### TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES RÉSULTATS AVEC VISUAL DESIGN

Tableau IV.1

Pieu n° 1 selon la direction de la charge latérale  $H_x$  (Visual design)

Noeud	$E_m$ (kPa)	$P_I$ (kPa)	$P_f$ (kPa)	$k_h$ (coefficient) (kNm <sup>-3</sup> )	$P_{mx}$	$k_{hx}$ , corrigé (kNm <sup>-3</sup> )	$P_{fx}$ , corrigé (kPa)	$\Delta L$ (m)	$D$ (m)	$K_x$ , corrigé (rigidité) (kNmm)	$R_{ix}$ , corrigé (kN)	$F_{ix}$ (kN)	Commentaire
1													
2	40000	4000	2500	8000	0.614	4912	1535	1	1.5	7.37	2303	31.11	$F_2 \ll R_2$ corrigé
3	40000	4000	2500	8000	0.614	4912	1535	1	1.5	7.37	2303	26.22	$F_3 \ll R_3$ corrigé
4	40000	4000	2500	8000	0.614	4912	1535	1	1.5	7.37	2303	21.73	$F_4 \ll R_4$ corrigé
5	40000	4000	2500	8000	0.614	4912	1535	1	1.5	7.37	2303	17.65	$F_5 \ll R_5$ corrigé
6	40000	4000	2500	10667	0.614	6549	1535	1	1.5	9.82	2303	18.67	$F_6 \ll R_6$ corrigé
7	40000	4000	2500	13333	0.614	8187	1535	1	1.5	12.28	2303	18.02	$F_7 \ll R_7$ corrigé
8	40000	4000	2500	13333	0.614	8187	1535	1	1.5	12.28	2303	13.44	$F_8 \ll R_8$ corrigé
9	40000	4000	2500	13333	0.614	8187	1535	1	1.5	12.28	2303	9.59	$F_9 \ll R_9$ corrigé
10	40000	4000	2500	13333	0.614	8187	1535	1	1.5	12.28	2303	6.42	$F_{10} \ll R_{10}$ corrigé
11	40000	4000	2500	21667	0.614	13303	1535	1	1.5	19.96	2303	6.29	$F_{11} \ll R_{11}$ corrigé
12	40000	4000	2500	30000	0.614	18420	1535	1	1.5	27.63	2303	4.21	$F_{12} \ll R_{12}$ corrigé
13	40000	4000	2500	30000	0.614	18420	1535	1	1.5	27.63	2303	0.92	$F_{13} \ll R_{13}$ corrigé
14	40000	4000	2500	30000	0.614	18420	1535	1	1.5	27.63	2303	-1.43	$F_{14} \ll R_{14}$ corrigé
15	40000	4000	2500	30000	0.614	18420	1535	1	1.5	27.63	2303	-2.97	$F_{15} \ll R_{15}$ corrigé
16	40000	4000	2500	38333	0.614	23537	1535	1	1.5	35.31	2303	-4.92	$F_{16} \ll R_{16}$ corrigé
17	40000	4000	2500	46667	0.614	28653	1535	1	1.5	42.98	2303	-6.59	$F_{17} \ll R_{17}$ corrigé
18	40000	4000	2500	46667	0.614	28653	1535	1	1.5	42.98	2303	-6.60	$F_{18} \ll R_{18}$ corrigé
19	40000	4000	2500	46667	0.614	28653	1535	1	1.5	42.98	2303	-6.21	$F_{19} \ll R_{19}$ corrigé
20	40000	4000	2500	46667	0.614	28653	1535	1	1.5	42.98	2303	-5.56	$F_{20} \ll R_{20}$ corrigé
21	40000	4000	2500	56667	0.614	34793	1535	1	1.5	52.19	2303	-5.78	$F_{21} \ll R_{21}$ corrigé
22	40000	4000	2500	66667	0.614	40933	1535	1	1.5	61.40	2303	-5.59	$F_{22} \ll R_{22}$ corrigé
23	40000	4000	2500	66667	0.614	40933	1535	1	1.5	61.40	2303	-4.41	$F_{23} \ll R_{23}$ corrigé
24	40000	4000	2500	66667	0.614	40933	1535	1	1.5	61.40	2303	-3.34	$F_{24} \ll R_{24}$ corrigé
25	40000	4000	2500	66667	0.614	40933	1535	1	1.5	61.40	2303	-2.39	$F_{25} \ll R_{25}$ corrigé
26	40000	4000	2500	90000	0.614	55260	1535	1	1.5	82.89	2303	-1.89	$F_{26} \ll R_{26}$ corrigé
27	40000	4000	2500	90000	0.614	55260	1535	1	1.5	82.89	2303	-1.33	$F_{27} \ll R_{27}$ corrigé
28	40000	4000	2500	90000	0.614	55260	1535	1	1.5	82.89	2303	-0.70	$F_{28} \ll R_{28}$ corrigé
29	40000	4000	2500	90000	0.614	55260	1535	1	1.5	82.89	2303	-0.29	$F_{29} \ll R_{29}$ corrigé
30	40000	4000	2500	90000	0.614	55260	1535	1	1.5	82.89	2303	-0.06	$F_{30} \ll R_{30}$ corrigé
31	45000	4500	2813	90000	0.614	55260	1727	1	1.5	82.89	2590	1.74	$F_{31} \ll R_{31}$ corrigé

Tableau IV.2

Pieu n° 1 selon la direction de la charge latérale  $H_y$  (Visual design)

Noeud	$E_m$ (kPa)	$P_I$ (kPa)	$P_f$ (kPa)	$k_h$ (coefficient) ( $kNm^{-3}$ )	$P_{my}$	$k_{hy}$ , corrigé ( $kNm^{-3}$ )	$P_{fy}$ , corrigé (kPa)	$\Delta L$ (m)	$D$ (m)	$K_y$ , corrigé (rigidité) ( $kN/mm$ )	$R_{fy}$ , corrigé (kN)	$F_{iy}$ (kN)	Commentaire
1													
2	40000	4000	2500	8000	0.879	7032	2198	1	1.5	10.55	3296	<b>213.94</b>	$F_2 \ll R_2$ corrigé
3	40000	4000	2500	8000	0.879	7032	2198	1	1.5	10.55	3296	<b>177.08</b>	$F_3 \ll R_3$ corrigé
4	40000	4000	2500	8000	0.879	7032	2198	1	1.5	10.55	3296	<b>143.54</b>	$F_4 \ll R_4$ corrigé
5	40000	4000	2500	8000	0.879	7032	2198	1	1.5	10.55	3296	<b>113.55</b>	$F_5 \ll R_5$ corrigé
6	40000	4000	2500	10667	0.879	9376	2198	1	1.5	14.06	3296	<b>116.34</b>	$F_6 \ll R_6$ corrigé
7	40000	4000	2500	13333	0.879	11720	2198	1	1.5	17.58	3296	<b>107.83</b>	$F_7 \ll R_7$ corrigé
8	40000	4000	2500	13333	0.879	11720	2198	1	1.5	17.58	3296	<b>76.36</b>	$F_8 \ll R_8$ corrigé
9	40000	4000	2500	13333	0.879	11720	2198	1	1.5	17.58	3296	<b>50.64</b>	$F_9 \ll R_9$ corrigé
10	40000	4000	2500	13333	0.879	11720	2198	1	1.5	17.58	3296	<b>30.21</b>	$F_{10} \ll R_{10}$ corrigé
11	40000	4000	2500	21667	0.879	19045	2198	1	1.5	28.57	3296	<b>23.93</b>	$F_{11} \ll R_{11}$ corrigé
12	40000	4000	2500	30000	0.879	26370	2198	1	1.5	39.56	3296	<b>6.71</b>	$F_{12} \ll R_{12}$ corrigé
13	40000	4000	2500	30000	0.879	26370	2198	1	1.5	39.56	3296	<b>-11.21</b>	$F_{13} \ll R_{13}$ corrigé
14	40000	4000	2500	30000	0.879	26370	2198	1	1.5	39.56	3296	<b>-22.58</b>	$F_{14} \ll R_{14}$ corrigé
15	40000	4000	2500	30000	0.879	26370	2198	1	1.5	39.56	3296	<b>-28.74</b>	$F_{15} \ll R_{15}$ corrigé
16	40000	4000	2500	38333	0.879	33695	2198	1	1.5	50.54	3296	<b>-39.52</b>	$F_{16} \ll R_{16}$ corrigé
17	40000	4000	2500	46667	0.879	41020	2198	1	1.5	61.53	3296	<b>-47.15</b>	$F_{17} \ll R_{17}$ corrigé
18	40000	4000	2500	46667	0.879	41020	2198	1	1.5	61.53	3296	<b>-43.35</b>	$F_{18} \ll R_{18}$ corrigé
19	40000	4000	2500	46667	0.879	41020	2198	1	1.5	61.53	3296	<b>-37.88</b>	$F_{19} \ll R_{19}$ corrigé
20	40000	4000	2500	46667	0.879	41020	2198	1	1.5	61.53	3296	<b>-31.63</b>	$F_{20} \ll R_{20}$ corrigé
21	40000	4000	2500	56667	0.879	49810	2198	1	1.5	74.72	3296	<b>-30.79</b>	$F_{21} \ll R_{21}$ corrigé
22	40000	4000	2500	66667	0.879	58600	2198	1	1.5	87.90	3296	<b>-27.57</b>	$F_{22} \ll R_{22}$ corrigé
23	40000	4000	2500	66667	0.879	58600	2198	1	1.5	87.90	3296	<b>-20.12</b>	$F_{23} \ll R_{23}$ corrigé
24	40000	4000	2500	66667	0.879	58600	2198	1	1.5	87.90	3296	<b>-13.92</b>	$F_{24} \ll R_{24}$ corrigé
25	40000	4000	2500	66667	0.879	58600	2198	1	1.5	87.90	3296	<b>-8.99</b>	$F_{25} \ll R_{25}$ corrigé
26	40000	4000	2500	90000	0.879	79110	2198	1	1.5	118.67	3296	<b>-6.20</b>	$F_{26} \ll R_{26}$ corrigé
27	40000	4000	2500	90000	0.879	79110	2198	1	1.5	118.67	3296	<b>-3.61</b>	$F_{27} \ll R_{27}$ corrigé
28	40000	4000	2500	90000	0.879	79110	2198	1	1.5	118.67	3296	<b>-1.38</b>	$F_{28} \ll R_{28}$ corrigé
29	40000	4000	2500	90000	0.879	79110	2198	1	1.5	118.67	3296	<b>-0.20</b>	$F_{29} \ll R_{29}$ corrigé
30	40000	4000	2500	90000	0.879	79110	2198	1	1.5	118.67	3296	<b>0.19</b>	$F_{30} \ll R_{30}$ corrigé
31	45000	4500	2813	90000	0.879	79110	2472	1	1.5	118.67	3708	<b>19.53</b>	$F_{31} \ll R_{31}$ corrigé

Tableau IV.3

Pieu n° 8 selon la direction de la charge latérale  $H_x$  (Visual design)

Noeud	$E_m$ (kPa)	$P_l$ (kPa)	$P_f$ (kPa)	$k_h$ (coefficient) (kN/m <sup>3</sup> )	$P_{mx}$	$k_{fx}$ corrigé (kN/m <sup>3</sup> )	$P_{fx}$ corrigé (kPa)	$\Delta L$ (m)	D (m)	$K_x$ corrigé (rigidité) (kN/mm)	$R_{fx}$ corrigé (kN)	$F_{i,x}$ (kN)	Commentaire
1													
2	40000	4000	2500	8000	0.883	7064	2208	1	1.5	10.60	3311	35.24	$F_2 \ll R_2$ corrigé
3	40000	4000	2500	8000	0.883	7064	2208	1	1.5	10.60	3311	29.16	$F_3 \ll R_3$ corrigé
4	40000	4000	2500	8000	0.883	7064	2208	1	1.5	10.60	3311	23.63	$F_4 \ll R_4$ corrigé
5	40000	4000	2500	8000	0.883	7064	2208	1	1.5	10.60	3311	18.69	$F_5 \ll R_5$ corrigé
6	40000	4000	2500	10667	0.883	9419	2208	1	1.5	14.13	3311	19.14	$F_6 \ll R_6$ corrigé
7	40000	4000	2500	13333	0.883	11773	2208	1	1.5	17.66	3311	17.74	$F_7 \ll R_7$ corrigé
8	40000	4000	2500	13333	0.883	11773	2208	1	1.5	17.66	3311	12.55	$F_8 \ll R_8$ corrigé
9	40000	4000	2500	13333	0.883	11773	2208	1	1.5	17.66	3311	8.32	$F_9 \ll R_9$ corrigé
10	40000	4000	2500	13333	0.883	11773	2208	1	1.5	17.66	3311	4.95	$F_{10} \ll R_{10}$ corrigé
11	40000	4000	2500	21667	0.883	19132	2208	1	1.5	28.70	3311	3.85	$F_{11} \ll R_{11}$ corrigé
12	40000	4000	2500	30000	0.883	26490	2208	1	1.5	39.74	3311	1.08	$F_{12} \ll R_{12}$ corrigé
13	40000	4000	2500	30000	0.883	26490	2208	1	1.5	39.74	3311	-1.87	$F_{13} \ll R_{13}$ corrigé
14	40000	4000	2500	30000	0.883	26490	2208	1	1.5	39.74	3311	-3.73	$F_{14} \ll R_{14}$ corrigé
15	40000	4000	2500	30000	0.883	26490	2208	1	1.5	39.74	3311	-4.74	$F_{15} \ll R_{15}$ corrigé
16	40000	4000	2500	38333	0.883	33848	2208	1	1.5	50.77	3311	-6.51	$F_{16} \ll R_{16}$ corrigé
17	40000	4000	2500	46667	0.883	41207	2208	1	1.5	61.81	3311	-7.76	$F_{17} \ll R_{17}$ corrigé
18	40000	4000	2500	46667	0.883	41207	2208	1	1.5	61.81	3311	-7.13	$F_{18} \ll R_{18}$ corrigé
19	40000	4000	2500	46667	0.883	41207	2208	1	1.5	61.81	3311	-6.23	$F_{19} \ll R_{19}$ corrigé
20	40000	4000	2500	46667	0.883	41207	2208	1	1.5	61.81	3311	-5.19	$F_{20} \ll R_{20}$ corrigé
21	40000	4000	2500	56667	0.883	50037	2208	1	1.5	75.06	3311	-5.03	$F_{21} \ll R_{21}$ corrigé
22	40000	4000	2500	66667	0.883	58867	2208	1	1.5	88.30	3311	-4.52	$F_{22} \ll R_{22}$ corrigé
23	40000	4000	2500	66667	0.883	58867	2208	1	1.5	88.30	3311	-3.30	$F_{23} \ll R_{23}$ corrigé
24	40000	4000	2500	66667	0.883	58867	2208	1	1.5	88.30	3311	-2.28	$F_{24} \ll R_{24}$ corrigé
25	40000	4000	2500	66667	0.883	58867	2208	1	1.5	88.30	3311	-1.47	$F_{25} \ll R_{25}$ corrigé
26	40000	4000	2500	90000	0.883	79470	2208	1	1.5	119.21	3311	-1.01	$F_{26} \ll R_{26}$ corrigé
27	40000	4000	2500	90000	0.883	79470	2208	1	1.5	119.21	3311	-0.59	$F_{27} \ll R_{27}$ corrigé
28	40000	4000	2500	90000	0.883	79470	2208	1	1.5	119.21	3311	-0.22	$F_{28} \ll R_{28}$ corrigé
29	40000	4000	2500	90000	0.883	79470	2208	1	1.5	119.21	3311	-0.03	$F_{29} \ll R_{29}$ corrigé
30	40000	4000	2500	90000	0.883	79470	2208	1	1.5	119.21	3311	0.03	$F_{30} \ll R_{30}$ corrigé
31	45000	4500	2813	90000	0.883	79470	2483	1	1.5	119.21	3725	3.21	$F_{31} \ll R_{31}$ corrigé

Tableau IV.4

Pieu n° 8 selon la direction de la charge latérale  $H_y$  (Visual design)

Noeud	$E_m$ (kPa)	$P_l$ (kPa)	$P_f$ (kPa)	$k_h$ (coefficient) (kN/m <sup>3</sup> )	$P_{my}$	$k_{hy}$ , corrigé (kN/m <sup>3</sup> )	$P_{fy}$ , corrigé (kPa)	$\Delta L$ (m)	D (m)	$K_y$ , corrigé (rigidité) (kN/mm)	$R_{iy}$ , corrigé (kN)	$F_{iy}$ (kN)	Commentaire
1													
2	40000	4000	2500	8000	0.658	5264	1645	1	1.5	7.90	2468	193.69	$F_2 \ll R_2$ corrigé
3	40000	4000	2500	8000	0.658	5264	1645	1	1.5	7.90	2468	162.77	$F_3 \ll R_3$ corrigé
4	40000	4000	2500	8000	0.658	5264	1645	1	1.5	7.90	2468	134.33	$F_4 \ll R_4$ corrigé
5	40000	4000	2500	8000	0.658	5264	1645	1	1.5	7.90	2468	108.59	$F_5 \ll R_5$ corrigé
6	40000	4000	2500	10667	0.658	7019	1645	1	1.5	10.53	2468	114.23	$F_6 \ll R_6$ corrigé
7	40000	4000	2500	13333	0.658	8773	1645	1	1.5	13.16	2468	109.44	$F_7 \ll R_7$ corrigé
8	40000	4000	2500	13333	0.658	8773	1645	1	1.5	13.16	2468	80.92	$F_8 \ll R_8$ corrigé
9	40000	4000	2500	13333	0.658	8773	1645	1	1.5	13.16	2468	57.03	$F_9 \ll R_9$ corrigé
10	40000	4000	2500	13333	0.658	8773	1645	1	1.5	13.16	2468	37.47	$F_{10} \ll R_{10}$ corrigé
11	40000	4000	2500	21667	0.658	14257	1645	1	1.5	21.39	2468	35.55	$F_{11} \ll R_{11}$ corrigé
12	40000	4000	2500	30000	0.658	19740	1645	1	1.5	29.61	2468	22.24	$F_{12} \ll R_{12}$ corrigé
13	40000	4000	2500	30000	0.658	19740	1645	1	1.5	29.61	2468	2.38	$F_{13} \ll R_{13}$ corrigé
14	40000	4000	2500	30000	0.658	19740	1645	1	1.5	29.61	2468	-11.43	$F_{14} \ll R_{14}$ corrigé
15	40000	4000	2500	30000	0.658	19740	1645	1	1.5	29.61	2468	-20.24	$F_{15} \ll R_{15}$ corrigé
16	40000	4000	2500	38333	0.658	25223	1645	1	1.5	37.84	2468	-32.02	$F_{16} \ll R_{16}$ corrigé
17	40000	4000	2500	46667	0.658	30707	1645	1	1.5	46.06	2468	-41.73	$F_{17} \ll R_{17}$ corrigé
18	40000	4000	2500	46667	0.658	30707	1645	1	1.5	46.06	2468	-41.08	$F_{18} \ll R_{18}$ corrigé
19	40000	4000	2500	46667	0.658	30707	1645	1	1.5	46.06	2468	-38.09	$F_{19} \ll R_{19}$ corrigé
20	40000	4000	2500	46667	0.658	30707	1645	1	1.5	46.06	2468	-33.65	$F_{20} \ll R_{20}$ corrigé
21	40000	4000	2500	56667	0.658	37267	1645	1	1.5	55.93	2468	-34.54	$F_{21} \ll R_{21}$ corrigé
22	40000	4000	2500	66667	0.658	43867	1645	1	1.5	65.80	2468	-32.98	$F_{22} \ll R_{22}$ corrigé
23	40000	4000	2500	66667	0.658	43867	1645	1	1.5	65.80	2468	-25.71	$F_{23} \ll R_{23}$ corrigé
24	40000	4000	2500	66667	0.658	43867	1645	1	1.5	65.80	2468	-19.17	$F_{24} \ll R_{24}$ corrigé
25	40000	4000	2500	66667	0.658	43867	1645	1	1.5	65.80	2468	-13.54	$F_{25} \ll R_{25}$ corrigé
26	40000	4000	2500	90000	0.658	59220	1645	1	1.5	88.83	2468	-10.49	$F_{26} \ll R_{26}$ corrigé
27	40000	4000	2500	90000	0.658	59220	1645	1	1.5	88.83	2468	-7.21	$F_{27} \ll R_{27}$ corrigé
28	40000	4000	2500	90000	0.658	59220	1645	1	1.5	88.83	2468	-3.70	$F_{28} \ll R_{28}$ corrigé
29	40000	4000	2500	90000	0.658	59220	1645	1	1.5	88.83	2468	-1.42	$F_{29} \ll R_{29}$ corrigé
30	40000	4000	2500	90000	0.658	59220	1645	1	1.5	88.83	2468	-0.23	$F_{30} \ll R_{30}$ corrigé
31	45000	4500	2813	90000	0.658	59220	1851	1	1.5	88.83	2776	13.58	$F_{31} \ll R_{31}$ corrigé

Tableau IV.5

Résultats à l'ÉLUL avec Visual design

Pieu	$M_{x,max}$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_{y,max}$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)
1	-4999.2	987	-862.7	162	-6.88	-33.7
8	-5205.4	987	-819.7	162	-5.51	-40.2

Tableau IV.6

Résultats à l'ÉLUT avec Visual design

Pieu	$M_{x,max}$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_{y,max}$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)
1	-3570.38	705	-617.41	116	-4.93	-24.05
8	-3717.69	705	-586.59	116	-3.94	-28.71

## ANNEXE V

### CONVENTION DE SIGNE DE LPILE

#### Convention de signe

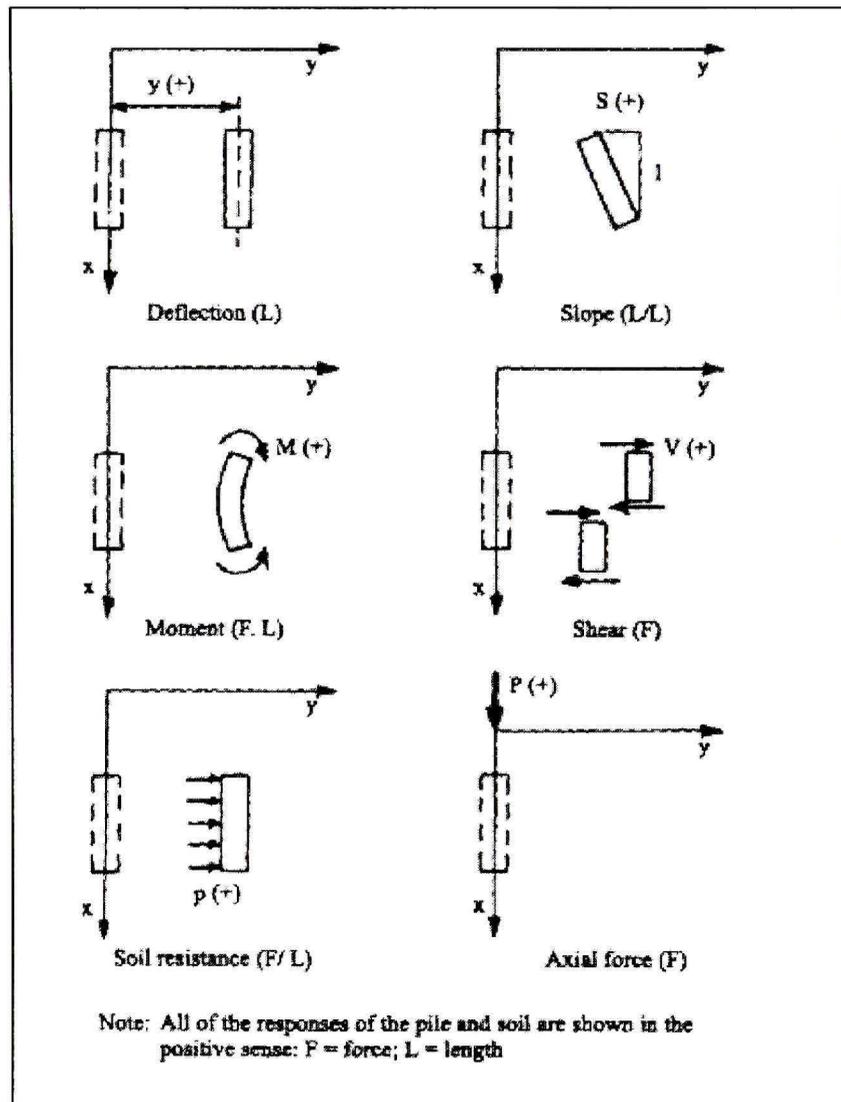


Figure V.1 *Convention de signe de LPILE.*  
(Tiré de Reese et Van Impe, 2001)

## ANNEXE VI

### DIAGRAMMES DES RÉSULTATS AVEC LPILE

Pieu 1 dans la direction de la charge  $V_y$  à (ÉLUL et ÉLUT)

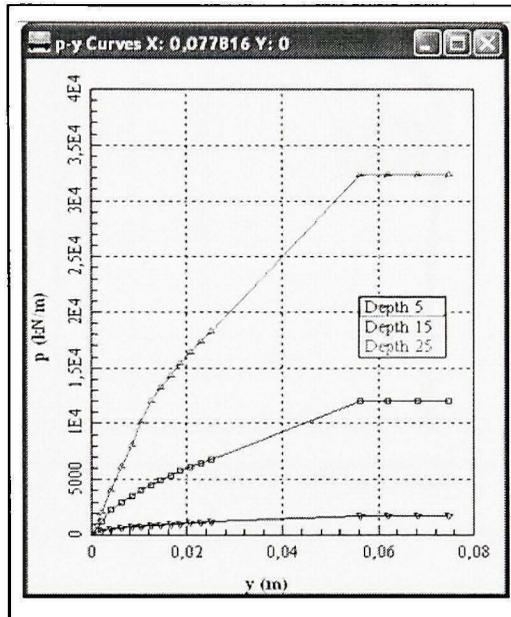


Figure VI.1 Courbes P-y.

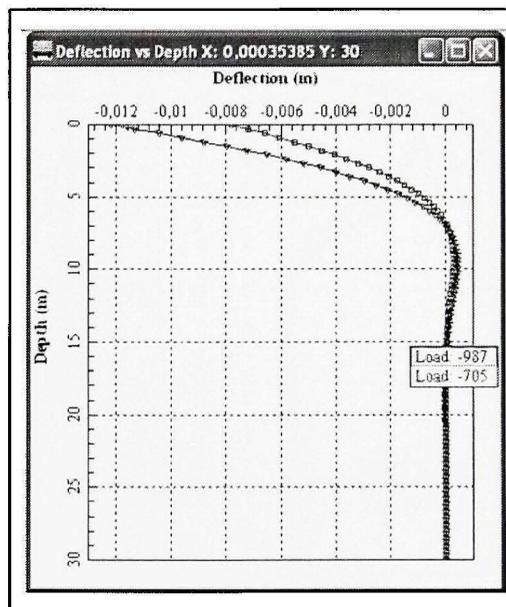


Figure VI.2 Déplacements versus profondeur.

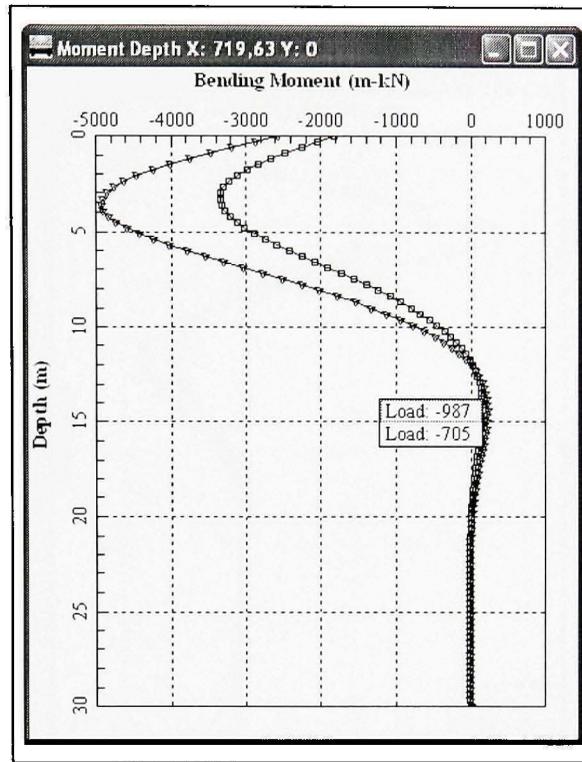


Figure VI.3 Moments ( $M_x$ ) versus profondeur.

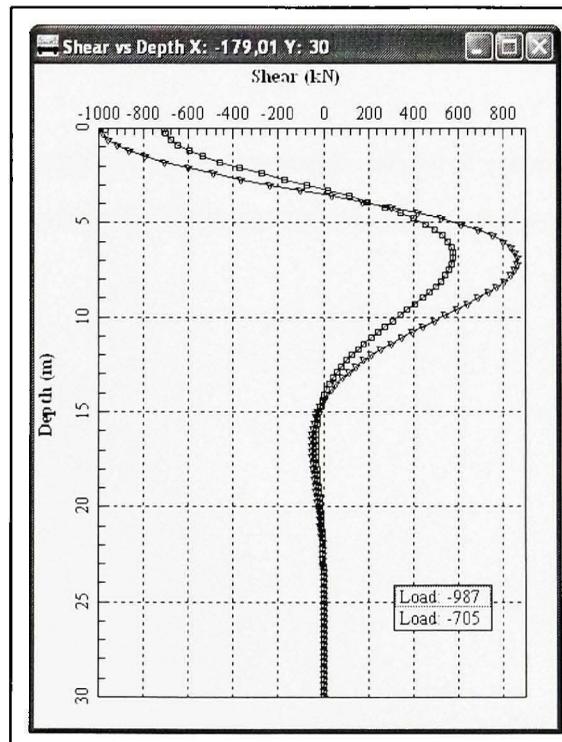
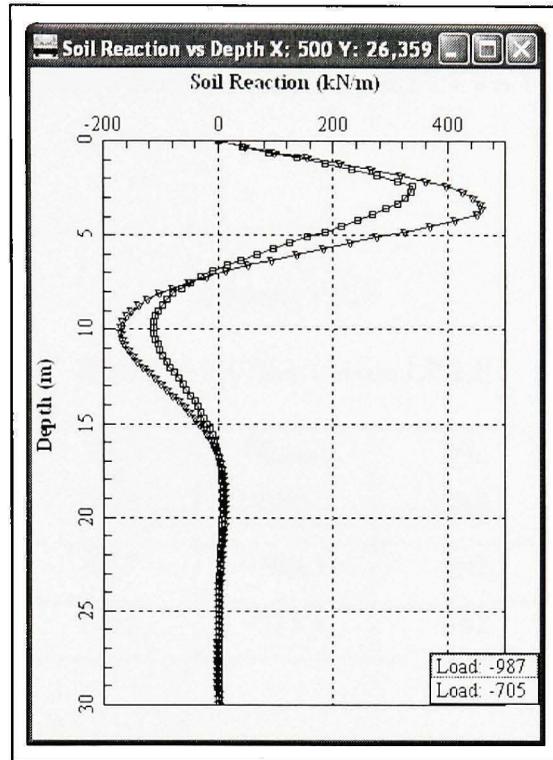


Figure VI.4 Effort tranchants ( $V_y$ ) versus profondeur.



**Figure VI.5 Réaction du sol versus profondeur.**

Note : il est important de noter que cette illustration est un exemple de la modélisation de pieu n° 1 dans LPILE. Tous les résultats ont été résumés dans la prochaine annexe.

## ANNEXE VII

### TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES RÉSULTATS-AVEC LPILE

#### Résultats avec LPILE

Tableau VII.1

Résultats à l'ÉLUL avec LPILE

Pieu	$M_{x,max}$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_{y,max}$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)
1	-4926	-987	-706.3	-162	-1.37	-12.2
8	-4803	-987	-713.8	-162	-1.57	-11.52

Tableau VII.2

Résultats à l'ÉLUT avec LPILE

Pieu	$M_{x,max}$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_{y,max}$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)
1	-3338	-705	-503.6	-116	-0.98	-7.77
8	-3298	-705	-511.7	-116	-1.13	-6.96

## BIBLIOGRAPHIE

- (API), American Petroleum Institute. 1993. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Working Stress Design*, 20th. Washington, DC.
- Altaee, A., E. Evgin et B.H. Fellenius. 1992b. « Axial load transfer for pile in sand. II: Numerical analysis ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, n° 21-30.
- Altaee, A., B.H. Fellenius et E. Evgin. 1992a. « Axial load transfer for pile in sand. I: Tests on an instrumented precast pile ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, n° 11-20.
- Amar, S., et J.P Magnon. 1980. *Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place*. Coll. « Aide mémoire. Note d'information Technique ». Paris: Laboratoire central des ponts et chaussées, 27 p.
- Aoki, N., et D.A. Velloso. 1975. « An approximate Method to Estimate the bearing Capacity of Piles. ». *Proc. 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation* vol. 1, p. 367-376.
- Aoki, N., D.A. Velloso et J.A. Salamoni. 1978. « Fundações para o silo Vertical de 100000 t no Porto de Paranagua. ». *6th Brazilian Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, p. 125-132.
- Association canadienne du ciment, et Association canadienne de normalisation. 2006. *Concrete design handbook*, 3rd. Coll. « National standard of Canada; CSA A23.3-04 ». Ottawa, Ont.: Cement Association of Canada, 1 v. (pag. multiple).
- Baguelin, F., R. Frank et Y.-H. Said. 1977. « Étude théorique du mécanisme de réaction latérale des pieux ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 92 (nov-dec), p. 35-56.
- Baguelin, F., J. F. Jézéquel et D. H. Shields. 1978. *The pressuremeter and foundation engineering*, 1st. Coll. « Series on rock and soil mechanics », Vol. 2; t. 4. Clausthal, Germany: Trans Tech Publications, 617 p.
- Baguelin, F., et J.F. Jézéquel. 1972a. « Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, vol. 62, (nov-déc), p. 129-170.

- Baguelin, F., et J.F. Jézéquel. 1972b. « Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement. ». Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, n° 62.
- Bhushan, K., et S.C. Haley. 1980. *Development of computer program using P-y data from load test results for lateral load design of drilled piers* Coll. « a research report prepared for Woodward-Clyde Consultants Professional Development Committee ». San Francisco, California.
- Bhushan, K., S.C. Haley et P.T. Fong. 1979. « Lateral load tests on drilled piers in stiff clay ». Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 105, n° GT8, p. 969-985.
- Bhushan, K., L.J. Lee et D.B. Grim. 1981. « Lateral load test on drilled piers in sand ». Preprint of the ASCE Annual Meeting, St. Louis, Missouri, (October), p. 26-30.
- Bhushan, K., et C. Scheyhing. 2002. « Lateral Load Tests on Drilled Piers in San Diego Area Residual and Formational Soil ». In *Proceedings of the DFI 27th Annual Conference on Deep Foundations, San Diego* (California, 9-11 Oct 2002).
- Blanchet, R., F.A. Tavenas et R. Garneau. 1980. « Behaviour of Friction Piles in Soft Sensitive Clays ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 17, n° 2, p. 203-224.
- Blum, H. 1932. « Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung ». Bautechnik, vol. 5.
- Bowles, Joseph E. 1977. *Foundation analysis and design*, 2d. New York; Montréal: McGraw-Hill, xiv, 750 p.
- Bowles, Joseph E. 1996. *Foundation analysis and design*, 5th. New York; Montréal: McGraw-Hill, xxiii, 1175 p.
- Briaud, J-L., et L.M. Tucker. 1993. *Downdrag on Bitumen-coated piles*. Coll. « Preliminary Draft Final Report, National Cooperative Highway Research Program », (NCHRP) 24-5. Washington, D.C., 245.
- Brinch-Hansen, J. 1970. « A revised and extended formula for bearing capacity ». Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, n° 28, p. 5-11.
- Brinch Hansen, J., et H. Lundgren. 1960. *Hauptprobleme der Bondemechanik*. Göttingen, Heidelberg (Berlin): Springer –Verlag.

- Broms, B. B. 1964a. « Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE*, vol. 90, n° SM2 (mars) p. 27-64.
- Broms, B. B. 1964b. « Lateral Resistance of Piles in Cohesion less Soils ». *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE*, vol. 90, n° SM3 (mai), p. 123-156.
- Broms, B.B. 1966. « Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles- A summary ». *Sols-Soils*, vol. 5, p. 18-19, 21-32.
- Broms, B.B. 1976. « Pile Foundations–Pile Groups ». *Proceedings, of 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, n° 1, p. 103-132.
- Brown, D. A., L. C. Reese et M. W. O'Neill. 1987. « Cyclic lateral loading of a large-scale pile group ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 113, n° 11, p. 1326-1343.
- Brown, D.A., et H.T. Bollman. 1991. « Pile-Supported Bridge Foundations Designed for Impact Loading ». *Transportation Research Record in: Integrity Testing of Foundations*, n° 1331, p. 87-91.
- Brown, D.A., C. Morrison et L.C. Reese. 1988. « Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 114, n° 11, p. 1261-1276.
- Burland, J. B. 1973. « Shaft Friction of Piles in Clay; A simple Fundamental Approach ». *Ground Engineering Foundation Publications Ltd, London*, vol. 6, n° 3, p. 30-42.
- Burland, J. B., et R.W. Cooke. 1974. « The Design of Bored Piles ». *Ground Engineering*, vol. 7, n° 4.
- Bustamante, M., et L. Gianceselli. 1981. « Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. règles pressiométriques et pénétrométriques ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 113, (mai-juin), p. 83-108.
- Bustamante, M., et L. Gianceselli. 1983. « Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 127, (sept-oct), p. 73-80.

- Canada, et Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. 2005. *Code national du bâtiment, Canada 2005*, 12<sup>éd.</sup> Ottawa, Ontario: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches du Canada, 2 v.
- Canadian Institute of Steel Construction. 2007. *Handbook of steel construction*, 9th. Willowdale, Ont.: Canadian Institute of Steel Construction, 1 v. (various pagings) p.
- Canadian Standards Association, et Cement Association of Canada. 2006. *Concrete design handbook*, 3rd. Ottawa: Cement Association of Canada, 1 v. (various pagings) p.
- Chow, F.C. 1997. « Investigations in the behaviour of Displacement Piles for Offshore Foundations ». D'après: "The engineering of Foundations". Salgado, 2008, United Kingdom, Imperial College.
- Chow, F.C., R.J. Jardine, F. Bruy et J.F. Nauroy. 1998. « Effects of Time on Capacity of Pipe Piles in Dense Marine Sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 124, n° 3 (mars), p. 254-264.
- Chun, B.S., C.W. Cho et M.W. Lee. 1999. « Prediction of increase in pile bearing capacity with time after driving ». In *The foundation Engineering Handbook* (Eleventh Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Balkema, Rotterdam), sous la dir. de Gunaratne, M. (Taylor and Francis Group, LLC; 2006).
- CivilDesign. 1994. *Logiciel modulaire d'analyse et design des structure*, version. 5.9. Longueuil (Qc): CivilDesign, inc.
- Combarieu, O. 1985. *Frottement négatif sur les pieux*. Coll. « Rapport de recherche Laboratoire des Ponts et Chaussées », 136. Paris: Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports, (LCPC), 152 p.
- Cooke, R.W., et G. Price. 1973. « Strains and displacements around frictions piles ». In (Moscow). p. 53-60. Coll. « Proc.8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng », 2 ; t. 1.
- Costet, Jean, et Guy Sanglerat. 1981. *Cours pratique de mécanique des sols*, 3<sup>ème</sup> éd. Coll. « Dunod technique. Bâtiment, travaux publics, génie civil ». Paris: Dunod.
- Coyle, H. M., et I. H. Sulaiman. 1967. « Skin Friction for Steel Piles in Sand ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 93, n° SM6, p. 261- 278.

- Coyle, H.M., et L.C. Reese. 1966. « Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 92, n° SM2 (Mars), p. 1-26.
- Das, Braja M. 2004. *Principles of foundation engineering*, 5th. Australia; Canada: Thomson/Brooks/Cole, xix, 743 p.
- De Nicolas, A. 1996. « The performance of Pipe Piles in Sand ». Dissertation Presented for Degree of Doctor of philosophy Nedland, University of Western Australia, Western Australia. Source :< Reese et al.2006>.
- Decourt, L. 1995. « Prediction of Load-settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T ». In (Mexico), sous la dir. de Zeevart, Leonardo. p. 85-104. Coll. « Ciclo de conferencias internacionales ».
- Desai, C.S., L.L. Chow et T.H.J. Siriwaradane. 1978. « Analysis and design for negative skin friction ». *Virginia Polytechnic Institute and State Univ.,VPI-E-78.2* (Blacksburg, Virginia).
- ENSOFT. 1997. *LPILE Plus, A program for the Analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads*. ENSOFT, INC., P.O. Box. 180348, Austin, Texas 78718.
- Eslami, A., et B.H. Fellenius. 1997. « Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, n° 6, p. 886-904.
- Evans, L.T., et J.M. Duncan. 1982. *Simplified analysis of laterally loaded piles*. UCB/GT/82-04. Berkeley, CA: University of California.
- Fan, C.C., et J.L. Long. 2007. *Modulus -multiplier approach for nonlinear analysis of laterally loaded pile groups*. En ligne. <[www.interscience.wiley.com](http://www.interscience.wiley.com)> . Consulté mai 2007. DOI:10.1002/nag.582. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*>.
- Fellenius, B. H. 1986. *The FHWA static testing of a single pile and a pile group*. Coll. « Report on the analysis of soil and installation data plus Addendum Report ». The Federal Highway Administration, FHWA, Washington, Prediction Symposium, June, 13 p.

- Fellenius, B. H. 2006. « Basics of Foundation Design ». En ligne. 275 p. Electronic édition. <<http://www.fellenius.net/>>. Consulté août 2006.
- Fellenius, B. H., J. A. Santos et F. António Viana da. 2007. « Analysis of piles in a residual soil—The ISC'2 prediction ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 44, n° 1, p. 201-220.
- Fellenius, B.H. 1984a. « Negative Skin Friction and Settlement of Piles ». In *Proceedings 2nd International Geotechnical Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore*. p. 18.
- Fellenius, B.H., W. G. Brusey et F. Pepe. 2000. « Soil Set-up, Variable Concrete Modulus and Residual Load for Tapered Instrumented Piles in Sand ». In *Specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities* (University of Massachusetts, Amherst, 9-12 April 2000, ASCE). p. 1-17.
- Fleming, W.G.K., A.J. Weltman, M.F. Randolph et W.K. ELSON. 1992. *Piling Engineering*. 2nd Ed, New York (NY): Halsted Press, 390 p.
- Frank, R. 1984. *Études Théoriques de Fondations Profondes et d'Essais en Place par Autoforage dans les LPC et résultats Pratiques (1972-1983)*. Coll. « Rapport de Recherche LPC », 128. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Frank, R. 1995. « Fondations Profondes ». En ligne. <Cahier de l'ingénieur C-248 <http://www.techniques-ingenieur.fr/pack/construction/ti250> (Consulté 2006).46.p
- Frank, R., et S.R. Zhao. 1982. « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 119 (mai-juin), p. 17-24.
- Franke, E. 1989. « Co-report to discussion, session 13: large-diameter piles ». In *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro.
- Garlanger, J.E. 1974. « Measurement of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutmen ». Highway Research Board. Transportation Research Record, n° 517.
- Gavin, K.G., et B.M. Lehane. 2003. « The shaft capacity of pipe piles in sand ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, n° 1 (February), p. 36-45.

- GEOSOF. 1988. *Lateral Load Analysis of Drilled Piers and Piles with Internal Generation of P-y Curves*, Student version. GEOSOF, INC., 31661, Via Cervantes, San Juan, Capistrano, Ca 92675.
- Ghionna, V.N., M. Jamiolkowski, S. Pedroni et R. Salgado. 1994. « The tip displacement of drilled shafts in sands ». In *Proc. Settlement' 94* sous la dir. de Yeung, .A.T., et .G.Y. Félio. Vol. 2, June. 1039-1057, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Texas A&M University, College Station, TX.
- Glanville, W. H., G. Grime, E. N. Fox et W. W. Davies. 1938. *An investigation of the stresses in reinforced concrete piles during driving*. Coll. « Building Research Technical », Paper N0 20. Department of Scientific and Industrial Research (HMSO, London).
- Hanna, T.H., et R.H.S. Tan. 1973. « The Behavior of Long piles Under Compressive Loads in Sand ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 10, n° 3, p. 311-340.
- Hannigan, P.J., G.G. Goble, G. Thendean, G.E. Likins et F. Rausche. 1998. *Design and Construction of Driven Pile Foundations Workshops Manual-Vol.1*. Coll. « Pile Foundations », FHWA\_ HI-97-013. USA: Federal Highway Administration, 828 p.
- Hetenyi, M. 1946. *Beams on elastic foundation*. Scientific series, 1946. The University of Michigan Press, University of Michigan Studies, Ann Arbor.
- Hirst, T.J. 1970. « Evaluation of the engineering properties of soils ». In *Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures*, sous la dir. de Dismuke, H-Y. Fang and T.D. p. 27-46. Lehigh Valley, Pennsylvania: Envo Publishing Co., Inc.
- Holloway, D.M., G.W. Clough et A.S. Vesic. 1978. « The effects of residual driving stresses on pile performance under axial load ». In *Proceedings, 10th Offshore Technology Conference*. Vol. 4 p. 2225-2236. Houston, Texas.
- Holtz, Robert D., et William D. Kovacs. 1991. *Introduction à la géotechnique*. [Montréal]: Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, xii, 808 p.
- Hon-Kwong, NG., P. Karasudhi et P. Senglip. 1976. « Prediction of Negative Skin Friction and Settlement in Piles due to Fill Surcharge ». *Geotechnical Engineering*, vol. 7, p. 79-92.

- Hu, Y., et M.F. Randolph. 2002. « Bearing Capacity of Caisson Foundations On Normally Consolidated clay ». *Soils and Foundations*, vol. 42, n° 5, p. 71-77.
- Hunt, Roy E. 1986. *Geotechnical Engineering Techniques and Practices Coll.* « McGraw-Hill Series in Geotechnical Engineering ». New York: McGraw-Hill, 729 p.
- Ireland, H.O. 1957. « Pulling tests on piles in sand ». In *Proceedings of the 4th International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 2, p. 43-45. London.
- Jaky, J. 1948. « On the bearing capacity of piles ». In *Proceedings of the 2nd International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1, p. 100-103. Rotterdam.
- Jardine, R.J., J.R. Standing et F.C. Chow. 2006. « Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand ». *Géotechnique*, vol. 56, n° 4, p. 227-244.
- Jim Graham, Canadian geotechnical society 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th Ed. BiTech Publishers Ltd.
- Johannessen, I.J., et L. Bjerrum. 1965. « Measurement of the Compression of Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay ». In *Proceedings of the 6th International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 2, p. 261-264. Montréal
- Kassif, G., et R. Baker. 1969. « Swell Pressure Measured by Uni- and Triaxial Techniques ». In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1, p. 215-218. Mexico City.
- Kempfert, H-S., K.D. Eigenbrod et U. Smolczyk. 2002. « Pile Foundations ». In *Geotechnical Engineering Handbook*, sous la dir. de Smolczyk, .U. Vol. 3, p. 83-227. Berlin: Ernst & Sohn Verlag fLir Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG.
- Kerisel, J., et M. Adam. 1969. « Charges Limites D'un pieu en Milieux Argileux et Limoneux ». In *Proceedings of the 7th International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*. Vol. 2, p. 131-139.
- Kezdi, A. 1975. « Pile Foundations ». In *Foundation Engineering Handbook*, sous la dir. de Winterkorn, H.F., et H-Y. Fang. p. 556-600. New York: Van Nostrand Reinhold Co.

- Kezdi, A. 1958. « Colpok es colopcsoportok teherbirasa Ép.ip.Kozl ». Egyptem Tudomanyos Kozleményei, vol. 4, n° 3, p. 25-87 <H.F.Winterkorn and H-Y. Fang, eds chapitre: Pile Foundations dans Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Co, pp.556-600>.
- Kézdi, Á., et L. Réthati. 1988. *Handbook of soil mechanics*, 3. vol.3; t.3. Elsevier Scientific Publishing Co, v. p.
- Ladanyi, B., et A. Roy. 1971. « Some aspects of bearing capacity of rock mass. ». In *Proceedings of 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics*. p. 161-190. Edmonton.
- Lambe, T. William., et Robert V. Whitman. 1969. *Soil mechanics*. New York: Wiley, ix, 553 p.
- Lee, C.Y., et R. Salgado. 1999. « Determination of Pile Base Resistance in Sands ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 125, n° 8, p. 673-683.
- Lee, C.Y., R. Salgado et K. Paik. 2003. « Estimation of the Load Capacity of Pipe Piles In Sand Based on CPT Results ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 129, n° 5, p. 391-403.
- Lehane, B.M., et K.G. Gavin. 2001. « Base Resistance of Jacked Pipe Piles in Sand ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 127, n° 6, p. 473-480.
- Lehane, B.M., et M.F. Randolph. 2002. « Evaluation of Minimum Base Resistance for Driven Pipe Piles in Siliceous Sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, n° 3, p. 198-205.
- Mansur, C.I., I. Robert et J.M. Kaufman. 1958. « Piles tests, low sill structure ». *Transactions of the American Society of Civil Engineers* (Old River, Louisiana). p. 715-743.
- Marsal, R.J., et M. Mazari. 1969. *El subsuelo de la ciudad de Mexico, The Subsoil of Mexico City*. Facultad de Ingenieria, Mexico.
- Massarch, K.R., et B.B. Broms. 1976. « Lateral earth pressure at rest in soft clay ». *Proceeding of the American Society of Civil Engineering*, ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 102, (October), p. 1041-1047.

- Matloch, H. 1970. « Correlations for design of laterally load piles in soft clay ». In *Proceedings of 2nd Annual Offshore Technology Conference, OTC1204* (Houston, Texas). p. 577-594.
- Mayn, P.W., et F.H. Kulhawy. 1982. « Ko – OCR Relationships in soil ». *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 108, n° 6 (juin), p. 851-872.
- McVay, M., R. Casper et T-I. Shang. 1995. « Lateral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sands At 3D and 5D Pile Spacing ». *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 121, n° 5, p. 436-441.
- McVay, M., L. Zhang, T. Molnit et P. Lai. 1998. « Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 124, n° 10, p. 1016-1026.
- Menard, L. 1962. « Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement ». *Sols-Soils*, vol. 3, n° 4, p. 9-23.
- Ménard, L., Bourdon G. et M. Gambin. 1969. « Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques ». *Sols-Soils*, vol. 6, n° 22-23, p. 16-29.
- Meyerhof, G.G. 1951. « The Ultimate Bearing Capacity of Foundations ». *Geotechnique*, vol. 2, n° 4, p. 301-331.
- Meyerhof, G.G. 1959. « Compaction of sands and bearing capacity of piles ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 85, n° SM6, p. 1-26.
- Meyerhof, G.G. 1963. «Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n° 1 (Sept), p. 16-26.
- Meyerhof, G.G. 1976. « Bearing Capacity and Settlement of Pile foundations ». The 11th Terzaghi Lecture, Nov.6, 1975. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 102, n° GT3, p. 195-228.
- Meyerhof, G.G. 1983. « Scale Effects of Ultimate Pile Capacity ». *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 109, n° 6 (June), p. 797-806.

- Mokwa, R.L. 1999. « Investigation of the Resistance of Pile Caps to Lateral Loading ». Virginia Polytechnic Institute and State University. Source: <Salgado, 2008>.
- Moretto, O. 1971. « Cimientos profundos; Sintesis escogida del estado actual del conocimiento sobre la interaccion con el suelo ». Revista latinoamericana de Geotecnia, vol. 1, n° 2 (Julio-Septiembre), p. 96-141<Murphy, 1985>.
- Morin, Pierre, et Societé canadienne de géotechnique. 1994. *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*, 2e éd. --. Richmond, B.C.: Societé canadienne de géotechnique, xix, 558 p.
- Ng, E. S., J.-L. Briaud et L. M. Tucker. 1988. *Pile foundation the behaviour of single piles in cohesionless Soils*. FHWA-RD-88-081, Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- Nyman, K.J. 1980. « Field load tests of interpreted drilled shafts in coral limestone ». University of Texas at Austin, 181 p. Source :< Reese et al.2006>.
- O'Neill, M.W. 2001. « Side Resistance In Piles and Drilled Shafts ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, vol. 127, n° 1, p. 1-16.
- O'Neill, M.W., et L.C. Reese. 1999. *Drilled Shafts: Construction, Procedures and Design Methods*. Coll. « Drilled Shafts », FHWA-IF-99-025. Federal Highway Administration, 758 p.
- Paik, K., et R. Salgado. 2003. « Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sands ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 129, n° 1, p. 46-57.
- Parcher, J.V., et R.E. Means. 1968. *Soil Mechanics and Foundations*. USA: Merrill Publishing Company 573 p.
- Parker Jr., F., et L.C. Reese. 1971. « Lateral pile-soil interaction curves for sand ». In *Proceedings of International Symposium on the Engineering Properties of Sea-Floor Soils and Their Geophysical Identification*. University of Washington, Seattle, Washington.
- Philipponnat, G., et B. Hubert. 1998. *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 576 p.

- Pile Dynamics, Inc. 2005. *GRLWEAP for Windows-Software for Dynamic Pile Analysis*. Cleveland, Ohio
- Poulos, H. G. 1968b. « Analysis of the settlement of pile groups ». *Géotechnique*, n° 18, p. 449-471.
- Poulos, H. G., et E. H. Davis. 1980. *Pile foundation analysis and design*. New York: Wiley, x, 397 p.
- Poulos, H.G. 1985. « Ultimate Lateral Pile Capacity in a Two –Layer Soil ». *Geotechnical Engineering*, vol. 16, n° 1, p. 25-37.
- Poulos, H.G., et N.S. Mattes. 1971b. « Settlement and Load Distribution Analysis of Pile Groups ». *Australian Geomechanics Journal*, vol. G1, n° 1 p. 18-28.
- Poulos, H.G., et N.S. Mattes. 1969. « The Analysis of Downdrag in End Bearing Piles ». In *Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*. Vol. 2, p. 203-208.
- Prakash, Shamsher., et Hari D. Sharma. 1990. *Pile foundations in engineering practice*. New York ; Chichester: Wiley, xxx, 734 p.
- Randolph, M. F. 2003. « Science and Empiricism in Pile Foundation Design ». *Geotechnique*, vol. 53, n° 10, p. 847-875.
- Randolph, M. F., J.P. Carter et C.P. Wroth. 1979. «Driven piles in clay- the effects of installation and subsequent consolidation ». *Geotechnique*, vol. 29, n° 4, p. 361-393.
- Randolph, M.F. 1977. « A Theoretical Study of The Performance of Piles ». Cambridge University. Source :< Kezdi .A. et Rethati, L. 1988>, Elsevier, pp.183-225.
- Randolph, M.F. 1983. «Settlement considerations in the design of axially loaded piles ». *Ground Engineering*, n° 4.
- Randolph, M.F., et B.S. Murphy. 1985. « Shaft capacity of driven piles in clay ». In *Proceedings Offshore Technology Conference, Paper OTC 4883*. p. 371-378.
- Reese, L.C. 1997. « Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 123, n° 11, p. 1010-1017.

- Reese, L.C., W.R. Cox et F.D. Koop. 1974. « Analysis of laterally loaded piles in sand ». In *Proceedings of 6th Annual Offshore Technology Conference, 2 OTC2080*. p. 473-485. Houston, Texas.
- Reese, L.C., W.R. Cox et F.D. Koop. 1975 «Field testing and Analysis of laterally loaded piles in stiff clay ». In *Proceedings of 7th Annual Offshore Technology Conference, 2 OTC2312*. p. 672-690. Houston, Texas.
- Reese, L.C., et K.J. Nyman. 1978. *Field Load Tests of Instrumented Drilled Shafts at Islamorada, Florida* Coll. « Report to the Girdler Foundation and Exploration Corporation ». Clearwater, FL.
- Reese, L.C., et M.W. O'Neill. 1988. « Field load tests of drilled shafts ». In *Deep foundations on bored and auger piles*, sous la dir. de Van Impe, W.F. p. 145-191. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Reese, L.C., et R.C. Welsh. 1975. « Lateral loading of deep foundations in stiff clay ». *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 101, n° GT7, p. 633-649.
- Reese, Lymon C., William M. Isenhower et Shin-Tower Wang. 2006. *Analysis and design of shallow and deep foundations*. Hoboken, N.J.: John Wiley, xxxiii, 574 p.
- Reese, Lymon C., et W. F. Van Impe. 2001. *Single piles and pile groups under lateral loading*. Rotterdam ; Brookfield, VT: Balkema, xvi, 463 p.
- Robertson, P.K., J.M.O. Hughes, R.G. Campanella, P.T. Brown et S. McKeown. 1986. « Design of Laterally Loaded Piles using the Pressuremeter ». American Society for Testing and Materials Special Technical Publication 950, The pressuremeter and its Marine Applications.
- Robinsky, E.I., et C.F. Morrison. 1964. « Sand displacement and compaction around model friction piles ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1 n° 2, p. 81-93.
- Rollins, K. M., J. D. Lane et T. M. Gerber. 2005. « Measured and computed lateral response of a pile group in sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 131, n° 1, p. 103–114.

- Rollins, K.M., K.G. Olsen, D.H. Jensen, B.H. Garrett, R.J. Olsen et J.J. Egbert. 2006 «Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior : Analysis ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 132, n° 10, p. 1272-1283.
- Rollins, K.M., K.T. Peterson et T.J. Weaver. 1998. « Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 124, n° 6, p. 468-478.
- Rowe, R.K., et H.H. Armitage. 1987b. « A design method for drilled piers in soft rock ». *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 24, n° 1, p. 126-142.
- Ruesta, P.F., et F.C. Townsend. 1997. « Evaluation of Laterally Loaded Pile Group at Roosevelt Bridge ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, n° 12, p. 1153-1161.
- Salgado, R. 2006a. « The Role of Analysis in Pile Design ». In *Modern Trends in Geomechanics*, sous la dir. de Wu, Wei , et H.-S. Yu. Vol. 106, p. 521-540. Springer, Berlin: Springer Proc. Physics.
- Salgado, R. 2006b. « Analysis of the Axial Response of Non-Displacement Piles in Sand." *Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation* ». In *Proc. of the 2nd Japan-U.S. Workshop*. Vol. 143 p. 427-439. Geotechnical Special Publication, ASCE.
- Salgado, R., A.V. Lyamin, S.W. Sloan et H.S. Yu. 2004. « Two-and Three-Dimensional Bearing Capacity of Foundations in Clay ». *Geotechnique*, vol. 54 n° 5, p. 297-306
- Salgado, R., A.V. Lyamin, S.W. Sloan et H.S. Yu. 2004. «Two-and Three-Dimensional Bearing Capacity of Foundations in Clay ». *Geotechnique*, vol. 54 n° 5, p. 297-306.
- Salgado, R., et M. Prezzi. 2007. « Computation of Cavity Expansion Pressure and Penetration Resistance in Sands ». *International Journal of Geomechanics*, ASCE, (August).
- Salgado, Rodrigo. 2008. *The engineering of foundations*. Boston ; Toronto: McGraw Hill, xiv, 882 p.
- SAP. 2000. *Structural analysis program*, version. 11.0.4. 1995 University Ave Berkeley (CA) 94704: Computers and structures, inc.

- Schemertmann, J.H. 1978. *Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design*. Coll. « U.S. Dept. of Transportation ». FHWA-TS-78-209.
- Seed, H.B., et L.C. Reese. 1955. « The action of soft clay along friction piles ». *Proceedings, American Society Civil Engineering*, vol. 81, n° 842.
- Smith, E.A.L. 1960. « Pile driving analysis by the wave equation ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 86, n° SM4 (August).
- Söderberg, L.O. 1962 «Consolidation theory applied to foundation pile time effects ». *Géotechnique*, n° 3.
- Teng, Wayne Chi-yu. 1962. *Foundation design*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 466 p.
- Terzaghi, K. 1955. « Evaluation of coefficients of sub-grade reaction ». *Geotechnique, Institutions of Civil Engineers, London*, n° 5, p. 297-326.
- Terzaghi, Karl, et Ralph Brazleton Peck. 1967. *Soil mechanics in engineering practice*, 2d. New York, Wiley, xx, 729 p.
- Timoshenko, Stephen. 1955. *Strength of materials*, 3d. New York,: D. Van Nostrand, 2 v. p.
- Tomlinson, M. J. 1987. *Pile design and construction practice*, 3rd. Coll. « A Viewpoint publication ». [London]: Viewpoint Publications, xii, 378 p.
- Tomlinson, M. J. 1991. *Foundation design and construction*, 5th. Harlow, England New York: John Wiley and Sons, xii, 536 p.
- Tomlinson, M.J. 1955. « The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils ». In *Proceedings, American Society for Testing and Materials*. Vol. 55. Philadelphia.
- Tomlinson, M.J. 1970. *Adhesion of Piles in Stiff Clays*. London: Construction Industry Research and Information Association N0 26.
- Uesugi, M., Kishida, H., et Y. Uchikawa. 1990. « Friction between Dry Sand and Concrete under Monotonic and Repeated Loading ». *Soils and Foundations*, vol. 30, n° 1, p. 115-128.

- Verruijt, A. 1969. « A Simplified Elastic Method for the Calculation of Negative skin Friction on Piles ». In *Proceedings Specialty Session on Negative Skin Friction and Settlements of Piled Foundations, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*. Source: <Combarieu, 1985>.
- Vesic, A.S. 1973. « Analysis of ultimate loads on shallow foundations ». *Journal of the Engineering Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E.*, vol. 99, n° 1, p. 45-73.
- Vesic, A.S. 1961. « Bending of beam resting on isotropic elastic solid ». *Journal of the Engineering Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E.*, vol. 87, n° EM2, p. 35-53.
- Vesic, A.S. 1970. « Tests on Instrumented Piles. Ogeechee River Site ». *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, vol. 96, n° SM2, p. 561-584.
- Vesic, A.S. 1977 «Design of Pile Foundations ». Transportation Research Board, TRB, National Cooperative Highway Research Program, Washington, Synthesis of Highway Practice, n° 42, p. 68
- Wang, S-T., et L.C. Reese. 1993. *COMP624P-Laterally loaded pile analysis program for the microcomputer*. FHWA-SA-91-048.
- Welsh, R.C., et L.C. Reese. 1972. *Laterally Loaded Behavior of Drilled Shafts*. Coll. « Center for Highway Research », Research Report N0.3-5-65-89. University of Texas at Austin.
- Whitaker, T. 1957. « Experiments with model piles in groups ». *Geotechnique*, vol. 7, p. 147.
- Winkler, E. 1867. *Die Lehre von Elastizitat und Fstigkeit*. Prague.
- Winterkorn, Hans F., et Hsai-Yang Fang. 1975. *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, xvi, 751 p.
- Woodward, R.J., et J. Boitano. 1961. «Pile Loading tests in stiff clays ». In *Proceedings of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*. t. 2.

Yegian, M., et S. G. Right. 1973. « Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays ». In *Offshore Technology Conference* p. 663-671. Octobre.