

## *Remerciements*

*Toute notre reconnaissance et gratitude à notre encadreur le professeur BOUAFIA Ali pour son suivi, ses orientations et ses conseils qui nous ont servi de référence, ainsi pour sa contribution précieuse dans l'élaboration de ce travail.*

*Nos remerciements vont également vers notre Co-encadreur Monsieur HOUARI Hocine pour sa collaboration et sa disponibilité.*

*Je voudrais exprimer mes sincères remerciements et reconnaissances à Monsieur MOUSSAOUI Mohamed Amine, ingénieur géotechnicien pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses critiques constructives.*

*Nous tenons aussi à remercier l'ensemble de nos enseignants qui nous ont transmis leur savoir et leur expérience durant tout notre cursus universitaire et permis ainsi d'atteindre le niveau scientifique nécessaire pour la réalisation de ce travail.*

*Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail.*

## INTRODUCTION GENERALE

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. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grande hauteur, les fondations pour machines...etc.

Cependant, de nombreuses structures doivent pouvoir résister aussi bien à des charges axiales qu'à des charges latérales. Auparavant, la reprise des charges latérales était assurée par des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre de telles sollicitations.

Or, ce type de problème est assez complexe et a fait l'objet de peu de recherches. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure (interaction sol-structure), rendent l'accès à ce domaine frontière difficile. Le calcul des déplacements en tête et les efforts le long des pieux libres et encastres sous charge horizontale est un critère essentiel pour leur dimensionnement. C'est précisément cet état de fait qui a motivé la présente étude.

Dans le cadre de la présente étude, on utilise une modélisation en éléments finis pour étudier la réponse non linéaire d'un pieu isolé sous deux conditions aux limites différentes : tête libre et tête encastree, placé dans trois types de sol argileux, soumis dans le sens horizontal à un effort latéral  $H$ , en vue d'analyser l'effet de l'encastrement sur les déplacements et les efforts (effort tranchant et moment de flexion) le long du pieu. L'objectif d'un tel travail est de définir une méthode de correction des résultats obtenus en supposant que le pieu est libre en tête, en vue de tenir compte de l'effet de l'encastrement.

Le travail consiste à lancer une étude paramétrique par le biais du progiciel ABAQUS, en tenant compte du comportement non linéaire du sol et de la présence des éléments d'interface pieu/sol.

## RESUME

Une fondation sur pieux est couramment soumise à des efforts horizontaux provenant de l'ouvrage (poussée des terres sur une culée de pont, etc) ou de l'environnement entourant le système sol-fondation (effet du vent sur un ouvrage élancé, séisme, etc). Il existe une diversité de méthodes de calcul du pieu en vue de déterminer l'amplitude de déplacement horizontal et de la rotation en tête du pieu, et des efforts de flexion le long du pieu.

Les méthodes courantes de calcul du pieu sous de telles sollicitations considèrent d'une manière approximative que le pieu est libre en tête, par souci de simplifier les calculs. En réalité le groupe de pieux est encastree dans une semelle de liaison, encastrant les têtes des pieux et leur imposent une rotation nulle.

Ce travail se propose d'analyser le comportement d'un pieu isolé sous deux conditions aux limites différentes : tête libre et tête encastree, en vue d'analyser l'effet de l'encastrement sur les déplacements et les efforts (effort tranchant et moment de flexion) le long du pieu. L'objectif d'un tel travail est de définir une méthode de correction des résultats obtenus en supposant que le pieu est libre en tête, en vue de tenir compte de l'effet de l'encastrement.

Le travail consiste à lancer une étude paramétrique par le biais du progiciel de calcul éléments finis ABAQUS, en tenant compte du comportement non linéaire du sol et de la présence des éléments d'interface pieu/sol.

**Mots-Clefs** : Pieu, Chargement horizontal, Déplacement, Encastrement, ABAQUS, Eléments finis.

## ملخص

غالبا ما تكون القواعد المرتكزة على اوتاد خاضعة لقوى افقية ناشئة عن الاعمال الانشائية " قوة دفع التربة على دعامة جسر... الخ" او البيئة المحيطة بالنظام تربة - قاعدة " تأثير الرياح على مشروع انشائي, زلزال .. الخ ". يوجد الكثير من الطرق لحساب الاوتاد من اجل تحديد سعة الازاحة الافقية و الدوران الراسي للوتد وكذلك قوى الثني على طول الوتد.

ان الطرق السائدة لحساب الوتد تحت تأثير احمال ما تعتبر بطريقة تقريبية ان الوتد يكون حر عند الراس من اجل تسهيل الحسابات . في الحقيقة مجموع الاوتاد يكون مثبت في قاعدة ربط وبالتالي يكون مجموع الدوران الراسي للأوتاد معدوما.

نقترح من خلال هذا العمل الى تحليل سلوك وتد معزول تحت تأثير نوعين من شروط الحدود : راس حر ، راس مثبت وذلك لتحليل تأثير التثبيت على الازاحة و القوى الناتجة على طول الوتد.

الهدف الاساسي من هذا العمل هو ايجاد طريقة لتصحيح النتائج المحصل عليها بافتراض ان الوتد حر في منطقة الراس من اجل الاخذ بعين الاعتبار تأثير التثبيت.

يعتمد هذا العمل على اطلاق دراسة معيارية عن طريق برنامج العناصر المنتهية اباكوس مع الاخذ بعين الاعتبار السلوك الغير خطي للتربة ووجود عناصر بينية بين الوتد و التربة.

كلمات مفتاحية: وتد، تحميل افقي،ازاحة ، تثبيت، اباكوس ، العناصر المنتهية

## ABSTRACT

A piled foundation is usually subjected to horizontal efforts coming from the structure (earth pressure on an abutment of bridge,...) or environment surrounding the soil-foundation system ( effect of the wind on a hurled work, seism,...).

There are several methods of calculation of the pile in order to determine the amplitude of lateral displacement and rotation at pile head and bending force along the pile.

The current methods of calculation of the pile under such external load consider an approximate way that the pile is free at head in order to simplify the calculations. In fact the group of piles is embedded in linked footing, fixing the heads of piles and imposes a null rotation to them.

This work aims to analyze the behavior of a single pile under two different boundary conditions: free head and fixed head, in order to analyze the displacement and efforts (shear force and bending moment) along pile. The purpose of such a work is to define a method for correcting the results assuming that the pile head is free, in order to take account of the embedding effect.

This work consists of carrying out a parametric study using the finite element ABAQUS software, taking into account the nonlinear behavior of the soil and the presence of interface elements pile/soil.

**Key-words:** Pile, horizontal loading, displacement, embedding, ABAQUS, finite elements.

# Liste des symboles

## Majuscules latines

$B$ : diamètre ou largeur frontale du pieu	(m)
$D$ : fiche du pieu dans le sol	(m)
$D_e$ : fiche équivalente du pieu	(m)
$P_{le}^*$ : pression limite équivalente nette	(kpa)
$P_l^*(z)$ : pression pressiométrique limite nette	(kpa)
$P_l$ : pression pressiométrique limite	(kpa)
$P_0$ : pression initiale des terres à une profondeur donnée	(kpa)
$Q_p$ : effort de pointe	(KN)
$Q_s$ : effort de frottement latéral	(KN)
$A_0$ : la section de pieu	(m <sup>2</sup> )
$A_z$ : coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable	(sans unité)
$A$ : facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique	(sans unité)
$A_i$ : facteur de profondeur qui dépend du rapport $z/D$	(sans unité)
$K_p$ : le facteur de portance pressiométrique	(sans unité)
$P$ : périmètre de la section du pieu	(m)
$L$ : la longueur de pieu ou la fiche de pieu dans le sol	(m)
$T$ : facteur de la raideur du pieu pour un sol varie linéairement avec la profondeur	(sans unité)
$R$ : facteur de la raideur du pieu pour un sol constante avec la profondeur	(sans unité)
$K_0$ : coefficient de pression des terres au repos	(sans unité)
$k_a$ : coefficient de pression des terres actives	(sans unité)
$K_a$ : coefficient de poussée des terres	(sans unité)
$K_h$ : module de réaction horizontale	(KN/m <sup>3</sup> )
$K_h(z)$ : le coefficient de réaction à une profondeur $z$	(N/m <sup>3</sup> )
$M_0$ : moment de flexion applique en tête du pieu	(KN.m)
$H_0$ : effort horizontale applique en tête du pieu	(KN)
$M_p$ : moment fléchissant en pointe.	(KN.m)
$T_p$ : l'effort tranchant en pointe.	(KN)
$Z_r$ : la profondeur de rotation	(m)

$E_s$ : module d'élasticité du sol	(kpa)
$k_p$ : coefficient de pression des terres (coefficient de butée de Rankine)	(sans unité)
$I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$ : les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec sol constant avec la profondeur	(sans unité)
$I'_{UH}, I'_{UM}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}, I'_{UF}$ : les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec sol varie linéairement avec la profondeur	(sans unité)
$I_H, I_{HM}$ et $I_{MM}$ : les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec sol varie linéairement avec la profondeur	(sans unité)
$K_r$ : la rigidité relative sol-pieu	(sans unité)
$E_p$ : module d'Young du matériau du pieu	(MPa)
$I_p$ : moment d'inertie	(m <sup>4</sup> )
$E_p I_p$ : rigidité à la flexion du pieu	(MN/m <sup>2</sup> )
$N_h$ : taux de la variation du module de sol avec la profondeur	(MN/m <sup>3</sup> )
$X$ : l'indice d'homogénéité	(sans unité)
$E_s$ : le module de réaction du sol pour une profondeur $z$	(MPa)
$Y(z)$ : le déplacement du pieu pour une profondeur $z$	(m)
$M$ : le moment fléchissant de pieu	(KN.m)
$T$ : l'effort tranchant de pieu	(KN)
$E_m$ : module pressiométrique (module de Ménard)	(KPa)
$B_0$ : diamètre de référence égal à 0.6	(m)
$K_f$ : pente de la courbe P-y	(MPa)
$P_f$ : réaction du sol latérale de fluage	(KN/m)
$P_l$ : réaction du sol limite	(KN/m)
$P_u$ : réaction ultime du sol à la profondeur $z$	(KN/m)
$C_1, C_2$ et $C_3$ : coefficients fonctions de l'angle de frottement interne $\varphi'$	(sans unité)
$J$ : constante empirique ont été déterminées par des essais sur site	(sans unité)
$N_p$ : constante semi-empirique	(sans unité)
$G_{\max}$ : le module de cisaillement maximal	(MPa)
$E_{\max}$ : la pente de la courbe P-y	(MPa)
$D_r$ : la densité relative	(%)
$C_u$ : cohésion non drainée du sol	(KPa)
$C$ : la constante dépendant de la profondeur	KN/m <sup>3/2</sup>
$P_{uc}$ : le composant de la cohésion	(KN/m)

$P_{ult}$ : la résistance latérale ultime de sol	(KN/m)
$G_c$ : la valeur de $G^*$ à la profondeur $D_c/2$	(MPa)
$D_c$ : profondeur critique du chargement latéral	(m)
$U_{r0}$ : déplacement radial de la section du pieu	(m)
$\Delta S_f$ : la variation correspondante de la grandeur	(sans unité)
$\Delta U_P$ : le déplacement supplémentaire du a la plastification du sol	(m)
$\Delta S_r$ : correction de remaniement en élasticité	(sans unité)
$S_i$ : la valeur de S pour le pieu circulaire en sol intact	(sans unité)
$\Delta S_{fr}$ : la correction supplémentaire dans le cas d'un pieu à section rectangulaire	(sans unité)
$H_u$ : l'effort horizontal limite	(KN)
$M_u$ : moment de flexion limite	(KN.m)
$C'$ : cohésion effective d'un sol cohérent	(KPa)
$N_P$ : facteur de portance latéral.	(m)
$H_{ult}$ Capacité portante horizontale ultime	(KN)
$M_{ult}$ : le moment de flexion limite (ultime)	(KN.m)
$L$ : la longueur de pieu ou la fiche de pieu dans le sol	(m)
$F_1, F_2$ et $F_3$ : les forces des réactions limites	(N)
$D_1, D_2$ et $D_3$ : les profondeurs des point d'application	(m)
$D_c$ : la profondeur critique du chargement latérale	(m)
$H_{adm}$ : la charge latérale admissible	(KN)
$M_{adm}$ : le moment de flexion admissible	(KN.m)
$F_s$ : le coefficient de sécurité égal à 3	(sans unité)

### Minuscules latines

$h$ : la auteur de la couche résistance	(m)
$q_c$ : résistance en pointe mesurée au pénétromètre	(MPa)
$q_{ce}$ : la résistance pénétrométrique équivalente le long de pieu	(MPa)
$q_l$ : la résistance en pointe	(KN)
$q_s(z)$ : contrainte de frottement latéral limite.	(KPa)
$l_0$ : la longueur de transfert de pieu	(m)
$k_s$ : coefficient de réaction du sol	(KN/m <sup>3</sup> )
$k_q(z)$ et $k_c(z)$ : coefficients de la résistance latérale	(sans unité)



$f$ : emplacement de moment depuis l'effort tranchant égal à zéro	
$n_h$ : coefficient de réaction du sol	(MPa/m)
$r_0$ : le rayon de pieu	(m)
$p$ : pression	(N/m <sup>2</sup> )
$k$ : module initial de réaction du sol	(kn.m <sup>-3</sup> )
$k_s$ : module de réaction latérale dans un sable	( KPa)
$k_c$ : module de réaction latérale dans une argile	(KPa)
$p'_0$ : pression effective (après excavation)	(KPa)
$p_d$ : résistance latérale de dimensionnement	(KN/m)
$k_1$ : pente initiale de la courbe	(KPa)
$k_h$ : module initial de réaction à la profondeur $z$	(KN/m <sup>3</sup> )
$p_{\max}$ : La pression de terre maximale	(KPa)
$m$ : le taux d'accroissement du module de young avec la profondeur	(sans unité )
$n$ : accélération centrifuge.	(m/s <sup>2</sup> )

### Minuscules grecques

$\alpha$ : $p_{lim}/p_d$ = rapport de rupture, (toujours supérieur à 1)	(sans unité )
$\alpha$ : coefficient rhéologique caractérisant le sol	( sans unité )
$\alpha_1$ et $\alpha_2$ : les coefficients numériques d'après ménard	(sans unité)
$\varphi'$ : l'angle de frottement du sable	(degrés) °
$\varphi$ : l'angle de frottement interne de sol	(degrés) °
$\beta$ : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement	(sans unité )
$\varphi_d$ : angle de frottement pour le projet ( $\tan\varphi_d = \tan\varphi/\gamma_{mf}$ )	(degrés) °
$\gamma_{mf}$ : coefficient de sécurité caractéristique du matériau	(sans unité )
$\gamma_{mc}$ : coefficient de sécurité caractéristique du matériau	(sans unité )
$\eta$ : le facteur de forme pour la réaction frontale normale	(sans unité )
$\nu$ : coefficient de poisson du sol	(sans unité)
$u$ : déplacement horizontale en tête de pieu	(m)
$\theta$ : rotation en tête de pieu	(m.Rad)
$\psi$ : la longueur de chaque élément d'après poulos	(m)
$\xi$ : coefficient empirique	(sans unité )
$\rho_c$ : facteur donnant l'homogénéité relative du sol	(sans unité)
$\sigma_a$ : la contrainte agissant sur le pieu	(KPa)
$\sigma_p$ : contrainte principale horizontale	(KPa)

$\sigma_z$ : contrainte verticale	(KPa)
$\sigma_{ha}$ : les pressions limites de poussée	(KPa)
$\sigma_{hp}$ : les pressions limites de butée	(KPa)
$\delta$ : déplacement horizontal de la structure	(m)
$\delta$ : Interface d'angle du frottement entre le pieu et le sol	(degrés) °
$\gamma$ : le poids volumique du sol	(KN/m <sup>3</sup> )
$\gamma'$ : le poids volumique déjaugé du sol	(KN/m <sup>3</sup> )
$\Psi$ : Angle de dilatance	(degrés) °





# Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification des pieux (MCIF, 2006).....	9
Tableau 1.2 : Choix du type de pieux selon la nature du sol.....	9
Tableau 1.3: Classification La longueur de transfert de pieu.....	12
Tableau 1.4: les équations pour le calcul de $H_{ult}$ dans un sol cohérent .....	34
Tableau 1.5: les équations pour le calcul de $H_{ult}$ dans un sol pulvérulent .....	36
Tableau 1.6: Valeur de $\eta$ et $\varepsilon$ (d'après Briaud et Smith 1983).....	38
Tableau 1.7: Les valeurs des coefficients $\alpha_1$ et $\alpha_2$ .....	41
Tableau 1.8: les équations pour le calcul de $H_{ult}$ dans un sol homogène .....	42
Tableau 1.9: Comparaison des méthodes à la rupture.....	44
Tableau 1.10: Résumé des Solutions élastiques d'un pieu chargé latéralement pour le cas de module de sol constant avec la profondeur.....	47
Tableau 1.11: Résumé des Solutions élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas de module du sol varie linéairement avec la profondeur .....	48
Tableau 1.12 : Valeurs du coefficient $A_z$ .....	55
Tableau 1.13 : Facteur rhéologique $\alpha$ pour divers types de sols .....	55
Tableau 1.14: valeur moyenne de $E_s$ pour des sols sans cohésion.....	56
Tableau 1.15: Valeurs recommandées pour $n_h$ et $\beta$ pour des chargements statiques et cycliques dans le sable.....	65
Tableau 1.16 : Valeurs recommandées pour $\xi$ , $\beta$ et $\beta'$ dans l'argile.....	66
Tableau 1.17: Les valeurs recommandées de module de réaction $E_s$ de la courbe P-Y.....	70
Tableau 1.18 : Caractéristiques mécaniques du pieu.....	82
Tableau 1.19 : Caractéristiques mécaniques correspondant au massif de sable.....	83
Tableau 1.20 : les résultats Expérimentaux.....	83
Tableau 1.21 : l'écart entre les résultats expérimentaux et celles obtenus par les méthodes analytiques .....	85
Tableau 2.1 : les différents éléments utilisés dans la modélisation pieu élancement 15.....	100
Tableau 2.2 : les différents éléments utilisés dans la modélisation pieu élancement 40 .....	101
Tableau 2.3 : paramètres des sols pour la construction du modèle.....	102
Tableau 2.4 : paramètres des pieux pour la construction du modèle.....	103
Tableau 2.5 : Module de Young du pieu 1 (D=15m) pour la construction du modèle (argile molle).....	103
Tableau 2.6 : Module de Young du pieu 1 (D=15m) pour la construction du modèle (argile moyenne).....	103

Tableau 2.7 : Module de Young du pieu 1 (D=15m) pour l'élaboration du modèle (argile raide).....	103
Tableau 2.8 : Module de Young du pieu (D=40m) pour la construction du modèle (argile molle).....	104
Tableau 2.9 : Module de Young du pieu (D=40m) pour la construction du modèle (argile moyenne).....	104
Tableau 2.10 : Module de Young du pieu (D=40m) pour la construction du modèle (argile moyenne).....	104
Tableau 2.11 : Les différentes amplitudes d'efforts latéraux appliqué aux pieux.....	105
Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques du sol.....	127
Tableau 4.2 : les résultats Expérimentaux.....	130
Tableau 4.3: résultat de $C_y$ en fonction de chargement latéral .....	132
Tableau 5.1 : Coefficient d'encastrement $C_y$ .....	136
Tableau 5.2 : Coefficient d'encastrement $C_T$ .....	141
Tableau 5.3 : Coefficient d'encastrement $C_M$ .....	142
Tableau 5.4 : Coefficient d'encastrement $C_E$ pour un pieu de rapport d'élanement $D/B=15$ et rigidité relative $K_R=10^{-3}$ fiché dans un sol (argile molle).....	146
Tableau 5.5 : Comparaison des principaux résultats obtenu par la modélisation avec ceux obtenu par l'essai en vrais grandeur et la méthode de module de réaction. ....	150



# Liste des figures

Figure 1.1: Le domaine de fondation .....	2
Figure 1.2 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	3
Figure 1.3: Sonnette à taraude.....	5
Figure 1.4: Ouvrage sur les pieux.....	5
Figure 1.5 : Résistance des pieux.....	6
Figure 1.6 : Frottement négatif et le frottement positif.....	8
Figure 1.7: Pieux préfabriqués en béton armé.....	10
Figure 1.8: Pieux métallique .....	11
Figure 1.9: Pieu court (rigide).....	11
Figure 1.10 : pieu long (flexible).....	11
Figure 1.11: Pieu battu pilonné.....	14
Figure 1.12: Pieu battu moulé.....	15
Figure 1.13: Pieu foré simple.....	16
Figure 1.14: Pieu foré tubé vibrofoncé.....	17
Figure 1.15: Pieu foré à la boue.....	18
Figure 1.16: Pieu foré à la tarière creuse.....	19
Figure 1.17 : Comportement d'un pieu lors d'un chargement horizontal en fonction de son élasticité .....	21
Figure 1.18 : Comportement d'un système sol-pieu soumis à un chargement horizontal .....	21
Figure 1.19: Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements .....	22
Figure 1.20 : Déplacements en tête du pieu en fonction du chargement – Chargement monotone d'un pieu isolé dans de l'argile surmontant une couche de sable .....	23
Figure 1.21 : Profils des moments dans un pieu en fonction du chargement appliqué .....	24
Figure 1.22 : Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu souple - (b) Pieu rigide.....	25
Figure 1.23 : Rupture des pieux libres en tête, et des pieux liés au chevêtre.....	26
Figure 1.24: Mécanismes de rupture selon Blum.....	28
Figure 1.25: Modèle de calcul de Brinch Hansen.....	28
Figure 1.26 : Coefficient de la résistance latérale $k_q$ et $k_c$ .....	29
Figure 1.27 : Mécanisme de rupture dans le modèle de Reese.....	30
Figure 1.28 : Facteur de portance latérale recommandé par Reese.....	31
Figure 1.29: Pieu rigide dans un milieu cohérent .....	33
Figure 1.30: Pieu flexible dans un milieu cohérent .....	33
Figure 1.31: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol cohérent .....	35
Figure 1.32 : Pieu rigide dans un milieu pulvérulent .....	35



Figure 1.33 : Pieu flexible dans un milieu pulvérulent .....	36
Figure 1.34: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol pulvérulent..37	
Figure 1.35: Pieu rigide dans un milieu pulvérulent .....	38
Figure 1.36: Schéma de rupture .....	39
Figure 1.37: Profile de réaction horizontale limite .....	40
Figure 1.38 : Diagramme de stabilité au chargement latéral .....	43
Figure 1.39 : Pieux mobilisant la réaction latérale du sol.....	45
Figure 1.40: L'action de sol adjacent le pieu .....	46
Figure 1.41: Les facteurs d'influence $I_{UH}$ , $I_{UM}$ , $I_{\theta H}$ , $I_{\theta M}$ , $I_{\theta F}$ dans le cas de module d'élasticité du sol constant avec la profondeur .....	48
Figure 1.42: Les facteurs d'influence $I'_{UM}$ , $I'_{UM}$ , $I'_{\theta H}$ , $I'_{\theta M}$ , $I'_{\theta F}$ dans le cas de module d'élasticité du sol variant linéairement avec la profondeur .....	49
Figure 1.43 : Facteurs d'influence $I_H$ et $I_{HM}$ .....	51
Figure 1.44 : Représentation du modèle de Winkler.....	52
Figure 1.45: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard) (cas ou les sollicitations permanentes en tête dominant).....	58
Figure 1.46: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard)(cas ou les sollicitations de courte durée en tête dominant).....	58
Figure 1.47: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard) (cas ou les sollicitations dues aux poussées latérales du sol).....	59
Figure 1.48: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard) (cas ou les sollicitations accidentelles très brèves en tête).....	59
Figure 1.49: Coefficients $C_1, C_2$ et $C_3$ en fonction de l'angle de frottement interne $\phi'$ .....	61
Figure 1.50: Valeurs de $k$ en fonction de la densité relative $D_r$ et de l'angle de frottement interne $\phi'$ . (d'après A.P.I. [1993]).....	62
Figure 1.51 : Forme caractéristique de la courbe p-y.....	63
Figure 1.52: La forme caractéristique de courbe P-Y .....	69
Figure 1.53: La forme caractéristique de courbe P-Y.....	71
Figure 1.54 : La forme caractéristique de courbe P-Y .....	72
Figure 1.55 : Définition du modèle.....	75
Figure 1.56 : Effet du remaniement pour $\nu = 0.5$ et $\nu = 0.33$ .....	76
Figure 1.57: Effet de forme pour un sol intact .....	78
Figure 1.58 : Etude du remaniement (Définition des paramètre $\alpha$ et $\beta$ ).....	79
Figures 1.59: Valeurs de $s$ à prendre en compte pour le calcul des déplacements en tête d'un pieu libre soumis à un effort horizontal.....	81
Figure 1.60 : Schématique du pieu prototype.....	82

Figure 1.61 : l'interface de logiciel ABAQUS 6.10 .....	90
Figure 1.62: Create Part .....	92
Figure 1.63 : Create Material.....	92
Figure 1.64 : Create Section .....	93
Figure 1.65 : Assign Section .....	93
Figure 1.66 : Instance Part.....	93
Figure 1.67: Create Step.....	94
Figure 1.68: Create Field Output.....	94
Figure 1.69 : Create History Output.....	94
Figure 1.70: Create Interaction.....	95
Figure 1.71: Create Interaction property.....	95
Figure 1.72: Create Load.....	96
Figure 1.73: Create Boundary Condition.....	96
Figure 1.74 : Create Field.....	96
Figure 1.75 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	97
Figure 2.1: présentation du modèle pieu isolé libre en tête .....	101
Figure 2.2: présentation du maillage.....	102
Figure 2.3 : courbes de chargement du pieu isolé libre en tête (Argile molle, D/B =40).....	106
Figure 2.4: Variation de déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	106
Figure 2.5: Variation de déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	107
Figure 2.6: Variation de déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	107
Figure 2.7: diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	109
Figure 2.8: diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	109
Figure 2.9: diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	109
Figure 2.10: profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	110
Figure 2.11: profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	111
Figure 2.12: profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	112

Figure 2.13 : Courbe de réaction P-Y pour un pieu libre en tête (Argile molle, D/B = 15, $K_R = 10^{-3}$ ).....	113
Figure 2.14 : Variation de module de réaction $E_s$ en fonction de la profondeur z pour un pieu libre en tête (Argile molle, D/B = 15, $K_R = 10^{-3}$ ).....	114
Figure 3.1: présentation du modèle pieu isolé encastré en tête .....	116
Figure 3.2: présentation du maillage.....	116
Figure 3.3 : courbes de chargement du pieu isolé encastré en tête (Argile molle, D/B =40).....	117
Figure 3.4: Variation de déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	118
Figure 3.5: Variation de déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	118
Figure 3.6: Variation de déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	119
Figure 3.7: diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	120
Figure 3.8: diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	121
Figure 3.9: diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	121
Figure 3.10: profil de moment fléchissant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-5}$ ).....	122
Figure 3.11: profil de moment fléchissant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 10^{-2}$ ).....	123
Figure 3.12: profil de moment fléchissant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle, D/B = 40, $K_R = 1$ ).....	123
Figure 3.13 : Courbe de réaction P-Y pour un pieu encastré en tête (Argile molle, D/B=15, $K_R = 10^{-3}$ ).....	124
Figure 3.14 : Variation de module de réaction $E_s$ en fonction de la profondeur z pour un pieu encastré en tête (Argile molle, D/B = 15, $K_R = 10^{-3}$ ).....	125
Figure 4.1 : La coupe verticale du terrain.....	126
Figure 4.2 : Essai de chargement de pieu : (a) pieu libre en tête, (b) pieu encastré en tête.....	128
Figure 4.3 : Schéma du pieu libre en tête .....	128
Figure 4.4 : Schéma du pieu encastré en tête .....	129
Figure 4.5 : Variation des déplacements en fonction de la profondeur pour un effort de 450KN.....	130
Figure 4.6 : Variation des déplacements en fonction de chargement .....	131
Figure 4.7 : Variation du moment fléchissant en fonction de la profondeur pour un effort de 450KN .....	131

Figure 4.8 : Variation de l'effort tranchant en fonction de la profondeur .....	132
Figure 4.9 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de chargement latéral.....	133
Figure 5.1 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ (D/B=15).....	137
Figure 5.2 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans (D/B=40).....	137
Figure 5.3 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile molle.....	138
Figure 5.4 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile moyenne.....	139
Figure 5.5 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile raide .....	139
Figure 5.6 : Variation de coefficient d'encastrement $C_M$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ (D/B=15).....	143
Figure 5.7 : Variation de coefficient d'encastrement $C_y$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ (D/B=40).....	143
Figure 5.8 : Variation de coefficient d'encastrement $C_M$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile molle.....	144
Figure 5.9 : Variation de coefficient d'encastrement $C_M$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile moyenne.....	145
Figure 5.10 : Variation de coefficient d'encastrement $C_M$ en fonction de la rigidité relative $K_R$ dans l'Argile raide.....	145



# Table des matières

Résumé .....	I
Abstract .....	II
ملخص .....	III
Liste des symboles.....	IV
Liste des tableaux .....	IX
Liste des figures .....	XI
Table des matières .....	XVI
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I. Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge latérale</b>	
<b>1. Généralités sur les pieux</b> .....	<b>2</b>
1.1. Définitions.....	2
1.2. Historique.....	4
1.3. Domaine d'application.....	5
1.4. Rôle des pieux .....	6
1.5. Principe de fonctionnement.....	7
1.6. Classification des pieux .....	8
1.6.1. Nature de matériau .....	9
1.6.2. Longueur de pieu .....	11
1.6.3. Mode d'installation du pieu.....	12
<b>2. pieux sous charges latérales</b> .....	<b>20</b>
2.1. Introduction .....	20
2.2. Comportement du système sol-pieu pendant le chargement .....	20
2.3. Travaux de chargement latéral des pieux.....	23
2.4. Comportement à la rupture .....	24
<b>3. Méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements</b> .....	<b>27</b>
3.1. Introduction.....	27
3.2. Les méthodes théoriques .....	27
3.2.1. Méthode de Blum (1932) .....	27
3.2.2. Méthode de Brinch-Hansen (1961) .....	28
3.2.3. Méthode de Reese (1974) .....	30
3.3. Les méthodes semi-empiriques .....	32
3.3.1. Méthode de Broms (1964 a et b) .....	32

3.3.2. Méthode de Prasad et Chari (1999) .....	37
3.4. Les méthodes empiriques .....	39
3.4.1. Méthode de Ménard (1962) .....	39
3.4.1.1. Détermination des efforts limites .....	39
3.4.1.2. La charge latérale et moment de flexion admissible .....	42
3.4.1.3. Comparaison des méthodes à la rupture .....	43
<b>4. Méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements</b> .....	<b>45</b>
4. 1. Introduction.....	45
4. 2. Méthodes d'élasticité linéaire.....	46
4. 2.1. Méthodes de Poulos (1971) :.....	46
4. 2.2. Méthode de Banerjee et Davies (1978) .....	50
4.3. Méthodes du module de réaction (théorie des courbes p-y).....	51
4.3.1. Principe général .....	51
4.3.2. Expressions du module de réaction $E_s$ .....	54
4.3.2.1. Terzaghi (1955) .....	54
4.3.2.2. Ménard, Bourdon et Gambin (1969) .....	55
4.3.2.3. Poulos (1971) .....	56
4.3.3. Les courbes de réaction P-y .....	56
4.3.3.1. Courbes P-Y standardisées.....	57
4.3.3.1.1. Fascicule 62 (1993) .....	57
4.3.3.1.2. A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993].....	59
4.3.3.1.3. P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980].....	62
4.3.3.1.4. Det Norske Veritas [1977] .....	63
4.4. Autres expressions de courbes de réaction .....	66
4.4.1. Li Yan & Byrne (1992) .....	66
4.4.2. Georgiadis et al. (1992) .....	67
4.4.3. Méthode de Scott et Teerawut (2001).....	68
4.4.4. Méthode de Simpson et Brown (2003).....	70
4.4.5. Méthode de Teng et Tian-lin (2009).....	71
4.5. Les méthodes numériques.....	72
4.5.1. Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis .....	72
4.5.1.1. Méthode de Randolph (1981).....	73
4.5.1.2. Méthode de Baguelin Frank et Said (1977).....	74
4.5.1.3. Méthode de Baguelin, Carayannacou -Trézos, Frank (1979) .....	77
<b>5. Etude comparative entre des différentes méthodes de calcul</b> .....	<b>82</b>
5.1. Essai sur modèle réduit en centrifugeuse .....	82
5.2. Résultats expérimentaux .....	83

5.3. Méthodes de calcul de l'effort horizontal ultime $H_{ult}$ .....	83
5.3.1. Méthode de Brinch-Hansen (1961).....	83
5.3.2. Méthode de Broms (1964).....	84
5.3.3. Méthode de Prasad et Chari (1999).....	84
5.4. Méthodes de calcul des déplacements en tête du pieu.....	85
5.4.1. Méthode de Poulos (1971).....	85
5.4.2. Méthode de Banerjee et Davies (1978).....	86
5.5. Conclusion.....	87
<b>6.Présentation de l'outil de simulation numérique</b> .....	<b>88</b>
6.1. Introduction .....	88
6.2. Les caractéristiques du logiciel ABAQUS.....	88
6.2.1. Organisation de l'interface.....	89
6.3. Présentation générale d'ABAQUS .....	90
6.3.1. Phases de mises en données .....	91
6.3.1.1. Réalisation de la mise en données d'un problème .....	91
6.4. Le modèle élastoplastique utilisé dans le projet, Mohr-Coulomb.....	96
6.4.1. Choix du modèle .....	96
6.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	97
6.4.3. Modèle Mohr-Coulomb sous ABAQUS.....	98
<b>Chapitre II: Modélisation du comportement d'un pieu isole libre en tête</b>	
1. Introduction :.....	99
2. Présentation du modèle.....	100
2.1. Paramètres du sol et du pieu .....	102
3. Système de chargement latéral.....	104
4. Présentations et interprétations des résultats obtenus.....	105
5. Conclusion .....	114
<b>Chapitre III : Modélisation du comportement d'un pieu isole encastre en tête</b>	
1. Introduction .....	115
2. Présentation du modèle .....	115
3. Présentations et interprétations des résultats obtenus .....	117
4. Conclusion.....	125



## Chapitre IV : essais de chargement de pieux en vraie grandeur

1. Description du site .....	126
2. Description de l'essai de chargement du pieu .....	127
2.1. Pieu libre en tête (pylône).....	128
2.2. Pieu encastré en tête .....	129
2.3. Système de chargement .....	129
3. Résultats expérimentaux .....	129
4. Calcul de coefficient d'encastrement $C_y$ .....	132
5. Calcul de coefficient d'encastrement $C_M$ .....	133
6. Calcul de coefficient d'encastrement $C_T$ .....	134

## Chapitre V : Etude de l'effet de l'encastrement en tête sur le comportement d'un pieu

1. Introduction .....	135
2. Coefficient d'encastrement $C_y$ .....	135
3. Coefficient d'encastrement $C_T$ .....	140
4. Coefficient d'encastrement $C_M$ .....	141
5. Coefficient d'encastrement $C_E$ .....	146
6. Estimation des coefficients d'encastrement par la méthode de module de réaction .....	147
6.1. Equation différentielle de déflexion d'un pieu long et flexible.....	147
6.1.1. Solution en cas d'un sol homogène .....	147
6.1.1.1. Pieu libre en tête chargé par un effort H .....	147
6.1.1.2. Pieu encastré en tête chargé par un effort H.....	147
6.1.2. Le coefficient d'encastrement $C_y$ .....	148
6.1.3. Le coefficient d'encastrement $C_T$ .....	148
6.1.4. Le coefficient d'encastrement $C_M$ .....	149
6.1.4.1. Pieu libre en tête chargé par un effort H.....	149
6.1.4.2. Pieu encastré chargé par un effort H .....	149
6.5. Equation de comportement d'un pieu court et rigide .....	150
6.5.1. Solution en cas d'un sol homogène .....	150
6.5.2. Le coefficient d'encastrement $C_y$ .....	150
7. Comparaison des coefficients d'encastrement .....	150
8. Conclusion.....	151
<b>Conclusions générales et perspectives de recherche.....</b>	<b>152</b>
ANNEXES.....	154
Références bibliographiques	

# CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS CHARGE LATÉRALE

## 1. Généralités sur les pieux :

### 1.1. Définitions :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges verticales appliquées.

- résistance en pointe
- par frottement latéral
- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par:

D : Longueur de fondation enterrée dans le sol

B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de  $D/B \geq 10$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes figure (1.1)

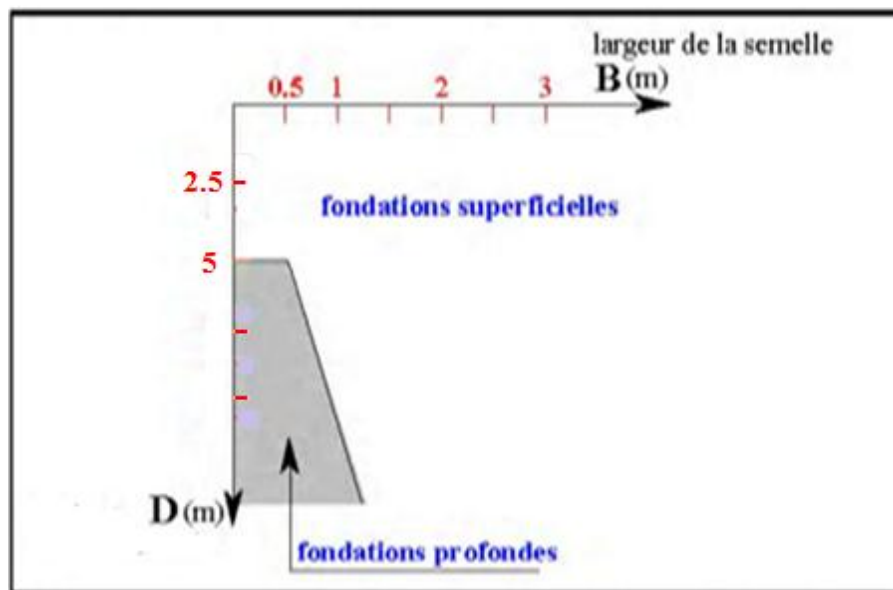


Figure 1.1 : Le domaine de fondation profonde

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage.

Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)  
 Les trois parties principales d'un pieu sont

- La tête,
- La pointe,
- Le fût compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ . Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu figure (1.2).

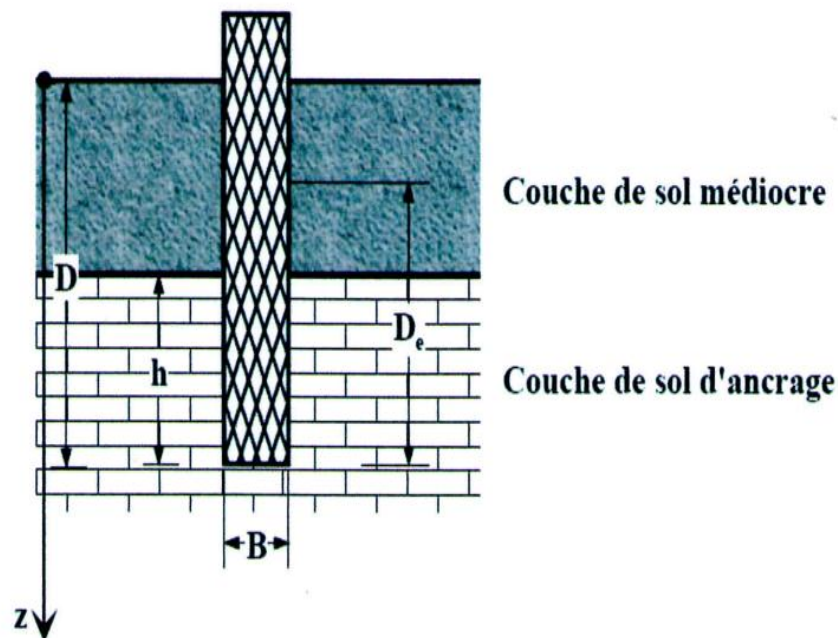


Figure 1.2 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$

Le fascicule 62 titre V définit une hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  selon la formule suivante :

- Pour le pressiomètre :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_l^*(z) \cdot dz$$

Avec:

$P_{le}^*$ : pression limite nette équivalente

$P_l^*(z)$ : pression limite nette à la profondeur z

d: pris en général égal à 0

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz$$

Avec :

a :  $\max\left(\frac{B}{2}; 0,50m\right)$

b :  $\min(a, h)$

h : la hauteur de la couche résistance dans la quelle la pointe ancastré

- Pour le pénétromètre

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z) \cdot dz$$

avec :  $q_c$  la résistance à la pénétration de la pointe

En fonction du rapport  $D_e/B$  on admet les limites suivantes :

$D_e/B < 1,5$  : il s'agit de fondations superficielles,

$5 < D_e/B < 1,5$  : il s'agit de fondations semi-profondes

$D_e/B > 5$  : il s'agit de fondations profondes,

## 1.2. Historique

Des pilots en bois ont été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages anciens conservés jusqu'à nos jours sont fondés sur pieux, en particulier en Hollande et en Italie (le Campanile de Venise, datant de l'an 900, comporte des pieux battus). Les pieux anciens étaient battus à la masse ou à l'aide d'un mouton actionné à la main, le relevage s'effectuait par un système de cordes et poulie (sonnette à taraude, figure 1.3) et l'enfoncement était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (battage au mouton sec). Dans la fabrication des pieux, l'acier et le béton (quelquefois la conjugaison des deux) sont pratiquement aujourd'hui les seuls matériaux

employés. La conception des ouvrages où sont mis en œuvre ces éléments exige une bonne connaissance de la mécanique des sols

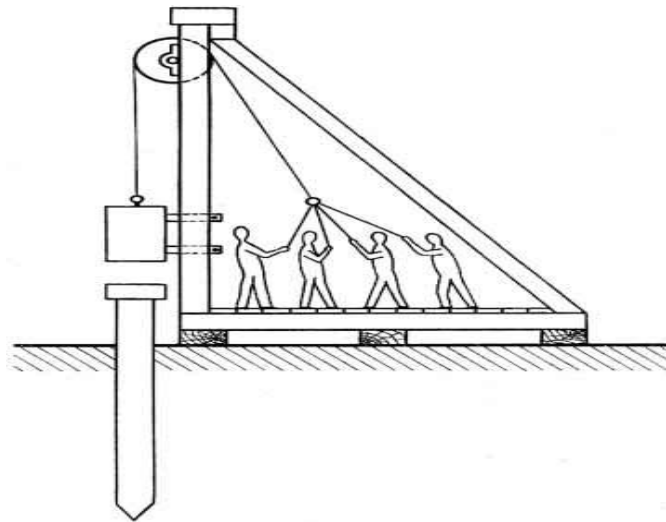


Figure 1.3 : Sonnette à taraude [1]

### 1.3. Domaine d'application

Les pieux sont des fondations profondes (Figure 1.4) pour les Bâtiments (a), la construction industrielle (b), Ouvrages d'art (c), Infrastructures hydrauliques (e), Stabilisation de talus (d), Ouvrages élancés (f), Protection contre le soulèvement (g), Reprise en sous-œuvre (h) où tout autre structure nécessitant ce type de fondation.

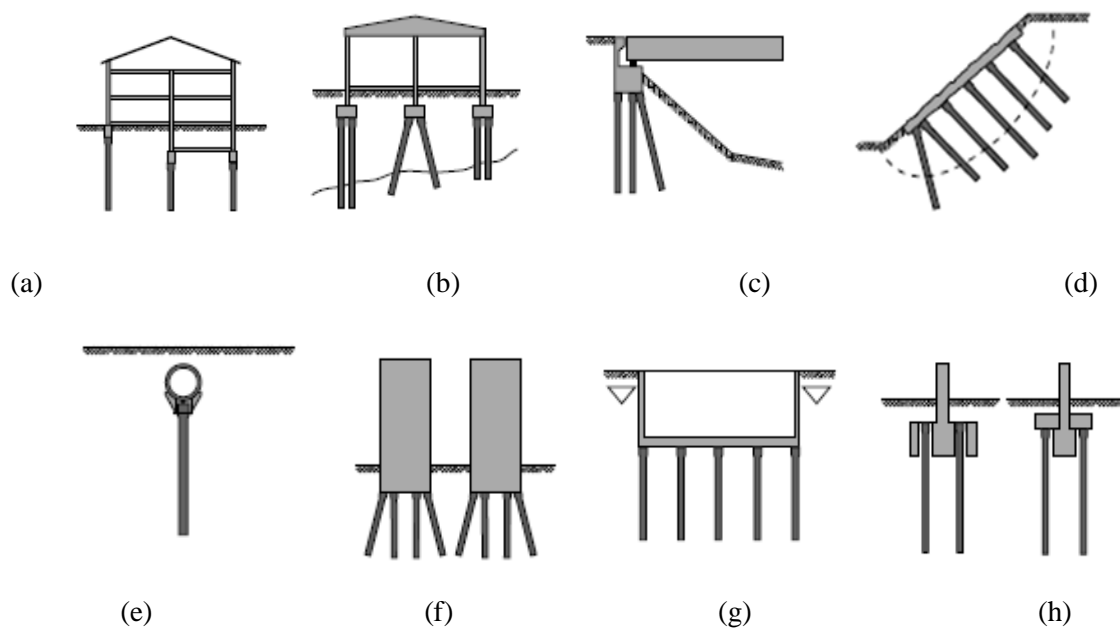


Figure 1.4: Ouvrage sur les pieux [2]

## 1.4. Rôle des pieux

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La figure 1.5 montre les différents cas de résistance des pieux. Les pieux contribuent parfois indirectement aux fondations, leur rôle étant uniquement d'améliorer les performances du sol, soit comme pieux de compactage soit comme drains ; dans ce dernier cas, ils sont constitués de matériau drainant (sable, gravier, mèche de fibre, etc.).

Ils sont utilisés également pour résister à :

- des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.).
- des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner dans la direction des efforts résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, par leur forme élancée, ils résistent mal.

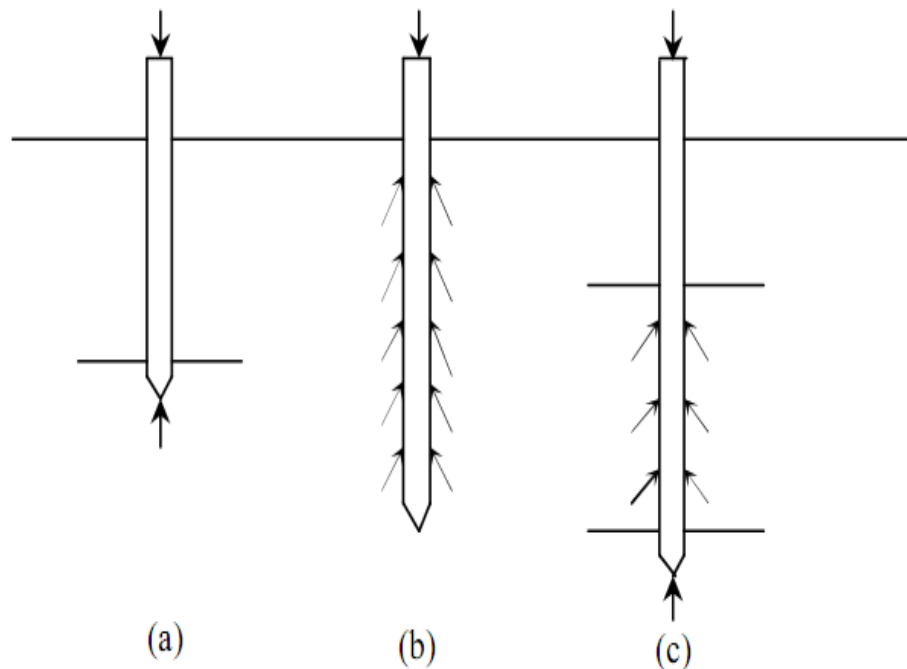


Figure 1.5 : Résistance des pieux [2]

(a) résistance du sol sous la pointe du pieu

(b) résistance due au frottement latéral seul

(c) résistance du sol sous la pointe du pieu, combinée avec la résistance due au frottement latéral, sur tout ou partie du pieu (c'est le cas le plus courant)

## 1.5. Principe de fonctionnement

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte:

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté  $Q_P$ )
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté  $Q_S$ )

L'effort de pointe est proportionnel à:

- section de la base du pieu
- à la résistance du substratum

$$Q_P = A_0 q_l$$

$$q_l = K_P P_{le}^*$$

avec :

$A_0$  : la section de pieu

$q_l$  : la résistance en pointe

$K_P$  : le facteur de portance pressiométrique

$P_{le}^*$  : la pression pressiométrique limite nette équivalente

L'effort de frottement latéral est proportionnel à:

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

$$Q_S = P \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

avec :

$q_s(z)$  : contrainte de frottement latéral limite.

$P$  : périmètre de pieu.

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif figure (1.6).

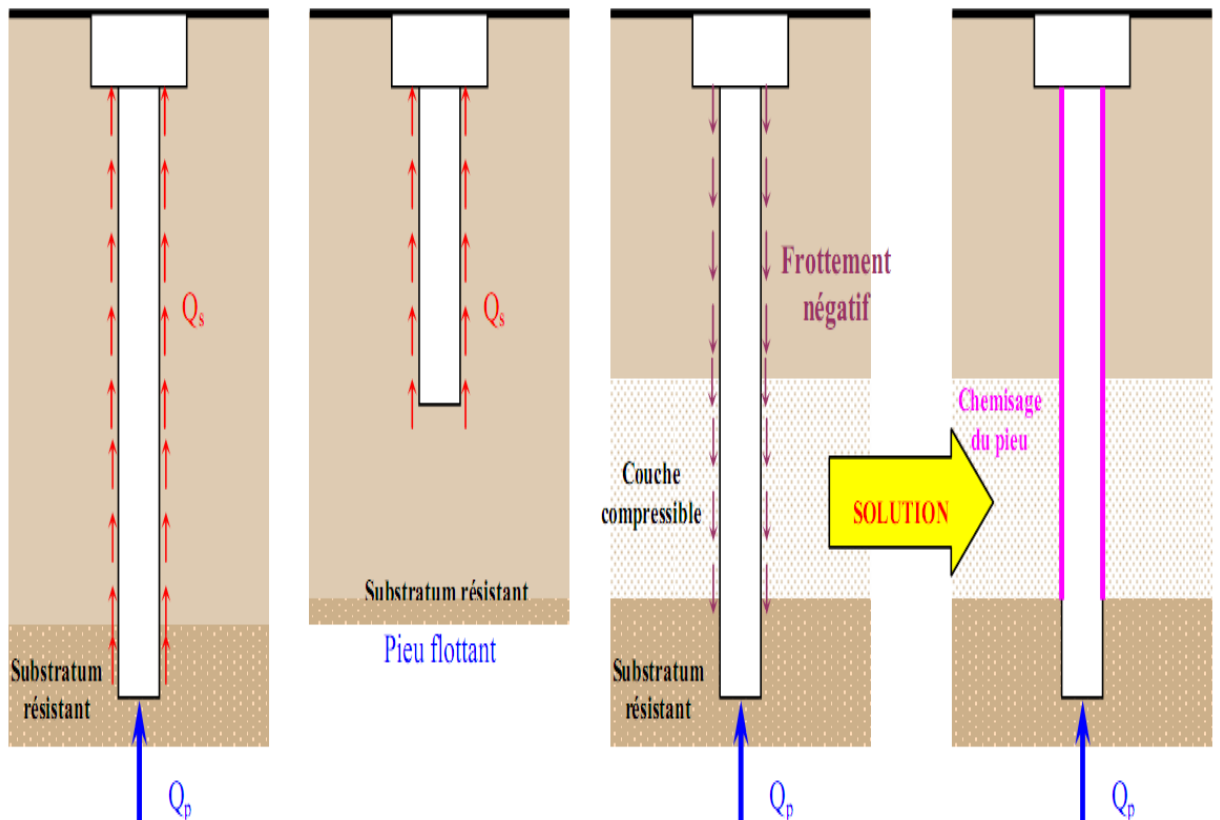


Figure 1.6 : Frottement négatif et le frottement positif [3]

## 1.6. 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 [4]

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie de 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

Le dimensionnement et le type de pieu sont déterminés selon la nature du sol.

Tableau 1.2 Choix du type de pieux selon la nature du sol [1]

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	Hannigan et al. 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 et al. 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 et al. 1988

### 1.6.1. Nature de matériau

➤ Le pieu en bois

Le bois employés est: le chêne blanc ou noir, le hêtre, le châtaignier, l'orme, l'aulne, le sapin maritime, le pin sylvestre, le greenheart, le teck.

➤ Le pieu en béton armé

Les pieux préfabriqués en béton armé (Figure 1.7) sont de section carrée, pentagonale, hexagonale, octogonale, circulaire ou annulaire.

Ces pieux comportent des armatures longitudinales et transversales, déterminées essentiellement pour supporter les efforts de décollage, de levage et de mise en fiche.

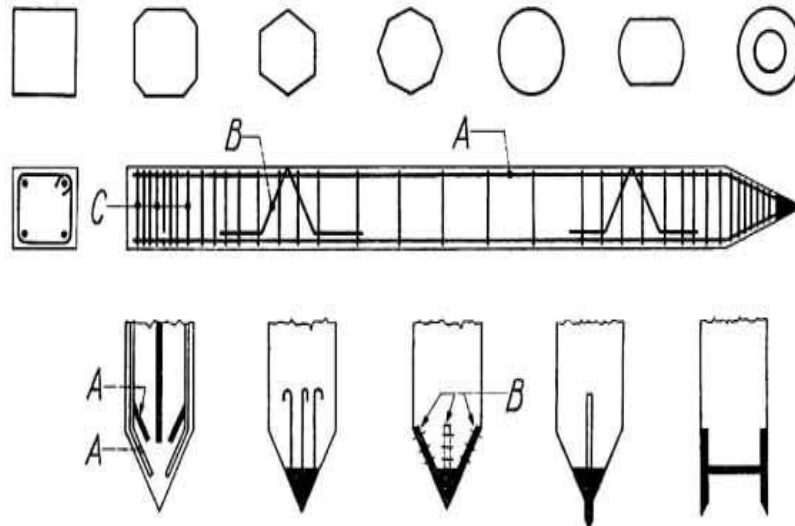


Figure 1.7: Pieux préfabriqués en béton armé [2]

➤ Pieux en béton précontraint

Ils ont une plus grande résistance au battage ; il n'y a pas d'éclatement du béton ; le bardage est simplifié car l'élagage peut se faire en un point seulement.

➤ Pieux en béton coulés en place

C'est un type de pieux très utilisé actuellement. Le principe consiste à réaliser dans le sous-sol une cavité ayant la section demandée et la profondeur nécessaire, et à la remplir de béton. La méthode employée pour obtenir ce résultat caractérise les différents types de pieux coulés en place

➤ Pieux métalliques

C'est à la fin du XIXe siècle, qui connut le démarrage de la construction en charpente métallique, que l'on commença à employer les pieux métalliques. À cette époque, on utilisa même des tubes avec sabots en fonte assemblés. On emploie actuellement des pieux métalliques en acier, de section pleine (I, H, profilés divers, forme de tube) ou creuse (tubes circulaires ou octogonaux, caissons composés de palplanches ou de profils divers) figure 1.8.

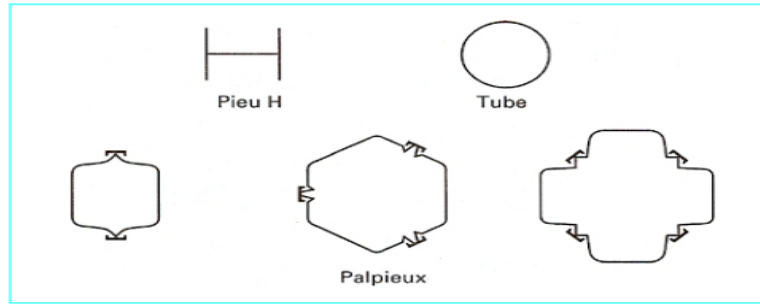


Figure 1.8: Pieux métallique [5]

➤ Pieux en anneaux assemblables

Les anneaux peuvent être fabriqués en béton armé ou en béton précontraint. Différents types d'assemblages sont utilisés, avec ou sans emboîtement d'un élément sur l'autre. La liaison peut se faire par soudure de couronne ou de chemise métallique, ou par collage à la résine des interfaces de béton.

**1.6.2. Longueur de pieu :**

La longueur de pieu  $L$  se décompose en de deux type : pieu court (rigide) figure 1.9 ou pieu long (flexible) figure 1.10, les auteurs ont donné les domaines où se trouvent les deux types (voir le tableau 1.3)

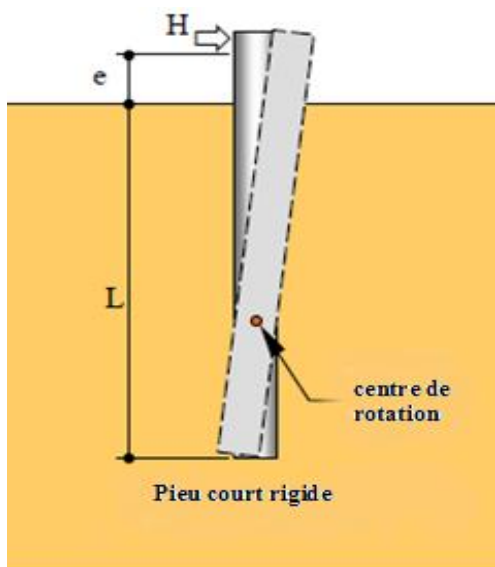


Figure 1.9: pieu court (rigide)

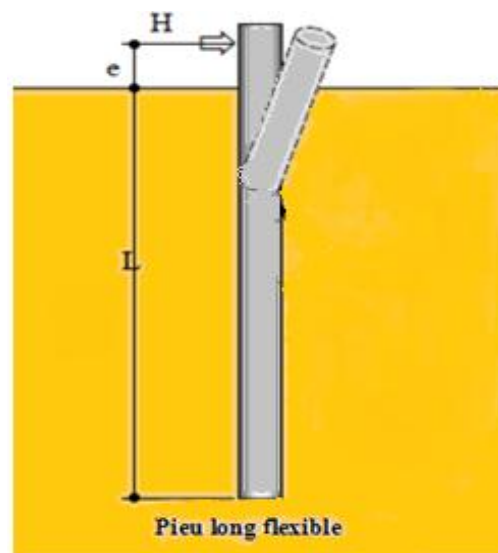


Figure 1.10 : pieu long (flexible)

Entre les pieux courts infiniment rigides qui sont rares et les pieux infiniment longs qui n'existent pas, se place toute la gamme des pieux réels

Tableau 1.3: Classification La longueur de transfert de pieu

Les auteurs	Pieu court (rigide)	Pieu long (flexible)
Ménard	$L < \frac{l_0}{2}$	$L > \pi l_0$
Frank	$\frac{D}{l_0} < 1$	$\frac{D}{l_0} > 3$
Barber	$L < 1.5l_0$	$L > 2.5l_0$
Poulos	$K_r > 10^{-2}$	$K_r < 10^{-3}$
Broms (sol homogène)	$L \leq 2R$	$L \geq 3.5R$
Broms (sol de Gibson)	$L \leq 2T$	$L \geq 4T$

### 1.6.3. Mode d'installation du pieu :

On distingue généralement deux modes d'installation : refoulement ou non refoulement du sol

#### 1.6.3.1. Modes d'installation du pieu par refoulement du sol :

##### 1.6.3.1.1. Pieux façonnés à l'avance :

###### 1. Battu préfabriqué :

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage

###### 2. Métal battu :

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage, leurs sections sont

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),

- de forme quelconque, obtenues par soudage de palplanches.

### 3. Tubulaire précontraint :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.

### 4. Battu enrobé :

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. La pointe du pieu

comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

#### **1.6.3.1.2. Pieux à tube battu :**

##### 1. Battu pilonné :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés, (Figure 1.11)

✓ Mode opératoire d'un pieu battu pilonné :

- 1) Mise en fiche, réglage, confection du bouchon entraînant le tube par pilonnage.
- 2) Soudure d'éléments de tube de longueur variable (suivant hauteur disponible) à l'avancement.
- 3) Ancrage contrôlé par mesure des refus.
- 4) Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.
- 5) Bétonnage à sec.

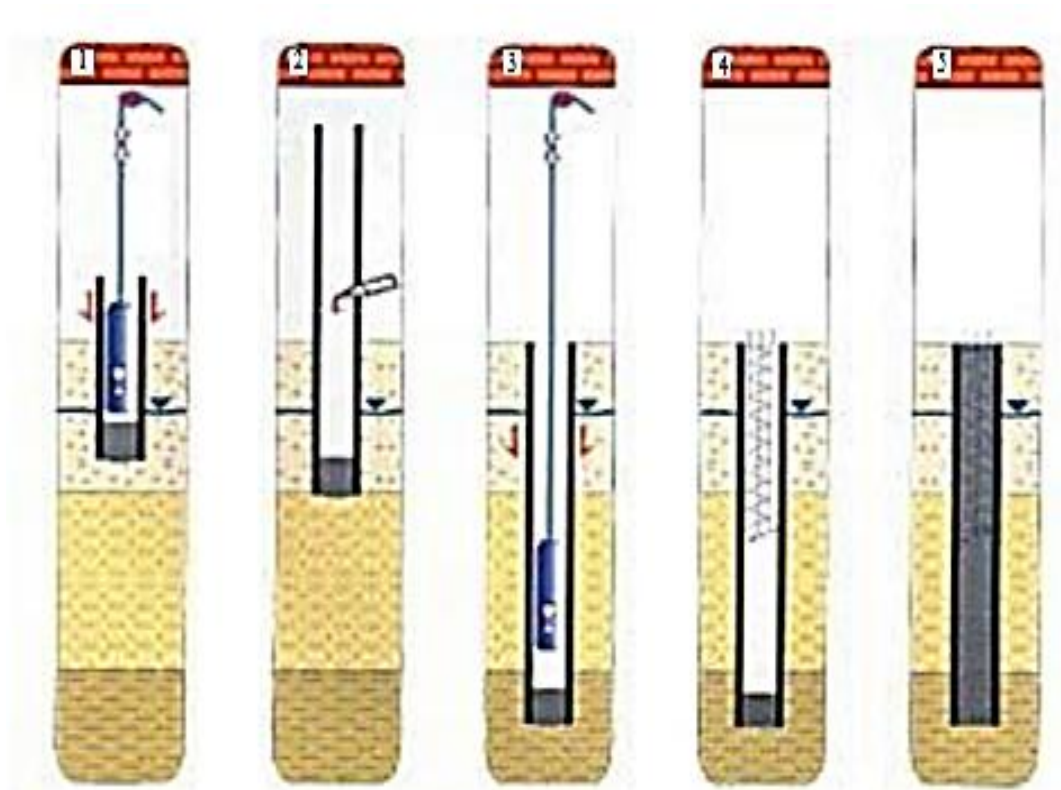


Figure 1.11: Pieu battu pilonné [6]

## 2. Battu moulé :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés, (Figure 1.12)

### ✓ Mode opératoire d'un pieu battu moulé

- 1) Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque métallique perdue.
- 2) Fonçage par battage au mouton en tête du tube.
- 3) Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.
- 4) Bétonnage à sec
- 5) Extraction du tube (vibré si nécessaire).

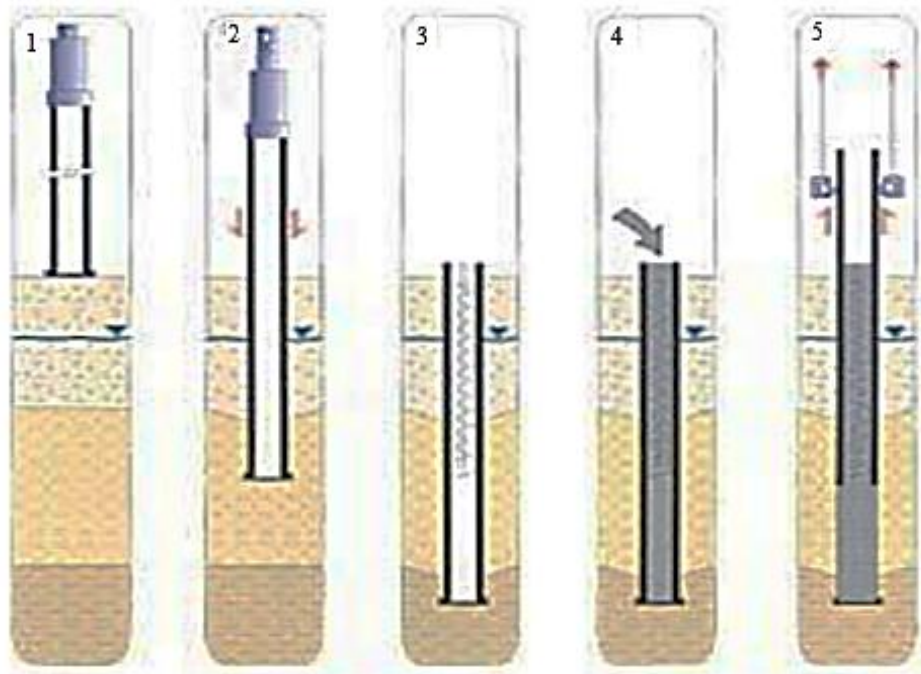


Figure 1.12: Pieu battu moulé [6]

### 1.6.3.13. Pieux forcés :

#### 1. Béton foncé :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

#### 2. Métal foncé : Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

### 1.6.3.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

C'est l'ensemble des pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol.

#### 1.6.3.2.1. Pieux forés :

##### 1. Foré simple (et barrette exécuté dans les mêmes conditions) :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécanique tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques, (Figure 1.13).

✓ Mode opératoire d'un pieu battu moulé

- 1) Mise en fiche, réglage, pré forage.
- 2) Mise en place de la virole.
- 3) Forage à la tarière.
- 4) Ancrage au carottier (selon terrains).
- 5) Mise en place d'armatures partielles ou totales bétonnage à la colonne.
- 6) Contrôle de l'arase béton.

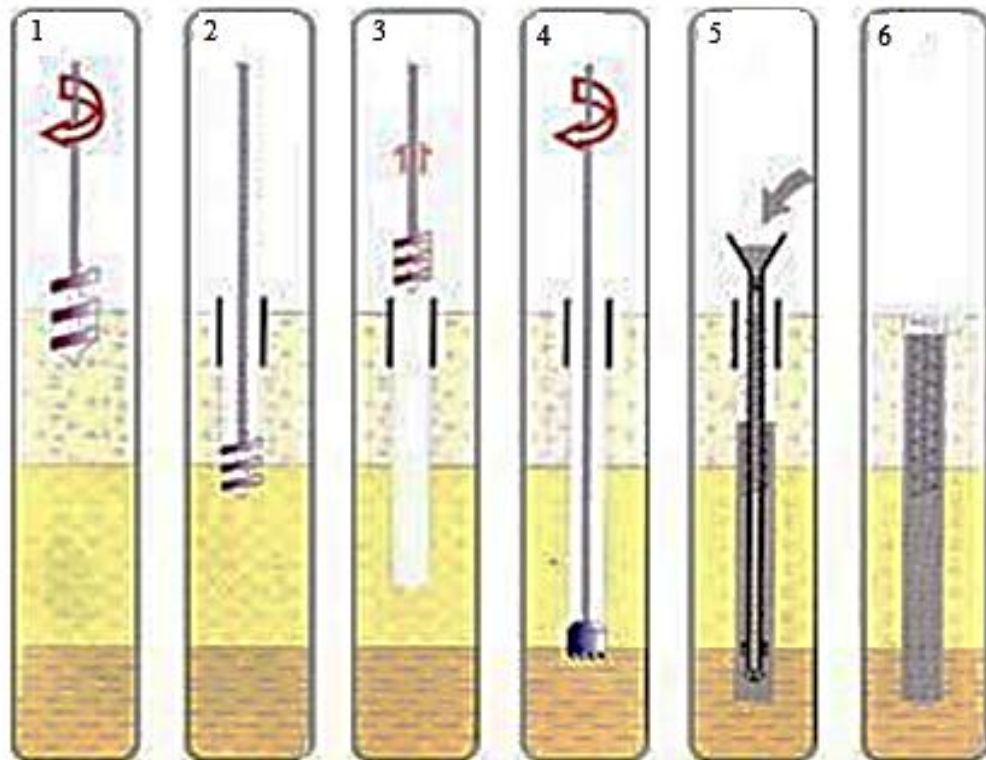


Figure 1.13: Pieu foré simple [6]

2. Foré tubé :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration (Figure 1.14), ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase .



✓ Mode opératoire d'un pieu foré tubé vibrofoncé

- 1) Mise en fiche, réglage, pré forage.
- 2) Vibrofonçage du tubage de travail.
- 3) Forage et extraction des terres.
- 4) Mise en place d'armatures partielles ou totales.
- 5) Bétonnage au tube plongeur.
- 6) Extraction du tube de travail.

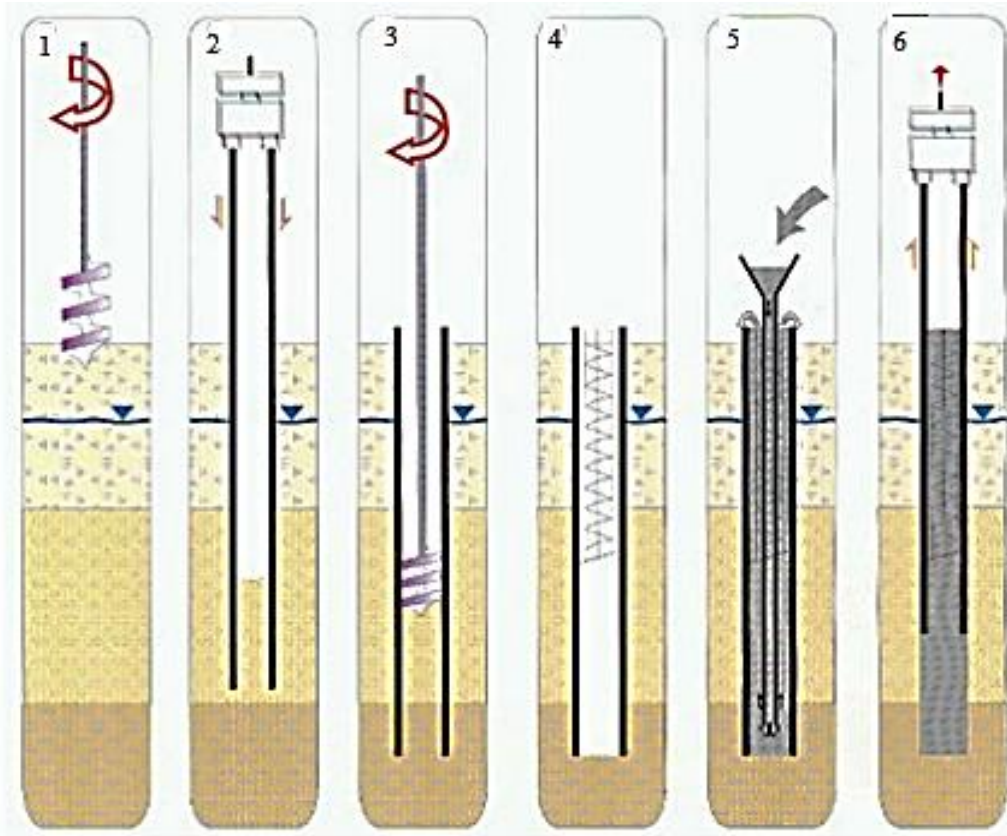


Figure 1.14: Pieu foré tubé vibrofoncé [6]

3. Foré boue (et barrette exécuté dans les mêmes conditions) :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécanique tels que tarière, benne, etc. Sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage, (Figure 1.15).

✓ Mode opératoire d'un pieu foré à la boue

- 1) Implantation des murettes guides (a) ou pré forage et mise en place de la virole (b).
- 2) Mise en œuvre de la boue.
- 3) Forage sous charge de boue.
- 4) Recyclage de la boue, mise en place des armatures partielles ou totales, bétonnage au tube plongeur.
- 5) Tube plongeur relevé par éléments, fin du bétonnage.
- 6) Extraction de la virole (b), contrôle de l'arase béton.

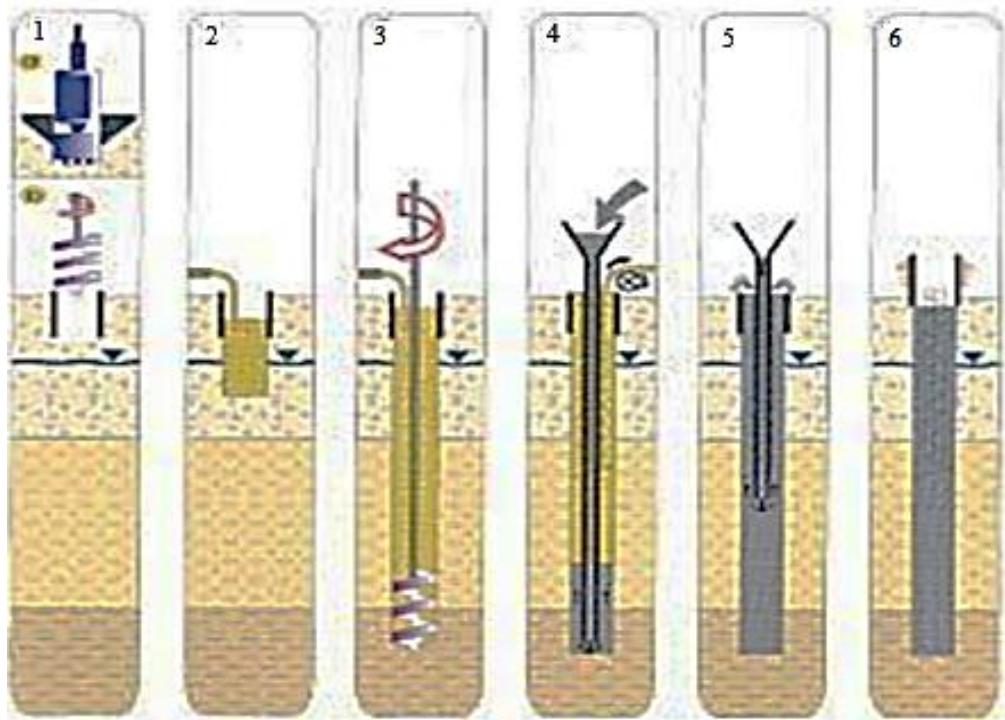


Figure 1.15: Pieu foré à la boue [6]

4. Tarière creuse :

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissés dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

On distingue trois types de matériel :

-type 1 : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage, (Figure 1.16) ;

-type 2 : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton) ;

-type 3 : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage.

✓ Mode opératoire d'un pieu foré à la tarière creuse

1) Mise en fiche, réglage des guides de forage.

2) Forage.

3) Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil.

4) Injection de béton dans l'axe creux de la tarière.

5) Remontée de la tarière en rotation lente (dans le sens du vissage). Nettoyage de la tarière, bétonnage contrôlé en continu.

6) Mise en place d'armatures.

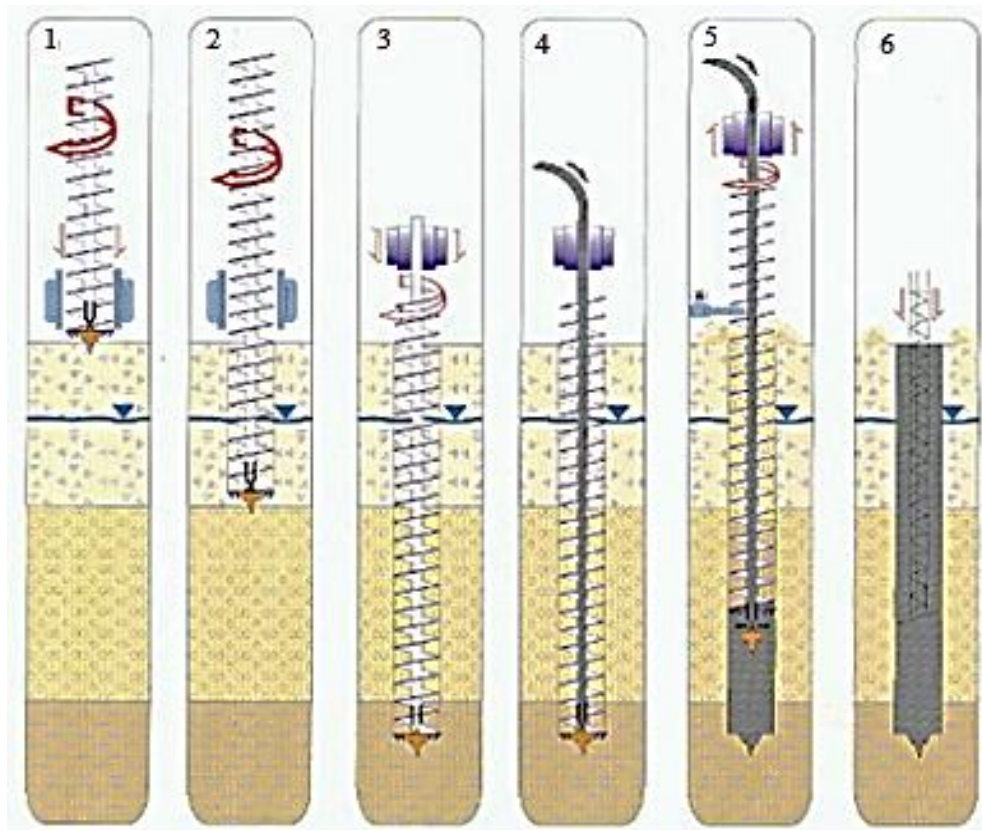


Figure 1.16: Pieu foré à la tarière creuse [6]

## 5. Injecté à haute pression :

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux de type III et IV, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire office de tube à manchettes. Dans certain cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection. L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

## 2. Pieux sous charges latérales :

### 2.1. Introduction :

Lorsqu'un pieu est sollicité horizontalement par un effort, combiné éventuellement à un moment en tête, l'équilibre du système est assuré par la mobilisation des réactions du sol sur le fût du pieu et la mobilisation de la résistance à la flexion du pieu, qui vont compenser les charges appliquées. La nature du chargement, les propriétés du sol enserrant le pieu, le mode d'installation ainsi que la nature du pieu lui-même sont les principaux paramètres influençant le comportement du pieu isolé.

### 2.2. Comportement du système sol-pieu pendant le chargement :

Le développement des réactions le long du pieu est progressif et évolue avec l'augmentation du chargement appliqué. Lorsque le pieu est chargé horizontalement, il impose une déformation au sol qui l'entoure. En effet, le pieu résiste au chargement qui lui est appliqué en subissant un déplacement d'ensemble, ou en fléchissant, ce qui provoque dans le sol des réactions qui vont équilibrer le système de charges appliquées.

Lorsque le pieu est court et rigide, sa déformation est négligeable par rapport à ses déplacements, c'est pourquoi c'est son déplacement d'ensemble qui entraîne la réaction du sol au chargement. Dans le cas contraire, et c'est ce qu'on rencontre le plus dans la pratique, le pieu est dit souple et la flexion du pieu est déterminante dans le dimensionnement comparée à son déplacement d'ensemble. Le phénomène est alors localisé essentiellement dans la partie supérieure du pieu [7]. Dans les deux cas, en surface, le chargement induit des déplacements ( $y$ ) dans le sens du chargement (Figure 1.17).

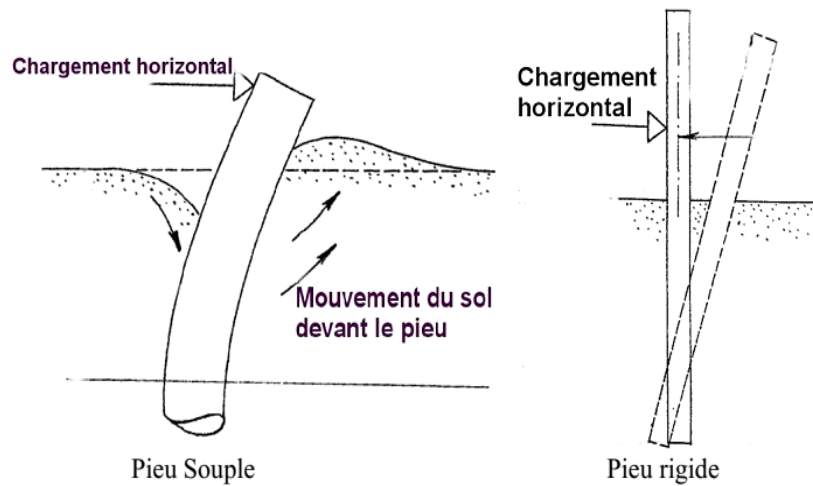


Figure 1.17 : Comportement d'un pieu lors d'un chargement horizontal en fonction de son élasticité [8]

Avec l'augmentation du niveau de chargement, le déplacement ou la déformation du pieu augmente ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre (Figure 1.18 – cas d'un pieu souple). Cette relation entre le déplacement du pieu et la résistance du sol est généralement non linéaire.

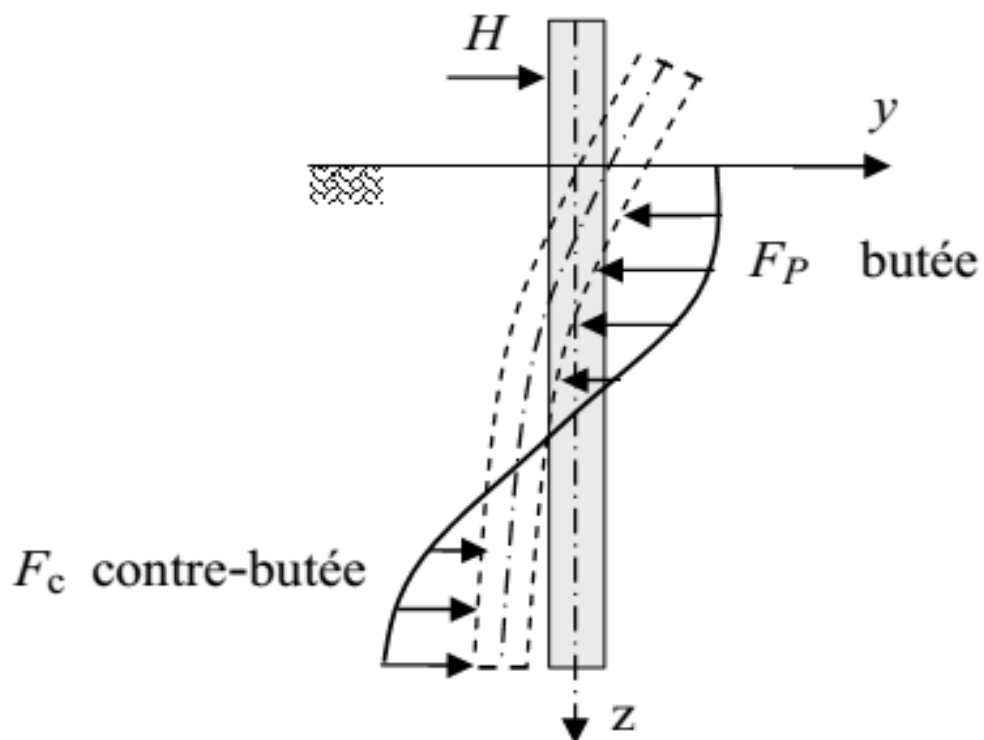


Figure 1.18 : Comportement d'un système sol-pieu soumis à un chargement horizontal [5]

Le pieu mobilise une réaction du sol en butée à l'avant et une réaction du sol en contre butée à l'arrière avec un passage discontinu d'une zone à l'autre. A l'équilibre, la somme des efforts de butée, de contre-butée, et de l'effort latéral appliqué est nulle. Une étude expérimentale a été réalisée avec un pieu rigide, installé dans du silt lâche saturé [7]. Des capteurs de pression ont été mis en place dans le voisinage immédiat du pieu foncé pour observer l'évolution des pressions latérales avec le chargement. L'allure de la courbe des réactions en fonction de la profondeur est similaire à celle décrite sur la Figure 1.18.

Lorsque la charge continue d'augmenter, les déformations deviennent de plus en plus importantes. La déformation du pieu crée un mouvement de sol devant lui. Des études, réalisées en centrifugeuse, montrent l'apparition d'un "vide" derrière le pieu [9] car le pieu se détache du sol, tandis que devant le pieu, le sol a tendance à se soulever (Figure 1.19).

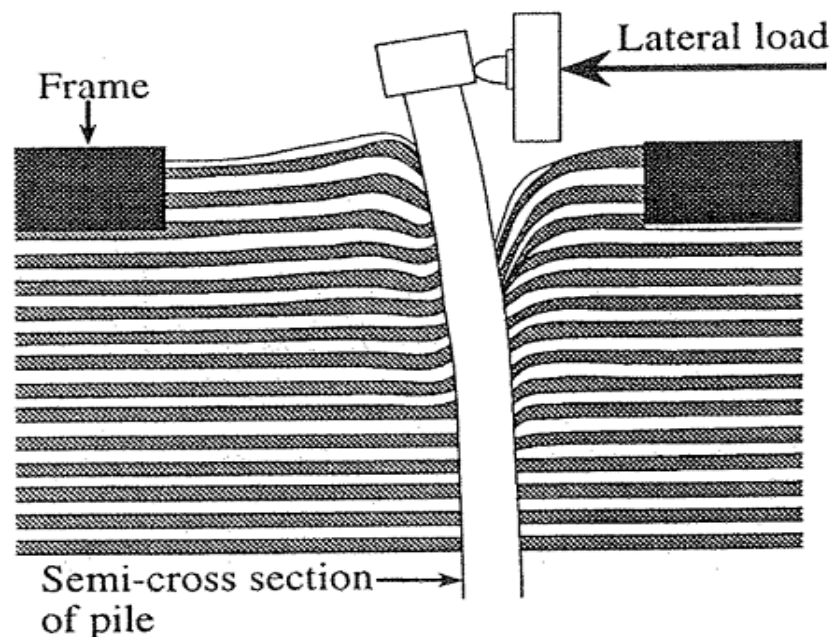


Figure 1.19: Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements [9]

On observe dans certains cas (notamment pour les pieux souples) que les déformations les plus importantes pour le sol se produisent près de la surface [9]. En profondeur, les déformations du sol sont nettement plus faibles (Figure 1.19). Dans la partie supérieure du pieu, la réaction du sol est plus faible que celle existant à des profondeurs plus importantes. A ces profondeurs, la pression verticale des terres n'autorise que des déformations planes au sol [10]. L'augmentation du chargement appliqué peut aboutir à la rupture du système sol-pieu et à la ruine de l'ouvrage.

### 2.3. Travaux de chargement latéral des pieux

Pour mieux étudier le comportement du système sol-pieu, il est nécessaire de quantifier certaines valeurs caractéristiques traduisant le comportement du système. A part la mesure de l'effort appliqué en tête du pieu, les expériences réalisées in situ, ou en centrifugeuse privilégient deux types de mesure pour étudier le comportement d'un pieu sous chargement latéral :

- le déplacement en tête (Figure 1.20) permet d'évaluer directement l'effet du chargement sur le système sol-pieu [10] [11];
- les moments dans le pieu (Figure 1.21) : cette mesure n'est possible que si le pieu est instrumenté. Le pieu est alors muni d'une instrumentation adéquate qui permet de mesurer l'évolution de la courbure du pieu et par conséquent celle des moments [12] [13]

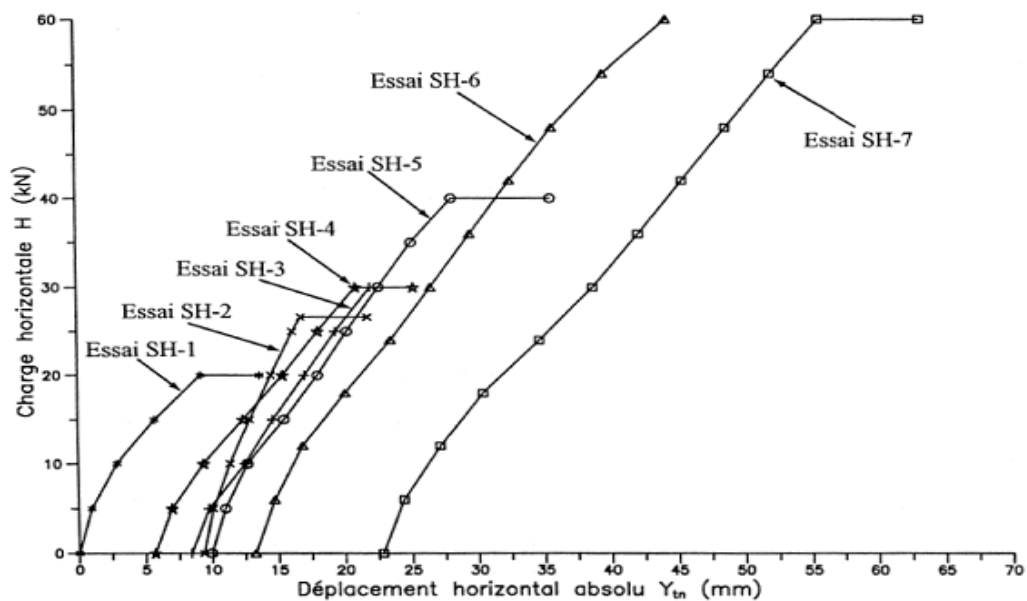


Figure 1.20 : Déplacements en tête du pieu en fonction du chargement – Chargement monotone d'un pieu isolé dans de l'argile surmontant une couche de sable [10]

On remarque sur la Figure 1.20 que, lorsque le chargement appliqué augmente, le déplacement en tête augmente aussi. Cette courbe présente deux parties : une partie linéaire au début du chargement, et une autre partie non linéaire lorsque le chargement devient plus important, et qui est forcément liée au comportement non linéaire du sol. Les déplacements mesurés en tête du pieu sont donc étroitement liés aux déformations du sol qui entoure le pieu et ils permettent ainsi d'apprécier le comportement du système sol-pieu sous l'effet d'un type de chargement.



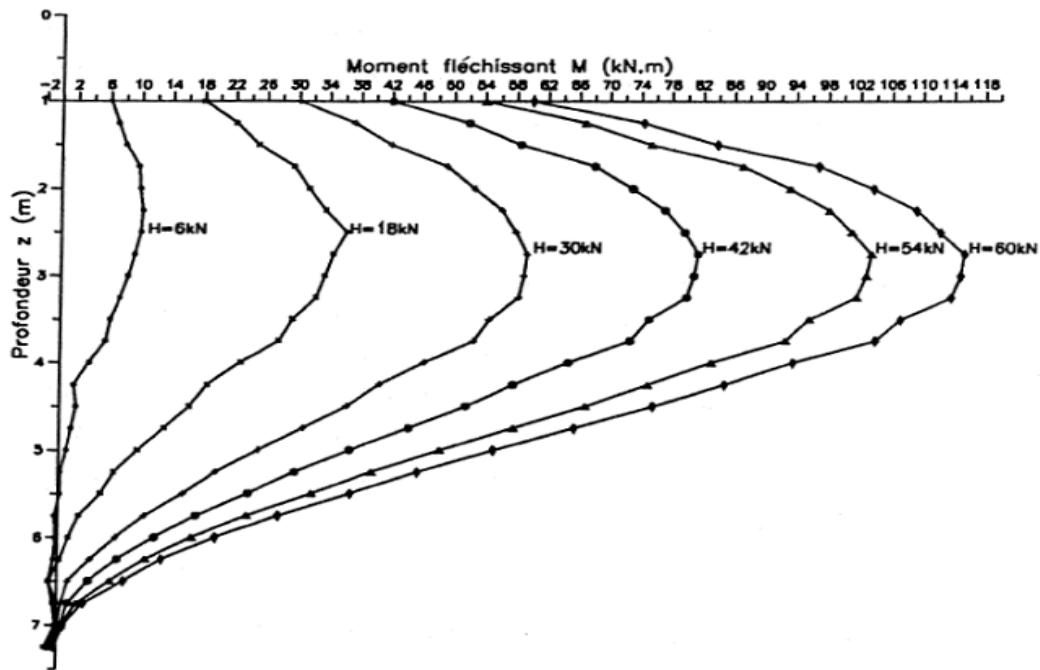


Figure 1.21 : Profils des moments dans un pieu en fonction du chargement appliqué [10]

Lors d'un chargement monotone de pieu, les moments fléchissants dans le pieu augmentent et la profondeur du moment maximum semble s'abaisser (Figure 1.21). L'effort  $H$  est une force horizontale appliquée en tête du pieu. Ces essais, réalisés par Hadjadji (1993) dans de l'argile montrent en effet qu'entre les chargements égaux à 6 et 30 kN, la profondeur où se situe le moment maximum descend de 0,5 m. Compte tenu des équations d'équilibre du pieu en statique, cette observation pourrait traduire une diminution de la résistance du sol en surface, ce qui diminuerait la butée mobilisable devant le pieu. Cependant, cet abaissement de la profondeur du moment maximum s'arrête une fois que le niveau de chargement de 30 kN est atteint.

L'analyse de la déformation du pieu et du déplacement en tête permet aussi d'étudier le comportement du sol. En effet, le déplacement  $y$  à une profondeur donnée est aussi celui du sol. Il génère une réaction du sol  $p$  à la même profondeur. De plus, le pieu est souvent assimilé à une poutre en flexion, pour laquelle on sait calculer à partir d'un profil de déplacement transverse, la rotation, le moment et la réaction du sol. La relation entre la réaction  $p$  du sol et le déplacement  $y$  (sol et pieu) est représentée graphiquement à différentes profondeurs par les courbes  $p$ - $y$

#### 2.4. Comportement à la rupture :

Le comportement à la rupture du pieu est étroitement lié au comportement à la rupture du sol. Or, il est difficile de déterminer la réaction latérale ultime du sol à cause des effets de dilatance (dans le cas des sables et des sols argileux surconsolidés). Quand le pieu est chargé horizontalement, le sol



situé devant le pieu a tendance à se dilater et il en résulte que la contrainte normale et la contrainte de cisaillement évoluent indéfiniment. De même, la réaction latérale du sol augmente avec l'augmentation de volume du sol.

Néanmoins, on peut dire qu'en fonction du type de pieu (souple ou rigide), le mécanisme de rupture d'un pieu soumis à un chargement latéral se produit en fonction des liaisons en tête du pieu (Broms, 1964) :

#### A- Pour les pieux « libres » en tête :

- Figure 1.22(a) : Le moment maximum dans le pieu atteint le moment de flexion de rupture de la section ; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est souple (fiche du pieu relativement grande) ;

- Figure 1.22(b) : Les pressions latérales des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol ; ce type de rupture survient plutôt quand la longueur du pieu et sa profondeur de pénétration sont relativement petites.

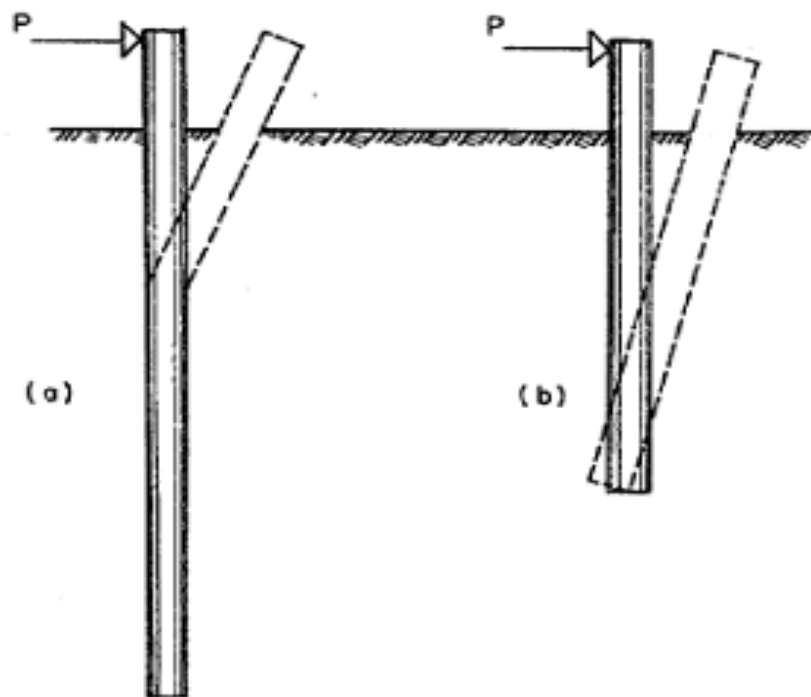


Figure 1.22 : Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu souple - (b) Pieu rigide [14]

## B- Pour les pieux encastrés en tête :

- Figure 1.23 (c): Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum, ainsi l'effort seuil de la section du pieu est généralement dépassé en commençant par la tête du pieu. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires après formation de la première rotule plastique, et la rupture ne survient pas jusqu'à ce qu'une seconde rotule plastique ne se forme au niveau du moment le plus important. Cette seconde rotule plastique se crée quand la valeur de ce moment est égale au moment causant le fléchissement de la section du pieu.
- Figure 1.23 (d): la résistance limite du sol est atteinte avant la formation de la première rotule dans le pieu, et la rupture se produit sous forme d'un déplacement d'ensemble du système sol-pieu. Ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration intermédiaires
- Figure 1.23 (e): Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance du sol supportant.

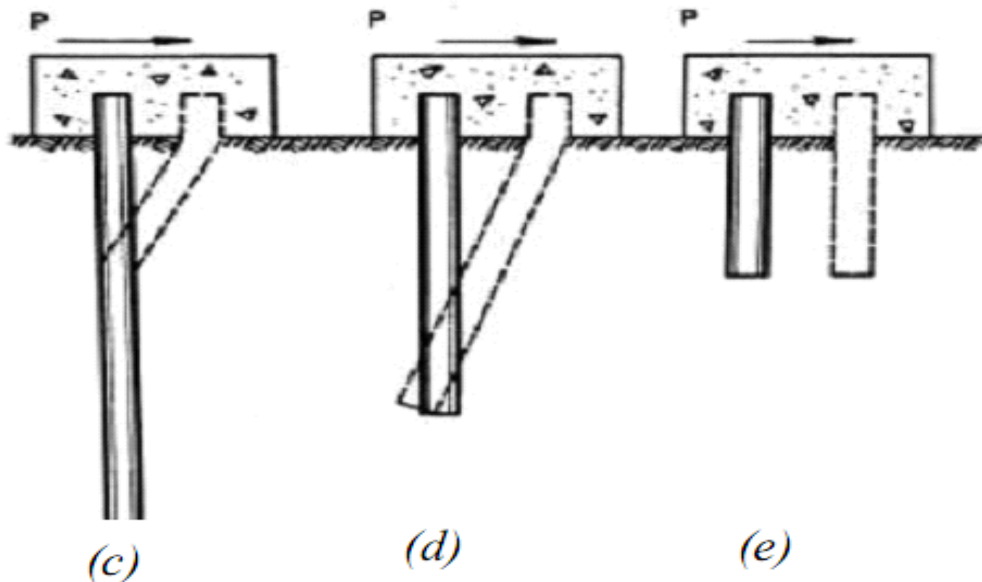


Figure 1.23 : Rupture des pieux libres en tête, et des pieux encastrés. [14]

En pratique, on utilise des pieux pour reprendre d'abord des charges verticales, puis si des charges horizontales sont à reprendre, le dimensionnement est tel que quel que soit le chargement appliqué, le pieu fléchit mais les contraintes dans le pieu demeurent dans le domaine élastique. Le pieu peut donc revenir à sa position initiale, mais c'est le sol qui, sous l'effet du chargement appliqué, subit

des déformations irréversibles. De ce fait, la rupture observée se situe souvent dans le sol entourant le pieu et c'est le comportement du sol qui gouverne le comportement du système sol-pieu. Donc, la plupart des études sur le comportement des pieux sous chargement latéral sont focalisées sur le comportement du sol, à travers l'étude du comportement du pieu.

### **3. Méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements :**

#### **3.1. Introduction**

Il existe aujourd'hui des structures qui ne travaillent qu'horizontalement, telles que les ouvrages d'accostage portuaires, et qui peuvent recevoir des efforts horizontaux considérables, de même les simples fondations de portiques qui constituent l'ossature des hangars industriels, et des modestes massifs dans lesquels sont scellées les pylônes de caténaires des chemins de fer sont soumis à des efforts horizontaux et à des moments de renversement que les seuls efforts de frottement sur la base ne suffisent pas toujours à équilibrer.

L'étude de comportement du pieu aux grands déplacements s'étudie à l'état limite ultime (ELU). Pour résister à des chargements horizontaux, les efforts exercés doivent être inférieurs à la capacité portante horizontale ; pour cela, il existe une diversité de méthodes d'estimation de l'effort horizontal limite  $H_u$  et du moment de flexion limite  $M_u$ , notamment :

- Les méthodes théoriques,
- Méthodes semi-empiriques
- Méthodes empiriques.

#### **3.2. Les méthodes théoriques**

Elles sont basées sur un mécanisme de rupture par coin, telles que celles de Blum (1936) et Brinch Hansen (1961).

La résistance horizontale du sol est assimilée à un profil de pression composée en partie supérieure d'une butée et en partie inférieure d'une contrebutée, avec passage discontinu d'une zone à l'autre (centre de rotation).

##### **3.2.1. Méthode de Blum (1932) :**

La plus ancienne méthode qui a été développée; Blum (1932) considère la rupture du sol pulvérulent à partir du coin vers la surface (figure 1.24), la distribution de la pression du sol est déterminée par la théorie de coulomb.

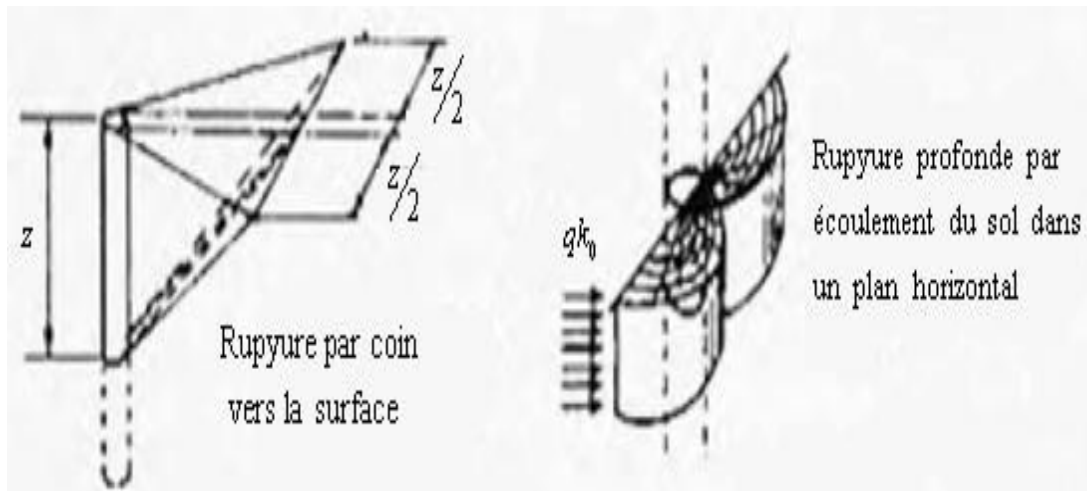


Figure 1.24: Mécanismes de rupture selon Blum [2]

### 3.2.2. Méthode de Brinch-Hansen (1961) :

Brinch-Hansen a proposé une méthode pour calculer la résistance ultime latérale d'un pieu court (rigide) dans un sol avec  $(C - \varphi)$ , il juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour du pieu.

Dans cette méthode les paramètres inconnus sont la profondeur de rotation et la valeur de l'effort ultime  $H_u$ , qui se déterminent à partir des deux conditions d'équilibres (forces horizontales et l'équation des moments).

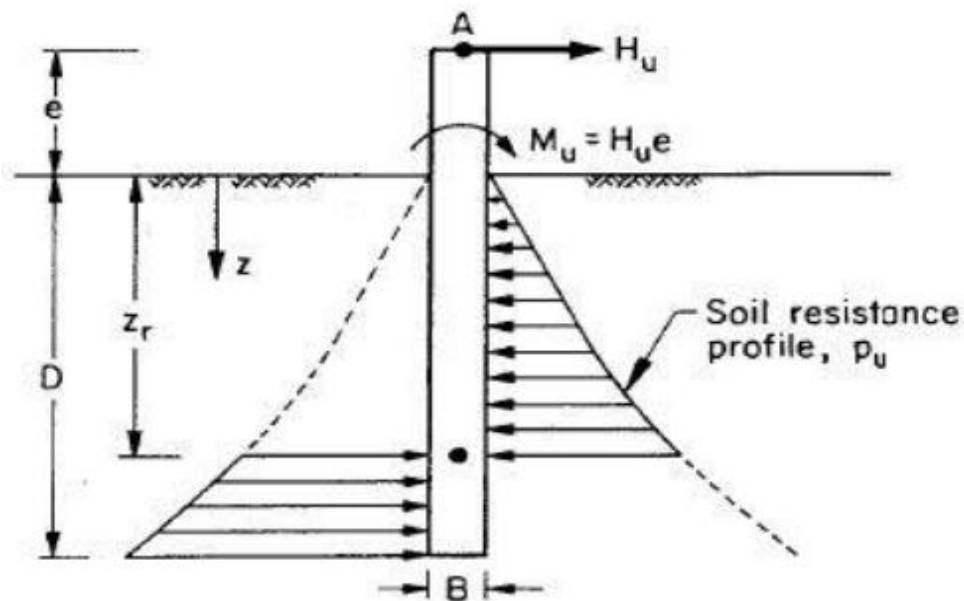


Figure 1.25: Modèle de calcul de Brinch Hansen [14]

$z_r$  est choisi de manière que les deux surfaces de pression donnent le même moment par rapport au niveau d'application de l'effort  $H_u$ . Cet effort ultime se détermine par la différence entre les deux surfaces de pressions.

$$H_u = P_u(D)BD \left( \sqrt{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2e}{D}\right) \right)$$

L'auteur a proposé une expression de la réaction ultime à une profondeur quelconque  $z$ , et cela pour un sol cohérent ou un sol pulvérulent :

$$P_u(z) = \gamma' \cdot z \cdot B \cdot k_q(z) + C' \cdot B \cdot k_c(z)$$

Avec :

$P_u(z)$ : La réaction ultime pour une profondeur  $z$ .

$\gamma'$ : Poids spécifique effectif d'un sol pulvérulent (déjaugé).

$C'$ : Cohésion effective d'un sol cohérent.

$B$ : Diamètre du pieu.

$k_q(z)$  et  $k_c(z)$ : Coefficients de la résistance latérale qui dépendent de la profondeur relative  $z/B$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$

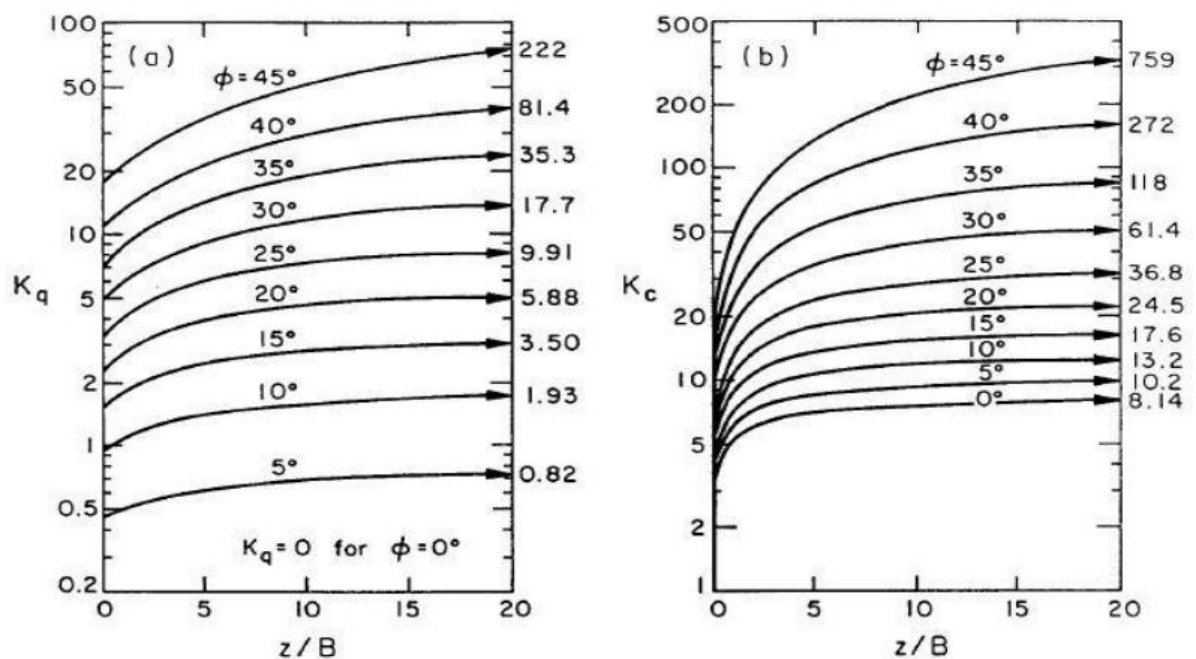


Figure 1.26 : Coefficient de la résistance latérale  $k_q$  et  $k_c$  [15]

### 3.2.3. Méthode de Reese (1974) :

Dans le modèle de Reese (cas des argiles), et comme le montre la figure 1.27. Le sol se comporte comme dans un état de rupture superficielle ou bien rupture profonde. En additionnant les différentes forces dans le sens horizontal, la résistance du sol peut être calculée, si la rupture du sol se produit avec un angle  $\Omega = 45^\circ$  (figure 1.27.a) et sans les forces de cisaillement entre le pieu et le sol. La réaction ultime du sol ( $P_u$ ) sera :

$$P_u = 2BC_u$$

Pour le mécanisme de rupture profonde ( $D > 3B$ ) illustré à la figure 1.27.b, la réaction ultime du sol se présente comme suit :

$$P_u = N_p C_u = 12BC_u$$

Avec :

$N_p$  : Facteur de portance latéral.

Le profil  $N_p$  est représenté sur la figure 1.28.

Remarque : Entre la surface et la profondeur  $3B$ , le facteur  $N_p$  est obtenu par interpolation linéaire.

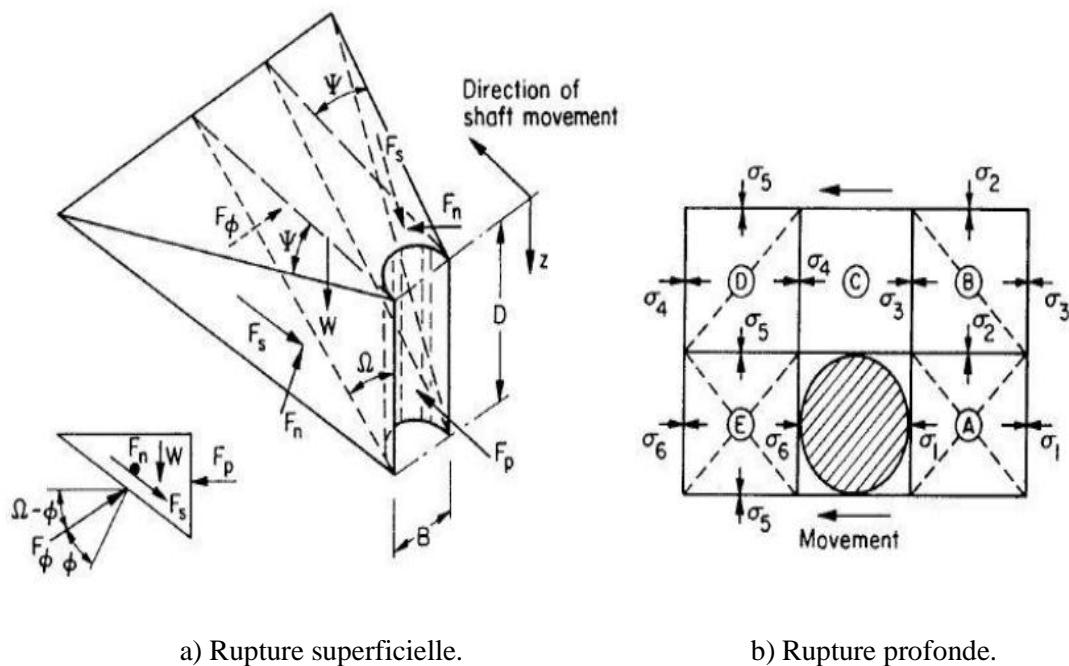


Figure 1.27 : Mécanisme de rupture dans le modèle de Reese [16]

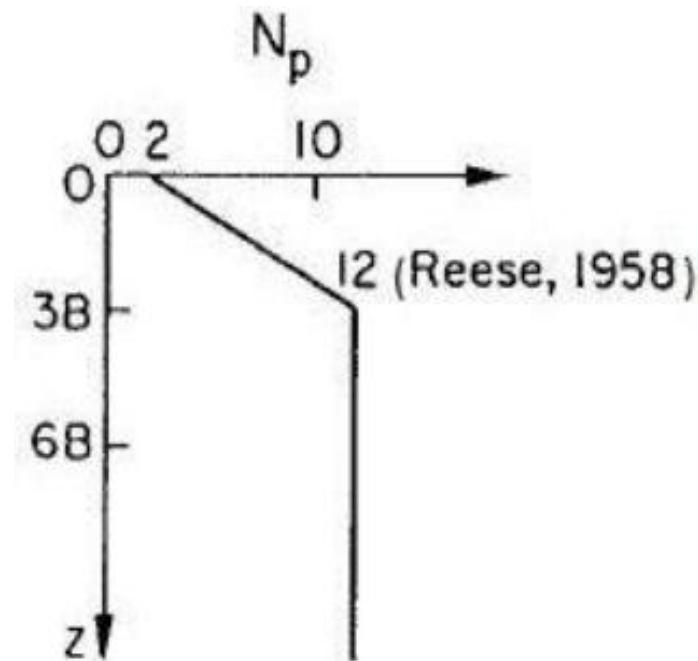


Figure 1.28: Facteur de portance latérale recommandé par Reese [16]

Pour le cas des sables (sol pulvérulent), Reese et al (1974) ont développé un modèle de distribution des réactions autour du pieu, basé sur le même modèle de la figure 1.27 (sol cohérent).

➤ Pour une rupture superficielle, la réaction ultime du sol est

$$P_u = \gamma' z \left[ \frac{K_0 z (\tan \varphi' \sin \Omega)}{\tan(\Omega - \varphi') \cos \Psi} \left( + \frac{\tan \Omega (B + z \tan \Omega \tan \Psi)}{\tan(\Omega - \varphi')} + K_0 z \tan \Omega (\tan \varphi' \sin \varphi' \tan \Psi) - K_a B \right) \right]$$

Avec :

$K_0$  : Coefficient de pression des terres ;

$k_a$  : Coefficient de pression horizontale active des terres [ $\tan^2 (45^\circ - \varphi'/2)$ ]

$$\Omega = 45^\circ + \varphi'/2$$

$\Psi$  : Angle varié de  $\varphi'/2$  à  $\varphi'/3$  pour un sable lâche et  $\varphi'$  pour un sable dense ;

➤ Pour une rupture profonde, la réaction ultime du sol est

$$P_u = [K_a \gamma' z (\tan^8 \Omega - 1) + K_0 \gamma' z \tan^4 \Omega \tan \varphi'] B$$

Et dont tous les paramètres sont définis auparavant.

### 3.3. Les méthodes semi-empiriques

Elles comportent un ajustement des résultats théoriques par ceux des essais sur pieux, telles que celles de Broms (1964 a-b) et Prasad et Chari (1999).

#### 3.3.1. Méthode de Broms (1964 a et b) :

Elle est basée sur le même mécanisme de rupture que celle de Brinch-Hansen sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long du pieu. 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 du pieu dans les sols pulvérulent et cohérent.

##### 3.3.1.1. Les hypothèses simplificatrices :

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 en citer :

- La pression ultime du sol est supposée égale 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 1.29 et 1.30);
- La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale à  $3\sigma_p B$  dans le cas d'un sol pulvérulent (figures 1.32 et 1.33).

##### 3.3.1.2. Équations pour le calcul de $H_{ult}$ 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 portante horizontale ultime  $H_{ult}$ . Les tableaux résumant 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).

###### 3.3.1.2.1. Les sols cohérents :

$$L = 1,5B + f + g$$



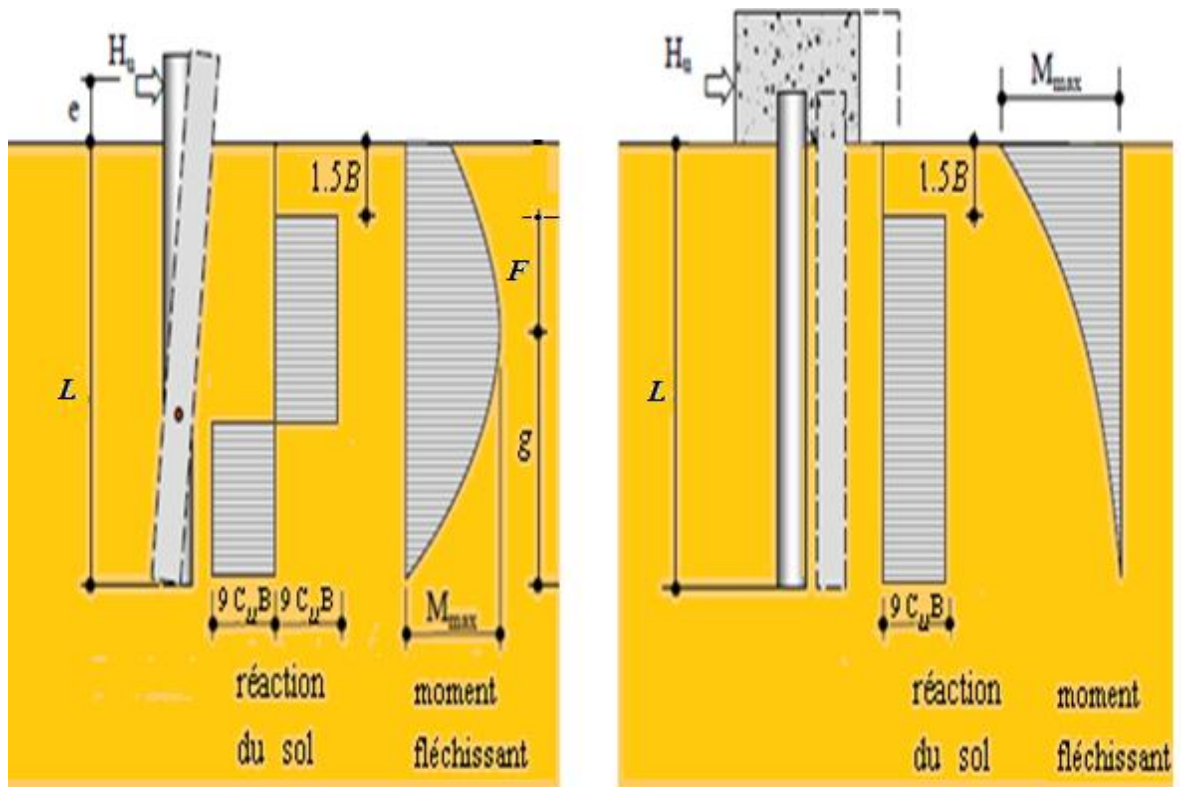


Figure 1.29 : Pieu rigide dans un milieu cohérent [14]

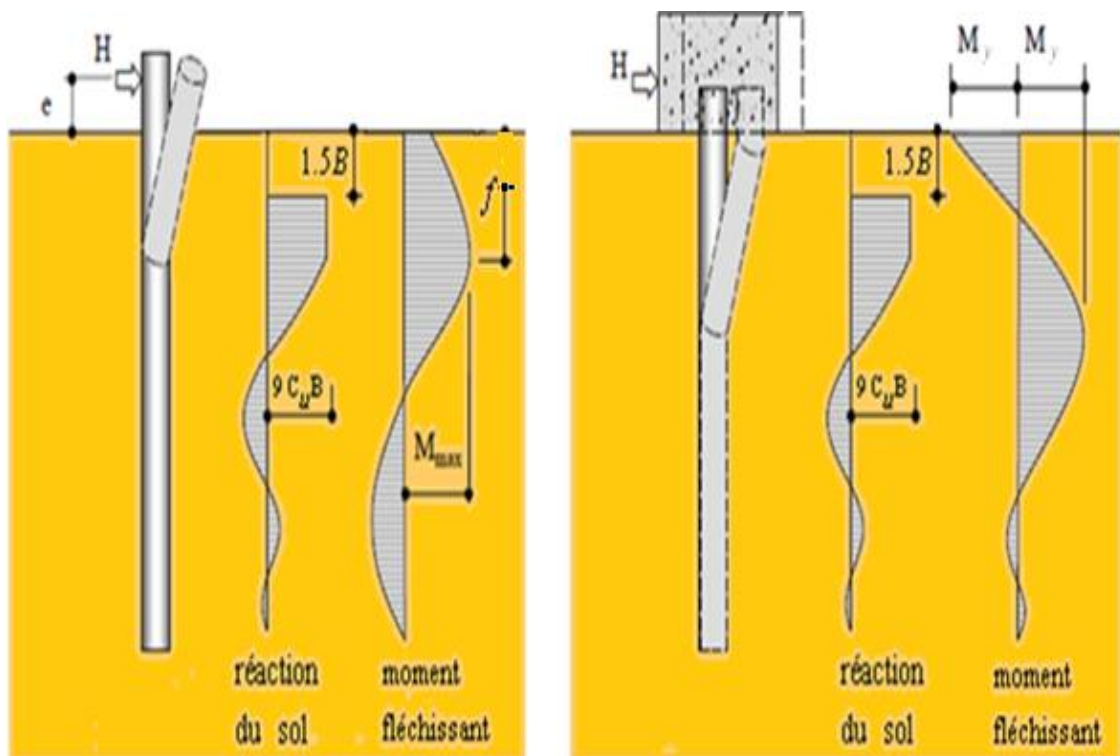


Figure 1.30: Pieu flexible dans un milieu cohérent [14]

Tableau 1.4: les équations pour le calcul de  $H_{ult}$  dans un sol cohérent [14] :

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale $H_{ult}$
Rigide	Libre	$H_{ult} = 9C_u B \sqrt{2 \left( L^2 + 2eL + \frac{9B^2}{4} + 3eB + 2e^2 \right)} - 9C_u B(L + 2e + 1.5B)$ $M_{max} = H_{ult}(e + 1.5B + 0.5f) = 2.25B g^2 C_u$ $f = \frac{H_{ult}}{9C_u B}$
	Fixe	$H_{ult} = 9C_u B(L - 1.5B)$ $M_{max} = H_{ult}(0.5L + 0.75B)$
Souple	Libre	$H_{ult} = \frac{2.25B g^2 C_u}{e + 1.5B + 0.5f}$
	Fixe	$M_y = 2.25C_u B g^2 - 9C_u B f(1.5B + 0.5f)$ $H_{ult} = \frac{2M_y}{1.5B + 0.5f}$

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime  $H_{ult}$  d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites soit par le tableau 1.4 ou par les schémas de la figure 1.31, selon les équations suivantes :

$$\frac{H_{ult}}{9C_u B^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \frac{2e}{B} \left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{2e^2}{B^2} + \frac{3e}{B} + \frac{9}{4}\right)} - \left(\frac{L}{B} + \frac{2e}{B} + 1.5\right) \quad \text{Pour les pieux rigides}$$

$$\frac{H_{ult}}{9C_u B^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{e}{B} + 1.5\right)^2 + \frac{M_{max}}{9C_u B^3}} - \left(\frac{e}{B} + 1.5\right) \quad \text{Pour les pieux flexibles}$$

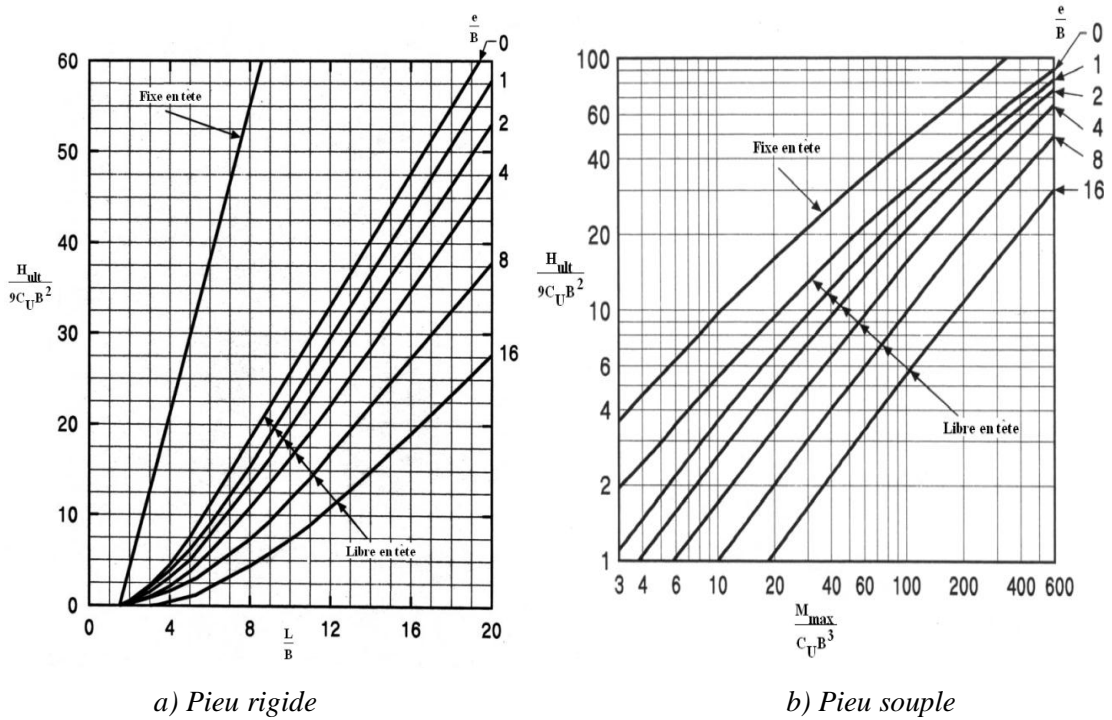


Figure 1.31: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol cohérent [17]

3.3.1.2.2. Les sols pulvérulents :

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

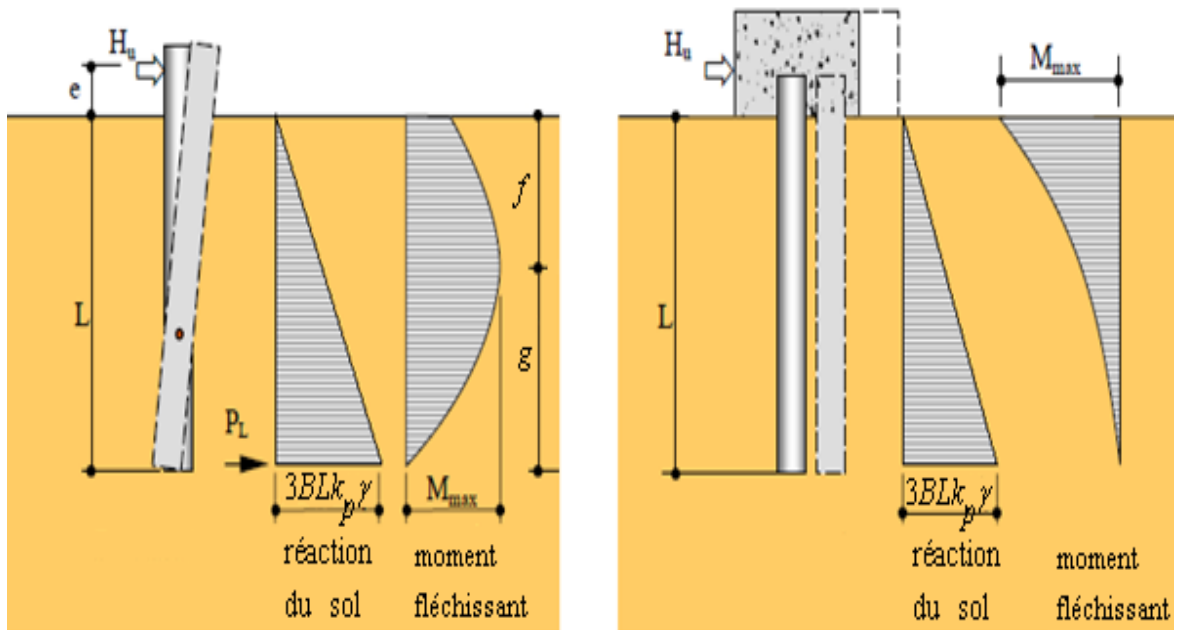


Figure 1.32 : Pieu rigide dans un milieu pulvérulent [14]

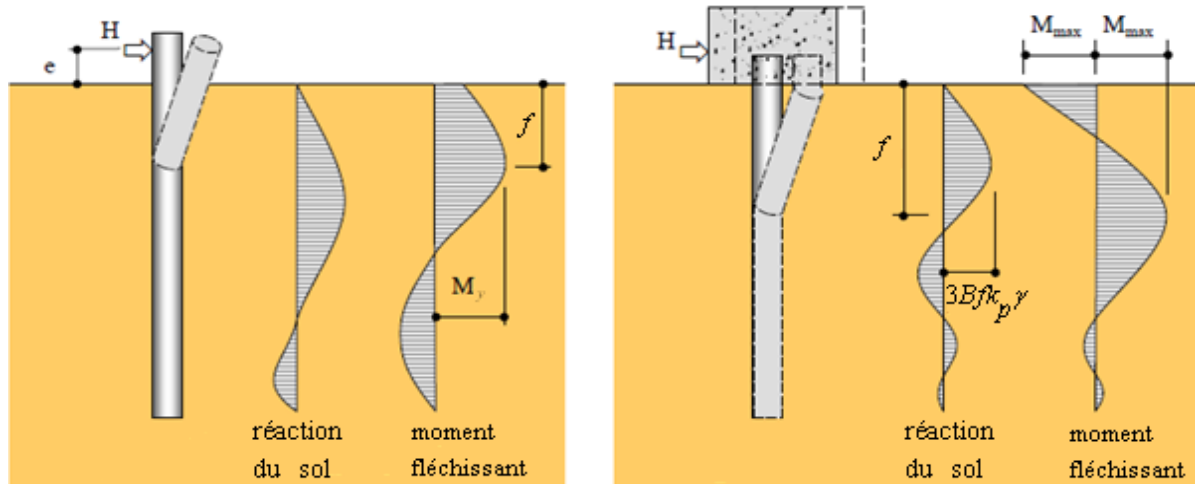


Figure 1.33: Pieu flexible dans un milieu pulvérulent [14]

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime  $H_{ult}$  d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites soit par le tableau 1.5 ou par les schémas de la figure 1.34

Tableau 1.5: les équations pour le calcul de  $H_{ult}$  dans un sol pulvérulent [14]

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale $H_{ult}$
Rigide	Libre	$H_{ult} = \frac{0.5\gamma BL^3 k_p}{e + L}$ $f = 0.82 \sqrt{\frac{H_{ult}}{\gamma B k_p}}$ $M_{max} = H_{ult} \left( e + \frac{2f}{3} \right)$
	Fixe	$H_{ult} = 1.5\gamma B k_p L^2$ $M_{max} = \frac{2}{3} H_{ult} L = L^3 B k_p \gamma$
Souple	Libre	$H_{ult} = \frac{3}{2} \gamma B k_p f^2$
	Fixe	$H_{ult} = \frac{2M_y}{e + \frac{2f}{3}}$ $M_y = \frac{(0.5\gamma BL^3 k_p) \left( e + \frac{2}{3} f \right)}{\frac{2}{3} f + e + 2L}$

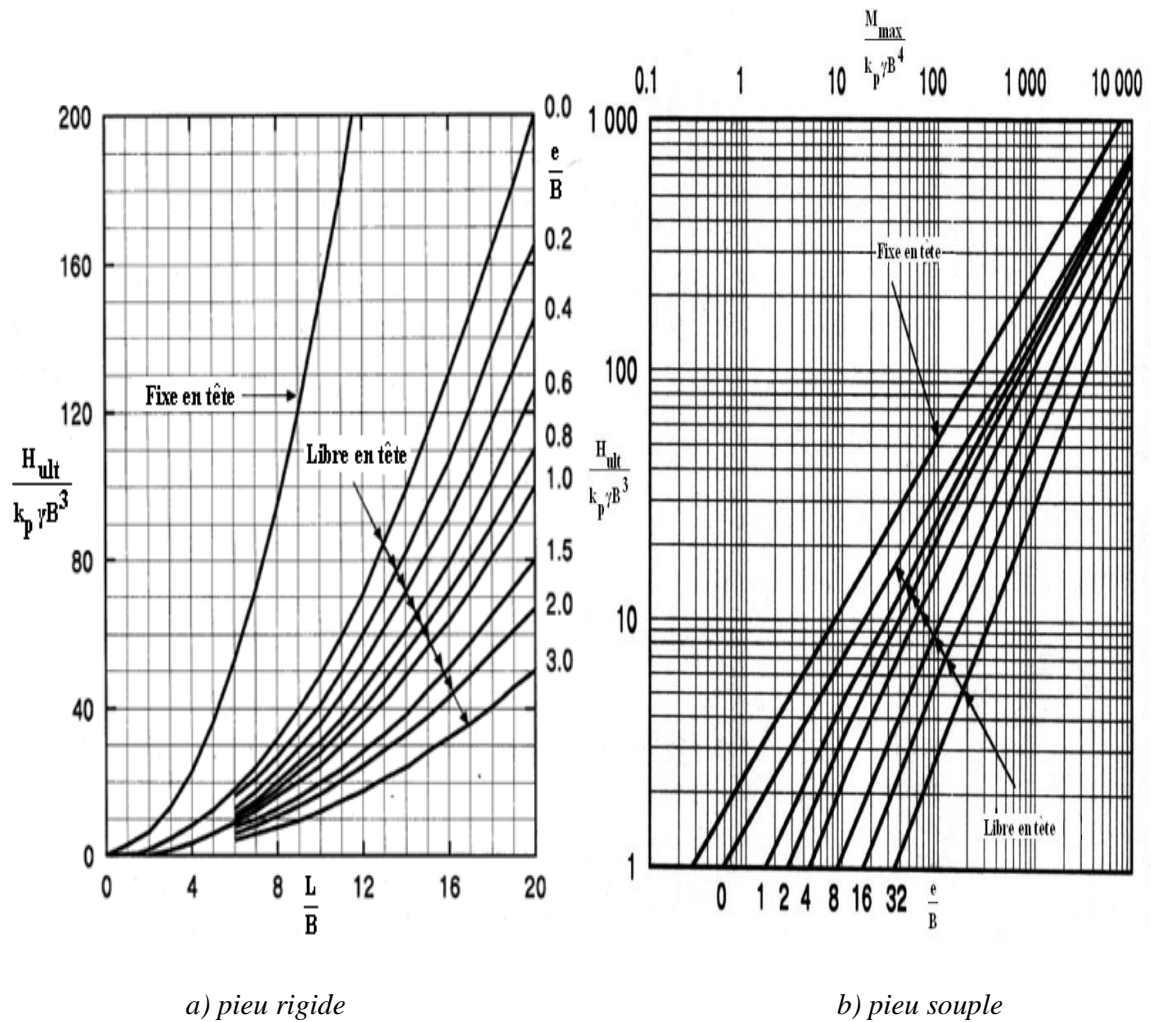


Figure 1.34: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol pulvérulent [17]

### 3.3.2. Méthode de Prasad et Chari (1999) :

Elle est basée sur le même mécanisme de rupture qui utilise les résultats des tests expérimentaux et ne considère aucune résistance du sol au point de rotation. Nous utiliserons cette forme de la distribution pour les deux réactions frontale normale et latérale du frottement.

La résistance latérale ultime  $H_{ult}$  d'un pieu rigide à la force horizontale en tête peut être obtenu par

$$H_{ult} = \int_0^L p_{ult} B dz = \int_0^L (\eta p_{max} + \varepsilon \tau_{max}) B dz$$

$$H_{ult} e = \int_0^L p_{ult} B z dz = \int_0^L (\eta p_{max} + \varepsilon \tau_{max}) B z dz$$

Tableau 1.6 : Valeur de  $\eta$  et  $\varepsilon$  (d'après Briaud et Smith 1983)

Forme de pieu	$\eta$	$\varepsilon$
Circulaire	0.8	1.0
Carré	1.0	2.0

Avec :

$\tau_{max}$  : la résistance maximale de cisaillement

$\delta$  : angle de frottement de interface

$p_{max}$  : la pression des terres maximale

La profondeur de rotation  $Z_r$  est définie comme suite :

$$Z_r = \frac{-(0.567L + 2.7e) + (5.307L^2 + 7.29e^2 + 10.541eL)^{0.5}}{2.1996}$$

$$H_{ult} = 0.3(\eta K_p^2 + \varepsilon K \tan \delta) \gamma B Z_r (2.5 Z_r - 1.7L)$$

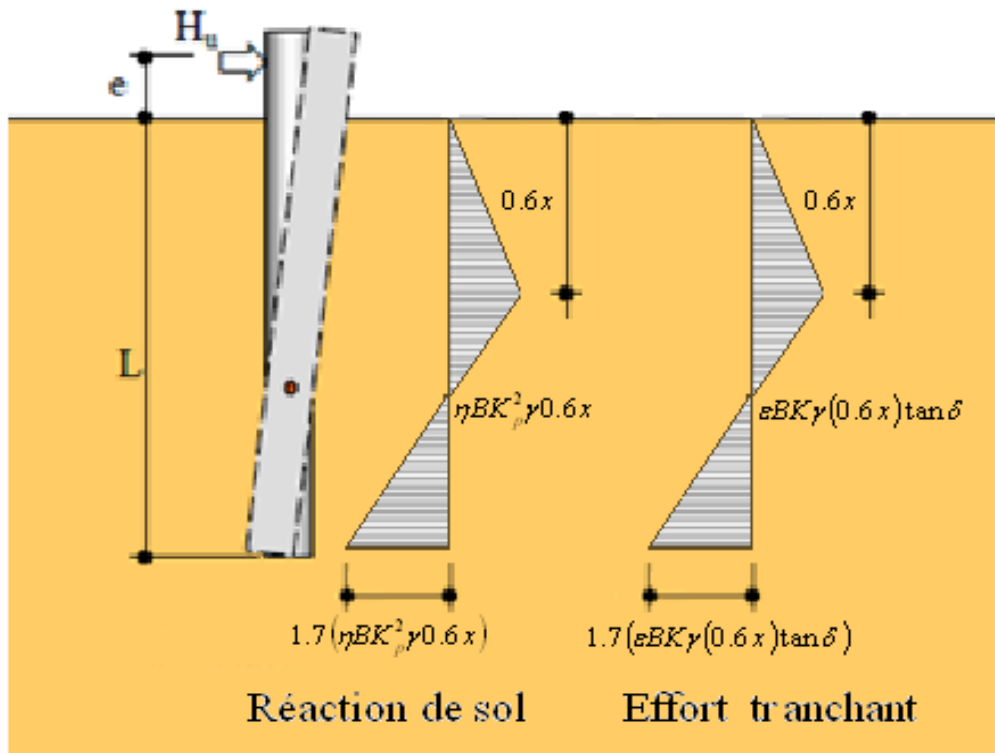


Figure 1.35: Pieu rigide dans un milieu pulvérulent [18]

### 3.4. Les méthodes empiriques

Elles sont basées au départ sur l'observation du comportement des pieux en essais de chargement latéral, telles que celles de Ménard (1962).

#### 3.4.1. Méthode de Ménard (1962) :

Ménard a établi une méthode pratique très simple basée sur une certaine similitude entre l'expansion cylindrique de la sonde pressiométrique et le déplacement horizontal d'une section du pieu dans le sol pour déterminer la capacité portante horizontale ultime  $H_{ult}$  et le moment de renversement  $M_{max}$  applicables à un pieu rigide

##### 3.4.1.1. Détermination des efforts limites :

Ménard a adopté le schéma de rupture de la figure 1.36 et substitue au diagramme des réactions limites de butée et de contre butée avec trois résultantes partielles (forces et point d'application)

$$F_1 = \frac{3}{4}BD_C(P_l - P_0) \quad D_1 = \frac{5}{9}D_C$$

$$F_2 = B(z - D_C - \varepsilon D)(P_l - P_0) \quad D_2 = \frac{1}{2}(z + D_C - \varepsilon D)$$

$$F_3 = B(z - D - \varepsilon D)(P_l - P_0) \quad D_3 = \frac{1}{2}(z + D_C + \varepsilon D)$$

Le facteur  $\varepsilon$ , de l'ordre de 0.05, peut en général être négligé.

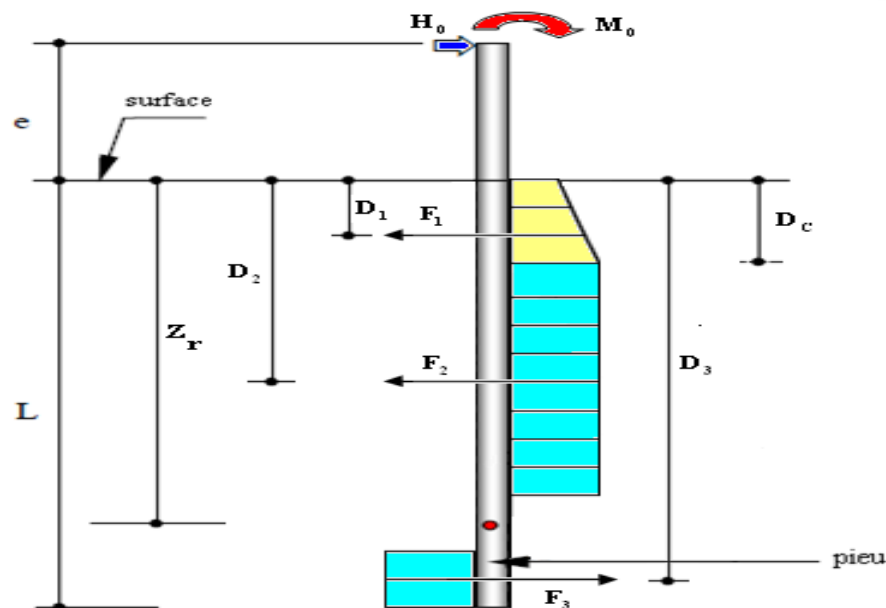


Figure 1.36: Schéma de rupture [19]

➤ Cas du sol homogène

Ménard a montré que La réaction limite dans un sol homogène est caractérisée par la pression latérale limite  $P_l$ , la pression de la sonde  $P_0$  et la profondeur critique  $D_c$  comme la figure 1.37

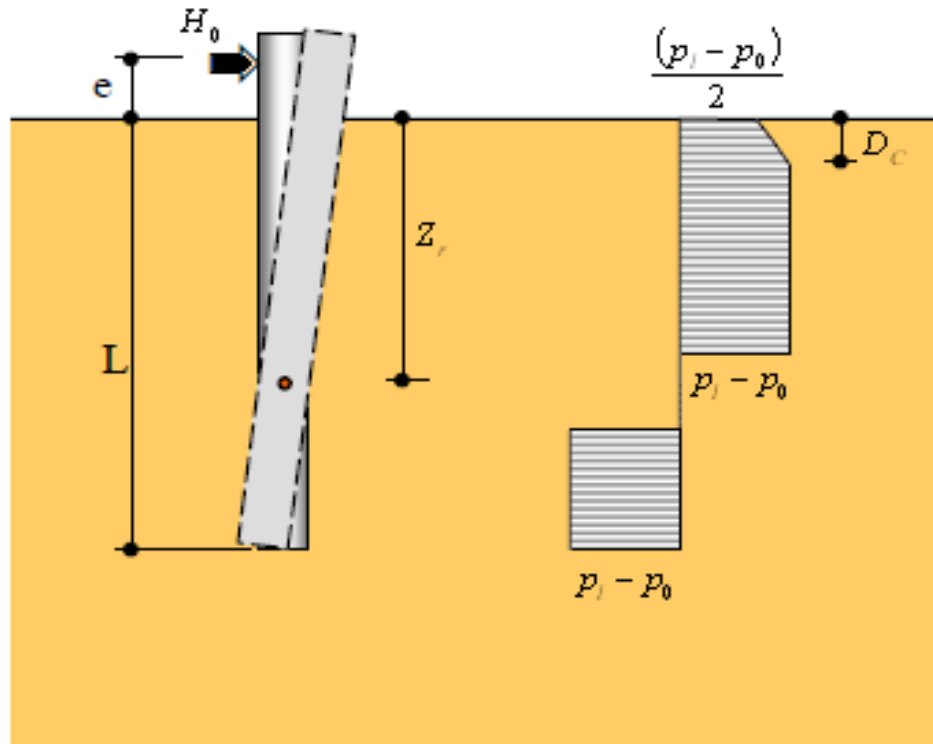


Figure 1.37: Profil de réaction horizontale limite [19]

Les équations d'équilibre statique  $\sum H = 0, \sum M = 0$  conduisent finalement aux expressions suivantes :

$$H_{ult} = \alpha_1 BD(P_l - P_0)$$

$$M_{ult} = \alpha_2 BD^2(P_l - P_0)$$

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  : Les coefficients numériques en fonction du rapport  $D_c/D$ , qui sont donnés par les équations ou le tableau suivant :

$$\alpha_1 = \frac{2Z_r}{D} - \frac{D_c}{4D} - 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12} - \frac{\left(1 + \frac{D_c}{4D}\right)^2}{4} + \frac{1}{2}$$



Tableau 1.7: Les valeurs des coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$

$D_c/D$	$\alpha_1$	$\alpha_2$
0,00	0,41	0,25
0,25	0,36	0,22
0,50	0,32	0,19
0,66	0,30	0,17
$\infty$	0,20	0,13

Une zone neutre de passage de la butée à la contre butée, épaisse de  $2\varepsilon D$ , est introduite pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone. Les pressions doivent être corrigées à proximité de la surface par un coefficient  $\lambda_z$  donné par la formule :

$$\lambda_z = 0,5 \left( 1 + \frac{z}{D_c} \right) \quad z < D_c$$

La profondeur  $D_c$ , sur laquelle s'applique cette réduction, comptée à partir de la surface du sol, est prise égale à :

$$D_c = 2B \quad \text{Dans le cas des sols cohérents.}$$

$$D_c = 4B \quad \text{Dans le cas des sols pulvérulents.}$$

Les pressions deviennent :

$$P_{0 \text{ corrigé}} = \lambda_z \times P_0$$

$$P_{l \text{ corrigé}} = \lambda_z \times P_l$$

➤ Cas du sol non homogène

Dans le cas d'un sol non homogène, la pression limite équivalente  $P_{le}^*$  peut être estimée par la moyenne analytique des différentes valeurs de pression nette  $P_l^*$  comme suit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{D} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz$$

En supposant que la pointe est libre et en négligeant la zone neutre, l'écriture des équations de la statique permet d'établir aisément les formules suivantes :

Tableau 1.8: les équations pour le calcul de  $H_{ult}$  dans un sol homogène [19]

Cas de chargement	Capacité portante	Zone neutre
Pieu chargé par un effort seul ( $M_0 = 0$ )	$H_{ult} = \alpha_1 B D P_{le}^*$	$\frac{Z_r}{D} = \sqrt{\frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12}} + 0.5$
Pieu chargé par un moment seul ( $H_0 = 0$ )	$M_{ult} = \alpha_2 B D^2 P_{le}^*$	$\frac{Z_r}{D} = \frac{D_c}{8D} + 0.5$
Pieu chargé par un effort à une cote $e$ par rapport à la surface du sol	$H_{ult} = \alpha_1 B D P_{le}^*$	$\left(\frac{Z_r}{D}\right)^2 + \frac{2e}{D}\left(\frac{Z_r}{D}\right) + \delta = 0$ $\delta = \frac{D_c}{12L^2}(3L - D_c) - \left(\frac{e}{L} + 1\right)\left(\frac{D_c}{4L} + 1\right) + 0.5$

### 3.4.1.2. La charge latérale et moment de flexion admissible :

La charge latérale admissible  $H_{adm}$  et le moment de flexion admissible  $M_{adm}$  sur les pieux sont déterminés par les deux critères suivants:

1. La charge latérale admissible est obtenue, en divisant la charge ultime par un facteur adéquat de sécurité, en générale égale à 3;
2. la charge latérale admissible correspond à une déflexion latérale  $y_0$  acceptable.

En cas où  $H_0$  et  $M_0$  agissent simultanément en tête du pieu, on doit vérifier le critère de stabilité, en s'assurant que le point représentatif  $(H, M)$  dans le diagramme de la figure 1.38 est à l'intérieur du triangle limite par les axes et la droite joignant les points de coordonnées  $(H_{ult}, 0)$  et  $(0, M_{ult})$ .

La stabilité du pieu sous charge latérale avec le sol est :

$$H_0 < H_{adm} = \frac{H_{ult}}{F_s}$$

$$M_0 < M_{adm} = \frac{M_{ult}}{F_s}$$

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est égal à 3 selon Ménard.

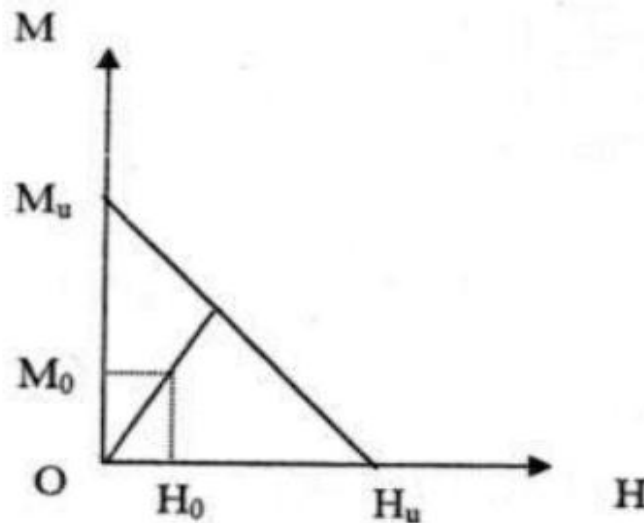


Figure 1.38 : Diagramme de stabilité au chargement latéral selon Ménard [19]

### 3.4.1.3. Comparaison des méthodes à la rupture :

Nous avons comparé les différentes méthodes à la rupture et donné les avantages et les inconvénients de ces méthodes dans le tableau suivant :

Tableau 1.9: Comparaison des méthodes à la rupture

Méthode	Les avantages	Les inconvénients
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>
Reese (1974)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• applicable pour les sols avec <math>(C - \varphi)</math>;</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> <li>• analyse aux conditions limites (libre en tête, tête fixe).</li> </ul>	<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>
Prasad et Chari(1999)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• point de rotation facile à localiser</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• sol pulvérulent;</li> <li>• uniquement pour pieu rigide.</li> </ul>
Ménard(1962)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• base sur les essais in situ;</li> <li>• toutes catégories de sol.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• uniquement pour pieu rigide.</li> </ul>

## 4. Méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements :

### 4.1. Introduction

On utilise les pieux comme fondations profondes dans plusieurs ouvrages qui sont soumis aux charges horizontales : structure de bâtiments, culées de pont, murs de soutènements, murs de quais, plates-formes marines, etc. Ces charges sont statiques ou dynamiques.

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement linéaire et non linéaire du sol et par la loi de chargement.

Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Plusieurs méthodes de calcul ont été développées afin de décrire le comportement du système pieu/sol vis-à-vis du chargement latéral (Figure 1.39).

Les méthodes de calcul des déplacements et rotations d'un pieu isolé soumis à un effort horizontal et/ ou à un moment de flexion en tête peuvent se classer en trois catégories :

- Méthodes d'élasticité linéaire,
- Méthodes du module de réaction (théorie des courbes P-Y),
- Méthodes numériques.

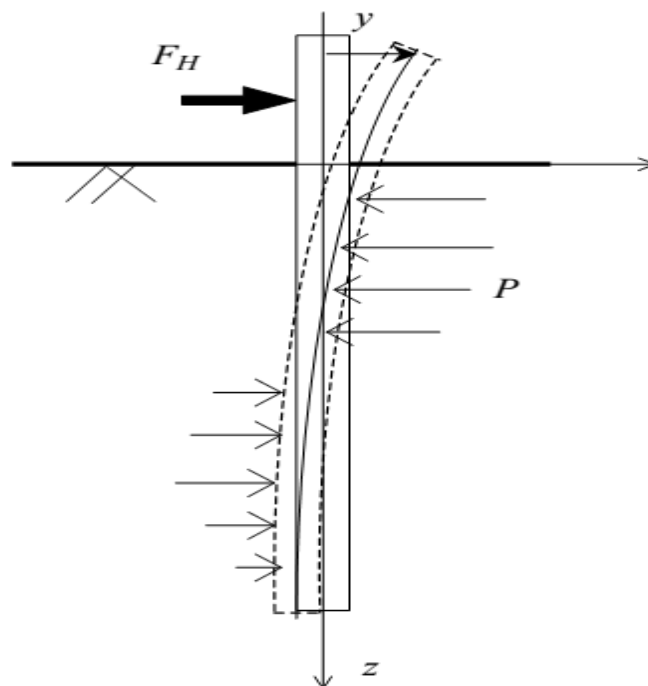


Figure 1.39 : Pieux mobilisant la réaction latérale du sol.

## 4.2. Méthodes d'élasticité linéaire

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique linéaire caractérisé par un module d'élasticité  $E$  et un coefficient de poisson  $\nu$ . La plupart du temps, le sol est également considéré comme homogène et isotrope. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936).

### 4.2.1. Méthode de Poulos (1971) :

Poulos a décrit le pieu comme une plaque mince de largeur  $B$  et de longueur  $D$  et une rigidité à la flexion constante  $E_p I_p$  (pour un pieu circulaire  $B$  peut être pris comme le diamètre du pieu). Le pieu est divisé en  $(n+1)$  éléments, de longueur  $\psi$  à l'exception de ceux de la pointe et du sommet qui ont une longueur de  $\psi/2$ . Chaque élément est soumis à une pression uniforme  $p$  supposée constante sur la largeur du pieu (Figure 1.40).

Le sol est assimilé à un espace semi infini élastique isotrope parfaitement homogène ayant un module de Young  $E$  et un coefficient de Poisson  $\nu$ .

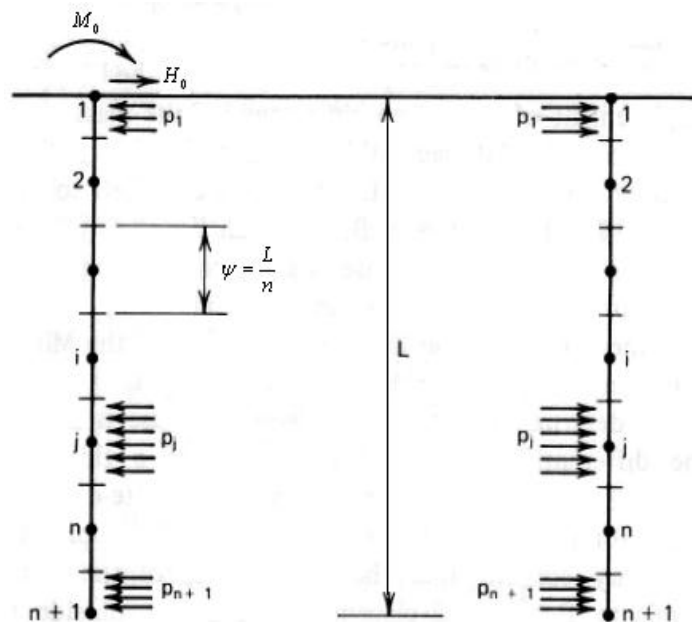


Figure 1.40: L'action de sol adjacent le pieu [17]

A partir de cette modélisation et après la résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement  $u$  et de rotation  $\theta$  du pieu sous un effort  $H_0$  et un moment de flexion  $M_0$  appliquée sur la tête du pieu selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

➤ Cas du module de sol constant avec la profondeur

Pour un sol purement élastique et homogène, le déplacement horizontal en tête  $u$  et la rotation  $\theta$  en tête du pieu sont donnés respectivement par le tableau 1.10 :

Tableau 1.10: Résumé des Solutions élastiques d'un pieu chargé latéralement pour le cas de module de sol constant avec la profondeur

La réponse	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête
Déplacement	$u = I_{UH} \left( \frac{H_0}{ED} \right) + I_{UM} \left( \frac{M_0}{ED^2} \right)$	$u = I_{UF} \left( \frac{H_0}{ED} \right)$
Rotation	$\theta = I_{\theta H} \left( \frac{H_0}{ED^2} \right) + I_{\theta M} \left( \frac{M_0}{ED^3} \right)$	0

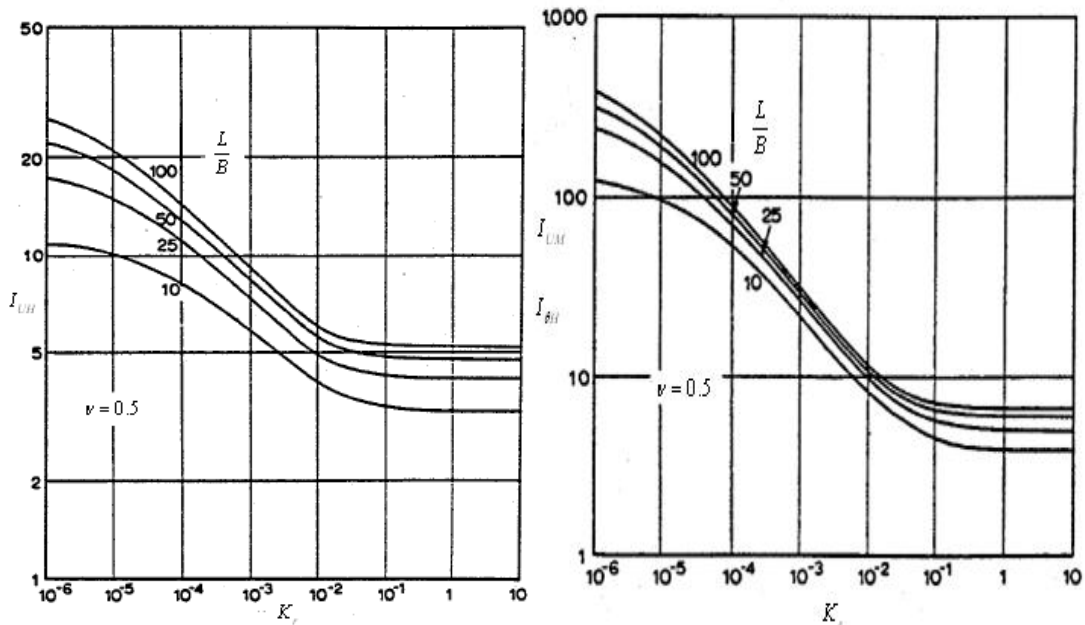
$M_0$  : Moment appliqué en tête du pieu

$H_0$ : Effort horizontal appliqué en tête du pieu

$E$  : Module de young du sol

$I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$  : Les facteurs d'influence de l'effort et du moment sont déterminés d'après Poulos par les figure 1.41 Ces facteurs dépendent de l'élancement  $D/B$  du pieu et de la rigidité relative sol-pieu  $K_r$  telle que :

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s D^4}$$



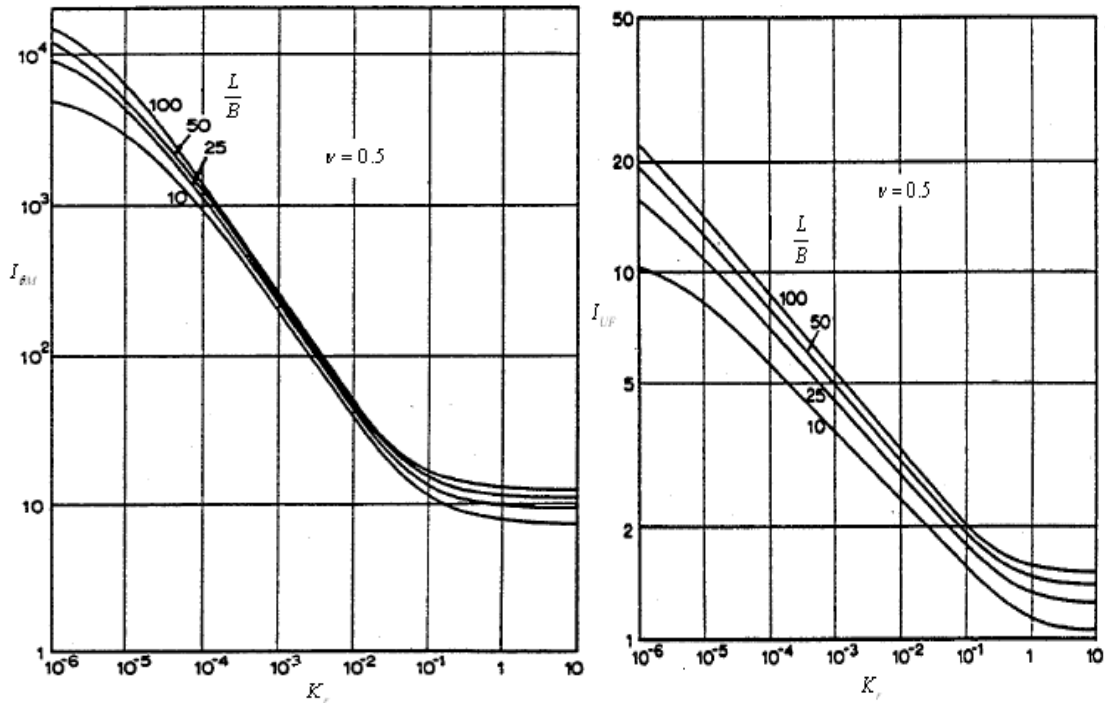


Figure 1.41: Les facteurs d'influence  $I_{UH}$ ,  $I_{UM}$ ,  $I_{\theta H}$ ,  $I_{\theta M}$ ,  $I_{UF}$  dans le cas de module d'élasticité du sol constant avec la profondeur [17]

➤ Cas de module de sol variant linéairement avec la profondeur

Au cas où le module d'élasticité varierait linéairement avec la profondeur :  $E = N_h z$ , Poulos (1973) a suggéré que la méthode concernant l'analyse homogène peut être étendue à traiter un cas non homogène par simple modification des résultats de la méthode de Mindlin qui ont été acquis pour un module constant.

Le déplacement horizontal en tête  $u$  et la rotation  $\theta$  en tête du pieu sont donnés respectivement par le tableau 1.11 :

Tableau 1.11: Résumé des Solutions élastiques d'un pieu chargé latéralement pour le cas de module du sol varie linéairement avec la profondeur [17]

La réponse	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête
Déplacement	$u = I'_{UH} \left( \frac{H_0}{N_h D^2} \right) + I'_{UM} \left( \frac{M_0}{N_h D^3} \right)$	$u = I'_{UF} \left( \frac{H_0}{N_h D^2} \right)$
Rotation	$\theta = I'_{\theta H} \left( \frac{H_0}{N_h D^3} \right) + I'_{\theta M} \left( \frac{M_0}{N_h D^4} \right)$	0



$M_0$  : Moment appliqué en tête du pieu

$H_0$ : Effort horizontal appliqué en tête du pieu

$N_h$ : Taux de la variation du module de sol avec la profondeur

$I'_{UM}, I''_{UM}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}, I'_{UF}$  : Les facteurs d'influence de l'effort et de moment sont déterminés d'après Poulos par les figure 1.42 Ces facteurs dépendent de l'élanement  $D/B$  du pieu et de la rigidité relative sol-pieu  $K'_r$  telle que :

$$K'_r = \frac{E_p I_p}{N_h D^5}$$

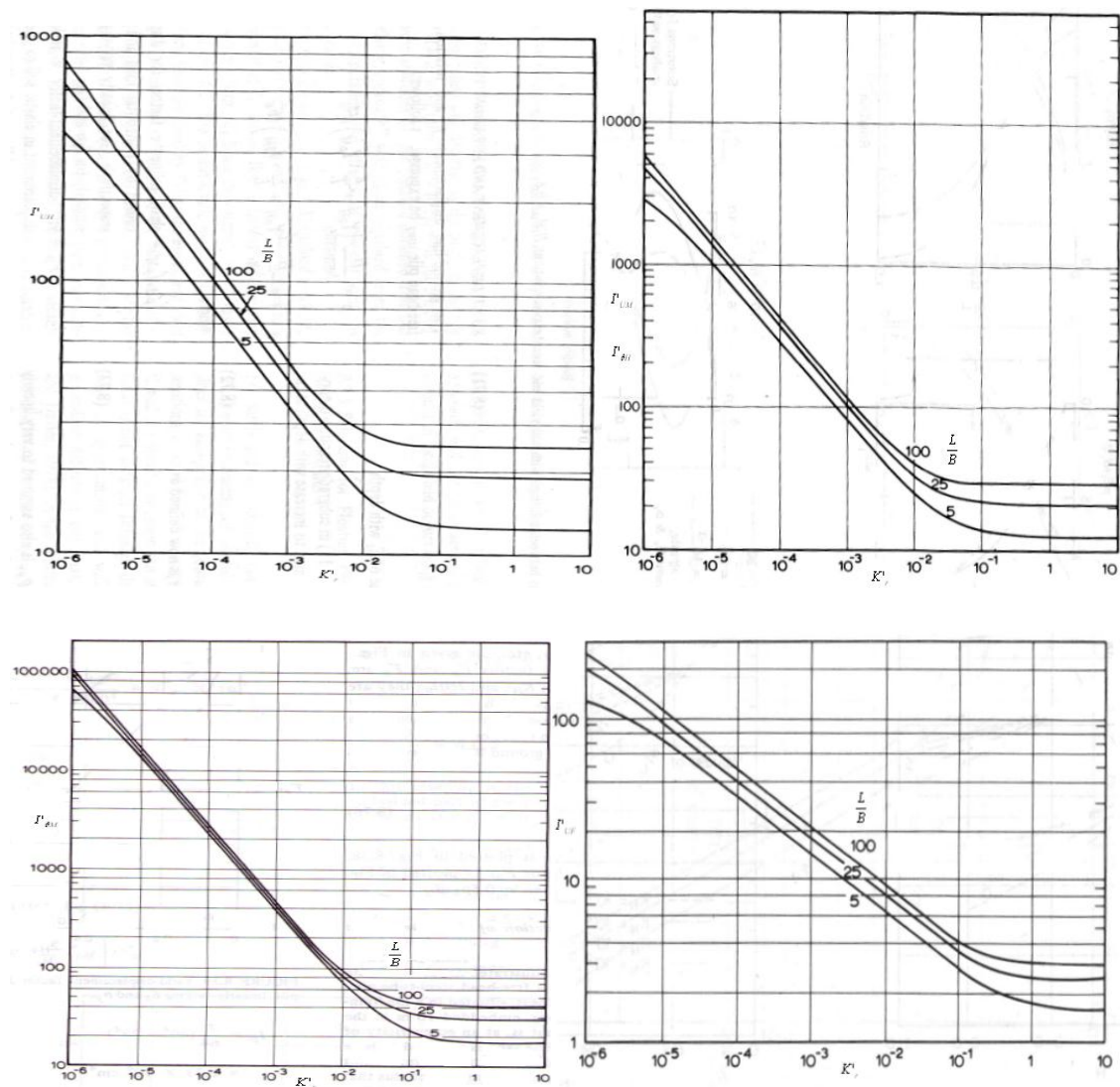


Figure 1.42: Les facteurs d'influence  $I'_{UM}, I''_{UM}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}, I'_{UF}$  dans le cas de module d'élasticité du sol varie linéairement avec la profondeur [17]

#### 4.2.2. Méthode de Banerjee et Davies (1978) :

L'approche de Banerjee et Davies (1978) utilise la solution analytique des équations de Mindlin (1936) pour un sol bicouche . On suppose que le module d'élasticité  $E_s$  varie linéairement avec la profondeur selon la loi suivante :

$$E(z) = E(0) + mz$$

Avec :

$E(z)$  : Module d'Young à la profondeur  $z$

$E(0)$  : Module de Young à la surface libre

$m$ : Le taux d'accroissement du module de Young avec la profondeur

Le coefficient de poisson  $\nu$  est supposé constant.

En cas d'un sol non homogène, ces auteurs ont proposé une solution approximative en utilisant les expressions des déplacements dues à une charge agissante à l'interface de deux couches d'un demi-espace élastique.

Alors le déplacement horizontal en tête  $u$  et la rotation  $\theta$  en tête du pieu sont donnés respectivement par :

$$u = I_H \left( \frac{H_0}{E(D)D} \right) + I_{HM} \left( \frac{M_0}{E(D)D^2} \right)$$

$$\theta = I_{HM} \left( \frac{H_0}{E(D)D^2} \right) + I_{MM} \left( \frac{M_0}{E(D)D^3} \right)$$

Les facteurs  $I_H$  ,  $I_{HM}$  et  $I_{MM}$  sont présentés sous forme d'abaques en fonction des deux paramètres :

La rigidité relative  $K_r$  donnée par :

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E(D).D^4}$$

L'indice d'homogénéité  $X$  donnée par :

$$X = \frac{E(0)}{E(D)}$$

Les facteurs d'influences  $I_H$ ,  $I_{HM}$  et  $I_{MM}$  sont présentés sous forme d'abaques en fonction des deux paramètres  $K_r$  et  $X$  sur la figure suivante :

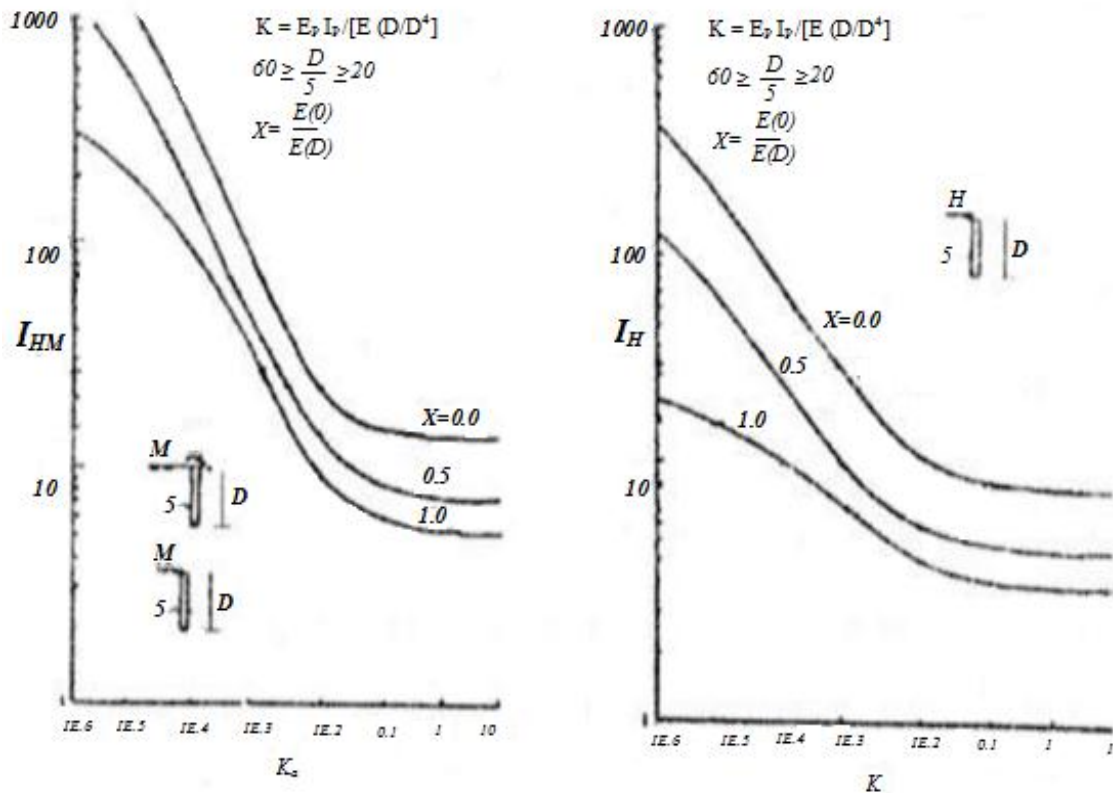


Figure 1.43 : Facteurs d'influence  $I_H$  et  $I_{HM}$  [20]

### 4.3. Méthodes du module de réaction (théorie des courbes p-y)

Cette méthode est la plus couramment utilisée. Elle est basée sur le modèle de Winkler (1867). Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts rapprochés sans couplages entre elles et de raideur variable. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol ( $P$ ) et le déplacement du pieu ( $y$ ) [21]. Cette méthode est à la base des courbes  $P$ - $y$ , les « ressorts » ont alors un comportement non linéaire.

#### 4.3.1. Principe général :

Le modèle de Winkler, énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes, chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal (Figure 1.44) sur lequel s'appuie le pieu [22].

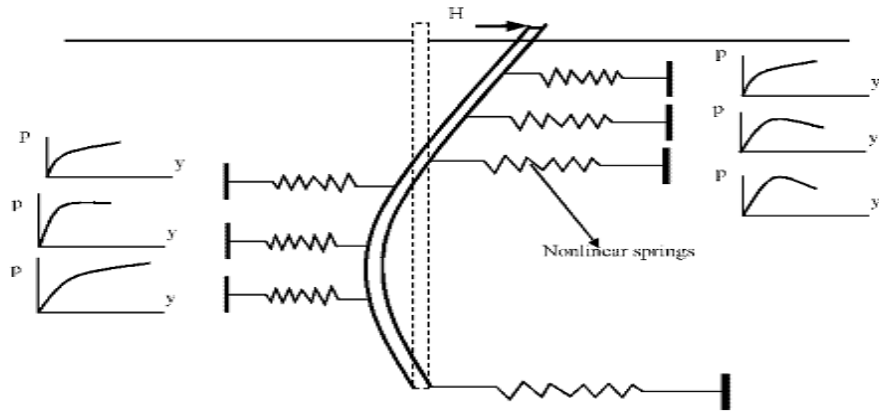


Figure 1.44: Représentation du modèle de Winkler.

La pression sur une « tranche » de sol ne dépend que du déplacement horizontal de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol (Equation 1.1).

$$p = K_h(z)y(z) \quad (1 - 1)$$

Avec :

$p$  : pression ( $N/m^2$ ) ;

$K_h(z)$  : le coefficient de réaction à une profondeur  $z$  ( $N/m^3$ ) ;

$Y(z)$  : le déplacement du pieu pour une profondeur  $z$  (m).

Cette équation est exprimée sous la forme :

$$P = E_s y(z) \text{ en posant } E_s = K_h(z)B \quad (1 - 2)$$

Avec :

$P$  : la réaction du sol ( $N/m$ ) ;

$E_s$  : le module de réaction du sol pour une profondeur  $z$  ( $N/m^2$ ) ;

$B$  : le diamètre du pieu (m).

Le comportement de la poutre, en flexion dans le plan  $(y, z)$  se résume à :

$$M = E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \quad (1 - 3)$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \text{ et } \frac{\partial T}{\partial z} = -P \quad (1 - 4)$$

A partir des équations (2), (3) et (4) on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu.

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = -P$$

Avec :

$E_p$ : Module d'élasticité du pieu ;

$I_p$ : Moment d'inertie de la section transversale du pieu ;

$z$  : Profondeur dans le sol.

l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est :

$$E_P I_P \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + E_S y(z) = 0 \quad (1 - 5)$$

Le premier terme de cette équation est un terme d'amplification et le second d'atténuation.

➤ Cas d'un pieu flexible

Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction de ce dernier est constant quelle que soit la profondeur considérée, cette équation s'intègre pour donner le déplacement  $u$  et la rotation  $\theta$  en surface du sol, pour un pieu libre en tête, comme suit :

$$u = 2 \frac{H}{E_S l_0} + 2 \frac{M_0}{E_S l_0^2}$$

$$\theta = 2 \frac{H}{E_S l_0^2} + 4 \frac{M_0}{E_S l_0^3}$$

Avec :

$l_0$  : la longueur de transfert du pieu.

L'expression de la longueur de transfert  $l_0$  est la suivante :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_P I_P}{E_S}} \quad (1 - 6)$$

Remarque : le pieu peut être considéré (Frank, 1999) comme flexible (ou long) si  $\frac{D}{l_0} > 3$  et rigide

(ou court) si  $\frac{D}{l_0} < 1$  (1 - 7)

Avec :

$D$  : longueur de fiche

Dans le cas d'un sol non homogène, pour lequel la réaction du sol n'est plus constante sur toute la profondeur, tel que  $E_s = N_h \cdot z$ , l'équation (5) ne peut plus être résolue de manière analytique. Le recours au calcul numérique est nécessaire. L'intégration numérique de cette équation par la méthode des différences finies donne (Reese et Matlock, 1960) :

$$u = 2.4 \frac{H}{N_h^{3/5} \cdot (E_P \cdot I_P)^{2/5}} + 1.6 \frac{M_0}{N_h^{2/5} \cdot (E_P \cdot I_P)^{3/5}}$$

$$\theta = 1.6 \frac{H}{N_h^{2/5} \cdot (E_P \cdot I_P)^{3/5}} + 1.74 \frac{M_0}{N_h^{1/5} \cdot (E_P \cdot I_P)^{4/5}}$$

➤ Cas d'un pieu rigide

Dans le cas d'un pieu court et infiniment rigide, sa déformation en fonction de la profondeur est une droite. L'équilibre statique du pieu en supposant que sa base est libre de tout effort, ce qui est toujours le cas pour les pieux courts et rigides [23], se traduit par :

$$u = \frac{(H - T_p)(n + 1)(n + 2)^2}{a \cdot D^{n+1}} + \frac{(n + 1)(n + 2)(n + 3)(M_p - M_0 - D \cdot T_p)}{a \cdot D^{n+2}}$$

$$\theta = \frac{(H - T_p)(n + 1)(n + 2)(n + 3)}{a \cdot D^{n+2}} + \frac{(n + 2)^2(n + 3)(M_p - M_0 - D \cdot T_p)}{a \cdot D^{n+3}}$$

$M_p$  et  $T_p$  sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant en pointe.

La distribution du module de réaction est supposée de la forme :

$$E_s(z) = a \cdot z^n$$

$n = 0$  correspond à un sol homogène le déplacement  $u$  et la rotation  $\theta$  sont donnés respectivement par les équations suivantes :

$$u = \frac{4H}{E_s D} + \frac{6M_0}{E_s D^2}$$

$$\theta = \frac{6H}{E_s D^2} - \frac{12M_0}{E_s D^3}$$

#### 4.3.2. Expressions du module de réaction $E_s$ :

La définition du module de réaction est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, etc.

En France, les résultats d'essais pressiométriques sont d'usage courant pour le dimensionnement des fondations. Hadjadj (1993) recense la plupart des formulations publiées dans la littérature et il conclue que le module de réaction  $E_s$  du sol peut être déterminé si on a obtenu le module d'Young  $E$  par des essais en laboratoire ou le module pressiométrique  $E_m$  par des essais en place.

On retiendra:

##### 4.3.2.1. Terzaghi (1955) :

Terzaghi détermine le module de réaction du sol  $E_s$  à partir du module de Young  $E$  du matériau constituant le sol.

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \quad \text{pour les sables}$$

Avec :  $E = A_z \cdot \gamma \cdot z$  où  $\gamma$  est le poids volumique du sol et  $A_z$  est un coefficient adimensionnel

fonction de la densité du sable (*Tableau 1.12*).

*Tableau 1.12: Valeurs du coefficient  $A_z$  [24]*

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
Valeurs de $A_z$	100-300	300-1000	1000-2000

#### 4.3.2.2. Ménard, Bourdon et Gambin (1969) :

Ces auteurs proposent de calculer le rapport entre le module de réaction du sol  $E_s$  et le module pressiométrique  $E_m$  en fonction d'un coefficient rhéologique  $\alpha$ , du diamètre du pieu  $B$  et d'un diamètre de référence  $B_0$

$$\frac{E_s}{E_m} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2,65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{18}{4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases}$$

$$E_s = \frac{18E_m B}{4B \left(2,65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + 3B\alpha} \quad \text{pour } B > B_0$$

$$E_s = \frac{18E_m}{4(2,65)^\alpha + 3\alpha} \quad \text{pour } B > B_0$$

Où :

$B_0$  : diamètre de référence égal à 0,6 m

$\alpha$  : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (*Tableau 1.13*)

$E_m$  : module pressiométrique standard

*Tableau 1.13 : Facteur rhéologique  $\alpha$  pour divers types de sols [25]*

TYPE	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_M/p_l$	$\alpha$	$E_M/p_l$	$\alpha$	$E_M/p_l$	$\alpha$	$E_M/p_l$	$\alpha$	$E_M/p_l$
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	

	<i>TYPE</i>	Très peu fracturé	Normal	Très fracturé	Très altéré
<i>Rocher</i>	$\alpha$	2/3	1/2	1/3	2/3

#### 4.3.2.3. Poulos (1971) :

Poulos propose pour des sables (sol sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (*Tableau 1.14*). Ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) pour des sols non-cohérents.

*Tableau 1.14: valeur moyenne de  $E_s$  pour des sols sans cohésion.*

Densité du sable	Intervalle de la valeur $E_s$ (MPa)
Lâche	0.9-2.07
Moyen	2.07-4.14
Dense	4.14-9.65

Poulos a établi que le rapport entre le module de réaction du sol ( $E_s$ ) et le module d'Young ( $E$ ) du matériau constituant le sol est égal à :

$$\frac{E_s}{E} = 0,82$$

**Gilbert (1995)** [26] relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe  $q_c$  de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_s = 4,5q_c$$

#### 4.3.3. Les courbes de réaction P-y :

Toutes les méthodes citées sont cependant limitées. En effet, l'interaction sol-pieu est réduite à l'hypothèse que la pression ou la réaction du sol pour un tronçon est une fonction linéaire du déplacement.

La représentation d'un sol par une loi de comportement élastique semble illusoire. Il est nécessaire de modifier les hypothèses de la méthode du module de réaction et de supposer que la réaction du sol en tout point du pieu est une fonction non linéaire du déplacement.

L'introduction des courbes P-y est alors indispensable pour la bonne modélisation du système sol-pieu.



Ces méthodes ont été élaborées et développées par de nombreux chercheurs et par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à une variété de courbes de réaction P-Y, dont les plus connues sont celles de :

- Le LCPC, basée sur l'essai pressiométrique et adoptée dans le CCTG-93, fascicule 62,
- L'institut américain du pétrole API, basée sur les caractéristiques C et  $\varphi$ ,
- L'institut japonais des recherches portuaires PHRI, basée sur l'essai de pénétration standard SPT.

#### 4.3.3.1. Courbes P-Y standardisées

##### 4.3.3.1.1. Fascicule 62 [1993] :

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes P-y ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre [27].

Ménard (1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

La courbe de réaction P-y est donnée sous la forme d'une fonction linéaire par morceaux dont les paramètres sont obtenus à partir de :

- Le module  $K_f$  ;
- La réaction du sol latérale de fluage  $P_f$  ;
- La réaction du sol latérale limite  $P_l$  .

On définit un module  $K_f$  égal à deux fois le module de réaction  $E_s$  exprimé par Ménard. Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_m}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} (2,65 \frac{B_0}{B})^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \geq B_0 \\ \frac{12E_m}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \leq B_0 \end{cases}$$

Ou :  $B_0 = 0,60m$

$\alpha$  : Coefficient rhéologique caractérisant le sol (Tableau 1.13).

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions

frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée  $B$ .

➤ **Cas où les sollicitations permanentes en tête dominantes :** (Figure 1.45)

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente  $\frac{K_f}{2}$  ;
- Un palier  $P_f = p_f \cdot B$ .

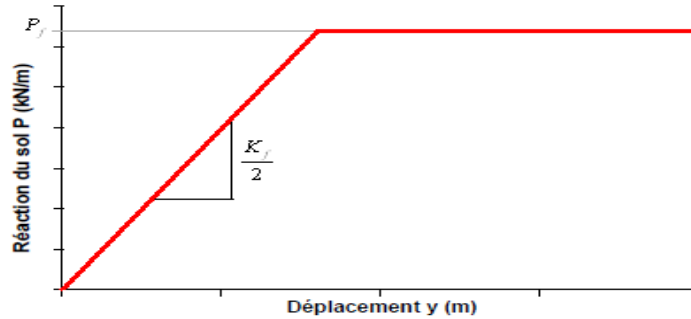


Figure 1.45: les courbes de réaction d'un pieu isolé sous charges latérales (d'après Ménard) (cas où les sollicitations permanentes en tête dominent)

➤ **Cas où les sollicitations de courte durée en tête dominantes :** (Figure 1.46)

Par exemple efforts de freinage d'un véhicule;

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$  ;
- Un palier  $P_f = p_f \cdot B$ .

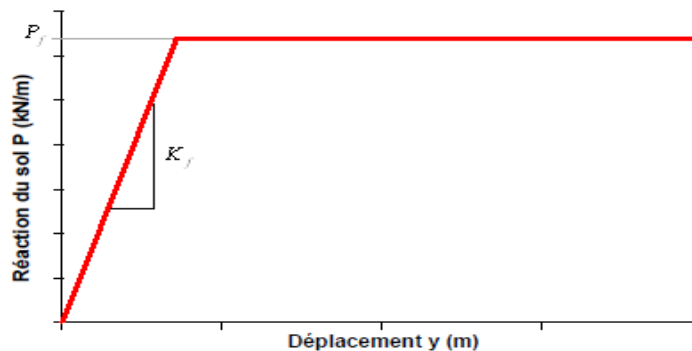


Figure 1.46: les courbes de réaction d'un pieu isolé sous charges latérales (d'après Ménard) (cas où les sollicitations de courte durée en tête dominent)

➤ **Cas où les sollicitations dues aux poussées latérales du sol dominantes :** (Figure 1.47).

Par exemple cas du déplacement latéral d'une couche molle en consolidation;

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente  $\frac{K_f}{2}$  jusqu'à  $P_f = p_f \cdot B$ ;

- Un segment de droite et de pente  $\frac{K_f}{4}$  de  $P_f$  jusqu'à  $P_l$ ;
- Un palier  $P_l = p_l \cdot B$ .

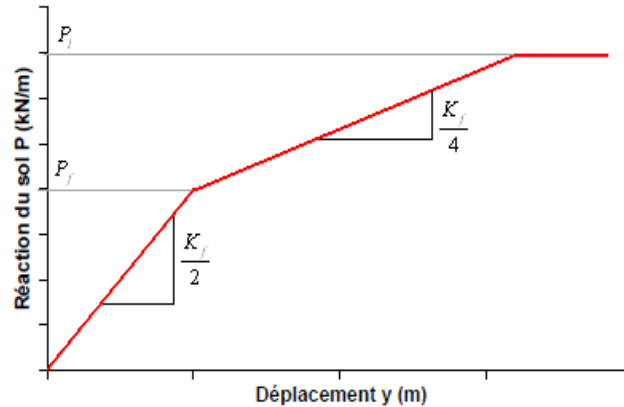


Figure 1.47: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard) (cas ou les sollicitations dues aux poussées latérales du sol)

➤ **Cas où les sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes:** (Figure 1.48)

Par exemple choc;

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$  jusqu'à  $P_f = p_f \cdot B$  ;
- Un segment de droite et de pente  $\frac{K_f}{2}$  de  $P_f$  jusqu'à  $P_l$ ;
- Un palier  $P_l = p_l \cdot B = 1.8P_f$

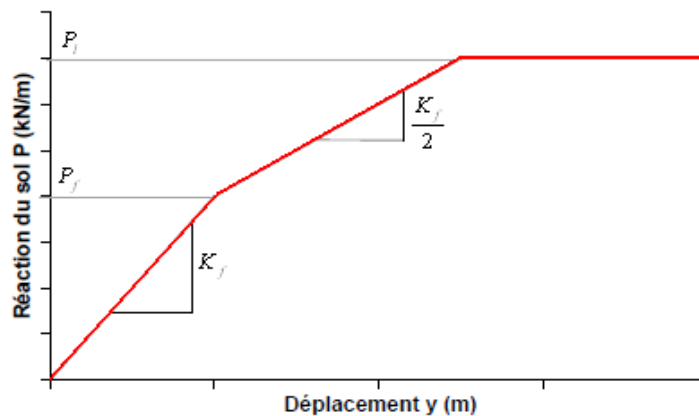


Figure 1.48: les courbes de réaction d'un pieu isole sous charges latérales (d'après Ménard) (cas ou les sollicitations accidentelles très brèves en tête)

**4.3.3.1.2. A.P.I. [American Petroleum Institute, 1993]**

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

Les essais en grandeur nature à Mustang Island, Texas (Cox et al., 1974 ; Reese et al., 1974) [28] sont à l'origine de la détermination des P-y dans les sables établis dans ce code. Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison et al (1984) [29]. A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi-empiriques établies ont permis de donner l'allure générale des P-y. Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

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

$$P = A \cdot P_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot z \cdot y}{A \cdot P_u}\right) \quad (1 - 8)$$

Où

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

A = 0,9 pour un chargement cyclique

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

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

$P_u = \min(P_{u1}, P_{u2})$

$P_{u1} = (C_1 z + C_2 D) \gamma z$  proche de la surface

$P_{u2} = C_3 D \gamma z$  en profondeur

avec  $C_1, C_2, C_3$  coefficients fonctions de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (Figure 1.49)

k = module initial de réaction du sol [ $\text{KN} \cdot \text{m}^{-3}$ ] comme une fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  et de la densité relative  $D_r$  (Figure 1.50)

Pour les sols cohérents, l'interaction sol pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970). Celui-ci a réalisé des essais sur un pieu de 0,32 m de diamètre foncé dans des argiles molles. La seule modification apportée par l'A.P.I. porte sur l'expression de la réaction ultime du sol  $P_u$ .

$$P = 0,5 \cdot P_u \cdot \left(\frac{y}{y_c}\right)^{1/3} \quad (1 - 9)$$

Où

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

$y_c = 2,5 \cdot \epsilon_c \cdot B$

avec  $\varepsilon_c$ , valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.  $P_u$  varie de  $3C_u$  à  $9C_u$  quand  $z$  varie de 0 à  $D_c$ , déterminé de la manière suivante :

$$P_u = 3C_u + \gamma \cdot z + J \frac{C_u z}{B} \quad \text{pour } z < D_c$$

et

$$P_u = 9C_u \quad \text{pour } z \geq D_c$$

ou

$C_u$  : cohésion non drainée du sol [kPa]

$\gamma$  : poids volumique du sol

$J$  : constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais sur site. Par exemple  $J = 0.5$  pour les argiles molles du Golfe du Mexique

$D_c$  : profondeur critique [m]

$$D_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{C_u} + J}$$

On remarque que pour des argiles plus consistantes ( $C_u > 96$  kPa), l'A.P.I. ne donne pas de règle particulière. Il recommande seulement de prendre en compte le caractère plus fragile de ces argiles et par conséquent la possible détérioration rapide de leur capacité portante pour de grands déplacements en chargement cyclique.

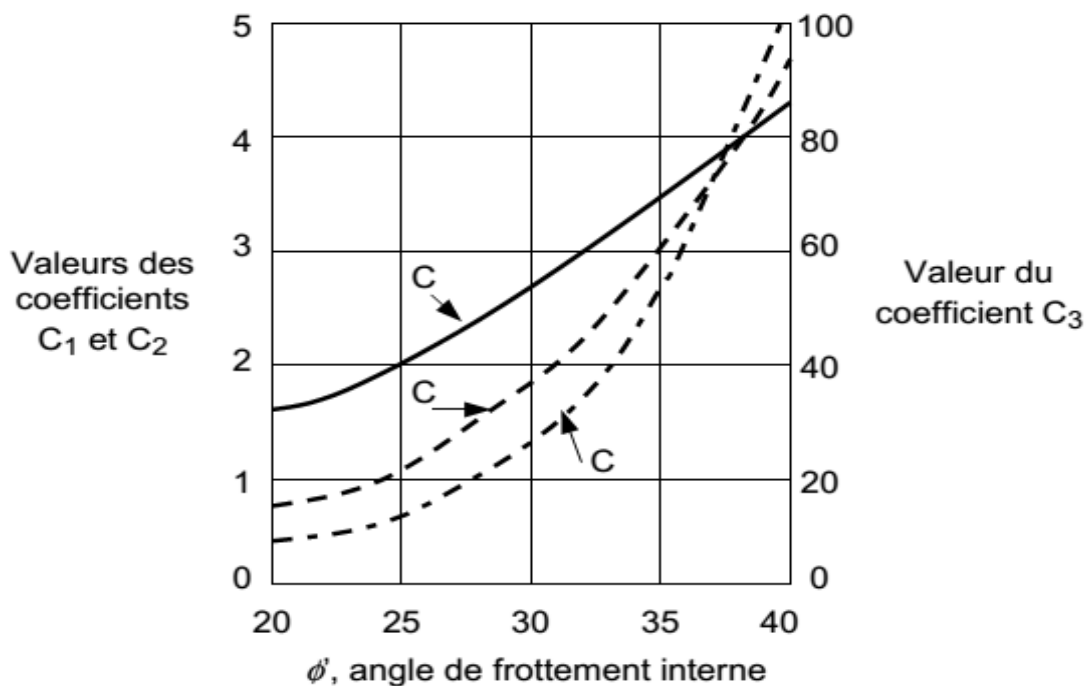


Figure 1.49: Coefficients  $C_1, C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  [30]

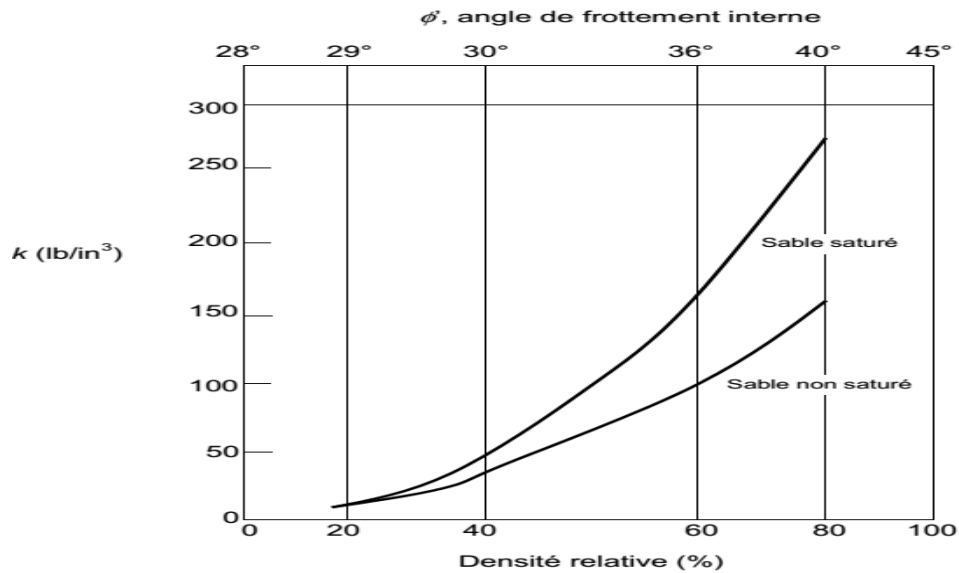


Figure 1.50: Valeurs de  $k$  en fonction de la densité relative  $D_r$  et de l'angle de frottement interne  $\phi'$ . [30]

#### 4.3.3.1.3. P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980] :

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral [Kubo,1965] [31] , le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction :

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (1 - 10)$$

$$P = k_c \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (1 - 11)$$

où

$k_s$  : module de réaction latérale dans un sable

$k_c$  : module de réaction latérale dans une argile

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans du sable (Terashi et al., 1989) [32]. Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité  $EI$  du pieu a une influence sur la résistance du sol  $k_s$  (si  $EI$  diminue,  $k_s$  augmente). Par contre l'influence est peu marquée sur le moment fléchissant maximum ou sur les déplacements. L'étude montre aussi que la résistance du sol  $k_s$  est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre  $B$  du pieu jusqu'à un diamètre proche de 80 cm. Terashi trouve ce résultat concordant avec une étude faite au P.H.R.I. Par Takahashi et Kasugai (1987) [33].

#### 4.3.3.1.4. Det Norske Veritas [1977] :

Cet organisme norvégien établit, comme l'A.P.I., des recommandations pour la construction de structures offshore. Il se base sur l'interprétation d'essais in-situ. De nombreuses simplifications sont apportées étant donné la connaissance limitée du comportement latéral d'un pieu et l'incertitude permanente concernant les données du sol.

La campagne de reconnaissance des paramètres géotechniques doit être réalisée dans les directions horizontales et verticales sur au moins dix diamètres de pieu. L'analyse de ces caractéristiques conduit à la décision d'excaver ou non les couches de sol supérieures de faibles qualités.

La courbe p-y représentant les caractéristiques effort-déplacement d'un élément de pieu de diamètre B peut alors être construite. Elle se décompose en portions (Figure 1.51).

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

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{y}{\alpha p_d} \quad (1 - 12)$$

Où

$p_d$ : résistance latérale de dimensionnement

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

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

$k_1$  : pente initiale de la courbe

$\beta$  : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement (Tableau 1.15)

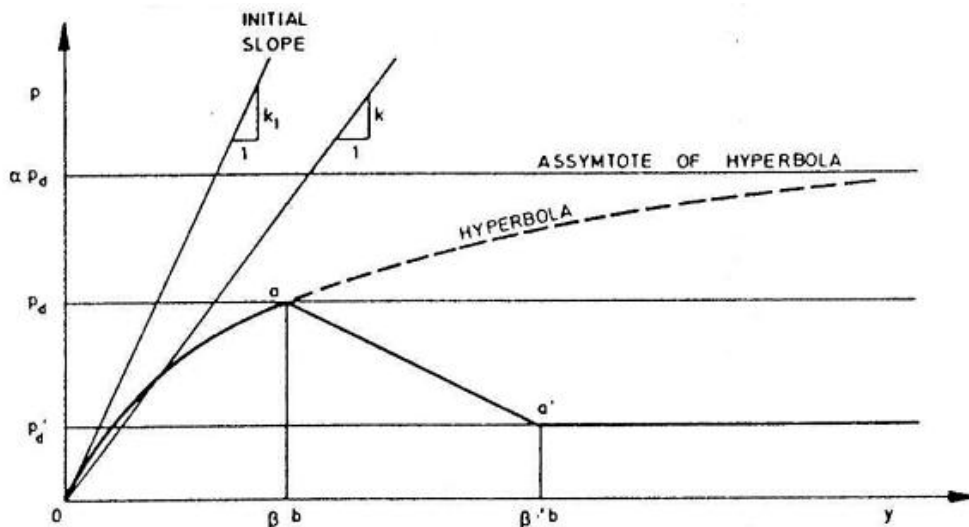


Figure 1.51: Forme caractéristique de la courbe p-y. [34]

L'hyperbole est limitée à  $y = \beta \cdot b$  et la résistance latérale de conception  $p_d$  est dépendante de la valeur donnée au coefficient  $\alpha$ . Celui-ci a alors pour expression :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{k_1 \beta b}} \quad (1 - 13)$$

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

- Pour des déplacements supérieurs (après le point a de la courbe p-y, figure 1.52), des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle  $p'_d$  est définie sur la base d'essais de laboratoires. Cet aspect est évident pour l'argile dans une gamme de grands déplacements  $y > \beta' \cdot b$ . Les valeurs de  $\beta'$  sont établies pour l'argile dans le tableau (1-7)

- Pour un sable, la résistance latérale du sol n'est pas dégradée. Det Norske Veritas fait donc l'hypothèse que, pour des déplacements supérieurs à  $y = \beta b$ , la résistance latérale est constante et égale à la résistance latérale résiduelle :  $p_d = p'_d$

Cette résistance latérale dépend du type de chargement. En statique,  $p_d = p_{ds}$  est défini par :

$$p_{ds} = 4K_P p'_0 \quad (1 - 14)$$

Ou

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

$p'_0$ : pression effective (après excavation)

$\phi_d$ : angle de frottement pour le projet ( $\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_{mf}$ )

$\phi$  : angle de frottement réel

$\gamma_{mf}$ : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

Pour un chargement cyclique la résistance latérale du projet  $p_{dc}$  est :

$$p_{dc} = 3K_P p'_0 \quad (1 - 15)$$

pour des profondeurs supérieures à deux diamètres B.

Pour des profondeurs z inférieures à deux diamètres l'équation (1.14) est remplacée par :

$$p_{dc} = 3 \frac{z}{3B} K_P p'_0 \quad (1 - 16)$$

On note que ces expressions sous-estiment sans doute la résistance du pieu pour de grandes profondeurs. Mais, du fait qu'elles se placent du côté de la sécurité et que la mobilisation des contraintes de cisaillement y est faible, elles peuvent être conservées à ces profondeurs. L'interaction sable-pieu est représentée par la courbe p-y précédemment définie (1.12) avec :

$$p_d = p'_d$$

$$K_1 = n_h \frac{z}{B}$$



Où

$n_h$  : coefficient de réaction du sol (Tableau 1.15)

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

- Pour une argile, la résistance latérale de projet d'un pieu peut être prise comme étant :

$$p_d = N_p \frac{c_u}{\gamma_{mc}} \quad (1 - 17)$$

Où

$c_u$ : contrainte de cisaillement caractéristique non drainée représentative des conditions de chargements considérées

$\gamma_{mc}$ : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

$N_p$  : constante semi-empirique augmentant linéairement de la valeur 1 (en statique) ou 0 (en cyclique) au niveau du sol jusqu'à 8 à la profondeur  $z$ , égale à  $N_r B$  en dessous du niveau du sol

$N_r = 10$  pour des argiles normalement consolidées

$N_r = 5$  pour des argiles surconsolidées

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe p-y précédemment définie (1.17) avec pour pente initiale :

$$k_1 = \xi \frac{P_d}{B(\varepsilon_c)^{0,25}} \quad (1 - 18)$$

Où

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

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

$\xi$  : coefficient empirique (Tableau 1.16)

$\varepsilon_c$ : déformation verticale à la moitié de la variation des contraintes principales d'un essai triaxial statique non drainé sur un échantillon de sol non remanié.

Tableau 1.15: Valeurs recommandées pour  $n_h$  et  $\beta$  pour des chargements statiques et cycliques dans le sable

	Densité relative du sable		
	Lâche	Moyen	Dense
$n_h$ [MPa/m]	5,0	12	18
$\beta$	0,04	0,04	0,04

Tableau 1.16 : Valeurs recommandées pour  $\xi$ ,  $\beta$  et  $\beta'$  dans l'argile

paramètre	Type de chargement	Argile normalement consolidée	Argile surconsolidée
$\xi$	Statique	10	30
$\beta$	Statique	$20\varepsilon_c$	$5\varepsilon_c$
$\beta'$	Statique	$80\varepsilon_c$	$8\varepsilon_c$
$\xi$	Cyclique	10	30
$\beta$	Cyclique	$7,5\varepsilon_c$	$2,5\varepsilon_c$
$\beta'$	Cyclique	$20\varepsilon_c$	$5\varepsilon_c$

#### 4.4. Autres expressions de courbes de réaction

##### 4.4.1. Li Yan & Byrne (1992) :

Li Yan et Byrne (1992) ont mené une campagne d'essais de chargement latéral statique sur un pieu isolé dans le sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieu en termes de courbes de réaction P-y. Comparant leurs résultats au règlement A.P.I., ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes P-y en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu. Le premier segment est une droite à l'origine, de pente  $E_{max}$  applicable pour :

$$\frac{P}{E_{max}B} = \frac{y}{B} = \alpha \left( \frac{1}{1-\beta} \right) \quad (1 - 19)$$

Où :  $E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu)$ , le module de cisaillement maximal  $G_{max}$  étant mesuré dans le conteneur expérimental,  $\nu$  étant choisi égal à 0,2.

$$\alpha = 5(D_r) - 0.8$$

Ou

$D_r$  : la densité relative en pourcentage.

$\beta$  : ayant une valeur proche de 0,5.

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{max}B} = \alpha \left( \frac{y}{B} \right)^\beta \quad (1 - 20)$$

Le diamètre du pieu n'a pas d'influence sur la pente initiale des courbes P-y. Par contre, pour de grands déplacements, le palier plastique est dépendant du diamètre. L'influence de l'excentricité du chargement est étudiée pour différentes profondeurs.

Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissants plus importants et à des courbes P-y moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, Li Yan et Byrne (1992) [35] concluent qu'un même jeu de courbes de réaction P-y peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'excentricité de chargement.

Un pieu fixe en tête est la configuration la plus courante en pratique. Comparée à celle d'un pieu libre en tête, l'étude montre que le moment maximal développé est moindre, donc que le pieu peut fournir une résistance latérale plus importante.

Par contre, pour une même condition de sol et de pieu, un même jeu de courbes de réaction peut être utilisé pour une liaison en tête fixe ou libre.

Ils confrontent leurs résultats aux règles données par l'A.P.I. Les conclusions renforcent la validité de la nouvelle expression proposée pour les courbes de réaction P-y.

#### 4.4.2. Georgiadis et al. (1992) :

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

- La première porte sur le comportement dans l'argile d'un groupe de pieux. La modélisation est faite sur modèle réduit en gravité normale.
- La seconde porte sur le comportement d'un unique pieu chargé transversalement dans du sable. La modélisation est réalisée en centrifugeuse à 50g dans du sable compacté manuellement à une densité de  $16.3 \text{ KN.m}^{-3}$

Dans les deux cas, les pieux sont équipés de jauges sur leur fiche. Le dispositif expérimental est suffisamment instrumenté pour obtenir les conditions aux limites et ainsi obtenir par double dérivation et double intégration les courbes de réaction P-y.

Par ces deux approches aux conditions expérimentales très différentes, Georgiadis et al, obtiennent les mêmes conclusions concernant la forme des courbes P-y :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{P_u}} \quad (1 - 21)$$

Où

$K$  : raideur initiale de la courbe P-y.

$P_u$  : résistance ultime du sol.

Pour les sables, se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que les valeurs de  $K$  augmentent proportionnellement avec la profondeur :  $K = z.n_h$  où  $n_h$  est un coefficient dépendant de la densité du sable. Pour la résistance ultime  $P_u$ , la valeur est le minimum de celles établies par Reese et al. (1974) [36]:

$$P_u = \min(P_{u1}, P_{u2})$$

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

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

Avec :

$\gamma$  : poids volumique du sol,

$\varphi$  : angle de frottement interne du sable,

$K_0$  : coefficient de pression des terres au repos,

$k_a$  : coefficient de pression des terres actives,

$$\alpha = \varphi/2$$

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

$A_i$  : facteur de profondeur qui dépend du rapport  $z/D$ . Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Reese et al. (1974) recommandent entre 0,9 et 3.

Le choix effectué pour mieux "coller" aux courbes  $P$ - $y$  expérimentales n'a pas d'influence sensible sur la réponse du pieu.

Où :

$k_h$  : module initial de réaction à la profondeur  $z$ ,

$p_{max}$  : pression limite à la profondeur  $z$ ,

$\gamma$  : poids volumique du sol

$B$  : diamètre du pieu

$n$  : accélération centrifuge.

Ces essais mis en œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype, mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute sa fiche.

Les courbes  $P$ - $y$  proposées sont validées en calculant la réponse d'un pieu. Ces résultats sont confrontés à ceux d'un essai sur pieu modèle isolé centrifugé. Une bonne concordance est obtenue pour de faibles et de grands déplacements.

#### 4.4.3. Méthode de Scott et Teerawut (2001)

Scott et Teerawut (2001) ont exécuté à San Diego, California, des tests de charges latérales qui emploient cinq pieux circulaires de diamètre entre  $B = 0.40m$  et  $B = 1.20m$  de longueur entre  $L = 4.50m$  et  $L = 12.0m$ . Le site est formé d'un massif de sable limoneux et de sable argileux de couleur marron et gris. Les caractéristiques de ce sol sont comme suit :  $C_u = 20kPa$  et  $\varphi = 32^\circ$ .

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sables faiblement cimentés.

La réaction latérale du sol pour ce type de sol est définie comme étant une fonction non linéaire (figure 1.52), elle est approchée à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante :

$$P = CY^{0.5} \quad \text{pour } z \leq 3B/80$$

$$P = P_{ult} \quad \text{pour } z > 3B/80$$

$C$ : La constante dépendant de la profondeur  $z$  est calculé selon l'équation:

$$C = 102z + 50 \quad \text{avec} \quad C \leq 415 \text{ kN/m}^{3/2}$$

Il est à noter que ces expressions ne sont valides que lorsque les unités proposées sont utilisées.

La résistance ultime du sol est déterminée par la proposition faite par Reese et al (1974), dans laquelle le sol atteint sa résistance ultime à un déplacement de  $3B/80$

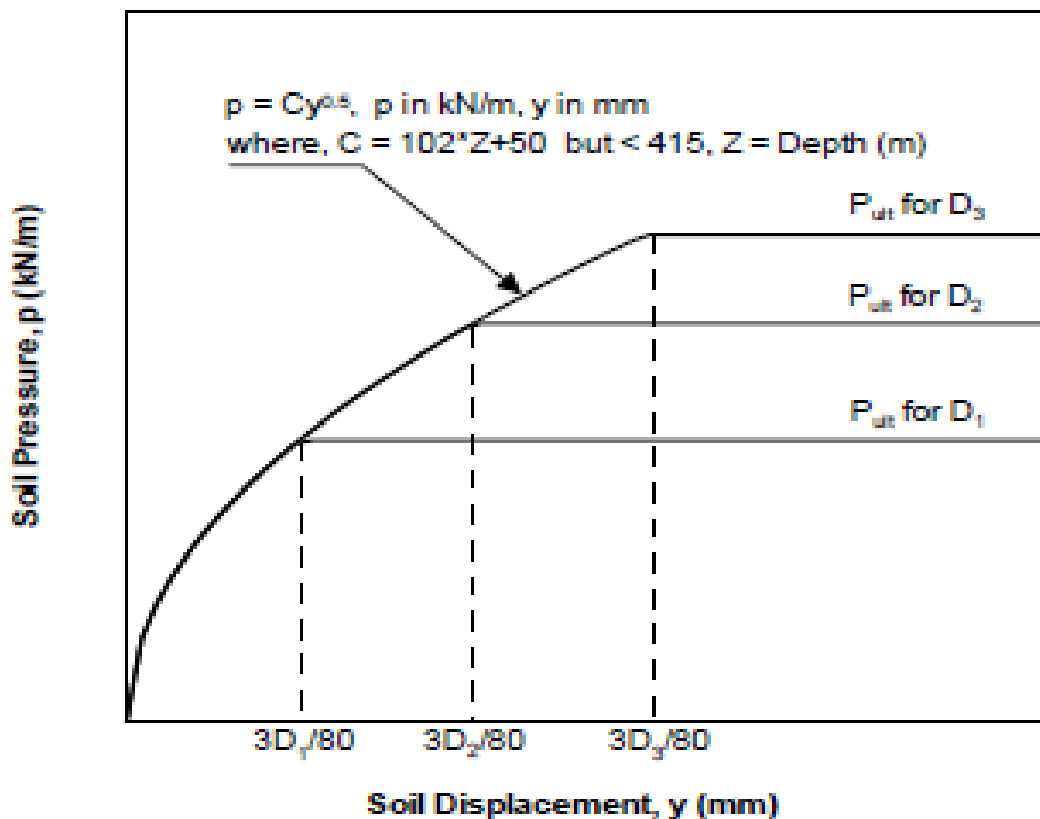


Figure 1.52: La forme caractéristique de courbe P-Y [37]

#### 4.4.4. Méthode de Simpson et Brown (2003) :

Simpson et Brown ont réalisé des tests de chargement latéral statique qui emploient six pieux circulaires de diamètre  $B = 0.914m$  et de longueur  $L = 10.97m$ . Les pieux sont installés dans la province sud du Piedmont des États-Unis. Plus précisément, le site est situé en Alabama. Le sol du site est formé de limon argileux ou sableux.

Ils ont proposé un critère pour le développement des courbes P-Y dans les sols résiduels. Cette méthode est basée sur les essais in situ (CPT, SPT et PMT)

Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par l'équation suivante :

$$P_{ult} = BY(1 - 3.624\zeta)$$

Où  $\zeta$  une constante égale à - 0.23

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique, qui est représentée sur la figure 1.53, est déterminée à partir des équations suivantes :

$$P = E_s BY \quad \text{pour} \quad Y < 0.001B$$

$$P = E_s \left( 1 - \zeta \ln \left( \frac{Y/B}{0.001} \right) \right) \quad \text{pour} \quad 0.001B < Y < 0.0375B$$

$$P = P_{ult} \quad \text{pour} \quad Y > 0.0375B$$

Le module de réaction  $E_s$  de la courbe P-Y est calculé selon les équations présentées au tableau 1.17.

Tableau 1.17: Les valeurs recommandées de module de réaction  $E_s$  de la courbe P-Y

Les essais in-situ	PMT	CPT	SPT
$E_s$	$E_s = 0.235E_m$	$E_s = 0.11q_c$	$E_s = 22N_{SPT}$

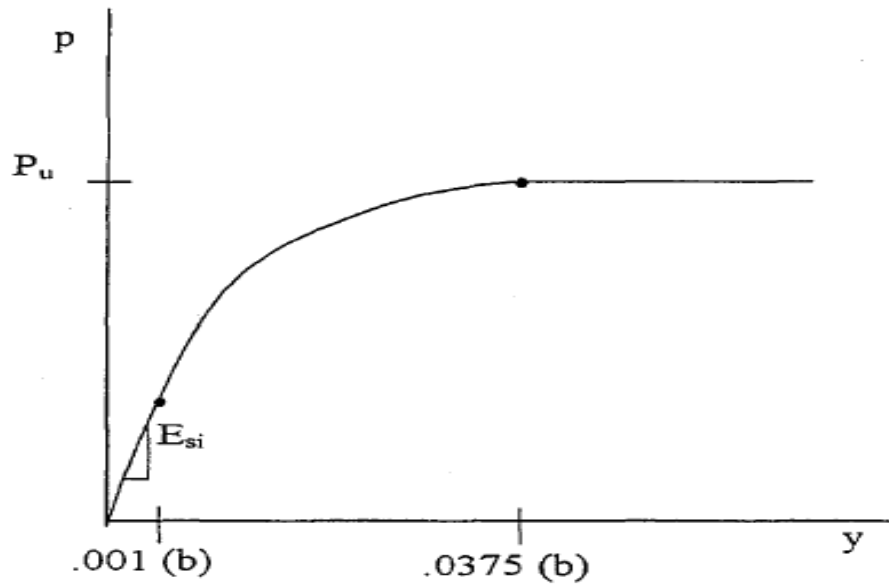


Figure 1.53: La forme caractéristique de courbe P-Y [38]

#### 4.4.5. Méthode de Teng et Tian-lin (2009) :

Teng et Tian-lin ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre  $B = 89\text{mm}$  et de longueur  $L = 3.0\text{m}$  en Chine. Le site est formé de limon du fleuve d'une couleur jaune caractérisée par :  $C_u = 12.0\text{ kPa}$  et  $\varphi = 25^\circ$ .

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols cohérents, précisément les limons sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par l'équation suivante :

$$P_{ult} = P_{u\varphi} + P_{uc}$$

La valeur retenue pour la composante du frottement  $P_{u\varphi}$  de la réaction ultime de sol  $P_{ult}$  à la profondeur  $z$  celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = (C_1z + C_2B)\gamma'z$$

$$P_{ult} = C_3B\gamma'z$$

La valeur retenue pour la composante de la cohésion  $P_{uc}$  de la réaction ultime de sol  $P_{ult}$  à la profondeur  $z$  celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{uc} = \left( 3 + \frac{\gamma'z}{C_u} + z \frac{J}{B} \right) C_u B$$

$$P_{uc} = 9C_u B$$

La réaction latérale du sol pour le limon est définie comme étant une fonction non linéaire (figure 1.54), elle est approchée à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante :

$$P = 1.26P_{ult} \tanh\left(\frac{k_s z}{P_{ult}} Y\right)$$

Tous les paramètres sont définis

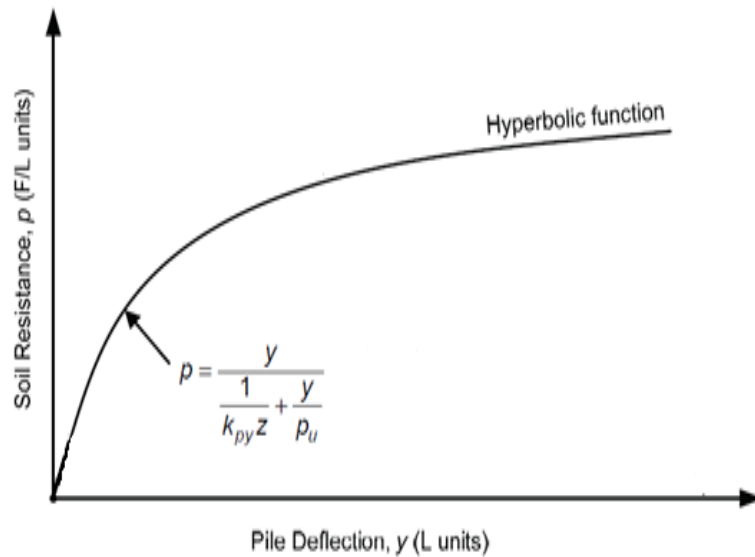


Figure 1.54 : La forme caractéristique de courbe P-Y [39]

#### 4.5. Les méthodes numériques

Dans la réalité, la prédiction de la réponse d'un pieu sous les charges latérales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge. Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire de l'interaction du sol avec la structure. C'est seulement ces dernières années qu'on a commencé les études sur le comportement non linéaire du sol pour le cas des fortes charges, à cause de l'évolution de la technologie et des conditions de sécurité rigoureuses. Pour réaliser ces projets et vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu.

##### 4.5.1. Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-pieu, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées



sur les éléments de l'interface sol-pieu. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-pieu sous des cas de charge quelconques.

#### 4.5.1.1 Méthode de Randolph (1981):

Randolph a donné la solution de la déflexion et la rotation en tête d'un pieu ayant une rigidité à la flexion  $(EI)_p$  fiché dans un sol homogène caractérisé par un module de cisaillement  $G$  et un coefficient de poisson  $\nu$  ou dans un sol ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur qui peut être caractérisée par un paramètre  $m$  donnant le taux d'accroissement du module de cisaillement avec la profondeur  $G = m \cdot z$

L'étude de l'effet de la variation du coefficient de poisson a été menée selon l'auteur par l'introduction des paramètres  $G^*$  et  $m^*$  donnés par :

$$G^* = G \cdot \left(1 + \frac{3}{4}\nu\right)$$

$$m^* = m \cdot \left(1 + \frac{3}{4}\nu\right)$$

Pour un sol homogène l'auteur a trouvé les expressions des déformations en tête du pieu comme suit :

$$u = 0,25 \frac{H_0}{G^* \cdot r_0^2} \left(\frac{E_P}{G^*}\right)^{-3/7} + 0,27 \frac{H_0}{G^* \cdot r_0^2} \left(\frac{E_P}{G^*}\right)^{-3/7}$$

$$\theta = 0,27 \frac{H_0}{G^* \cdot r_0^2} \left(\frac{E_P}{G^*}\right)^{-3/7} + 0,80 \cdot \frac{M}{G^* \cdot r_0^3} \left(\frac{E_P}{G^*}\right)^{-5/7}$$

Pour un sol non homogène ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur, l'auteur a établi les expressions suivantes :

$$u = 0,54 \frac{H}{m^* \cdot r_0^2} \left(\frac{E_P}{m^* \cdot r_0}\right)^{-3/9} + 0,60 \frac{M}{m^* \cdot r_0^3} \left(\frac{E_P}{m^* \cdot r_0}\right)^{-5/9}$$

$$\theta = 0,60 \frac{H}{m^* \cdot r_0^3} \left(\frac{E_P}{m^* \cdot r_0}\right)^{-5/9} + 1,13 \frac{M}{m^* \cdot r_0^4} \left(\frac{E_P}{m^* \cdot r_0}\right)^{-7/9}$$

$$E_P = \frac{(EI)_p}{\left(\frac{\pi \cdot r_0^4}{4}\right)} \quad \text{est le module d'Young effectif du pieu.}$$

L'auteur a établi les expressions de la longueur critique à partir de laquelle la longueur du pieu n'a pas d'influence sur les déformations de l'extrémité chargée (tête du pieu), comme suit

Pour un sol homogène :

$$D_{cr} = 2 \cdot r_0 (E_P / G^*)^{2/7}$$

Pour un sol non homogène :

$$D_{cr} = 2 \cdot r_0 (E_P / m^* \cdot r_0)^{2/9}$$

Pour un sol de rigidité située entre celle d'un sol homogène et celle d'un sol Gibson la fiche critique est :

$$D_c = 2 \cdot r_0 (E_P / G_c)^{2/7}$$

$G_c$  Peut être prise comme la valeur de  $G^*$  à la profondeur  $D_c/2$ .

Randolph a établi des expressions plus générales pour l'évaluation du déplacement, rotation et moment fléchissant d'un pieu fiché dans un sol ayant une rigidité quelconque :

$$u = \frac{(E_P / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[ 0,27H \left(\frac{D_c}{2}\right)^{-1} + 0,30M_0 \left(\frac{D_c}{2}\right)^{-2} \right]$$

$$\theta = \frac{(E_P / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[ 0,30H \left(\frac{D_c}{2}\right)^{-2} + 0,80(\rho_c)M_0 \left(\frac{D_c}{2}\right)^{-3} \right]$$

Avec  $\rho_c$  : facteur donnant l'homogénéité relative du sol

$$\rho_c = \frac{G_{z=D_c/4}^*}{G_{z=D_c/2}^*} = \frac{G_{z=D_c/2}^*}{G_c}$$

$$M_{max} \cong (0,1 / \rho_c) \cdot H \cdot D_c$$

#### 4.5.1.2. Méthode de Baguelin Frank et Said (1977):

Le modèle utilisé est montré par la figure 1.55. Il est constitué d'un disque représentant le sol au centre duquel est fixé un disque indéformable de rayon  $r_0$  représentant la section du pieu. La frontière extérieure du modèle de rayon  $R$  est encadrée. L'anneau du sol de rayon  $r_1$  représente la zone remaniée de sol due à la mise en place du pieu.

➤ Étude bidimensionnelle

Une étude bidimensionnelle de ce modèle a été faite en appliquant une charge T sur le pieu, ce qui provoque une translation uniforme du cercle de rayon  $r_0$  (parfaite adhérence sol-pieu). Cette étude est basée sur l'effet du remaniement du sol sur le déplacement de la section du pieu, fonction du rayon extérieur R du modèle.

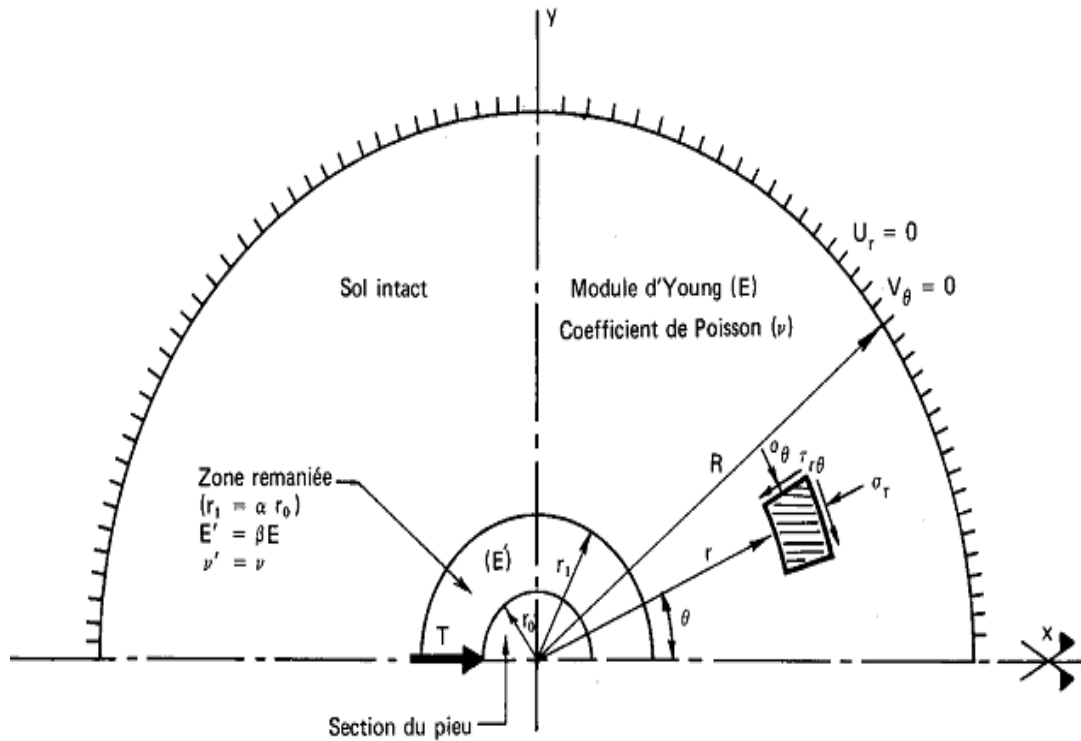


Figure 1.55 : Définition du modèle [40]

- Dans le cas d'un modèle intact le déplacement radial  $U_{r0}$  est donné par l'expression suivante

$$U_{r0} = \frac{T}{8E\pi} \frac{1+\nu}{1-\nu} \left[ (3-4\nu)L_n(30)^2 - \frac{2}{3-4\nu} + 2(3-4\nu)L_n\frac{R}{30r_0} \right]$$

- Le remaniement d'un anneau de sol autour du pieu a pour effet d'augmenter le déplacement de la section du pieu. cet incrément de déplacement est calculé par l'expression suivante :

$$\Delta_r U_{r0} = \frac{T}{8E\pi} \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{1-\beta}{\beta} \left[ (3-4\nu)L_n\alpha^2 - \frac{2(1-\alpha'^2)^2}{(3-4\nu)[1-\alpha'^4(1-\beta)+\beta]} \right] \quad (1-22)$$

Ou

$$\beta = \frac{E \text{ remanié}}{E \text{ intact}} = \frac{E'}{E} < 1; \alpha = \frac{r_1}{r_0} > 1; \alpha' = \frac{1}{\alpha} < 1$$

L'auteur a conclu que le remaniement d'un anneau de sol n'affecte le champ des déplacements que dans une zone assez limitée autour du pieu.

L'équation (1 – 22) peut être également mise sous la forme:

$$\Delta_r U_{r0} = \frac{T}{E} \Delta S_r \quad (1 - 23)$$

$\Delta S_r$  : Correction de remaniement en élasticité est donnée par la figure 1.56

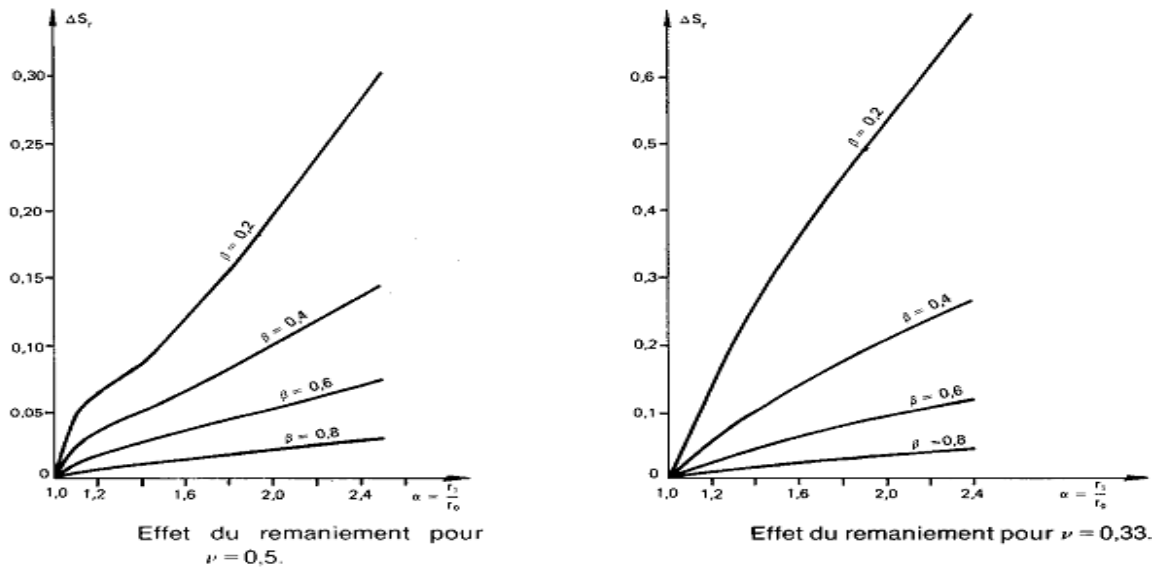


Figure 1.56 : Effet du remaniement pour  $\nu = 0.5$  et  $\nu = 0.33$  [40]

➤ Etude tridimensionnelle en élasticité linéaire isotrope :

Le déplacement d'une section du pieu dû à une charge T en déformation plane dépend du rayon R de ce modèle bidimensionnel. Si R tend vers l'infini, le déplacement de la section du pieu tend vers l'infini ce qui ne représente absolument pas la réalité cela impose une étude tridimensionnelle du problème.

Un calcul numérique est fait à l'aide d'un programme d'éléments fin « ROSALIE » du rayon R a donné les valeurs suivantes :

a) pieux libres en tête et subissant une charge H en tête:

$$R = \inf\{7l_0, 3h\}$$

Soit : pour les pieux souples  $h/l_0 > \frac{7}{3} : R = 7l_0$

Et pour les pieux rigides  $h/l_0 < \frac{7}{3} : R = 3h$

b) pieux libres en tête et subissant un moment de renversement

$$R = \inf\{3l_0, 1,25h\}$$

Soit : pour les pieux souples  $h/l_0 > 2,4 : R = 7l_0$

Et pour les pieux rigides  $h/l_0 < 2,4 : R = 1,25h$

c) pieux encastrés en tête et subissant une charge H

$$R = \inf\{12l_0, 8h\}$$

Soit : pour les pieux souples  $h/l_0 > 1,5 : R = 12l_0$

Et pour les pieux rigides  $h/l_0 < 1,5 : R = 8h$

h : hauteur de fiche

$l_0$ : la longueur de transfert

Ces valeurs de R correspondent aux sols fins saturés en comportement non drainé dont le coefficient de poisson  $\nu = 0,5$  Pour les sols pulvérulents ou sols fins en comportement à long terme,  $\nu = 0,33$  ces valeurs sont trouvées réduites de moitié

#### 4.5.1.3 Méthode de Baguelin, Carayannacou -Trézos, Frank (1979) :

Carayannacou-Trézos a étudié l'effet de forme de pieu de section rectangulaire, à deux dimensions, et à trois dimensions, l'influence de la longueur et de la rigidité de pieux libres en tête soumis à des efforts horizontaux.

➤ Etude bidimensionnelle:

-Effet de forme dans un sol intact : la méthode des éléments finis en élasticité linéaire isotrope a été utilisée en déformation plane pour étudier une tranche horizontale de sol. Les sections des pieux d'élanement L/B (B dimension perpendiculaire à l'effort appliqué et L la longueur dans le

sens de l'effort) égale à 1, 2,3 et 5 et aussi 1/2 ,1/3 et1/5 ont été étudiées. La limite extérieure du modèle est encastrée.

$$\text{on introduit la grandeur adimensionnelle } s = \frac{E}{E_s} = \frac{UE}{P} = s_i + \Delta s_{fi}$$

Avec :

$E$  : Module d'Young du sol intact.

$E_s$  : Le module de réaction du sol.

$P$  : La réaction du sol.

$U$  : le déplacement horizontal uniforme, de la section de pieu considérée.

$s_i$  : la grandeur adimensionnelle pour sol intact sol homogène sans zone remaniée autour du pieu.

$\Delta s_{fi}$  : la correction pour B fixé.

Le module horizontal de réaction du sol :

$$E_{si} = \frac{P}{U} = \frac{E}{s_i + \Delta s_{fi}}$$

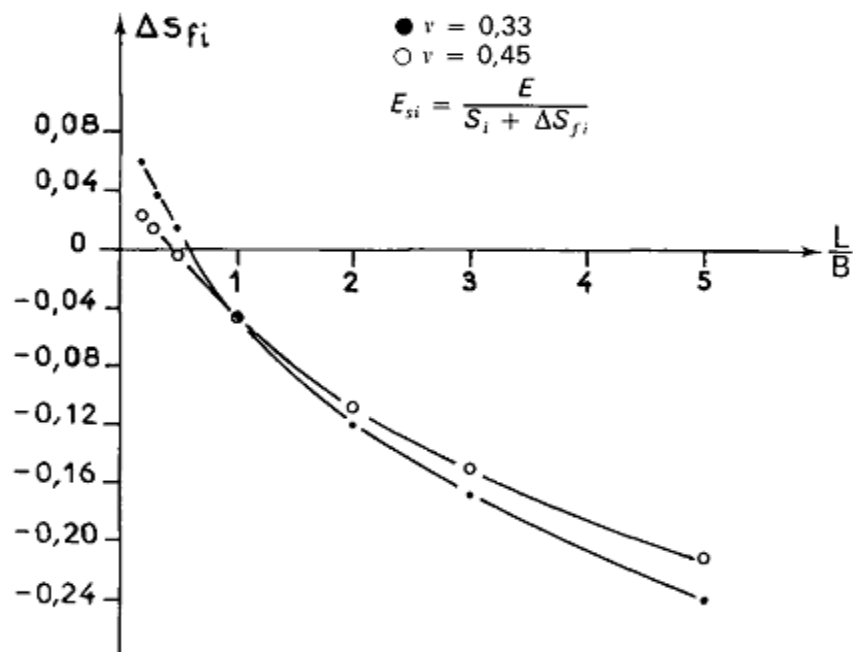


Figure 1.57 : Effet de forme pour un sol intact [41]

-Effet de forme dans un sol remanié :

La mise en place d'un pieu remanie le sol environnant ,lui conférant des propriétés mécaniques moindres .Cela est schématisé par l'introduction d'une zone rectangulaire remaniée de module réduit  $E' = \beta E$  et d'épaisseur constante  $e = \frac{B}{2}(\alpha - 1)$ ,ce qui correspond, pour un pieu circulaire, à une zone annulaire remaniée autour du pieu de rayon extérieur  $r_1 = \alpha r_0$  (Figure 1.58)

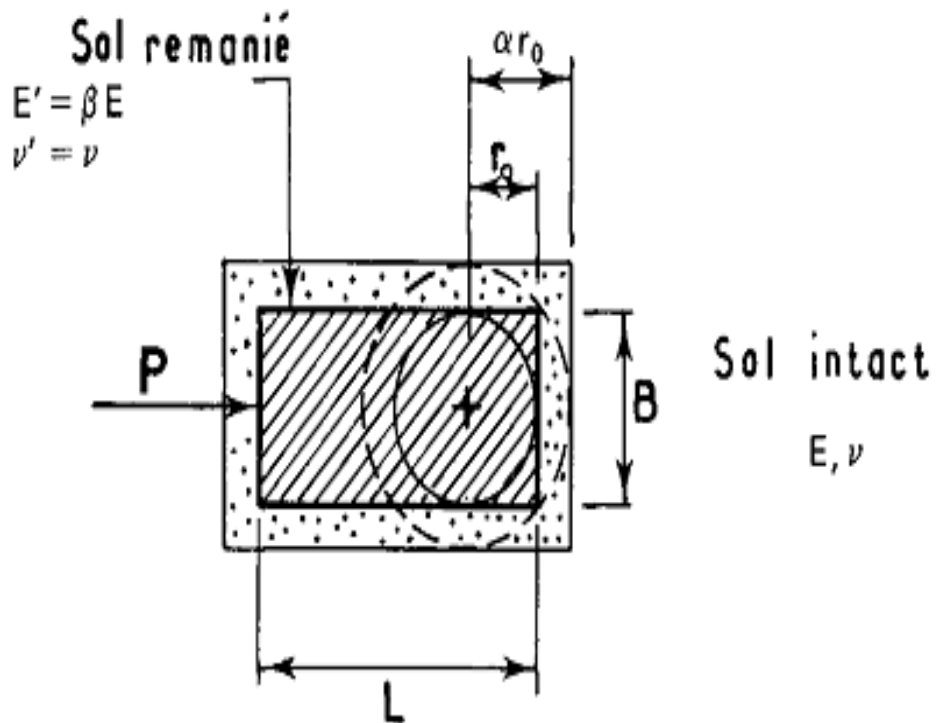


Figure 1.58 : Etude du remaniement (Définition des paramètre  $\alpha$  et  $\beta$  ) [41]

l'auteur a conclu que Le module horizontal de réaction du sol  $E_{sr} = \frac{E}{s_i + \Delta S_r}$  diminue lorsque le degré ou l'étendue du remaniement augmente. L'effet de forme par rapport au pieu circulaire dépend du remaniement du sol.

Dans le cas général d'une section rectangulaire en sol remanié les deux corrections  $\Delta S_r$  et  $\Delta S_{fr}$  doivent donc être faites et le module de réaction  $E_{sfr}$  global est obtenu, en élasticité par :

$$E_{sfr} = \frac{E}{S_i + \Delta S_r + \Delta S_{fr}}$$

Avec :

$E$  : est le module d'Young du sol intact.

$S_i$  : est la valeur de  $S$  pour le pieu circulaire en sol intact fonction de  $R$  et de  $\nu$

$\Delta S_r$  : est la correction de  $S$  pour le pieu circulaire en sol remanié, fonction de  $\alpha, \beta, \nu$

$\Delta S_{fr}$  : est la correction supplémentaire dans le cas d'un pieu à section rectangulaire, fonction de  $L/B$ , de  $\alpha, \beta$  et de  $\nu$

➤ Etude tridimensionnelle:

Dans cette étude l'auteur a étudié l'influence de la rigidité relative au sol et de la longueur du pieu dans le cas d'un pieu libre en tête et soumis à un effort tranchant  $H$ , en appliquant sur la circonférence de tête de pieu une densité de force radiale.

$$g(r) = \frac{H}{\pi r_0} \cos\theta$$

Ce problème dépend de :

$E$  : Module de Young du sol (intact dans cette méthode),

$\nu$  : Coefficient de Poisson,

$E_p$  : Module de Young du pieu,

Les déplacements en tête obtenus par éléments finis sont :

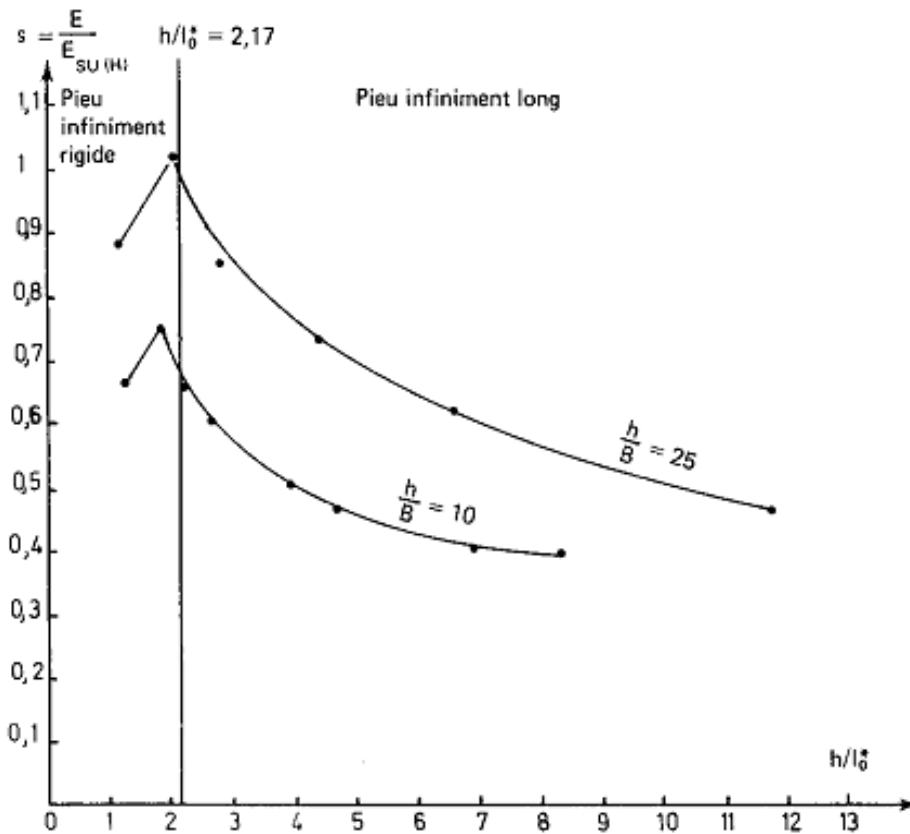
$$U = \frac{2H}{E_{su(H)} l_0} = \frac{2H}{E l_0^*} s^{3/4} \quad \text{Pour les pieux souples ou longs libres}$$

$$U = \frac{4H}{E_{su(H)} h} = \frac{4H}{E h} s \quad \text{Pour les pieux rigides et libres}$$

$E_{SU(H)}$  : La valeur unique acceptable de  $E_s$  ( $U$  : car on se cadre sur les déplacements, et  $H$  : car elle correspond à une tête)

$$s = \frac{E}{E_{SU(H)}} \quad (\text{Figure 1.59})$$





Figures 1.59: Valeurs de  $s$  à prendre en compte pour le calcul des déplacements en tête d'un pieu libre soumis à un effort horizontal [41].

Avec la rigidité relative

$l_0^* = \sqrt[4]{\frac{4E_P I_P}{E}} = \frac{B}{2} \sqrt[4]{\frac{\pi E_P}{E}}$  est l'équivalent, pour un sol élastique linéaire isotrope, pour la longueur de transfert. La séparation entre pieux souples et pieux rigides a été fixée arbitrairement aux alentours de

$$\frac{h}{l_0^*} = 2,20$$

$$M_{max} = \frac{4}{27} Hh \quad \text{pour les pieux rigides sans effort en pointe,}$$

$$M_{max} = \frac{\sqrt{2}}{2} e^{-\pi/4} l_0^* H \quad \text{pour les pieux souples et libres en tête}$$

## 5. Etude comparative entre des différentes méthodes de calcul :

### 5.1. Essai sur modèle réduit en centrifugeuse :

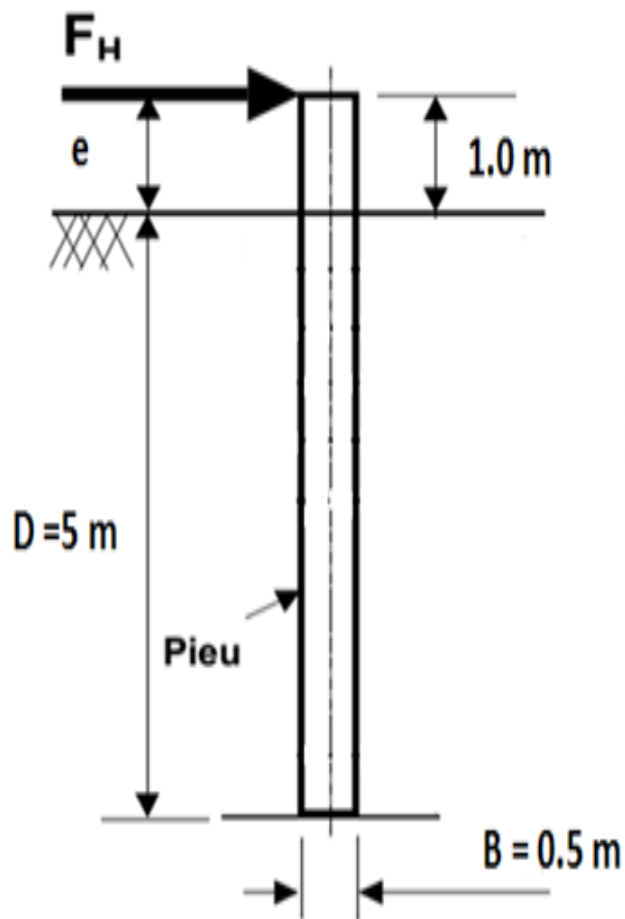


Figure 1.60 : Schéma du pieu prototype.

Le pieu réel correspond au pieu prototype des essais effectués par Bouguerra (1991). C'est un pieu circulaire fiché sur 5 m, de diamètre 0.5 m, et de rigidité  $E_p I_p$  égale à  $56.65 \text{ MNm}^2$ . Le pieu est fiché dans un massif de sable. La charge latérale est appliquée à une hauteur de 1m comme indiqué à la figure 1.60. Les principales caractéristiques du pieu sont rassemblées dans le tableau 1.18, celles correspondant au massif de sable sont données dans le tableau 1.19.

Tableau 1.18 : Caractéristiques mécaniques du pieu

Fiche(m)	Diamètre (m)	Rigidité( $\text{MNm}^2$ )	Cote de l'effort (m)
D = 5	B = 0.5	$E_p I_p = 56.65$	e = 1

Tableau 1.19 : Caractéristiques mécaniques correspondant au massif de sable

Poids volumique [kNm <sup>-3</sup> ]	Coefficient de Poisson	Cohésion [kPa]	Angle de frottement	Indice de densité %
$\gamma_d = 16.5$	$\nu = 0.33$	$C = 0$	$\varphi = 42^\circ$	$I_D = 95\%$

## 5.2. Résultats expérimentaux :

Pour un effort donné les déplacements en tête sont mesurés, les résultats sont rassemblés dans le tableau 1.20.

Tableau 1.20 : les résultats Expérimentaux

H(KN)	51.31	101.80	153.84	202.10
Y <sub>0</sub> (mm)	9.02	21.45	36.52	52.93

L'effort horizontal ultime expérimental  $H_{ult}^{exp} = 520 \text{ KN}$  a été estimé en ajustant la courbe de chargement  $H = f(y_0)$  par une fonction hyperbole :

$$H = \frac{y_0}{\frac{1}{K_{H_0}} + \frac{y_0}{H_{ult}}}$$

On a utilisé le programme HYPER2 qui fait un ajustement par moindres carrés pour définir la fonction hyperbolique et donner ses paramètres  $K_{H_0} = 6.10651 \text{ MN/m}$  et  $H_{ult}^{exp} = 520 \text{ KN}$  avec un coefficient de régression  $R=98.95\%$

## 5.3. Méthodes de calcul de l'effort horizontal ultime $H_{ult}$ :

### 5.3.1. Méthode de Brinch-Hansen (1961) :

$$H_u = \int_0^{z_r} P_u(z) dz - \int_{z_r}^D P_u(z) dz = P_u(D) B D \left( \sqrt{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2e}{D}\right) \right)$$

$$P_u(z) = \gamma' z B k_q(z)$$

$$\gamma' = 10.27 \text{ KN/m}^3$$

D'après l'abaque de Brinch Hansen le coefficient de la résistance latérale  $k_q(5) = 26$

Alors :

$$P_u(D) = 10.27 \times 5 \times 0.5 \times 26 = 667.55 \text{ KN}$$

$$H_u = P_u(5) B D \left( \sqrt{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2e}{D}\right) \right)$$

$$H_u = 667.55 \times 0.5 \times 5 \left( \sqrt{\left(1 + \frac{2}{5}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2}{5}\right) \right)$$

$$H_u = 534.81 \text{ KN}$$

### 5.3.2. Méthode de Broms (1964) :

$$H_{ult} = \frac{0.5\gamma BD^3 k_p}{e + D}$$

Avec :

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 42}{1 - \sin 42} = 5.04$$

$$H_{ult} = \frac{0.5 \times 16.5 \times 0.5 \times 5^3 \times 5.04}{1 + 5}$$

$$H_{ult} = 433.125 \text{ KN}$$

### 5.3.3. Méthode de Prasad et Chari (1999) :

$$H_{ult} = 0.3(\eta k_p^2 + \varepsilon K \tan \delta) \gamma B Z_r (2.7 Z_r - 1.7D)$$

( $\eta = 0.8$  ;  $\varepsilon = 1.0$ ) car le pieu est de forme circulaire

$$k_p = 5.04$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.33$$

Pour les grands déplacements  $K = 2 K_0$

$\delta = \varphi = 42^0$  car le pieu est en béton (surface rugueuse) :

$$Z_r = \frac{-(0.567D + 2.7e) + (5.307D^2 + 7.29e^2 + 10.541eD)^{0.5}}{2.1996}$$

$$Z_r = \frac{-((0.567 \times 5) + 2.7) + ((5.307 \times 5^2) + 7.29 + 10.541 \times 5)^{0.5}}{2.1996}$$

$$Z_r = 3.79 \text{ m}$$

$$H_{ult} = 0.3(0.8 \times 5.04^2 + 0.66 \tan 42^0)16.5 \times 0.5 \times 3.79(2.7 \times 3.79 - 1.7 \times 5)$$

$$H_{ult} = 340 \text{ KN}$$

Tableau 1.21. l'écart entre les résultats expérimentaux et celles obtenus par les méthodes analytiques

	$H_{ult}$	$H_{ult}^{exp}$	erreur
Méthode de Brinch-Hansen (1961)	534.81 KN	520 KN	3%
Méthode de Broms (1964)	433.125 KN	520 KN	16.7%
Méthode de Prasad et Chari (1999)	340 KN	520 KN	34.6%

#### 5.4. Méthodes de calcul des déplacements en tête du pieu :

##### 5.4.1. Méthode de Poulos (1971) :

$$u = I_{UH} \left( \frac{H_0}{ED} \right) + I_{UM} \left( \frac{M_0}{ED^2} \right)$$

On a :

$$H_0 = 51.31 \text{ KN}$$

$$M_0 = H_0 * e = 51.31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{E_s}{q_c} = 2 \quad \text{dans les sables}$$

$$E_s(z) = 2q_c(z)$$

$$q_c(z) = 4.91 z$$

pour  $z \leq 4.5 \text{ m}$

$$q_c(z) = 22.095 \text{ MPA}$$

pour  $4.5 \text{ m} \leq z \leq 5 \text{ m}$

Alors

$$E_s^{eq} = 24.30 \text{ MPA}$$

La rigidité relative sol-pieu  $K_r$  :

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s D^4}$$

$$K_r = \frac{56.65}{24.3 \times 5^4} = 3.73 \times 10^{-3}$$

L'élancement  $D/B$

$$\frac{D}{B} = 10$$

D'après les abaques de Poulos

$$I_{UH} = 5$$

$$I_{UM} = 23$$

$$u = 5 \left( \frac{51.31}{24300 \times 5} \right) + 23 \left( \frac{51.31}{24300 \times 5^2} \right) = 4.05 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### 5.4.2. Méthode de Banerjee et Davies (1978)

$$u = I_H \left( \frac{H_0}{E_s^{eq} D} \right) + I_{HM} \left( \frac{M_0}{E_s^{eq} D^2} \right)$$

$$H_0 = 51.31 \text{ KN}$$

$$M_0 = H_0 * e = 51.31 \text{ KN.M}$$

$$E_s^{eq} = 24.30 \text{ MPA}$$

La rigidité relative sol-pieu  $K_r$  :

$$K_r = \frac{56.65}{24.30 \times 5^4} = 3.73 \times 10^{-3}$$

L'indice d'homogénéité

$$X = \frac{E(0)}{E(D)} = 1$$

D'après les abaques de Banerjee et Davies

$$I_H = 9$$

$$I_{HM} = 37$$

$$u = 9 \left( \frac{51.31}{24300 \times 5} \right) + 37 \left( \frac{51.31}{24300 \times 5^2} \right) = 6.92 \times 10^{-3} m$$

### 5.5. Conclusion :

L'étude a porté sur la détermination du déplacement en tête du pieu ainsi que l'effort ultime du pieu en utilisant cinq différentes méthodes de calcul.

Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux obtenus par l'essai expérimental :

**Cas de calcul des efforts ultimes** : Les résultats obtenus par la méthode de Broms et Prasad-Chari sont proche de ceux donnés par l'essai expérimental, la différence entre eux sont respectivement de l'ordre 17% et 35%. De plus, les résultats obtenus par la méthode de Brinch-Hansen sont pratiquement confondus avec ceux obtenus par l'essai expérimental.

**Cas de calcul des déplacements** : Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement en tête du pieu calculé par la méthode de Banerjee et Davies est acceptable en comparant avec les déplacements expérimentaux. Par contre, l'utilisation de la méthode de Poulos pour le calcul du déplacement en tête du pieu donne un écart important par rapport le résultat expérimental.

En général, les résultats obtenus sont très satisfaisants compte tenu des écarts raisonnables entre les méthodes employées et l'essai expérimental.

## **6. Présentation de l'outil de simulation numérique**

### **6.1. Introduction :**

Le choix du code ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques sol-ouvrage ont été réalisés avec succès en utilisant ce code [42].

D'autre part, les diverses capacités de ce code correspondent bien à nos besoins, à savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact en grands ou petits déplacements (sol/pieu), la déformation des matériaux et des problèmes de couplage couramment rencontrés dans les divers domaines. Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques (subroutines) des matériaux et des interfaces. Ce code est puissant et comporte des modules utiles, tel que le module en langage Python script afin de faciliter une étude paramétrique sous ABAQUS.

### **6.2. Les caractéristiques du logiciel ABAQUS :**

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlsson & Sorensen (HKS) depuis 30 ans, et a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie et des besoins de l'entreprise, jusqu'à ce que l'entreprise soit rachetée par Dassault industries en Octobre de l'année 2005 .

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe *.inp*), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier *.odb*.

Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier *.odb* (ou post traitement).

La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise.



Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels. ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

- La génération du fichier de données,
- Le lancement du calcul proprement dit,
- L'exploitation des résultats.

### **6.2.1. Organisation de l'interface :**

On retrouve dans l'interface les éléments essentiels suivants :

- La fenêtre d'affichage graphique
- Une première barre de menus en haut : ces menus sont relatifs au module dans lequel on se trouve
- Une deuxième barre horizontale d'outils : y sont disposées les icônes correspondant aux commandes les plus courantes, c'est-à-dire les commandes d'ouverture et de sauvegarde de fichiers, et les commandes réglant l'affichage des vues (perspective, ombrage, zoom, rotations, etc.)
- Une troisième barre de menus déroulant permettant d'accéder aux autres modules, ou de sélectionner le modèle ou la pièce sur lesquels on souhaite travailler.

#### **Plus important :**

- On dispose à gauche d'une colonne d'icônes permettant d'accéder aux outils disponibles à l'intérieur du module dans lequel on se trouve.
- L'espace juste sous la fenêtre d'affichage graphique est celui dans lequel ABAQUS vous parle : les messages affichés à cet endroit sont faits pour vous guider dans l'action que vous avez entreprise.
- Enfin, une fenêtre, en-dessous sur fond blanc, est utilisée pour afficher des messages informatifs : réponses à des questions posées, avertissements liés à des problèmes rencontrés, etc.

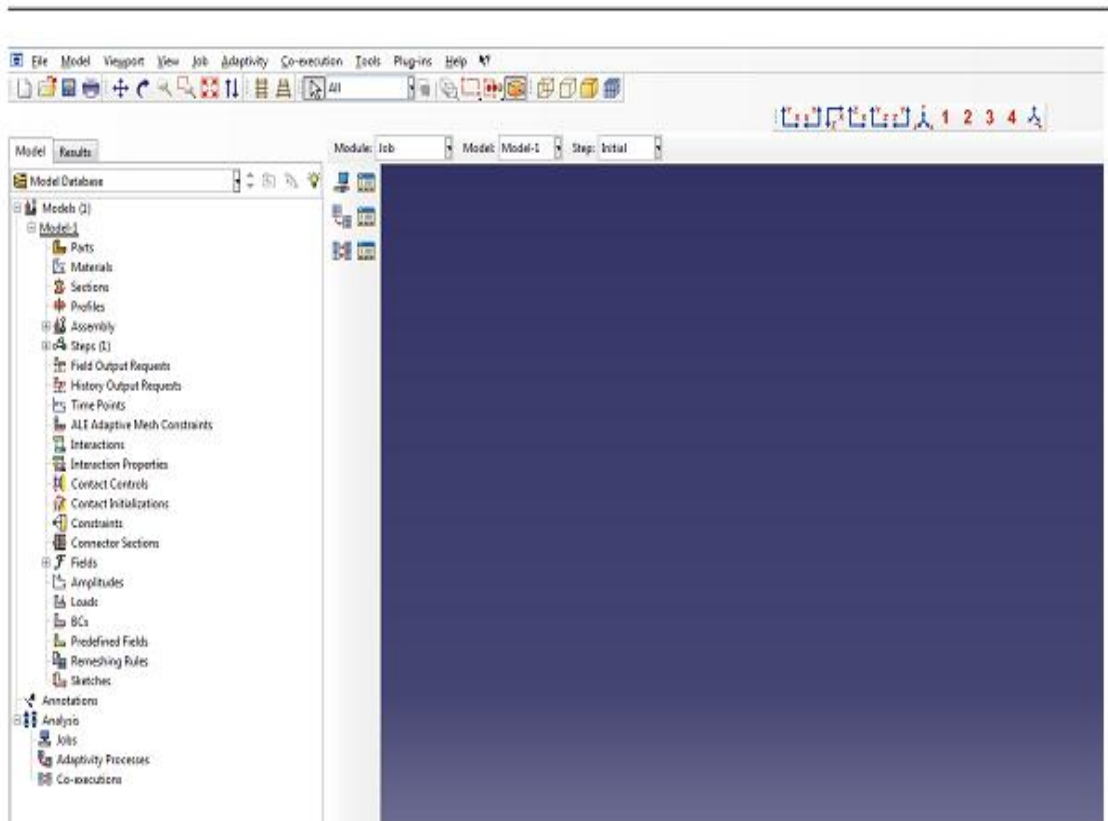


Figure 1.61 : l'interface de logiciel ABAQUS 6.10

### 6.3. Présentation générale d'ABAQUS :

ABAQUS est un code de calcul utilisant la MEF créé en 1978. Selon la méthode de résolution, on distingue deux grands codes:

-ABAQUS/Standard: résolution par un algorithme statique implicite.

-ABAQUS/Explicit: résolution par un algorithme dynamique explicite.

La dernière version que nous avons utilisée, ABAQUS 6.10, permet de traiter des problèmes couplés (hydromécanique, thermomécanique...) dans les divers domaines (mécaniques, thermiques, électriques...). Un très large choix d'éléments (plus de 100) en 2D ou 3D est proposé dans le code pour des analyses statiques, dynamiques, linéaires et non-linéaires.

Le pré-processeur lit le fichier d'entrée qui définit la géométrie du modèle, sa discrétisation, les conditions aux limites, les chargements appliqués et les résultats demandés. En suite ABAQUS exécute le calcul, le post-processeur se charge de récupérer les résultats et permet aux utilisateurs de les visualiser puis de les exploiter. Plus de détails concernant l'utilisation d'ABAQUS seront donnés par la suite.

### **6.3.1. Phases de mises en données :**

Pour les applications courantes, on peut distinguer quatre phases dans la mise en données :

Phase 1 : Génération du maillage (nœuds, éléments).

Phase 2 : Propriétés des matériaux (mécanique, physique, thermique).

Phase 3 : Conditions aux limites.

Phase 4 : Etape de calcul (chargement, définition des résultats).

Il est important de savoir que le module CAE – que vous allez utiliser pour créer votre jeu de données – est relativement récent (quelques années) et qu’il est plutôt destiné à la mise en données de problèmes relativement classiques. Ce module n’intègre donc pas toutes les commandes utilisables dans ABAQUS et fait souvent le choix de paramètres par défaut.

#### **6.3.1.1. Réalisation de la mise en données d’un problème :**

La réalisation complète d’un jeu de données s’effectue après un passage successif dans les modules :

- **Part.**
- **Property.**
- **Assembly.**
- **Step.**
- **Interaction.**
- **Load.**
- **Mesh.**
- **Job (pour lancer le calcul).**

#### ➤ **Module Part**

C’est dans ce module qu’est définie la géométrie des entités du modèle. Elles comprennent à la fois les parties déformables et les parties rigides. Pour les créer, il faut utiliser l’icône de création en haut à gauche (Figure 1.62).



Figure 1.62: Create Part

Il ne vous reste plus qu'à sélectionner convenablement :

- L'espace de modélisation : 3D par exemple.
- Le type d'entité à générer : déformable ou analytical rigid dans votre cas.
- La forme de l'entité

Dans le cas d'un solide rigide, il est nécessaire de définir un point de référence. C'est en fait en ce point que sont définis les degrés de liberté du solide sur lesquels vous imposerez des conditions aux limites par la suite. Ceci se fait dans le menu Tools, grâce à la commande Reference point.

#### ➤ **Module Property**

On y définit les propriétés du ou des matériaux (des parties déformables du modèle) et la masse des corps rigides si nécessaire. Dans le cas présent, vous avez à définir des propriétés élastiques ou plastiques. Pour créer un matériau, il suffit de cliquer sur l'icône en haut à gauche (Figure 1.63).



Figure 1.63 : Create Material

Il vaut mieux ensuite donner un nom spécifique à chacun de vos matériaux ce qui permet éventuellement la création d'une base de données. Ensuite, il vous reste à définir :

- Les propriétés élastiques via Mechanical, Elasticity, Elastic (module d'Young et le coefficient de Poisson pour un matériau isotrope).
- Les propriétés plastiques via Mechanical, Plasticity, Plastic. (sous l'hypothèse d'un écrouissage isotrope, la courbe d'écrouissage est entrée sous la forme : limite d'élasticité/déformation plastique. Dans cette courbe, la contrainte est de type Cauchy ( $F$  divisée par la surface actuelle) et la déformation est logarithmique

Il faut ensuite affecter les propriétés matériau à une entité du maillage : pour cela il est nécessaire de créer tout d'abord une section avec l'icône en forme de poutre en I (Figure 1.64). Vous aurez à faire référence à un matériau et il ne vous restera plus qu'à donner une valeur à l'épaisseur.



Figure 1.64 : Create Section

Ensuite, on associe la section précédemment définie à une entité créée dans le module Part, en activant l'icône située en dessous de la précédente, où sont représentés un I et un L (Figure 1.65).

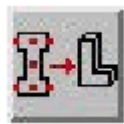


Figure 1.65 : Assign Section

#### ➤ **Module Assembly**

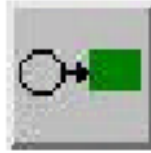
Dans ce module, il s'agit de créer une (voire plusieurs) instance(s) à partir des entités que vous avez définies dans le module Part. Ces instances seront celles que vous manipulerez par la suite dans le modèle. Dans le cas général, à partir de l'icône en haut à gauche (Figure 1.66), pour créer une instance vous sélectionnez tous les éléments créés dans Part. Vous pouvez le cas échéant faire subir des mouvements d'ensemble à ces instances pour les repositionner dans l'espace.



Figure 1.66 : Instance Part

#### ➤ **Module Step**

C'est ici que vous choisirez (Figure 1.67), dans le cas d'études de crash ou d'impact, le module « Dynamic explicit ». Vous remarquerez au passage les nombreuses autres possibilités qui sont offertes par ce code de calcul.

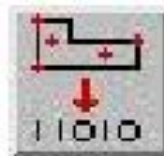


*Figure 1.67 : Create Step*

C'est également dans le module Step qu'on précise les sorties désirées. Il y a deux types de sorties : des sorties de type champ qui fournissent des valeurs à un instant donné et des sorties de type historique qui vont donner l'évolution d'une grandeur au cours du temps. La nature de ces sorties est définie par défaut mais vous pouvez en créer d'autres, grâce aux deux icônes en forme de L à gauche de la fenêtre (Figure 1.68 et Figure 1.69).



*Figure 1.68: Create Field Output*



*Figure 1.69 : Create History Output*

Si par exemple vous voulez connaître l'évolution de l'effort exercé par un corps rigide sur une pièce déformable, la procédure est la suivante. Il faut commencer, dans le module Assembly, par créer un sous-ensemble sur lequel vous demanderez une sortie spécifique, en l'occurrence ici le corps rigide. Pour ce faire, vous activez le Menu Tools, puis Set/Create et vous donnez un nom à ce sous-ensemble. Puis vous pointez sur le point de référence du corps rigide. Ensuite, dans le module Step, vous activez l'icône de création de sorties de type historique et vous veillez au nom du pas à partir duquel vous souhaitez cette sortie. Puis, dans la fenêtre qui s'ouvre, dans la rubrique Domain, vous choisissez Set name et vous sélectionnez le nom du sous-ensemble précédemment créé. Ensuite, vous activez dans la liste des variables de sorties les efforts de réactions dans la rubrique efforts.

## ➤ **Module Interaction**

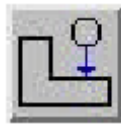
C'est dans ce module qu'on définit les interactions entre différentes entités du modèle, ce qui peut prendre la forme d'un contact ou d'équations de liaison entre degrés de liberté.

Dans le cas d'impact, vous allez définir des contacts généralement entre un corps rigide et la pièce déformable. Le contact s'effectue entre deux surfaces qui appartiennent en général à deux corps différents ; dans le cas contraire, on parle d'auto-contact (self contact).

La première opération consiste donc à définir les surfaces concernées, ceci au moyen de l'icône Create Interaction (Figure 1.70)

En précisant à partir de quel pas la prise en compte du contact est active. Il faut alors définir des surfaces maîtresses et esclave. En pratique, la surface esclave est celle qui appartient au corps le plus souple des deux corps en contact. Une fois les surfaces définies,

Une nouvelle fenêtre s'ouvre, dans laquelle certains choix par défaut sont proposés et où vous avez à définir les propriétés mécaniques du contact, dans la rubrique Interaction property ce qui s'effectue en cliquant sur Create (à moins que vous fassiez référence à des propriétés créées auparavant). Vous donnez alors un nom aux propriétés de contact, puis vous allez dans Mechanical et dans Tangential Behavior où vous allez préciser le type de contact : sans frottement ou avec frottement auquel cas il est recommandé d'utiliser une méthode de pénalité (moins rigoureuse que la méthode de Lagrange, mais cette dernière est plus difficile à faire converger). Dans la direction normale à la surface de contact, par défaut, le contact est traité sans autoriser de pénétration (Hard Contact). En fait, vous pouvez aussi créer les propriétés de contact grâce à l'icône Create Interaction Property (Figure 1.71).



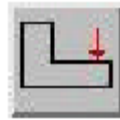
*Figure 1.70: Create Interaction*



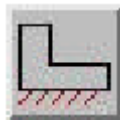
*Figure 1.71: Create Interaction property*

➤ **Module Load**

Vous définirez ici le chargement (Figure 1.72), les conditions aux limites (Figure 1.73), les vitesses initiales (Figure 1.74)...



*Figure 1.72: Create Load*



*Figure 1.73: Create Boundary Condition*



*Figure 1.74 : Create Field*

➤ **Module Mesh**

L'utilisation de ce module est classique

➤ **Module Job**

Le « lancement » du calcul est classique. Après avoir lancé le calcul, vous pouvez suivre l'évolution du processus en cliquant sur Monitor : vous pouvez ainsi avoir en temps réel l'évolution des incréments de chargement et apprécier la convergence des calculs.

## **6.4. Le modèle élastoplastique utilisé dans le projet, Mohr-Coulomb :**

### **6.4.1. Choix du modèle :**

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a ni la complexité ni les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élastoplastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.



Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation que permet le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant.

Comme dans toute méthode classique de calcul, la première simplification est l'établissement d'une coupe du sous-sol : cette simplification des différents sols rencontrés lors des reconnaissances permet à l'ingénieur de disposer d'un schéma conceptuel de calcul comportant les principales couches de sol influentes.

C'est pour ces couches que se pose la question de la détermination des paramètres de calcul. La détermination des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb est simple et ses paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. La plus grande difficulté reste, comme dans toute simulation numérique ou tout calcul, la sélection adéquate des paramètres à affecter aux différents matériaux et à prendre en compte dans les calculs.

#### 6.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique . Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement,  $c$  et  $\phi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau

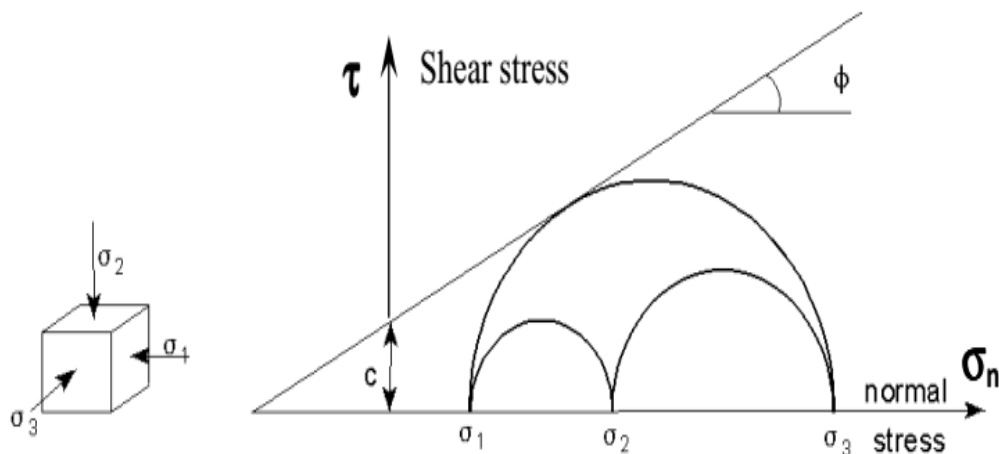


Figure1.75 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [43].

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité), les trois autres sont  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

#### **6.4.3. Modèle Mohr-Coulomb sous ABAQUS :**

Dans le modèle de Mohr-Coulomb proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  doivent être introduits dans le code.

Pour décrire le domaine plastique du comportement, nous devons introduire l'angle de frottement interne, l'angle de dilatance et la cohésion

En résumé, les paramètres introduits pour le modèle Mohr-Coulomb sont les suivants:

- le module d'Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$  (pour décrire le comportement élastique).
- l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .

## **CHAPITRE II: MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE LIBRE EN TETE**

### **1. Introduction :**

L'essor mondial qu'a connu la modélisation numérique ne cesse d'augmenter. En effet, l'efficacité en termes de temps et de précision des résultats ainsi que son prix relativement bas, la rendent indispensable pour tout projet géotechnique. Ceci dit, la modélisation des pieux chargés latéralement joue un rôle majeur et est donc très souvent utilisée.

Parmi les objectifs de cette thèse, l'élaboration d'une modélisation par éléments finis d'un pieu chargé latéralement. Dans ce contexte, notre travail est plutôt une continuation des travaux effectués par (Lachenani, 2003).

Lachenani avec sa thèse intitulée : «Contribution à l'étude des pieux charges horizontalement », a réussi à poser le premier modèle utilisé pour notre modélisation qui est basée sur un pieu circulaire libre en tête dans un massif de sol cylindrique semi infini. Elle a aussi effectué une étude paramétrique afin de dimensionner le modèle étudié. Cependant, la modélisation élaborée s'est basée sur le logiciel SAP 2000 , logiciel qui n'est pas performant pour ce genre de travail sachant qu'il n'admet que le comportement linéaire, or , chose qui ne concorde pas avec le comportement réel d'un pieu chargé latéralement connu pour être non linéaire.

On va montrer dans cette partie l'effet des paramètres géotechniques sur le comportement du pieu libre en tête. On peut diviser ces paramètres en trois points :

- ❖ Elancement du pieu  $D/B$ .
- ❖ La rigidité relative pieu/sol  $K_R$ .

## 2. Présentation du modèle :

Les dimensions de modèle sol-pieu utilisé dans cette étude sont tirées des travaux réalisés par (Lachenani, 2003) [44] .

Les dimensions adoptées finalement pour le maillage sont celles d'un cylindre ayant un rayon de 12 fois diamètre du pieu, et d'une hauteur égale à la fiche plus 12 fois le diamètre du pieu ( $D+12B$ ).

Nous avons choisi un maillage final irrégulier dont les dimensions des éléments ont été serrées de manière à obtenir plus de précisions des résultats d'une part ,et un maximum de points à interpréter notamment près de la tête et la pointe du pieu d'autre part.

La taille des plus grands éléments est de 2.5, et celle des petits éléments est de 0.25.

Des éléments de 8 nœuds et de 6 nœuds linéaire ont été utilisés pour modéliser le sol et le pieu.

Les conditions aux limites classiques ont été adoptées, les limites de ce modèle s'étendant latéralement sur 12 mètres de part et d'autre de l'axe du pieu, les déplacements horizontaux sont nuls sur les limites du modèle,  $U_y = U_x = 0$ , et la limite inférieure de modèle a été immobilisée (encastré)  $U_x=U_y=U_z=0$  . Ces conditions aux limites ont été utilisées avec succès par les travaux de Baguelin Frank et Said (1977), Massamba et Mezazigh (2004,2006) [40], [45], [46].

Tableau 2.1 : Les différents éléments utilisés dans la modélisation pieu élancement 15

MATERIAUX	TYPE d'élément	Référence	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
sol	8 nœuds, linéaire	C3D8R	5166	4500
	6 nœuds, linéaire	C3D6		100
Pieu (D/B=15)	8 nœuds, linéaire	C3D8R	651	300
	6 nœuds, linéaire	C3D6		300

Tableau 2.2 : Les différents éléments utilisés dans la modélisation pieu élancement 40

MATERIAUX	TYPE d'élément	Référence	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
sol	8 nœuds, linéaire	C3D8R	6366	5600
	6 nœuds, linéaire	C3D6		100
Pieu (D/B=40)	8 nœuds, linéaire	C3D8R	861	400
	6 nœuds, linéaire	C3D6		400

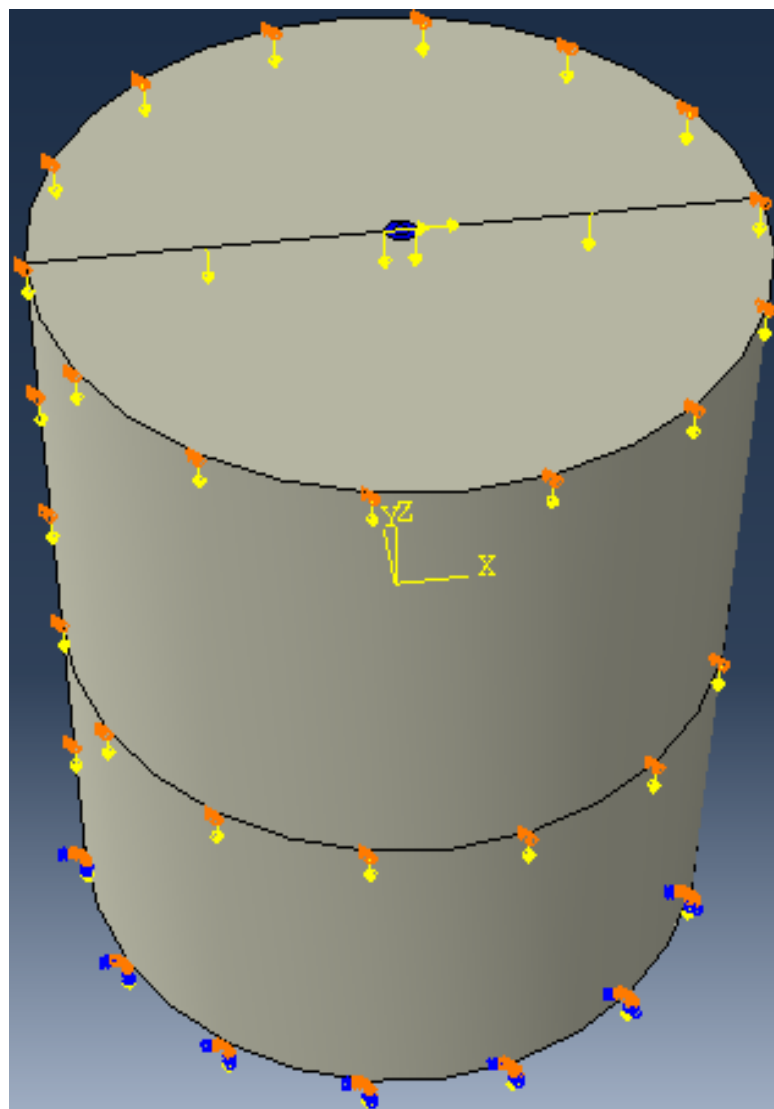


Figure 2.1: Présentation du modèle pieu isolé libre en tête

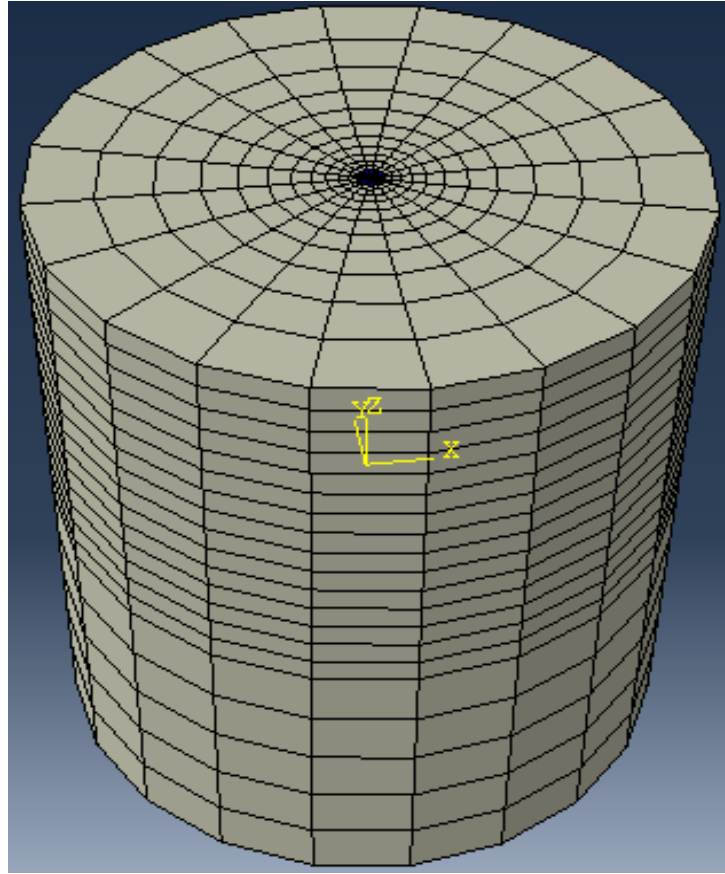


Figure 2.2: Présentation du maillage

### 2.1. Paramètres du sol et du pieu :

Dans cette étude, les sols sont modélisés selon une loi de comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Les paramètres modélisant le sol comme milieu élastoplastique sont résumés dans le tableau 2.3 :

Tableau 2.3 : Paramètres des sols pour la construction du modèle.

sols	Poids volumique saturé [KN/m <sup>3</sup> ]	Module de Young [MPa]	Coefficient de Poisson	Cohésion [KPa]	Angle de frottement	Angle de dilataance
Argile molle	$\gamma=18.09$	E=8	$\nu = 0.3$	C = 20	$\varphi = 0^\circ$	$\Psi = 0^\circ$
Argile moyenne	$\gamma=19.34$	E=20	$\nu = 0.3$	C = 50	$\varphi = 0^\circ$	$\Psi = 0^\circ$
Argile raide	$\gamma=20.58$	E=60	$\nu = 0.3$	C = 150	$\varphi = 0^\circ$	$\Psi = 0^\circ$

Dans cette étude les paramètres de la géométrie du pieu sont simplement définis par un rapport d'élanement de pieu D/B : 15,40.

Tableau 2.4 : Paramètres des pieux pour la construction du modèle.

	Elancement	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Module de Young [MPa]	Coefficient de Poisson
Pieu 1	D/B=15	$\gamma = 24$	Variable selon $K_R^*$	$\nu = 0.2$
Pieu 2	D/B=40	$\gamma = 24$	Variable selon $K_R^*$	$\nu = 0.2$

\* Les valeurs du module de Young du pieu sont, suivant le facteur de flexibilité  $K_R$ :

Avec :  $K_r = \frac{E_p I_p}{E_s D^4}$ ,  $I_p$  étant l'inertie du pieu et D la longueur du pieu

$E_p$  : Module d'Young du pieu.

Tableau 2.5 : Module de Young du pieu (D=15m) pour la construction du modèle (argile molle)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$8.265 * 10^1$	$8.265 * 10^2$	$8.265 * 10^3$	$8.265 * 10^4$	$8.265 * 10^5$	$8.265 * 10^6$

Tableau 2.6 : Module de Young du pieu (D=15m) pour la construction du modèle (argile moyenne)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$2.066 * 10^2$	$2.066 * 10^3$	$2.066 * 10^4$	$2.066 * 10^5$	$2.066 * 10^6$	$2.066 * 10^7$

Tableau 2.7 : Module de Young du pieu (D=15m) pour la construction du modèle (argile raide)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$6.199 * 10^2$	$6.199 * 10^3$	$6.199 * 10^4$	$6.199 * 10^5$	$6.199 * 10^6$	$6.199 * 10^7$

Tableau 2.8 : Module de Young du pieu ( $D=40m$ ) pour la construction du modèle (argile molle)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$4.17 * 10^3$	$4.17 * 10^4$	$4.17 * 10^5$	$4.17 * 10^6$	$4.17 * 10^7$	$4.17 * 10^8$

Tableau 2.9 : Module de Young du pieu ( $D=40m$ ) pour la construction du modèle (argile moyenne)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$1.044 * 10^4$	$1.044 * 10^5$	$1.044 * 10^6$	$1.044 * 10^7$	$1.044 * 10^8$	$1.044 * 10^9$

Tableau 2.10 : Module de Young du pieu ( $D=40m$ ) pour la construction du modèle (argile moyenne)

$K_r$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
$E_p$ (MPa)	$3.134 * 10^6$	$3.134 * 10^6$	$3.134 * 10^6$	$3.134 * 10^7$	$3.134 * 10^8$	$3.134 * 10^9$

### 3. Système de chargement latéral

L'étude sera menée en considérant le pieu isolé libre en tête situé dans un sol uniforme (monocouche) en mettant l'accent sur l'effet de la non linéarité du sol et le rapport d'élanement du pieu.

Le chargement latéral est statique, et comporte des efforts ponctuels appliqués en tête du pieu sans prise en compte des déplacements initiaux. Les différentes amplitudes d'efforts latéraux appliqués aux pieux sont présentées dans le tableau suivant :



Tableau 2.11 : Les différentes amplitudes d'efforts latéraux appliqué aux pieux

				Argile		
				Molle	Moyenne	Raide
Elancement D/B	15	Rigidité relative $K_R$	1	H=1.8 MN	H=3.8 MN	H=10 MN
			$10^{-1}$	H=1.6 MN	H=3.6 MN	H=9.8 MN
			$10^{-2}$	H=1.4 MN	H=3.1 MN	H=9.3 MN
			$10^{-3}$	H=0.9 MN	H=2.2 MN	H=6 MN
			$10^{-4}$	H=0.55 MN	H=1.4 MN	H=3 MN
			$10^{-5}$	H=0.285 MN	H=0.72MN	H=2 MN
	40	Rigidité relative $K_R$	1	H=3.8 MN	H=9.8 MN	H=29 MN
			$10^{-1}$	H=3.7 MN	H=9.5 MN	H=28 MN
			$10^{-2}$	H=3.45 MN	H=9 MN	H=26 MN
			$10^{-3}$	H=2.2 MN	H=5.6 MN	H=16 MN
			$10^{-4}$	H=1.15 MN	H=2.9 MN	H=9 MN
			$10^{-5}$	H=0.6 MN	H=1.5 MN	H=4.5 MN

#### 4. Présentations et interprétations des résultats obtenus :

La figure 2.3 présente les courbes de chargement du pieu isolé libre en tête de rapport d'élancement  $D/B=40$  pour des rigidités relatives de  $K_R=10^{-5}$  à  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle).

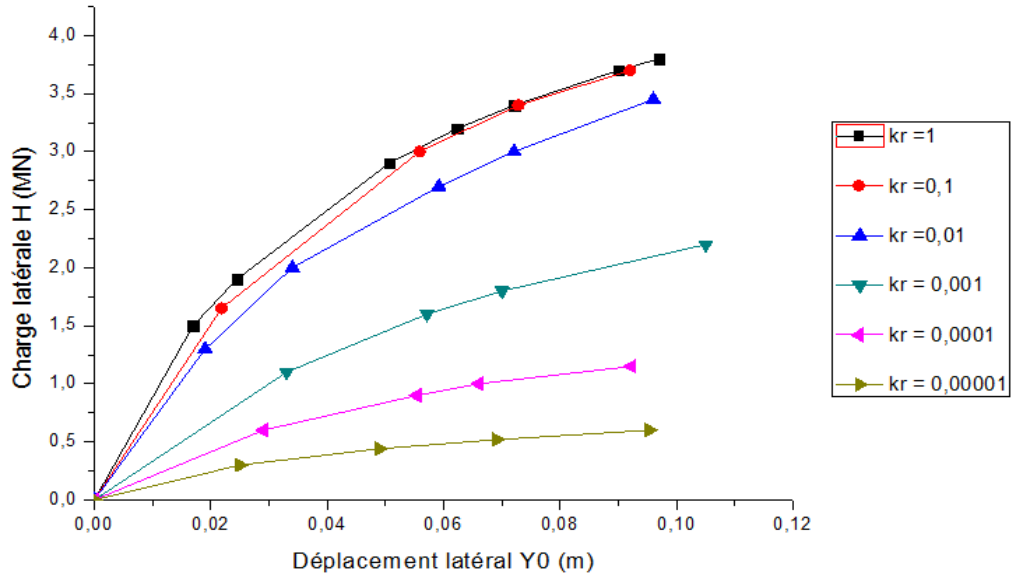


Figure 2.3 : courbes de chargement du pieu isolé libre en tête (Argile molle,  $D/B = 40$ )

D'après la figure 2.3 on remarque que les déplacements latéraux augmentent avec l'augmentation du chargement quelle que soit la rigidité relative du pieu.

Les figures 2.4, 2.5, 2.6 présentent les courbes de déplacement latéral (Y) en fonction de la profondeur (Z) pour un pieu de rapport d'élanement  $D/B=40$  pour des rigidités relatives  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle).

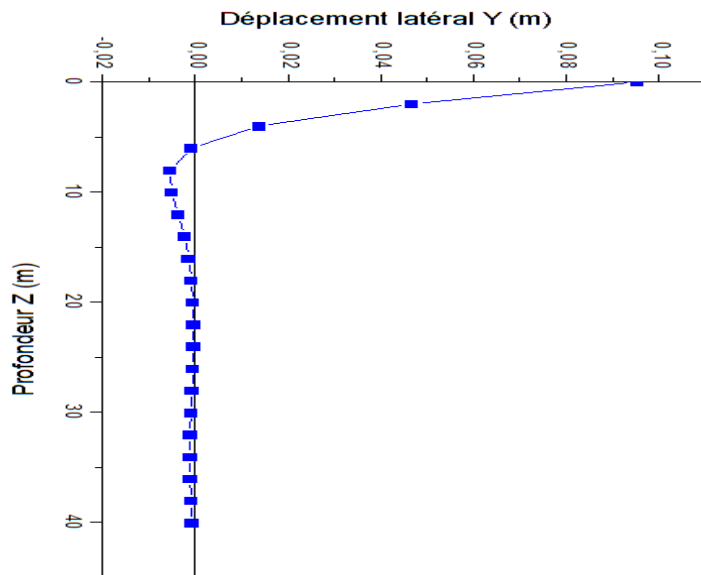


Figure 2.4: Variation du déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,

$$K_R = 10^{-5})$$

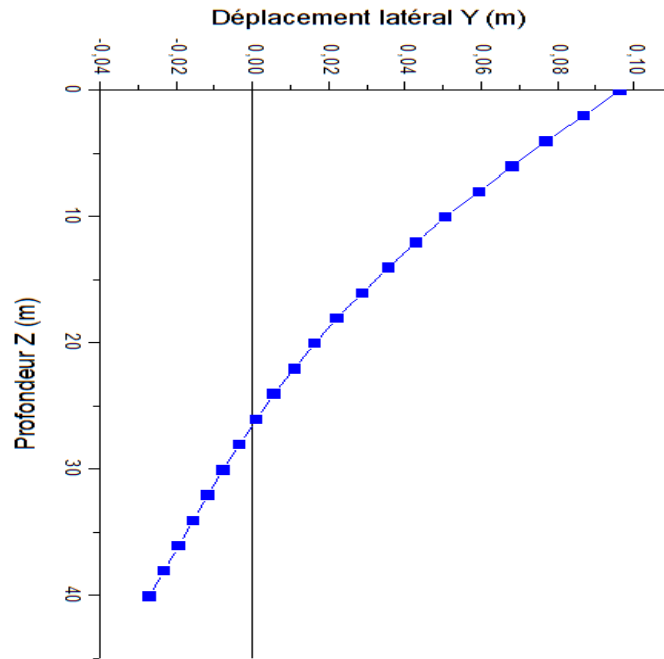


Figure 2.5: Variation du déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

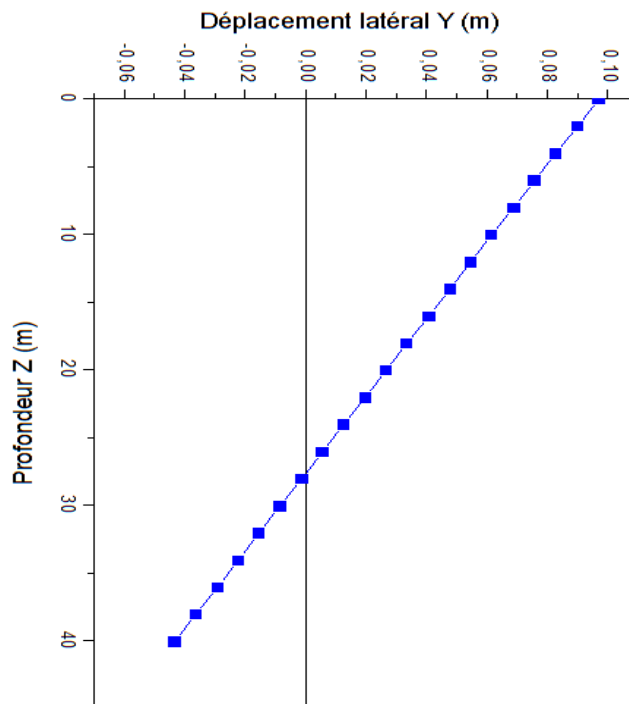


Figure 2.6: Variation du déplacement latéral en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

D'après les figures 2.4, 2.5, 2.6 on constate que le plus grand déplacement du pieu se situe en surface quelle que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 10^{-5}$ , il est clair que le déplacement décroît progressivement jusqu'à ce qu'il s'annule pour la profondeur  $Z=6m$ , pour des profondeurs  $Z > 6m$  le déplacement continue à décroître jusqu'à la profondeur  $Z=9m$  au-delà de cette profondeur le déplacement demeure presque constant et proche de zéro.

On peut constater aussi que d'après l'allure de cette courbe, le pieu est souple.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 10^{-2}$ , il est remarqué que le déplacement décroît graduellement avec l'augmentation de la profondeur d'une manière semi linéaire jusqu'à la profondeur de 40 m, avec un déplacement minimum de -0,026 m ce qui démontre que le pieu est semi rigide.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 1$ , on remarque que le déplacement latéral décroît graduellement jusqu'à la profondeur  $Z = 27m$ . On peut considérer cette profondeur comme la profondeur du point de rotation du pieu  $Z_r$ , le déplacement correspondant à cette profondeur est nul. Au-delà de cette profondeur  $Z > 27m$  le déplacement latéral continue à diminuer jusqu'à atteindre un déplacement minimum de - 0,043 m.

La courbe obtenue a une forme linéaire ce qui nous permet de conclure que le pieu est rigide.

Les diagrammes d'effort tranchant (T) en fonction de la profondeur (Z) pour un pieu de rapport d'élancement  $D/B=40$  pour des rigidités relative  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle) sont tracés sur les figures 2.7, 2.8, 2.9.

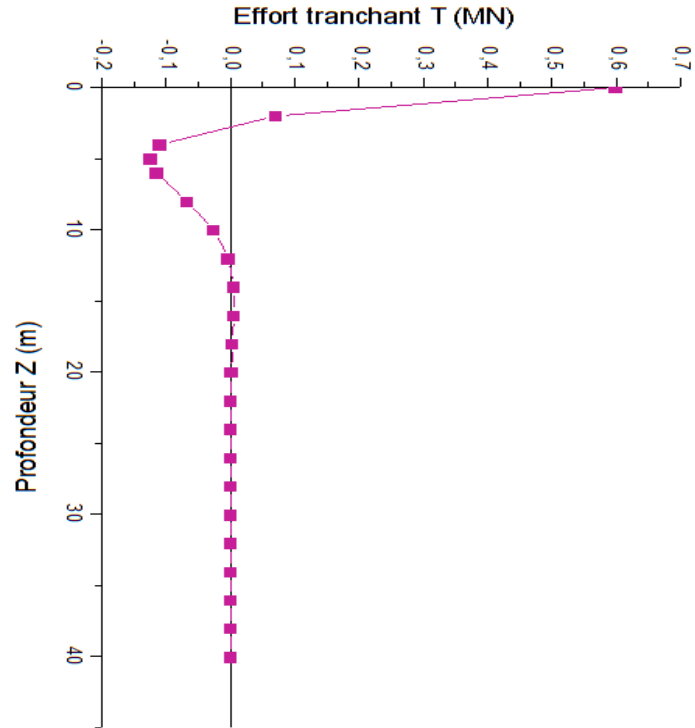


Figure 2.7: Diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-5}$ )

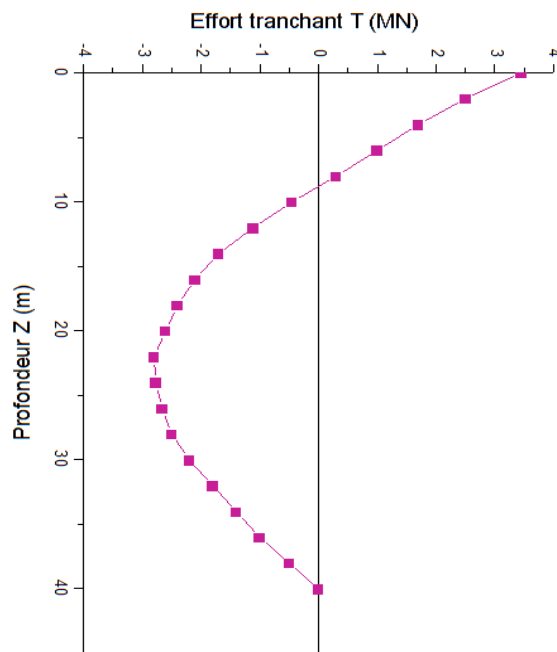


Figure 2.8: Diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

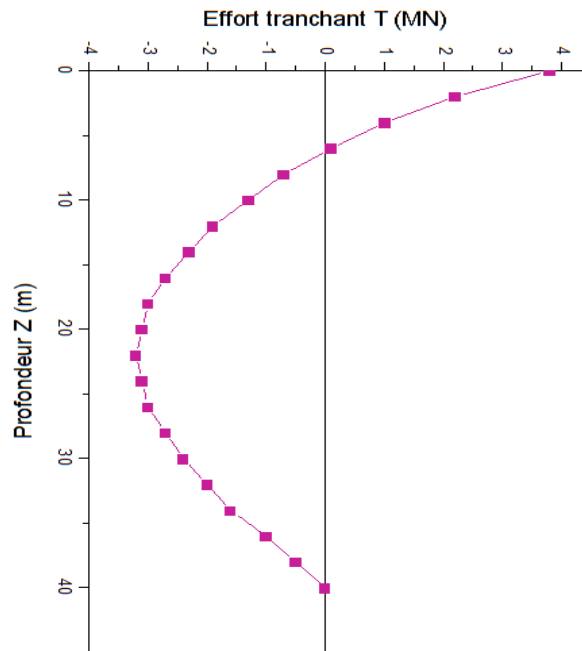


Figure 2.9: Diagramme d'effort tranchant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

On constate dans les figures 2.7, 2.8, 2.9 que l'effort tranchant en surface est égal à la valeur de charge appliqué en tête du pieu quelle que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-5}$ , il est clair que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 0.6\text{MN}$  se situe en surface et diminue progressivement jusqu'à la profondeur  $Z=5\text{m}$ , pour des profondeurs  $Z > 5\text{m}$  les valeurs de l'effort commencent à augmenter jusqu'à la profondeur  $Z = 12\text{m}$  au-delà de cette profondeur l'effort tranchant reste presque nul.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-2}$ , il est remarqué que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 3.45\text{ MN}$  se situe en tête du pieu. On remarque que ce dernier se décroît graduellement jusqu'à la profondeur  $Z = 22\text{m}$ , au-delà de cette profondeur les valeurs de l'effort tranchant commencent à augmenter jusqu'à qu'il s'annule à la pointe du pieu.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=1$ , on remarque que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 3.8\text{ MN}$  se produit en surface, on peut voir aussi que l'effort tranchant diminue jusqu'à la profondeur  $Z = 22\text{m}$ . Après cette profondeur ce dernier commence à augmenter jusqu'à ce qu'il s'annule à la profondeur  $40\text{ m}$ .

On présente les profils de moment fléchissant (M) en fonction de la profondeur (Z) obtenue pour un pieu de rapport d'élanement  $D/B=40$  pour des rigidités relative  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle) sur les figures 2.10, 2.11, 2.12.

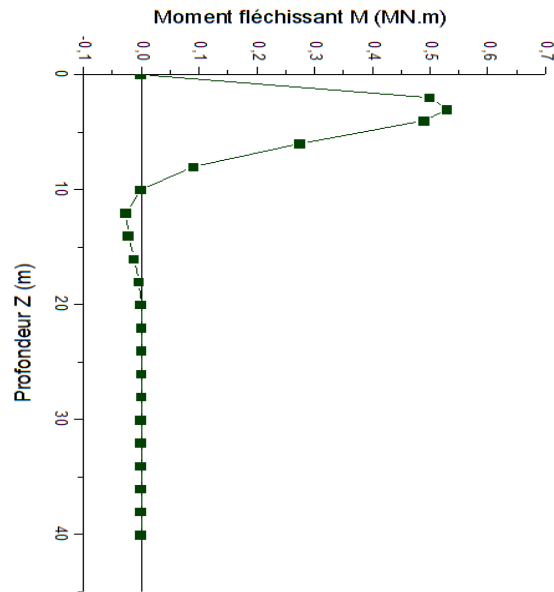


Figure 2.10: Profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-5}$ )

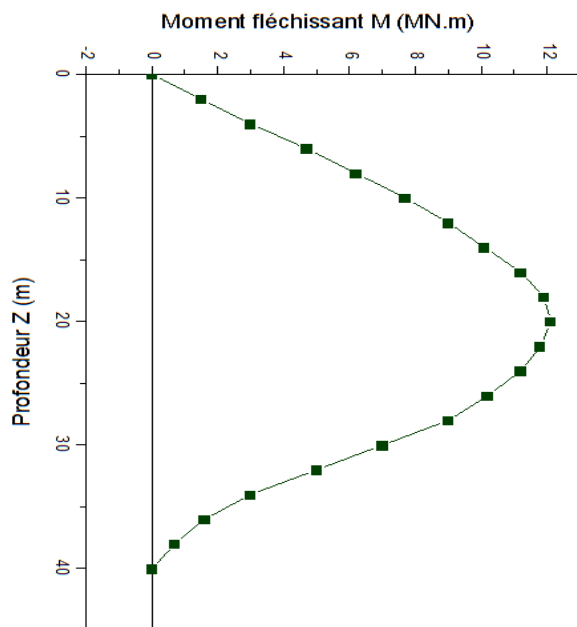


Figure 2.11: Profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

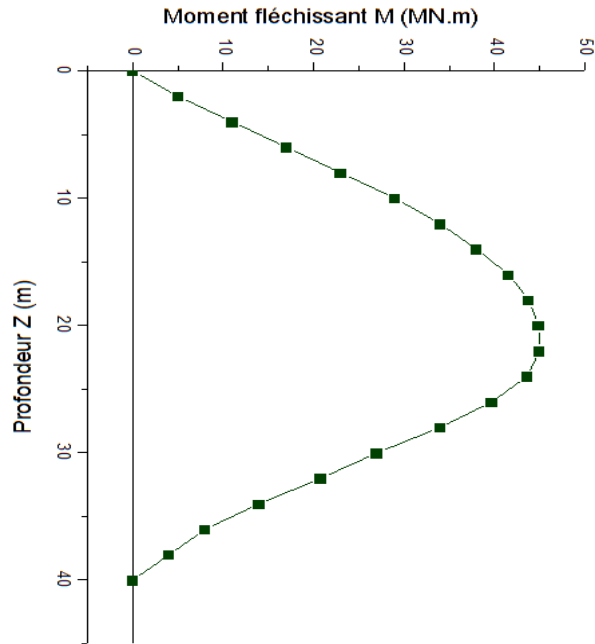


Figure 2.12: Profil de moment fléchissant en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

D'après les figures 2.10, 2.11, 2.12, on constate que le moment fléchissant en surface est nul pour un pieu libre en tête quel que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-5}$ , on remarque que le moment fléchissant augmente progressivement jusqu'à atteindre sa valeur maximale  $M^{\max} = 0.53$  MN.m pour une profondeur de 3m, pour des profondeurs  $Z > 3$ m le moment fléchissant commence à diminuer jusqu'à la profondeur  $Z = 12$ m. Après cette profondeur le moment fléchissant augmente un petit peu jusqu'à ce qu'il devienne presque nul pour des profondeurs supérieures à 20m.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-2}$ , on peut voir que le moment fléchissant augmente graduellement jusqu'à la profondeur  $Z = 22$ m, à cette profondeur ce dernier atteint sa valeur maximale  $M^{\max} = 12.12$  MN.m. Au-delà de cette profondeur, le moment fléchissant commence à diminuer jusqu'à ce qu'il s'annule à la profondeur  $Z=40$ m.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=1$ , il est remarqué que le moment fléchissant augmente progressivement avec l'augmentation de la profondeur  $Z$  jusqu'à ce qu'il arrive à une profondeur de 22m le moment fléchissant à cette profondeur est considéré comme moment fléchissant maximum  $M^{\max} = 45$  MN.m. Pour des profondeurs  $Z > 20$ m le moment fléchissant commence à diminuer jusqu'à ce qu'il s'annule en pointe du pieu.



On reporte le reste des résultats en annexe A et B.

La figure 2.13 présente la courbe de réaction P-Y obtenue pour un pieu libre en tête de rapport d'élanement  $D/B=15$  pour la rigidité relative  $K_R=10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle).

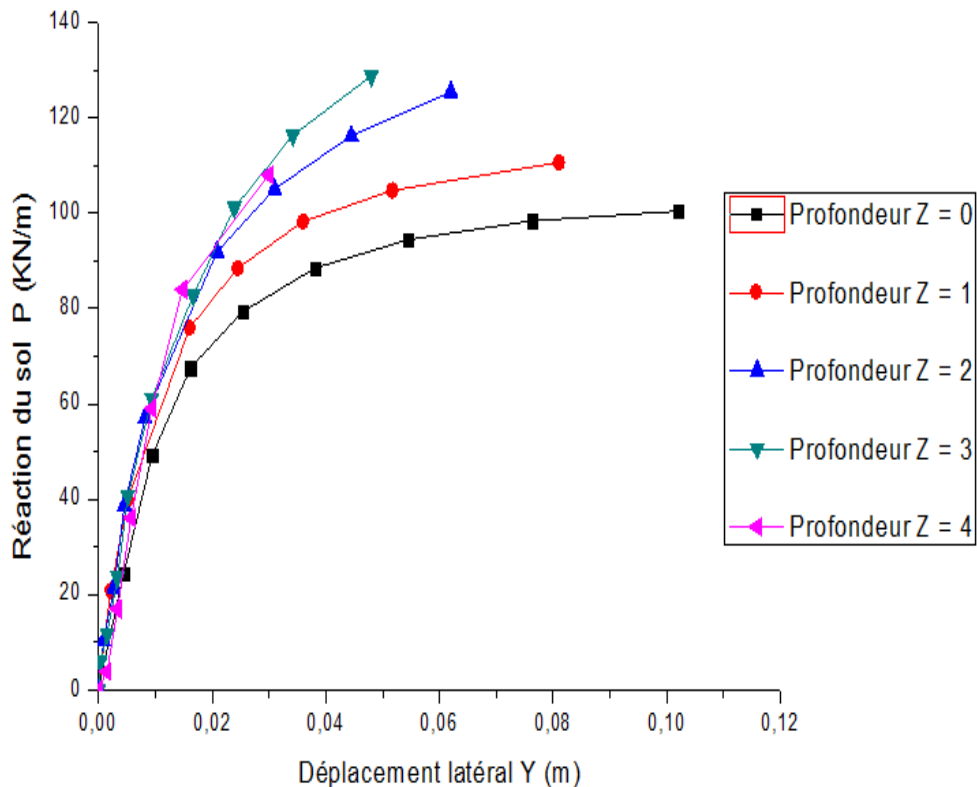


Figure 2.13 : Courbe de réaction P-Y pour un pieu libre en tête (Argile molle,  $D/B = 15$ ,  $K_R = 10^{-3}$ )

D'après la figure 2.13, il est clair pour la partie supérieure du pieu, de  $Z = 0$  à  $Z = 4$ m, que le plus grand déplacement est de 0. 10m ce qui correspond à 10 % du diamètre, on peut constater aussi que la pression limite semble être atteinte pour  $Y = 0.10$  m.

La variation de module de réaction  $E_s$  en fonction de la profondeur  $z$  pour un pieu libre en tête de rapport d'élanement  $D/B=15$  pour la rigidité relative  $K_R=10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle) est présenté sur la figure 2.14.

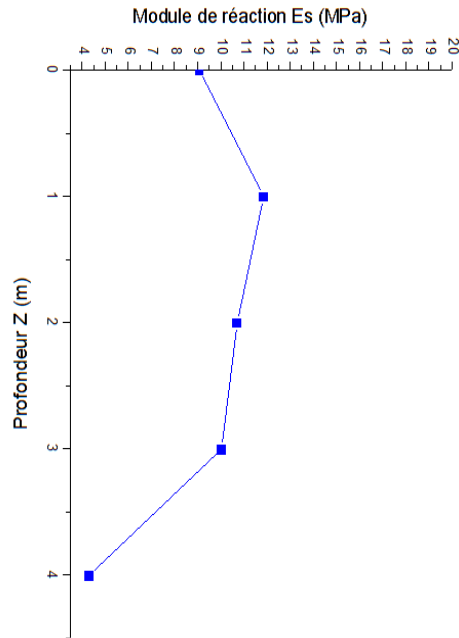


Figure 2.14 : Variation du module de réaction  $E_s$  en fonction de la profondeur  $z$  pour un pieu libre en tête (Argile molle,  $D/B = 15$ ,  $K_R = 10^{-3}$ )

On constate dans la figure 2.14 que le module de réaction  $E_s$  varie avec les profondeurs examinées de 0 à 4m, d'une part le module de réaction  $E_s$  varie de 9.073 MPa à 11.853 MPa pour les profondeurs  $z$  de 0 à 3m. D'autre part pour la profondeur  $z = 4m$  le module de réaction  $E_s$  est de 4.314 MPa ce qui correspond à une valeur perturbée par le centre (faible déplacements et faible pression donc valeur imprécise du module de réaction).

## 5. Conclusion :

Dans ce chapitre une modélisation a été faite pour analyser la réponse d'un pieu isolé libre en tête sous sollicitations latérales. L'étude a été faite avec 3 types de sols homogènes pour différentes rigidités de pieux et 2 rapports d'élanement.

L'étude a porté sur la détermination du déplacement et des efforts (effort tranchant et moment fléchissant) en tête du pieu et le long du pieu. Enfin, des courbes P-Y ont été construites pour des différentes profondeurs d'un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-3}$ .

## **CHAPITRE III : MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE ENCASTRE EN TETE**

### **1. Introduction :**

Le chapitre précédent a traité de la modélisation du comportement d'un pieu isolé libre en tête. En réalité, le groupe de pieux est encastrée dans une semelle de liaison, encastrant les têtes des pieux et leur imposent une rotation nulle.

L'objet de ce chapitre est de faire une modélisation en éléments finis pour étudier la réponse d'un pieu encastré en tête, placé dans 3 types de sol (argile molle, argile moyenne, argile raide), et soumis dans le sens horizontale à un effort latéral.

### **2. Présentation du modèle :**

Le pieu encastré en tête, est supposé en béton armé de poids unitaire  $\gamma_p$  de section circulaire de longueur  $D$ , et d'un diamètre  $B$ . Le comportement du pieu est considéré élastique linéaire impliquant deux paramètres élastiques, à savoir  $E_p$  module de Young et le coefficient de Poisson  $\nu_p$ . Le comportement non linéaire du sol, est modélisé par le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ce modèle est bien connu, il est basé sur les paramètres du sol à savoir : un module de Young,  $E$ , un coefficient de Poisson,  $\nu_s$ , la cohésion  $C$ , un angle de frottement,  $\phi$  et un angle de dilatance,  $\psi$ .

On considère les mêmes dimensions du modèle adopté pour le modèle d'un pieu libre en tête et les mêmes types et nombre d'éléments, le chargement latéral est statique et comporte les mêmes amplitudes de chargement utilisées dans le modèle d'un pieu libre en tête.

Les mêmes conditions aux limites utilisées dans le modèle d'un pieu libre en tête ont été adoptées dans ce modèle, la seule modification est d'éliminer les rotations en tête du pieu encastré en tête  $U'_x = U'_y = U'_z = 0$  .

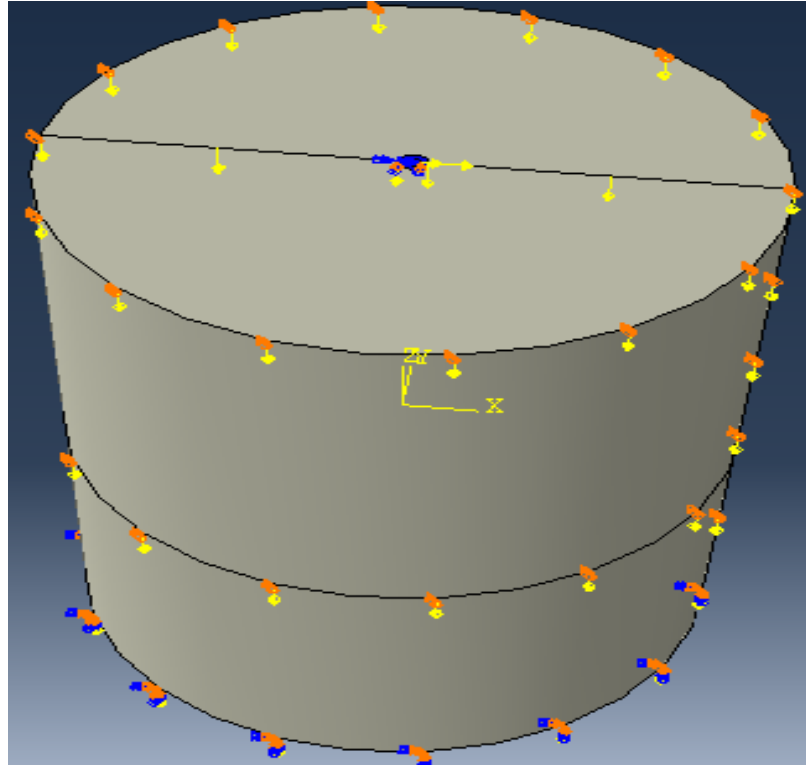


Figure 3.1: Présentation du modèle pieu isolé encastré en tête

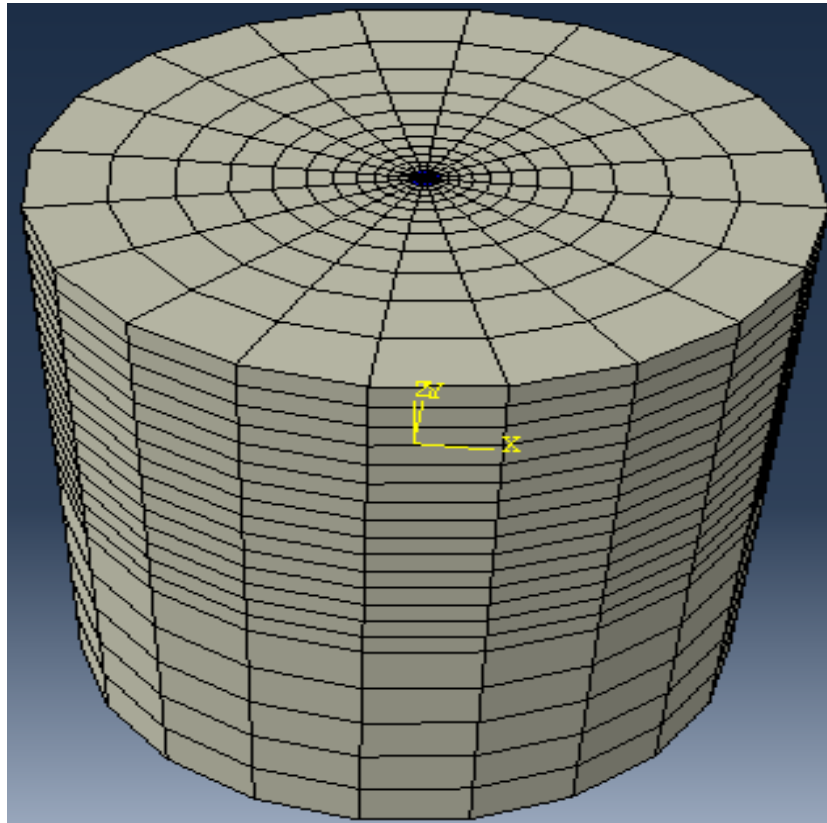


Figure 3.2: Présentation du maillage

### 3. Présentations et interprétations des résultats obtenus :

La figure 3.3 présente les courbes de chargement du pieu isolé encastré en tête de rapport d'élancement  $D/B=40$  pour des rigidités relatives de  $K_R=10^{-5}$  à  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle).

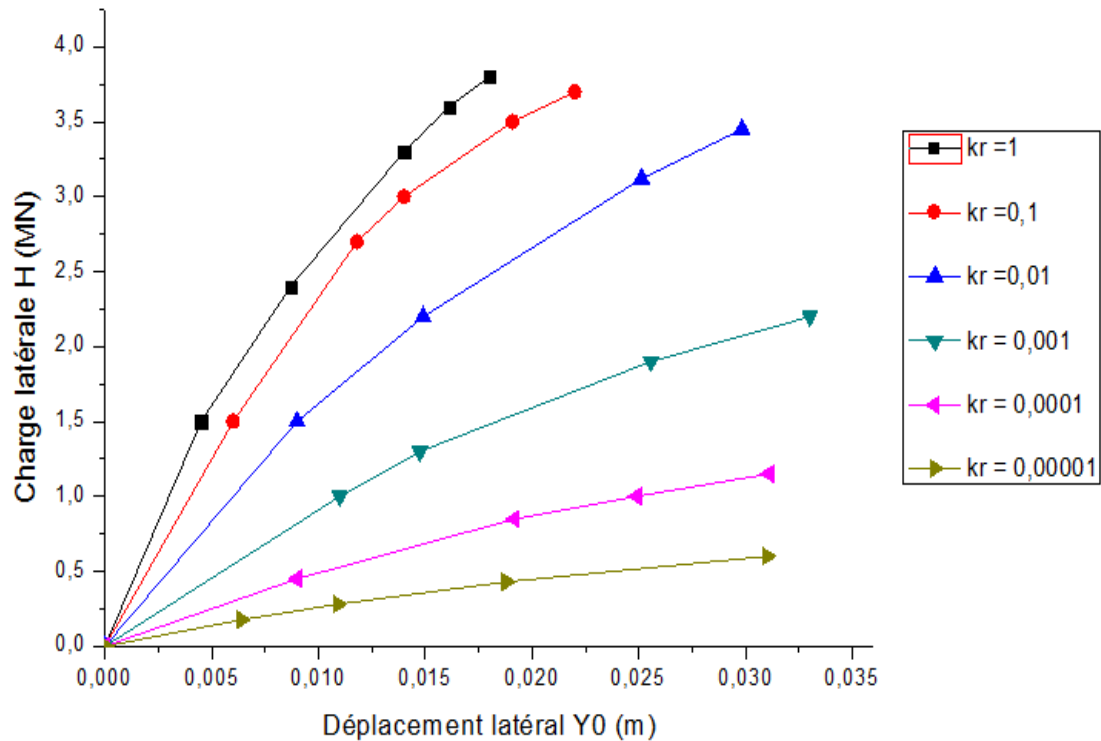


Figure 3.3 : courbes de chargement du pieu isolé encastré en tête (Argile molle,  $D/B = 40$ )

D'après la figure 3.3 on remarque que les déplacements latéraux augmentent avec l'augmentation du chargement quelle que soit la rigidité relative du pieu.

Les figures 3.4, 3.5, 3.6 présentent les courbes de déplacement latéral ( $Y$ ) en fonction de la profondeur ( $Z$ ) pour un pieu isolé encastré en tête de rapport d'élancement  $D/B=40$  pour des rigidités relative  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle)

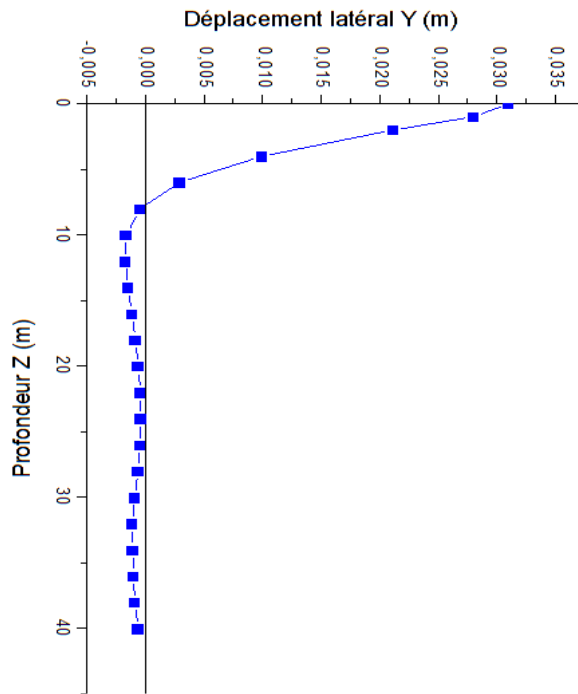


Figure 3.4: Variation du déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-5}$ )

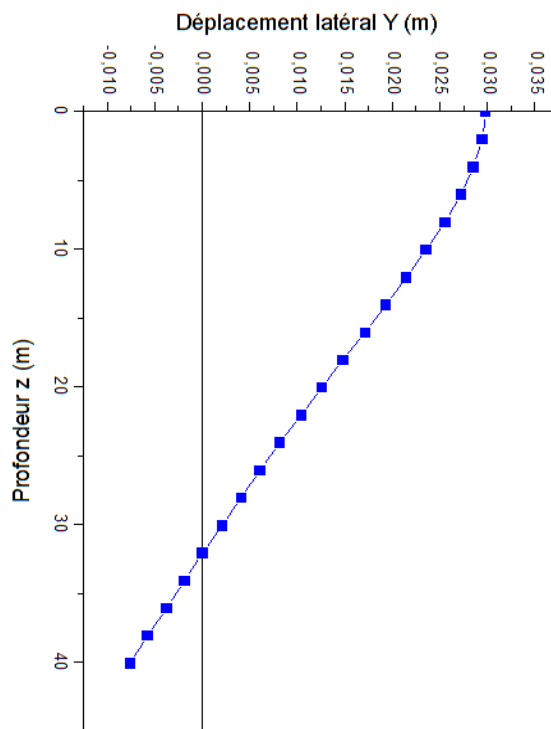


Figure 3.5: Variation du déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

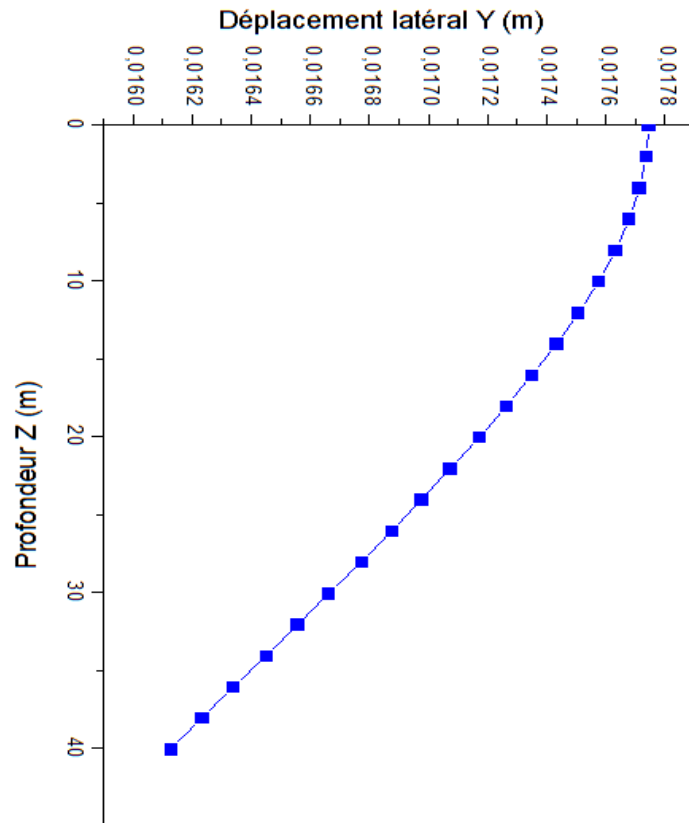


Figure 3.6: Variation du déplacement latéral d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

D'après les figures 3.4, 3.5, 3.6, on constate que le plus grand déplacement du pieu isolé encastré en tête se trouve en surface quelle que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-5}$ , le déplacement décroît graduellement d'une manière non linéaire jusqu'à ce qu'il s'annule à une profondeur de 7m, pour des profondeurs  $Z > 7$ m le déplacement continue à décroître jusqu'à la profondeur  $Z=10$  m. Au-delà de cette profondeur, le déplacement reste presque constant et proche de zéro, ce qui démontre que le pieu est souple.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-2}$ , il est clair que le déplacement décroît progressivement avec l'augmentation de la profondeur d'une manière non linéaire jusqu'à la profondeur  $Z = 9$ m. Pour des profondeurs  $Z > 9$ m le déplacement continue à décroître d'une manière linéaire jusqu'à une profondeur de 40 m avec un déplacement minimum de -0.007m.

On peut constater de l'allure de cette courbe que le pieu est semi rigide.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=1$ , on remarque que le déplacement latéral décroît progressivement d'une manière non linéaire jusqu'à la profondeur  $Z = 22\text{m}$ , pour des profondeurs  $Z > 22\text{ m}$  le déplacement continue à décroître d'une manière linéaire.

On peut constater aussi d'après l'allure de cette courbe que le pieu est rigide.

On présente les diagrammes d'effort tranchant ( $T$ ) en fonction de la profondeur ( $Z$ ) pour un pieu isolé encastré en tête de rapport d'élanement  $D/B=40$  pour des rigidités relatives  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle) sur les figures 3.7, 3.8, 3.9.

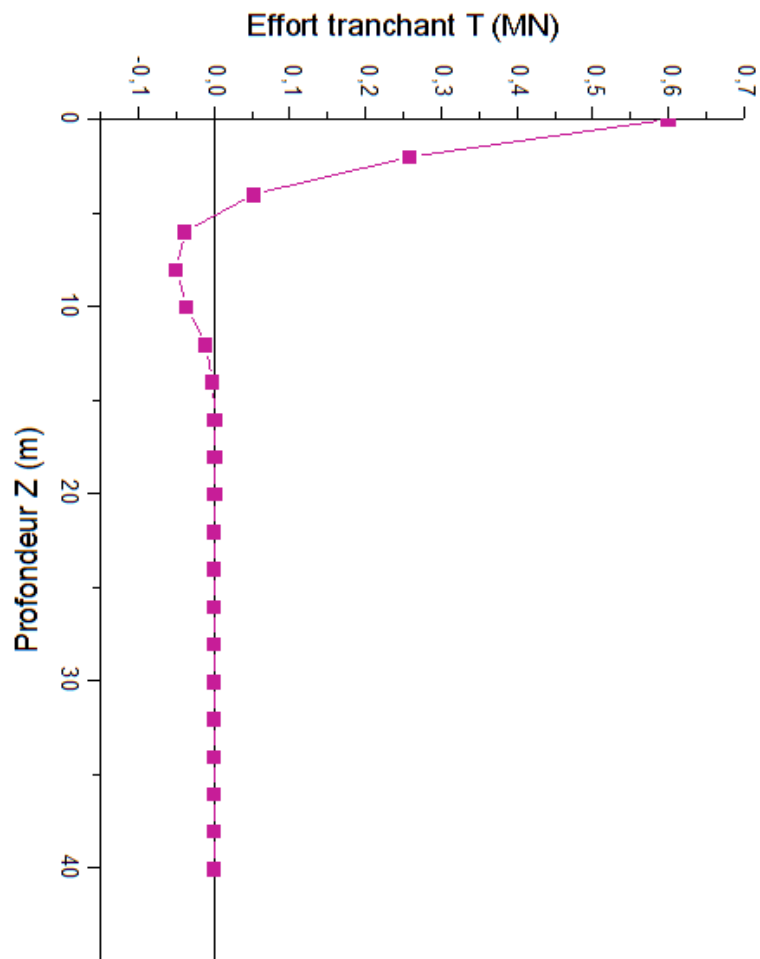


Figure 3.7: Diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-5}$ )



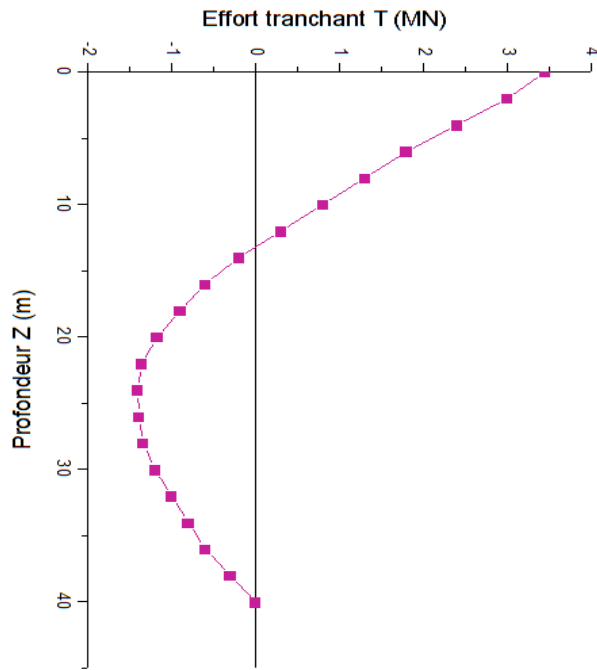


Figure 3.8: Diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

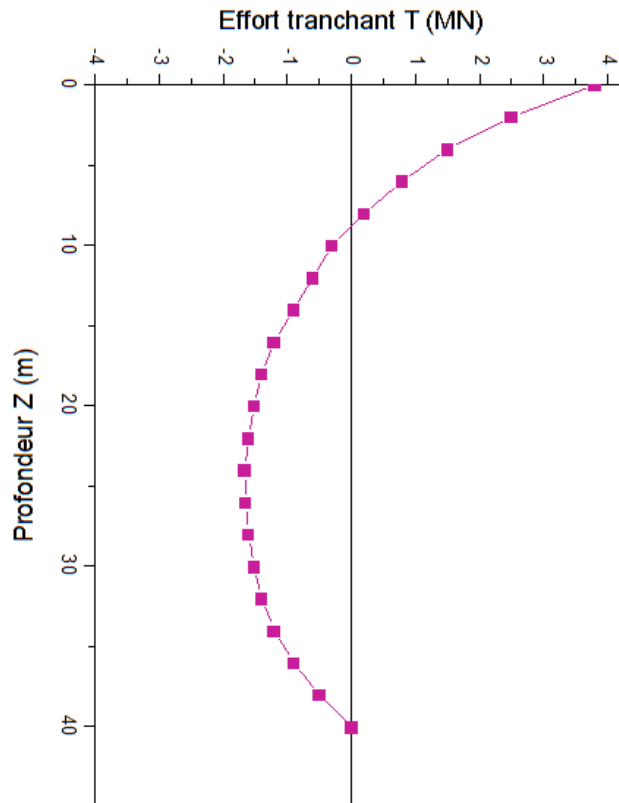


Figure 3.9: Diagramme d'effort tranchant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

On constate dans les figures 3.7, 3.8, 3.9 que l'effort tranchant en surface est égal à la valeur de charge appliquée en tête du pieu quelle que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-5}$ , il est remarquable que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 0.6\text{MN}$  se situe en tête du pieu on peut voir aussi que l'effort tranchant décroît jusqu'à la profondeur  $Z=8\text{m}$ , pour des profondeurs  $Z > 8\text{m}$ . Ce dernier commence à augmenter jusqu'à la profondeur  $Z=14\text{m}$ . Au-delà de cette profondeur l'effort tranchant reste presque nul.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-2}$ , il est clair que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 3.45\text{ MN}$  se trouve en surface et diminue graduellement avec l'augmentation de la profondeur jusqu'à la profondeur  $Z=24\text{m}$ . Au-delà de cette profondeur l'effort tranchant commence à augmenter jusqu'à ce qu'il s'annule à la profondeur  $40\text{ m}$ .

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R=1$ , on remarque que l'effort tranchant maximum  $T^{\max} = 3.8\text{ MN}$  se produit en surface, on peut remarquer aussi que l'effort tranchant diminue progressivement jusqu'à la profondeur  $Z=24\text{m}$ . Pour des profondeurs  $Z > 24\text{m}$ , l'effort tranchant commence à augmenter jusqu'à ce qu'il s'annule à la pointe du pieu.

Les profils de moment fléchissant ( $M$ ) en fonction de la profondeur ( $Z$ ) obtenus pour un pieu isolé encasté en tête de rapport d'élanement  $D/B=40$  pour des rigidités relatives  $K_R=10^{-5}$ ,  $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=1$  fiché dans un sol (argile molle) sont tracés sur les figures 3.10, 3.11, 3.12.

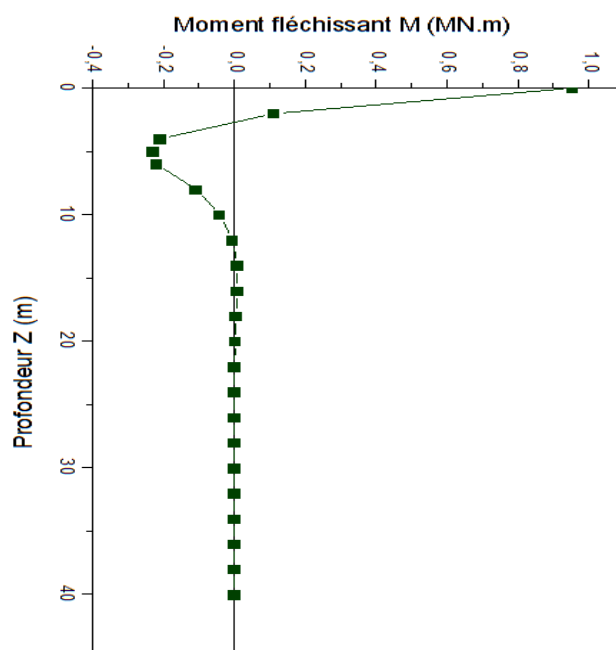


Figure 3.10: Profil de moment fléchissant d'un pieu encasté en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-5}$ )

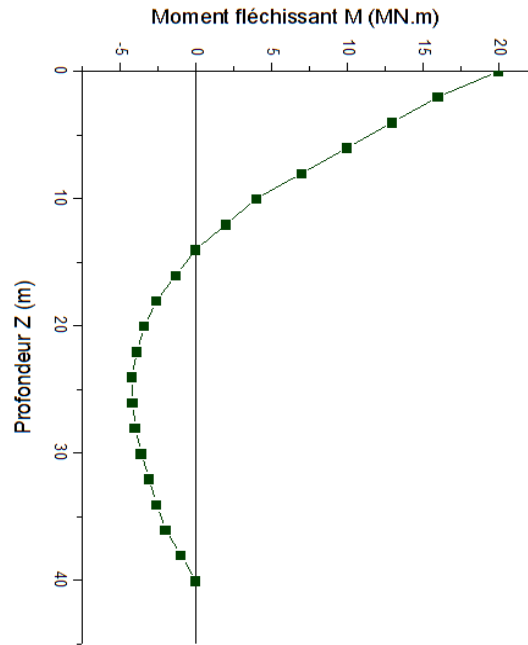


Figure 3.11: Profil de moment fléchissant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 10^{-2}$ )

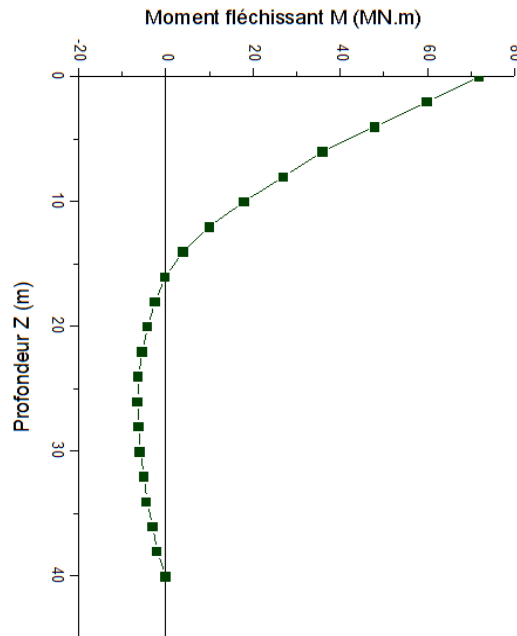


Figure 3.12: Profil de moment fléchissant d'un pieu encastré en fonction de la profondeur (Argile molle,  $D/B = 40$ ,  $K_R = 1$ )

D'après les figures 3.10, 3.11, 3.12, on constate que la valeur maximale de moment fléchissant du pieu isolé encastré en tête se trouve en surface quelle que soit la rigidité relative des pieux.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 10^{-5}$ , Il est remarqué que la valeur maximale de moment fléchissant  $M^{\max}$  est de 0.95MN.m, on peut voir que ce dernier décroît progressivement avec l'augmentation de la profondeur jusqu'à la profondeur  $Z = 5$ m. Au-delà de cette profondeur, le moment fléchissant commence à augmenter jusqu'à la profondeur 12 m, ensuite il devient presque nul à la pointe du pieu.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 10^{-2}$ , il est clair que la valeur maximale de moment fléchissant  $M^{\max}$  est de 20 MN.m, on remarque que le moment fléchissant diminue progressivement avec l'augmentation de la profondeur jusqu'à la profondeur  $Z = 24$ m. Pour des profondeurs  $Z > 24$ m, le moment fléchissant augmente jusqu'à ce qu'il s'annule à la profondeur de 40 m.

Pour un pieu de rigidité relative  $K_R = 1$ , on note que la valeur maximale du moment fléchissant  $M^{\max}$  est de 72 MN.m. On peut remarquer que le moment fléchissant décroît graduellement avec l'augmentation de la profondeur  $Z = 26$ m. Au-delà de cette profondeur le moment fléchissant commence à augmenter jusqu'à ce qu'il devienne presque nul à la pointe du pieu.

On reporte le reste des résultats en annexe A et B.

La figure 3.13 présente la courbe de réaction P-Y obtenue pour un pieu encastré en tête de rapport d'élanement  $D/B=15$  pour la rigidité relative  $K_R=10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle).

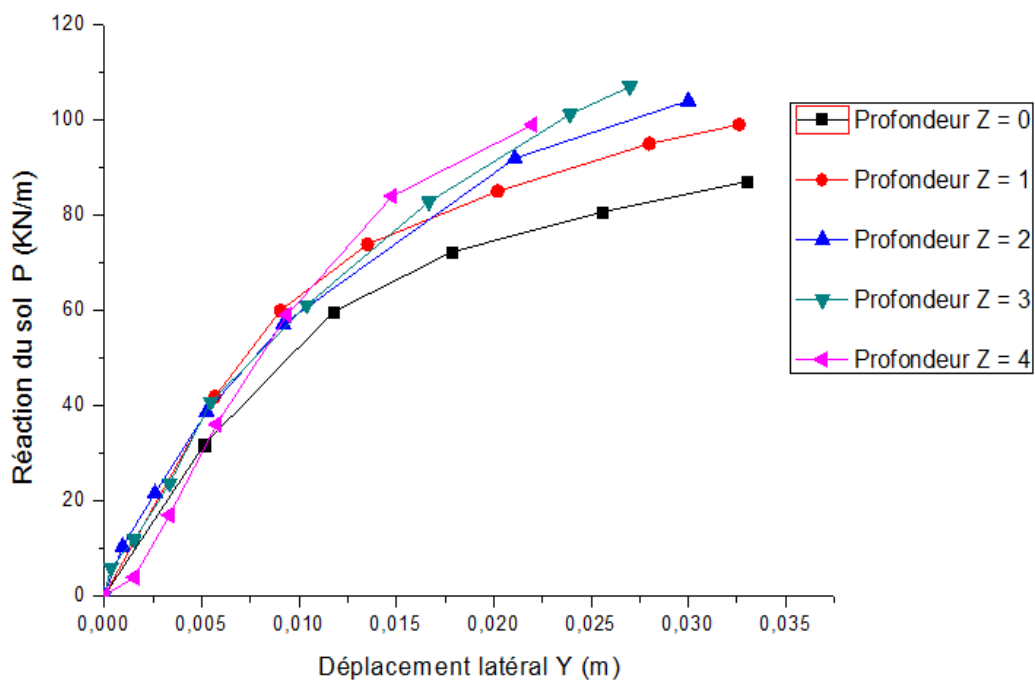


Figure 3.13: Courbe de réaction P-Y pour un pieu encastré en tête (Argile molle,  $D/B=15$ ,  $K_R = 10^{-3}$ )

On constate dans la figure 3.13 que pour la partie supérieure du pieu, de  $Z = 0$  à  $Z = 4\text{m}$ , le plus grand déplacement est de  $0.033\text{m}$  ce qui correspond à  $3.3\%$  du diamètre, on peut constater aussi que la pression limite semble être atteinte pour  $Y = 0.033\text{m}$ .

La figure 3.14 présente la variation de module de réaction  $E_s$  en fonction de la profondeur  $z$  pour un pieu encastré en tête de rapport d'élanement  $D/B=15$  pour la rigidité relative  $K_R=10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle)

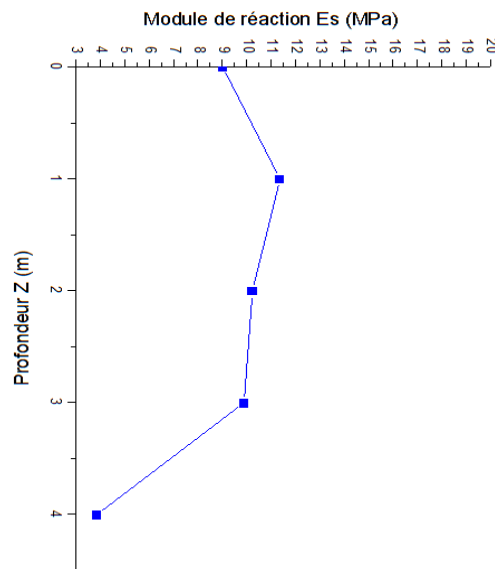


Figure 3.14 : Variation du module de réaction  $E_s$  en fonction de la profondeur  $z$  pour un pieu encastré en tête (Argile molle,  $D/B = 15$ ,  $K_R = 10^{-3}$ )

D'après la figure 3.14 on constate que le module de réaction  $E_s$  varie avec les profondeurs examinées de 0 à 4m, d'une part le module de réaction  $E_s$  varie de  $9.014\text{ MPa}$  à  $11.364\text{ MPa}$  pour les profondeurs  $z$  de 0 à 3m d'autre part pour la profondeur  $z = 4\text{m}$  le module de réaction  $E_s$  est de  $3.858\text{ MPa}$  ce qui correspond à une valeur perturbée par le centre (faible déplacements et faible pression donc valeur imprécise du module de réaction).

#### 4. Conclusion :

Dans ce chapitre une modélisation a été faite pour analyser la réponse d'un pieu isolé encastré en tête sous sollicitations latérales. L'étude a été faite avec 3 types de sols homogènes pour différentes rigidité de pieux et 2 rapports d'élanement.

L'étude a porté sur la détermination du déplacement et les efforts (effort tranchant et moment fléchissant) en tête du pieu et le long du pieu. Enfin des courbes P-Y ont été construits pour des différentes profondeurs d'un pieu de rigidité relative  $K_R=10^{-3}$ .

## CHAPITRE IV : ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX EN VRAIE GRANDEUR

### 1. Description du site :

Les essais présentés dans ce chapitre sont gérés par l'université de Californie, (UCLA) et sponsorisés par le département du transport de Californie (Caltrans).

Le site est une propriété du département de transport en Californie (Caltrans) il se localise à l'échangeur (route locale) I- 405 et I- 105 à Hawthorne, en Californie.

Le site dispose d'une carte géologique des Quaternaires alluvions, et les 15,24 premiers mètres du sol se composent de la plupart des argiles limoneuses entrecoupées de couches relativement minces de sable limoneux.

A partir des essais de laboratoire, le profil du sol est décrit comme :

- (0 – 1.524m) : graviers
- (1.524 – 6.4m) : argile limoneuse avec une couche de sable limoneux de 0.61m d'épaisseur à 3.05m.
- (6.4 – 7.32m) : sable limoneux.
- (7.32 – 14.63m) : argile limoneuse.
- (14.63 – 15.24 m) : sable moyen.

La nappe phréatique se situent à 14.63 m de la surface.

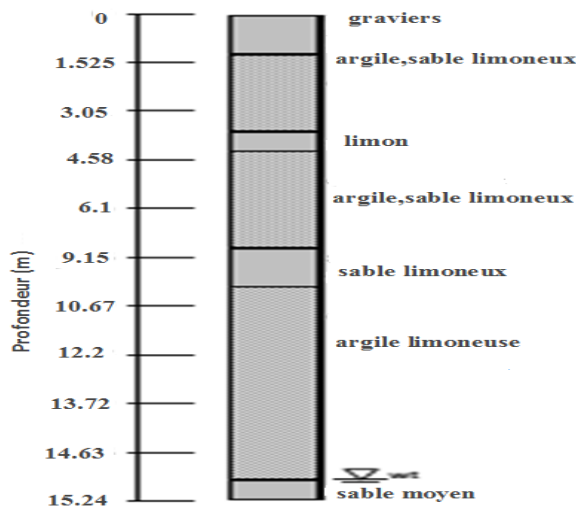


Figure 4.1 : La coupe verticale du terrain.

Les deux pieux sont fichés dans un sol multicouche et les caractéristiques mécaniques du sol sont rassemblées dans le tableau 4.1.

*Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques du sol*

Matériel	Profondeur [m]	Masse volumique [kg/m <sup>3</sup> ]	Coefficient de Poisson	Cohésion [Kpa]	Angle de frottement
Couche d'argile	$0 \leq z \leq 6.70$	$\rho = 2002$	$\nu = 0.46$	$C = 186.73$	$\varphi = 0^\circ$
Couche de sable	$6.70 \leq z \leq 7.62$	$\rho = 2002$	$\nu = 0.3$	$C = 7.18$	$\varphi = 38^\circ$
Couche d'argile	$7.62 \leq z \leq 12.19$	$\rho = 2002$	$\nu = 0.46$	$C = 225$	$\varphi = 0^\circ$

## 2. Description de l'essai de chargement du pieu :

L'essai consiste à appliquer par le biais d'un vérin des incréments de charge latérale en tête du pieu isolé libre ou encasté, et à mesurer les déplacements et/ou les rotations correspondantes, et à obtenir les profils d'efforts internes, en l'occurrence ceux du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de la réaction horizontale du sol, en équipant le pieu par des jauges de déformation et des inclinomètres.

Les jauges sont installées afin de mesurer les déformations longitudinales.

Les inclinomètres installés dans le pieu ont pour but de mesurer les rotations des pieux.



(a)



(b)

Figure 4.2 : Essai de chargement de pieu : (a) pieu libre en tête, (b) pieu encastré en tête [47]

### 2.1. Pieu libre en tête (pylône):

Le pieu pylône libre en tête fiché sur 7.62m de diamètre  $B=0.61$  m , d'un rapport d'élanement  $D/B = 12.5$  ,et de rigidité  $E_p I_p = 2.245$  MNm<sup>3</sup> . La charge latérale est appliquée à une hauteur de 4.08 m comme indiqué sur la figure 4.3

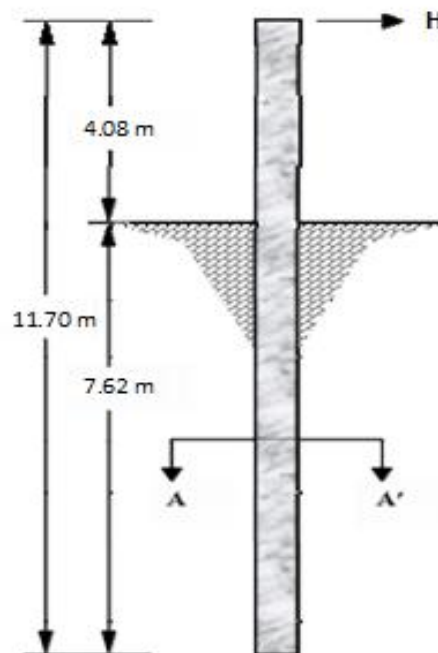


Figure 4.3 : Schéma du pieu libre en tête [47]



## 2.2. Pieu encastré en tête :

Le pieu est fiché sur 7.62m de diamètre  $B=0.61$  m ; d'un rapport d'élancement  $D/B =12.5$  de rigidité  $E_p I_p = 2.566$  MNm<sup>3</sup> ; le pieu est encastré à l'aide d'un bloc de béton pour empêcher la rotation, la hauteur de bloc est de 1.83 m au-dessus du sol comme indiqué sur la figure 4.4

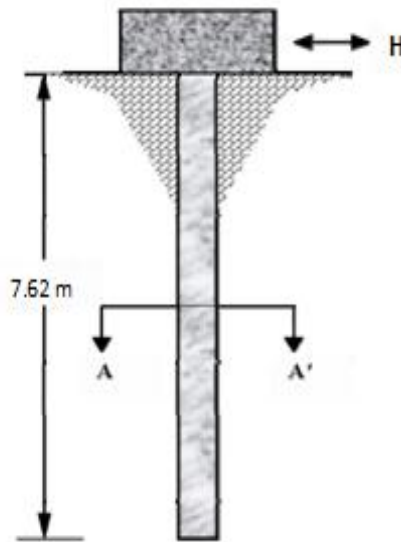


Figure 4.4 : Schéma du pieu encastré en tête [47]

## 2.3. Système de chargement :

Pour charger les deux pieux, un bloc de béton a été utilisé de 7.32m de longueur et de 3.66 m de largeur et de hauteur de 1.83 m.

Le système pieu-bloc a été conçu pour avoir une capacité de charge latérale de 13.34 MN. Le bloc a des points de fixation dans tous les côtés pour placer les vérins de chargement.

Pour le pieu libre en tête, deux vérins de chargement sont utilisés pour charger le pieu. Pour le pieu encastré en tête, quatre vérins de chargement sont utilisés.

## 3. Résultats expérimentaux :

Pour un effort donné, les déplacements et les moments fléchissant et les efforts tranchants le long du pieu (libre et encastré) sont mesurés. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 4.2 et les figures 4.5, 4.6, 4.7, 4.8.

Tableau 4.2 : Les résultats Expérimentaux

Z(m)	$Y_{libre}$ (m)	$Y_{encastrée}$ (m)
4	0,0254	/
3	0,019	/
2	0,013	/
1	0,007	/
0	0,004	0,0125
-1	0,001752	0,0112
-2	0,000462	0,007
-3	0,0000883	0,003
-4	0,0000469	0,0018
-5	0,0000152	0,00031
6	0,0000131	0,000105
-7	0.0000125	0,000021
-7.62	0.0000011	0,00000109

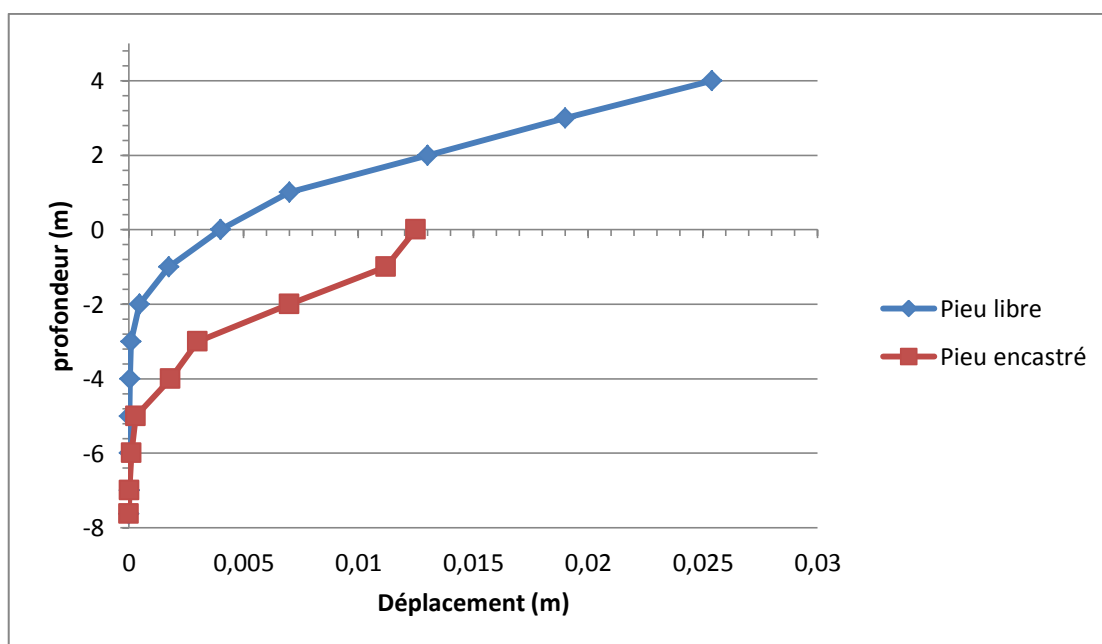


Figure 4.5 : Variation des déplacements en fonction de la profondeur pour un effort de 450KN

[47]

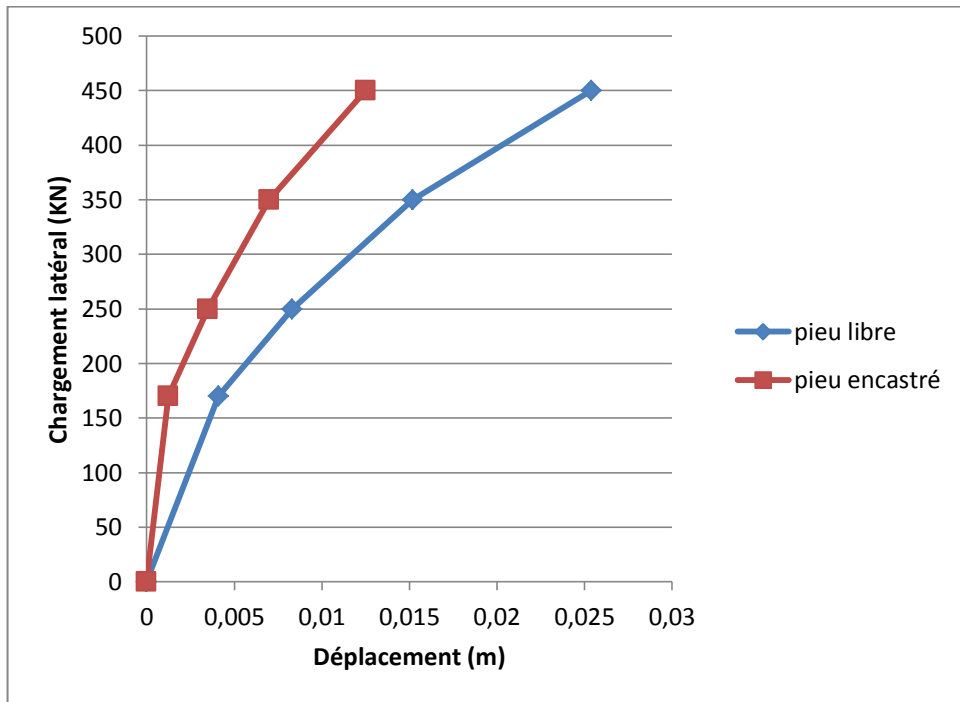


Figure 4.6 : Variation des déplacements en fonction de chargement latéral [47]

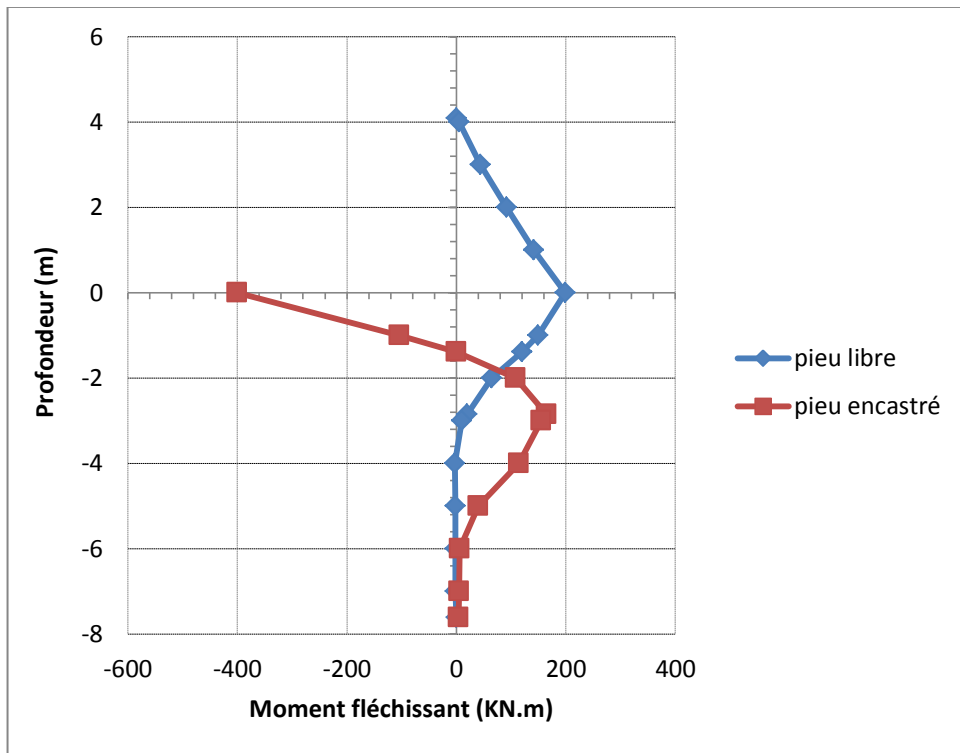


Figure 4.7 : Variation du moment fléchissant en fonction de la profondeur pour un effort de 450KN [47]

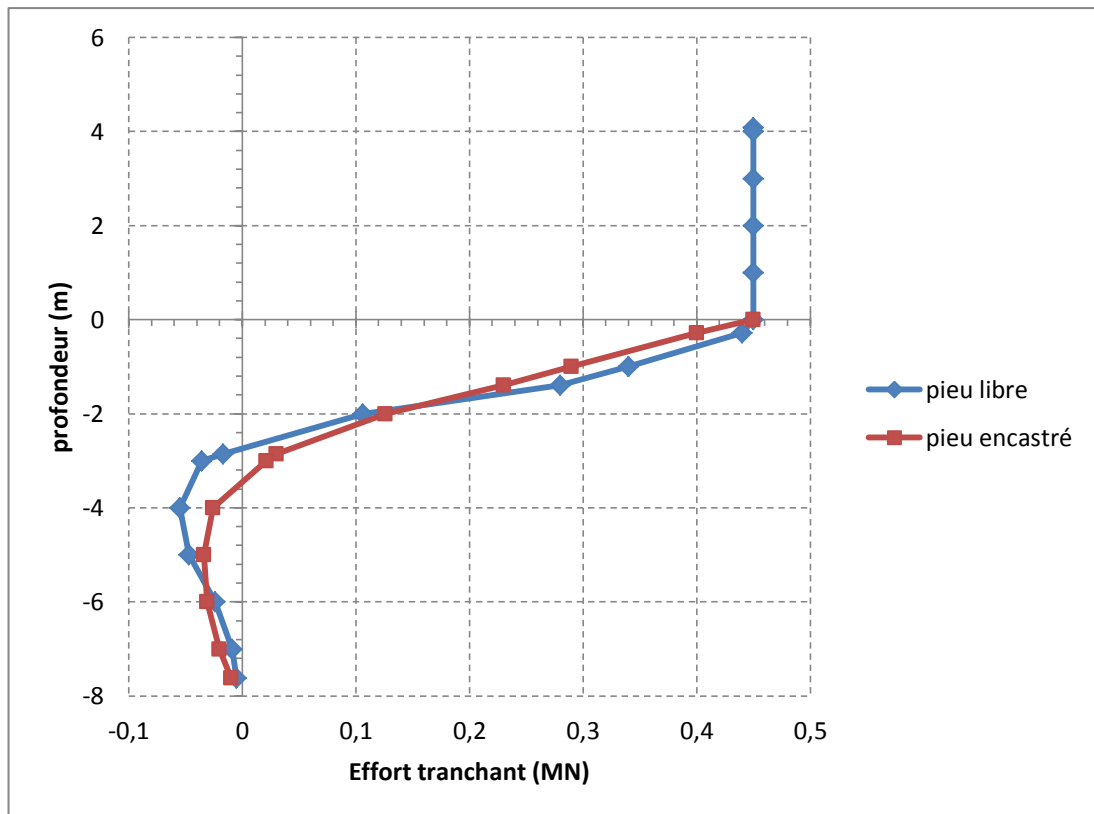


Figure 4.8 : Variation de l'effort tranchant en fonction de la profondeur [47]

#### 4. Calcul de coefficient d'encastrement $C_y$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_y$  est le rapport entre le déplacement d'un pieu isolé encastré et le déplacement d'un pieu isolé libre  $C_y = \frac{y^{encastré}}{y^{libre}}$ . On peut considérer ce coefficient comme un coefficient de correction des déplacements du pieu libre en tête.

Tableau 4.3: Résultat de  $C_y$  en fonction de chargement latéral

H(KN)	170	250	350	450
$C_y$	0.3	0.42	0.46	0.49

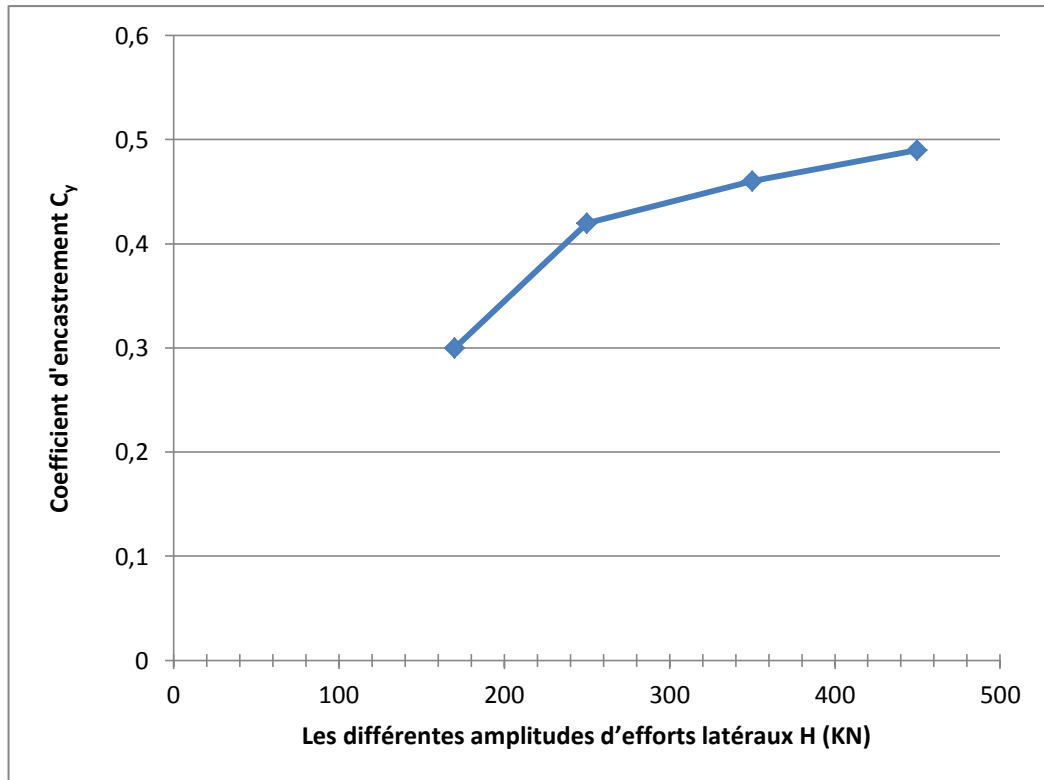


Figure 4.9: Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de chargement latéral.

La figure 4.7 montre que le coefficient d'encastrement  $C_y$  augmente avec l'augmentation du chargement latéral jusqu'à atteindre sa valeur maximale de 0.49 pour un chargement de 450 KN

### 5. Calcul de coefficient d'encastrement $C_M$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_M$  est le rapport entre le moment de flexion maximum d'un pieu isolé encastré et le moment de flexion maximum d'un pieu isolé libre  $C_M = \frac{M_{max}^{encastéré}}{M_{max}^{libre}}$  D'après les résultats expérimentaux :  $M_{max}^{encastéré} = 400 \text{ KN.m}$  et  $M_{max}^{libre} = 199 \text{ KN.m}$

Alors le coefficient d'encastrement  $C_M = 2.01$ .

## 6. Calcul de coefficient d'encastrement $C_T$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_T$  est le rapport entre l'effort tranchant maximum d'un pieu isolé encastré et l'effort tranchant maximum d'un pieu isolé libre  $C_T = \frac{T_{max}^{encastéré}}{T_{max}^{libre}}$  , on peut considérer ce coefficient comme un coefficient de correction.

D'après les résultats expérimentaux :  $T_{max}^{encastéré} = 450 \text{ KN}$  et  $T_{max}^{libre} = 450 \text{ KN}$

Alors le coefficient d'encastrement  $C_T = 1$  .

## CHAPITRE V : ETUDE DE L'EFFET DE L'ENCASTREMENT EN TÊTE SUR LE COMPORTEMENT D'UN PIEU

### 1. Introduction :

Les objectifs de cette recherche sont l'étude de l'effet de l'encastrement en tête du pieu sur les déplacements et les efforts (effort tranchant et moment de flexion) le long du pieu.

L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis d'un modèle numérique du système sol-pieu, en mettant l'accent sur les différents paramètres supposés influencer le comportement de ce système : la nature du sol (argile molle , argile moyenne , argile raide ), le rapport d'élancement du pieu et la variation de la rigidité des pieux .

L'objectif d'un tel travail est de définir une méthode de correction des résultats obtenus en supposant que le pieu est libre en tête, en vue de tenir compte de l'effet de l'encastrement.

### 2. Coefficient d'encastrement $C_y$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_y$  est le rapport entre le déplacement d'un pieu isolé encasté et le déplacement d'un pieu isolé libre  $C_y = \frac{\gamma^{encasté}}{\gamma^{libre}}$  .

Les coefficients d'encastrement obtenus par la modélisation numérique sont rassemblés dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Coefficient d'encastrement  $C_y$

				Argile		
				Molle	Moyenne	Raide
Elancement D/B	15	Rigidité relative $K_R$	1	0.195	0.2	0.193
			$10^{-1}$	0.23	0.24	0.238
			$10^{-2}$	0.30	0.305	0.303
			$10^{-3}$	0.323	0.329	0.33
			$10^{-4}$	0.342	0.336	0.34
			$10^{-5}$	0.366	0.32	0.36
	40	Rigidité relative $K_R$	1	0.182	0.173	0.178
			$10^{-1}$	0.239	0.179	0.23
			$10^{-2}$	0.309	0.30	0.30
			$10^{-3}$	0.315	0.32	0.33
			$10^{-4}$	0.327	0.315	0.31
			$10^{-5}$	0.33	0.326	0.326

Les figures 5.1, 5.2 présentent la variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  pour deux rapports d'élancement  $D/B=15$  et  $D/B=40$ .



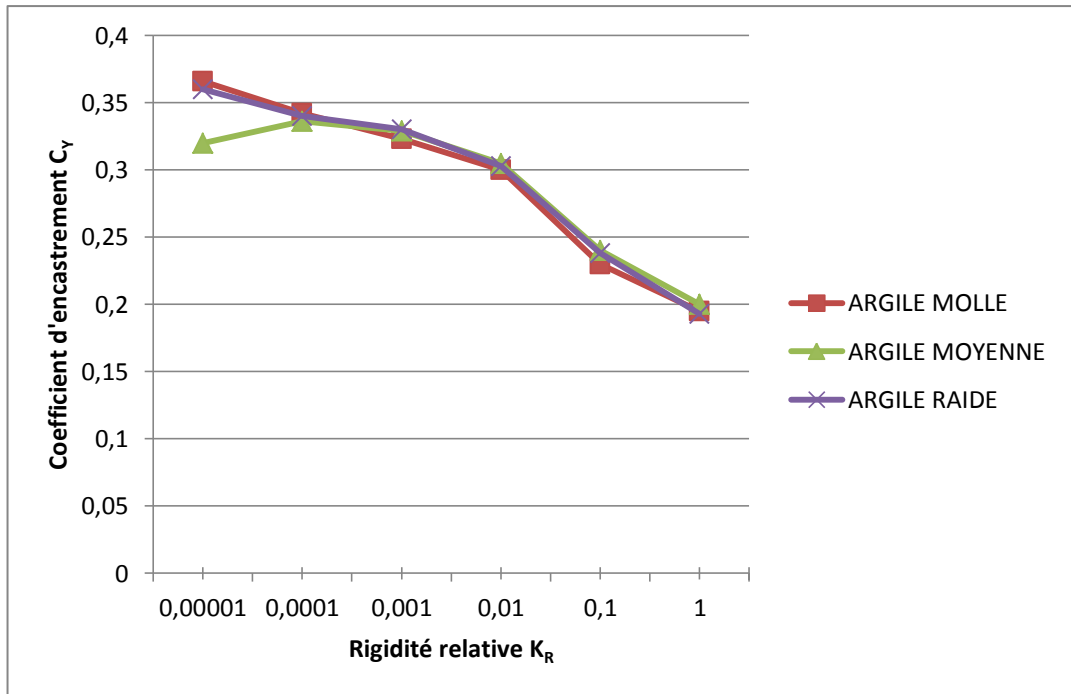


Figure 5.1 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  ( $D/B=15$ )

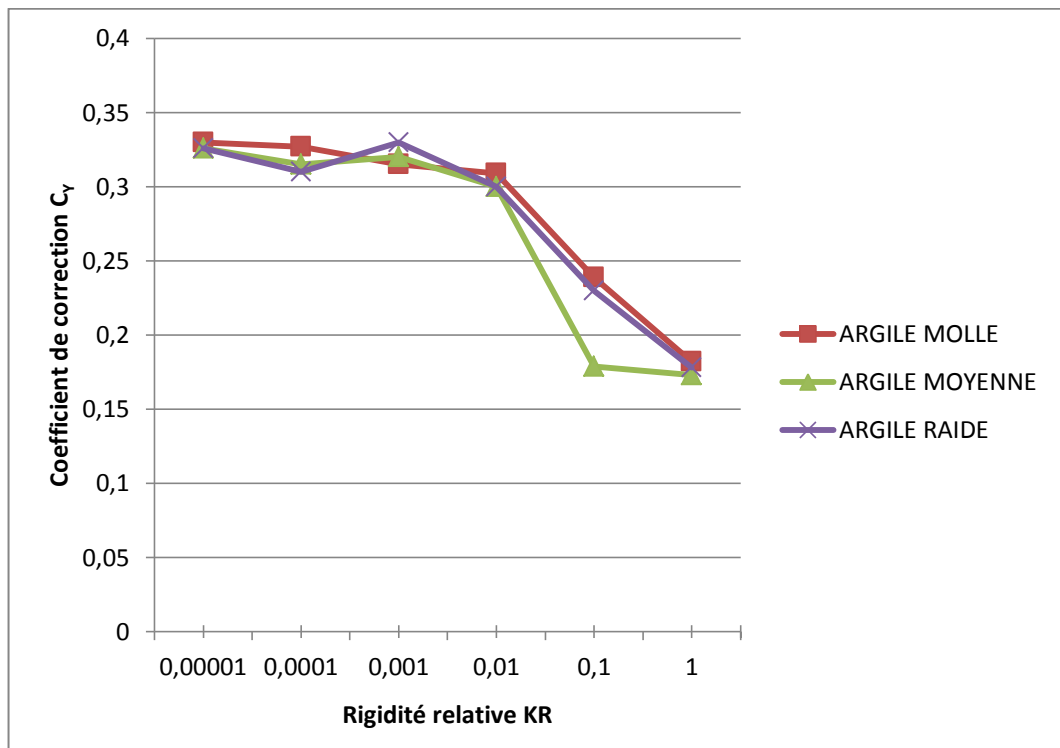


Figure 5.2 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans ( $D/B=40$ )

D'après les figures 5.1 et 5.2, on constate que le coefficient d'encastrement  $C_y$  diminue de 0.36 à 0.178 (environ de 50%) avec l'augmentation de la rigidité relative du pieu pour les 3 types du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et les 2 rapports d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ).

Pour un rapport d'élanement de 15, on remarque que le coefficient d'encastrement est presque identique quelle que soit la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) pour des rigidités relatives de  $10^{-4}$  à 1. On note une légère diminution de coefficient d'encastrement dans le cas d'un pieu très souple  $K_R=10^{-5}$  pour une argile moyenne.

Pour un rapport d'élanement de 40, il est clair que le coefficient d'encastrement est presque identique quelle que soit la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et la rigidité des pieux, à part dans le cas d'un pieu rigide  $K_R=10^{-1}$  on peut sentir une diminution de coefficient d'encastrement dans l'argile moyenne.

Les figures 5.3, 5.4, 5.5 présentent la variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  selon la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide).

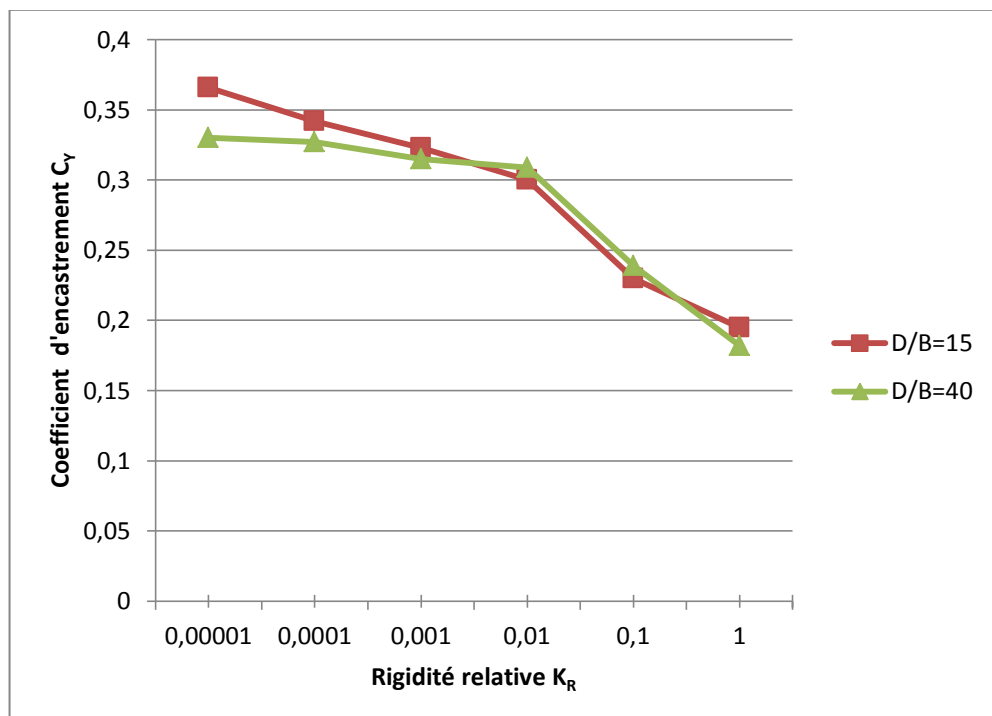


Figure 5.3 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile molle

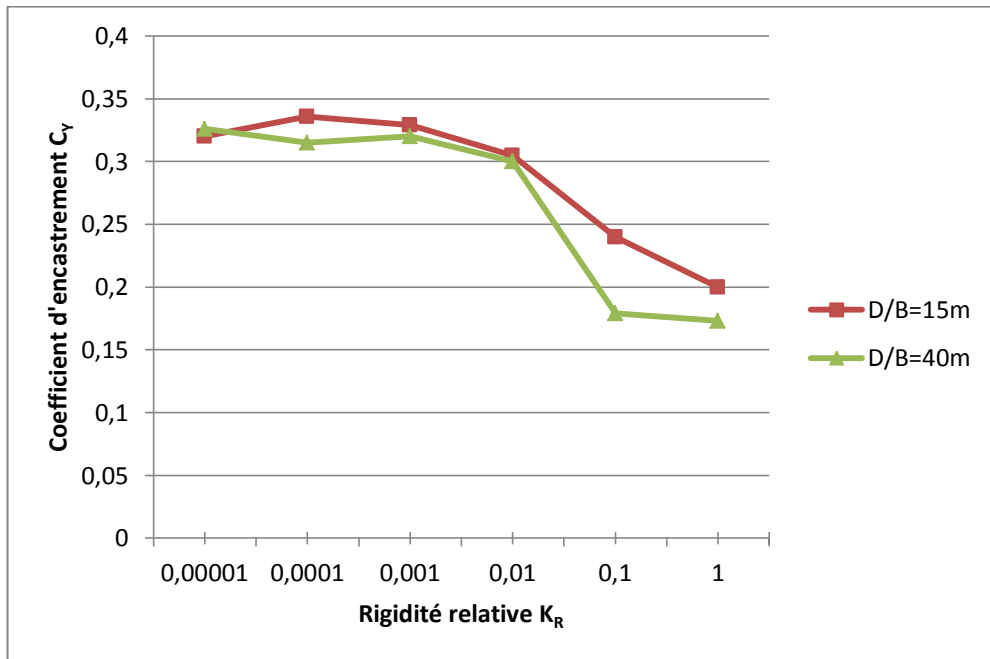


Figure 5.4 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile moyenne

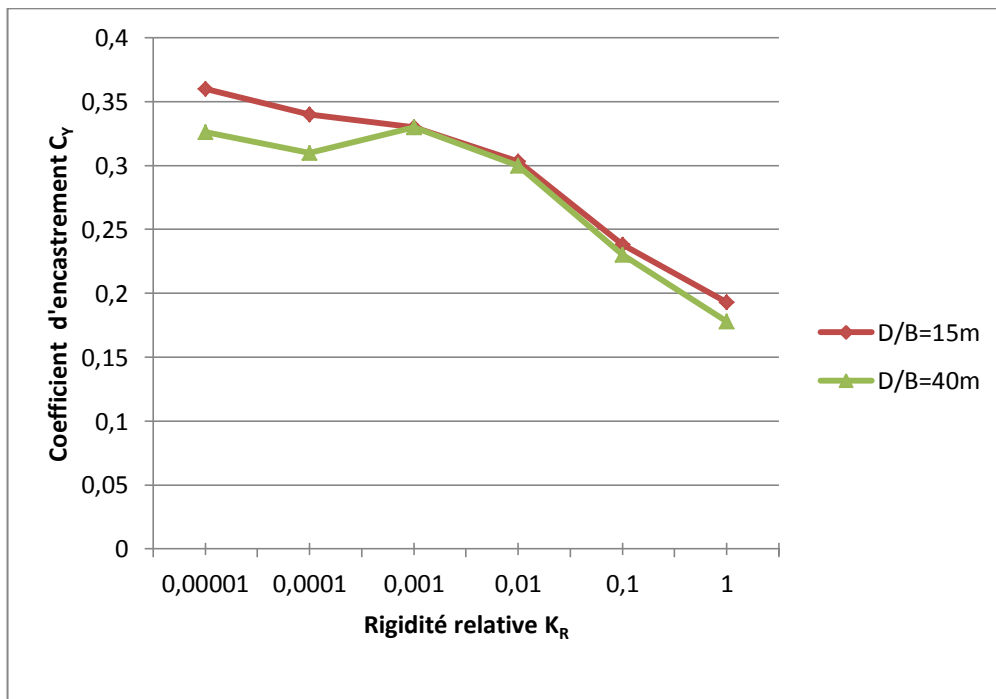


Figure 5.5 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile raide

D'après les figures 5.3, 5.4 et 5.5, on constate que le coefficient d'encastrement  $C_y$  diminue de 0.36 à 0.178 avec l'augmentation de la rigidité relative du pieu pour les 3 types du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et les 2 rapports d'élancement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ) de 50% environ.

Pour l'argile molle et l'argile raide, il est remarqué que le coefficient d'encastrement est presque identique dans le cas d'un pieu semi-rigide ( $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=10^{-3}$ ) pour les deux rapports d'élancement.

Pour les cas des pieux rigides et souples, on remarque que le coefficient d'encastrement est toujours supérieur dans le cas d'un pieu de rapport d'élancement  $D/B=15$  au pieu avec un rapport d'élancement  $D/B=40$ .

Pour l'argile moyenne, on voit que le coefficient d'encastrement est presque identique dans le cas d'un pieu très souple  $K_R=10^{-5}$  et le cas d'un pieu semi-rigide ( $K_R=10^{-2}$  et  $K_R=10^{-3}$ ) pour les deux rapports d'élancement.

Pour les autres rigidités relatives, on remarque que le coefficient d'encastrement est plus grand dans le cas d'un rapport d'élancement  $D/B=15$  que dans le cas d'un rapport d'élancement  $D/B=40$ .

### 3. Coefficient d'encastrement $C_T$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_T$  est le rapport entre l'effort tranchant maximum d'un pieu isolé encastré et l'effort tranchant maximum d'un pieu isolé libre  $C_T = \frac{T_{max}^{encastéré}}{T_{max}^{libre}}$  .

Les coefficients d'encastrement  $C_T$  obtenus par la modélisation numérique sont rassemblés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Coefficient d'encastrement  $C_T$

				Argile		
				Molle	Moyenne	Raide
Elancement D/B	15	Rigidité relative $K_R$	1	1	1	1
			$10^{-1}$	1	1	1
			$10^{-2}$	1	1	1
			$10^{-3}$	1	1	1
			$10^{-4}$	1	1	1
			$10^{-5}$	1	1	1
	40	Rigidité relative $K_R$	1	1	1	1
			$10^{-1}$	1	1	1
			$10^{-2}$	1	1	1
			$10^{-3}$	1	1	1
			$10^{-4}$	1	1	1
			$10^{-5}$	1	1	1

Il est remarqué dans ce tableau que le coefficient d'encastrement  $C_T$  est égal à 1 pour les trois types du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et les deux rapports d'élancement (D/B=15 et D/B=40)

#### 4. Coefficient d'encastrement $C_M$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_M$  est le rapport entre le moment de flexion maximum d'un pieu isolé encastré et le moment de flexion maximum d'un pieu isolé libre  $C_M = \frac{M_{max}^{encastéré}}{M_{max}^{libre}}$ .

Les coefficients d'encastrement  $C_M$  obtenus par la modélisation numérique sont rassemblés dans le tableau 5.3

Tableau 5.3 : Coefficient d'encastrement  $C_M$

				Argile		
				Molle	Moyenne	Raide
Elancement D/B	15	Rigidité relative $K_R$	1	1.58	1.60	1.62
			$10^{-1}$	1.62	1.629	1.639
			$10^{-2}$	1.64	1.649	1.66
			$10^{-3}$	1.768	1.772	1.776
			$10^{-4}$	1.775	1.778	1.782
			$10^{-5}$	1.795	1.799	1.81
	40	Rigidité relative $K_R$	1	1.6	1.608	1.612
			$10^{-1}$	1.63	1.635	1.64
			$10^{-2}$	1.65	1.656	1.68
			$10^{-3}$	1.77	1.775	1.777
			$10^{-4}$	1.78	1.785	1.788
			$10^{-5}$	1.8	1.85	1.89

Les figures 5.6, 5.7 présentent la variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  pour deux rapports d'élancement  $D/B=15$  et  $D/B=40$ .

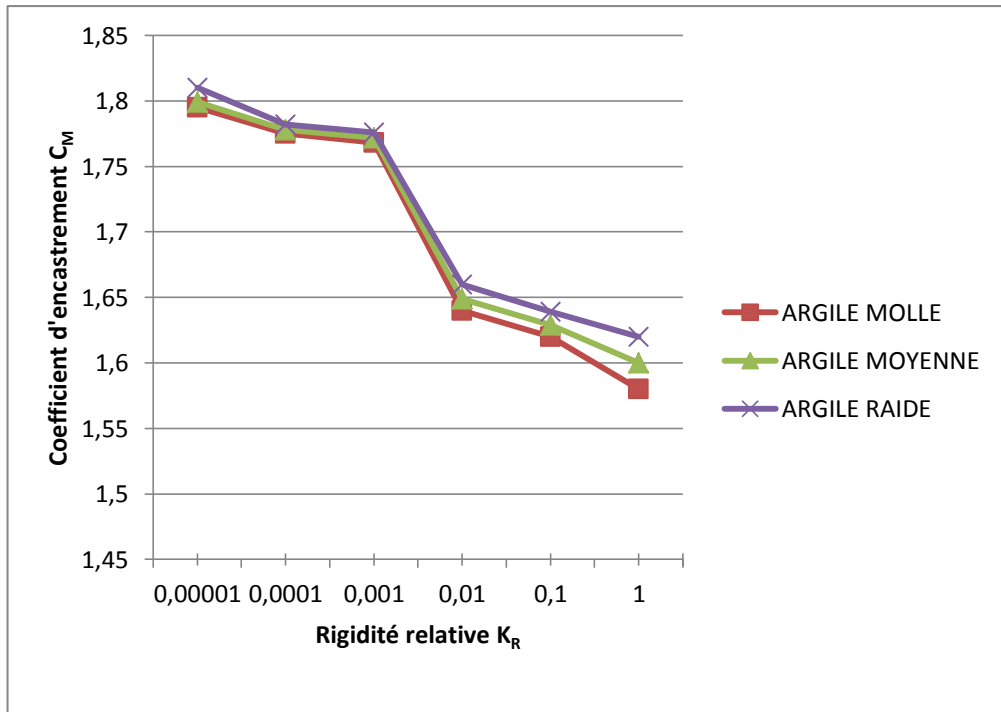


Figure 5.6 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  ( $D/B=15$ )

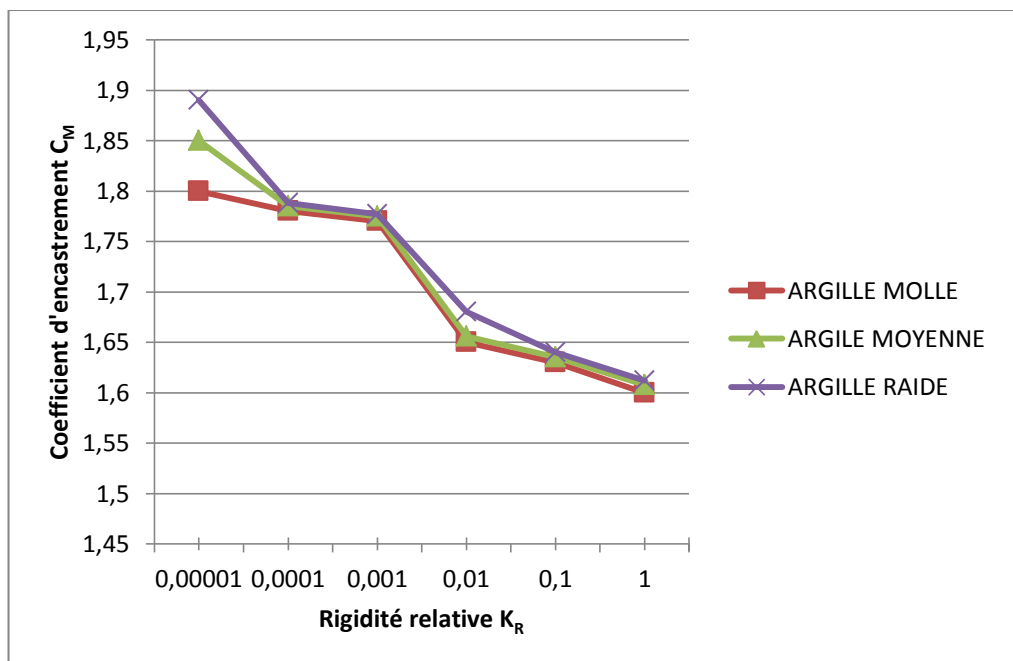


Figure 5.7 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_y$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  ( $D/B=40$ )

D'après les figures 5.6, 5.7, on constate que lorsque la rigidité relative du pieu  $K_R$  augmente de  $10^{-5}$  à 1, le coefficient d'encastrement  $C_M$  diminue de 1.89 à 1.58, soit environ de 16 % pour les trois type du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et les deux rapports d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ).

Pour un rapport d'élanement de 15, il est clair que le coefficient d'encastrement  $C_M$  est presque identique quel que soit la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) pour des rigidités relative  $K_R$  de  $10^{-5}$  à  $10^{-2}$ . On note une légère diminution du coefficient d'encastrement dans le cas d'un pieu rigide  $K_R=10^{-1}$  et  $K_R=1$  », et dans les cas d'une argile moyenne et raide.

Pour un rapport d'élanement de 40, on remarque que le coefficient d'encastrement  $C_M$  est presque identique quelle que soit la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide) et la rigidité des pieux, à part dans le cas d'un pieu très souple  $K_R = 10^{-5}$  on peut sentir une diminution du coefficient d'encastrement  $C_M$  dans les cas d'une argile moyenne et raide.

Les figures 5.8, 5.9, 5.10 présentent la variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  selon la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide).

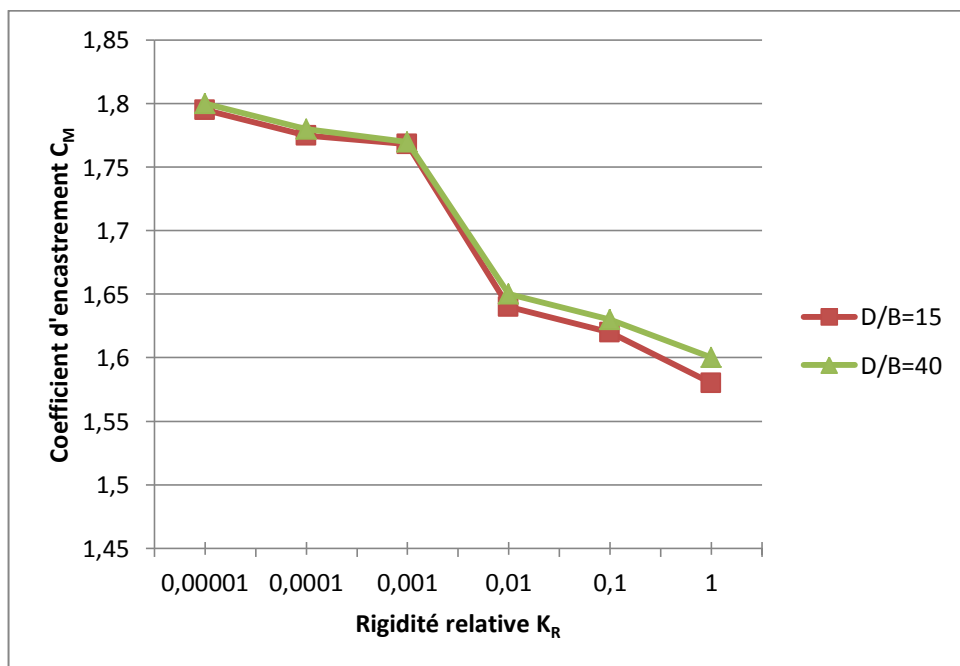


Figure 5.8 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile molle



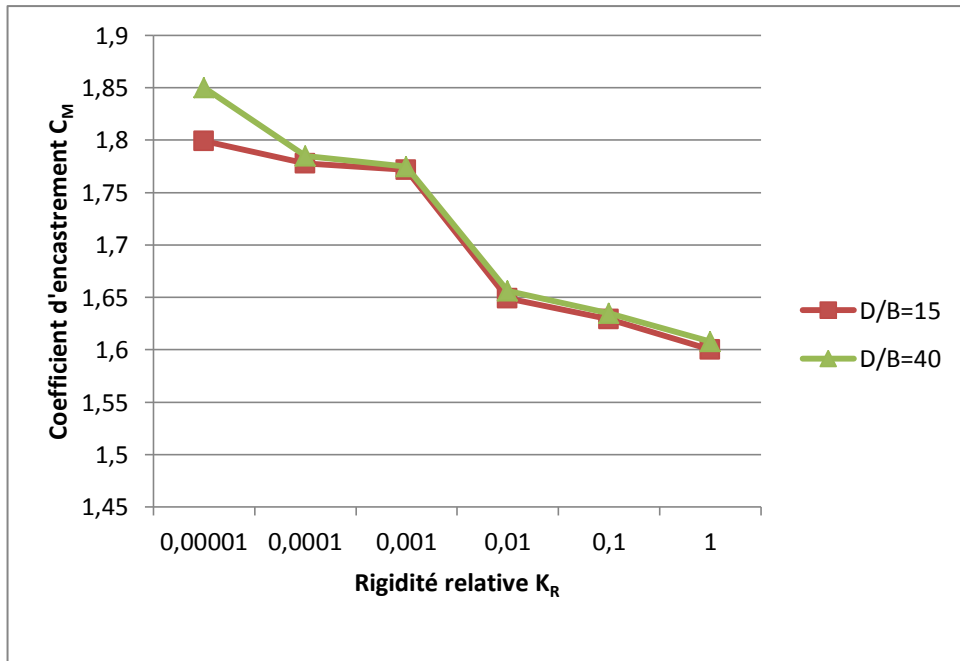


Figure 5.9 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile moyenne

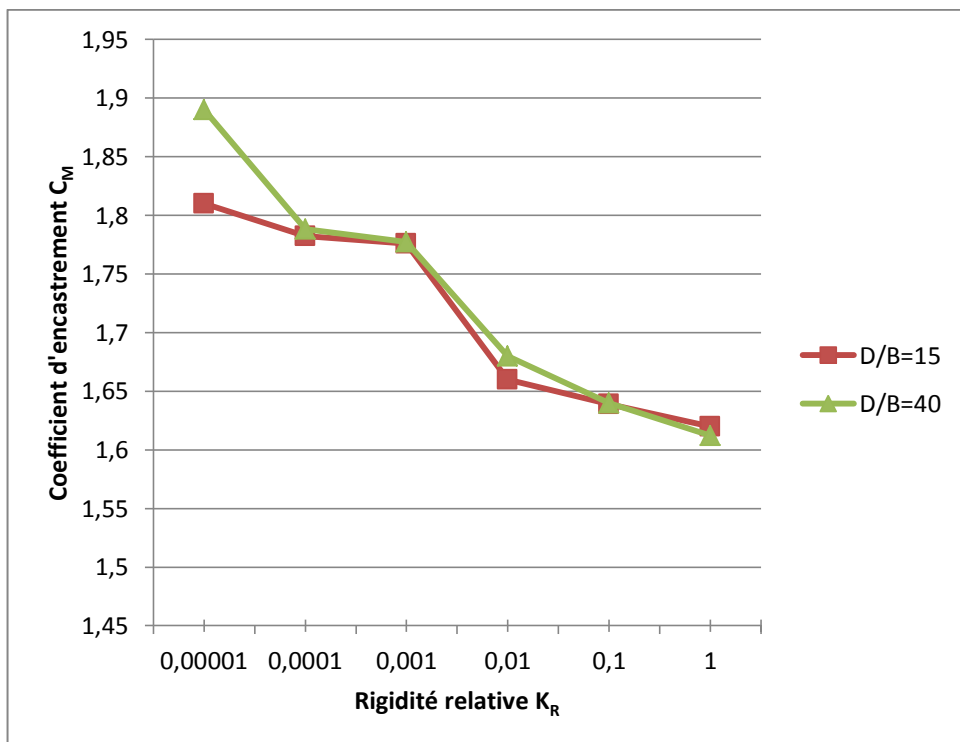


Figure 5.10 : Variation du coefficient d'encastrement  $C_M$  en fonction de la rigidité relative  $K_R$  dans l'Argile raide

D'après les figures 5.8, 5.9, 5.10 on constate que lorsque la rigidité relative du pieu  $K_R$  augmente de  $10^{-5}$  à 1, le coefficient d'encastrement  $C_M$  diminue de 1.89 à 1.58, soit de 16 % environ pour les trois types de sols (argile molle, argile moyenne, argile raide) et les deux rapports d'élancement ( $D/B=15$ ,  $D/B=40$ ).

Pour l'argile moyenne et l'argile raide, il est remarqué que le coefficient d'encastrement est presque identique lorsque la rigidité relative du pieu  $K_R$  augmente de  $10^{-4}$  à 1 pour les deux rapports d'élancement.

Pour les cas des pieux très souple  $K_R = 10^{-5}$ , on remarque que le coefficient d'encastrement est toujours supérieur dans le cas d'un pieu de rapport d'élancement  $D/B=40$  au pieu avec un rapport d'élancement  $D/B=15$ .

Pour l'argile molle, on voit que le coefficient d'encastrement est presque identique pour des rigidités relatives de  $10^{-5}$  à  $10^{-3}$  pour les deux rapports d'élancement.

Pour les autres rigidités relatives il est clair que le coefficient d'encastrement est plus grand dans le cas d'un rapport d'élancement  $D/B=40$  que dans le cas d'un rapport d'élancement  $D/B=15$ .

### 5. Coefficient d'encastrement $C_E$ :

Le coefficient d'encastrement  $C_E$  est le rapport entre le module de réaction latérale  $E_s$  (la pente initiale de la courbe de réaction du sol) d'un pieu isolé encasté et le module de réaction latérale  $E_s$

d'un pieu isolé libre  $C_E = \frac{E_S^{encasté}}{E_S^{libre}}$  .

On peut considérer ce coefficient comme un coefficient de correction de module de réaction  $E_s$  d'un pieu libre en tête :  $E_S^{encasté} = C_E \times E_S^{libre}$  .

Les coefficients d'encastrement  $C_E$  obtenus par la modélisation numérique sont rassemblés dans le tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Coefficient d'encastrement  $C_E$  pour un pieu de rapport d'élancement  $D/B=15$  et rigidité relative  $K_R=10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle)

Profondeur Z (m)	0	1	2	3
Coefficient $C_E$	0.99	0.96	0.955	0.985

Il est remarqué dans ce tableau que les valeurs de coefficient d'encastrement  $C_E$  sont très proche de 1 pour les profondeurs de 0 à 3m.

## 6. Estimation des coefficients d'encastrement par la méthode de module de réaction :

### 6.1. Equation différentielle de déflexion d'un pieu long et flexible

L'équilibre d'une tranche d'épaisseur d'un pieu flexible se traduit par l'équation différentielle suivante, caractérisant la déformation d'une poutre fléchie [48] :

$$E_P I_P \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + E_s y(z) = 0$$

#### 6.1.1. Solution en cas d'un sol homogène :

La solution complète en fonction de la profondeur, en termes de déplacements et efforts dans le pieu, est regroupée en fonction des conditions aux limites en tête du pieu, comme suit:

##### 6.1.1.1. Pieu libre en tête chargé par un effort H :

$$y(z) = \frac{2T_0}{l_0 E_s} \mathbf{A}^*(z)$$

$$\frac{dy}{dz} = \frac{-2T_0}{l_0^2 E_s} \mathbf{B}^*(z)$$

$$M(z) = T_0 l_0 \mathbf{C}^*(z)$$

$$T(z) = T_0 \mathbf{D}^*(z)$$

$$P(z) = \frac{2T_0}{l_0} e^{\frac{-z}{l_0}} \cos \frac{z}{l_0}$$

##### 6.1.1.2. Pieu encasté en tête chargé par un effort H :

$$y(z) = \frac{T_0}{l_0 E_s} \mathbf{B}^*(z)$$

$$M(z) = \frac{T_0 l_0}{2} \mathbf{D}^*(z)$$

$$T(z) = T_0 \mathbf{A}^*(z)$$

$$P(z) = \frac{T_0}{l_0} e^{\frac{-z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

Avec :

$$B^*(z) = e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$D^*(z) = e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$A^*(z) = e^{-\frac{z}{l_0}} \cos \frac{z}{l_0}$$

$$C^*(z) = e^{-\frac{z}{l_0}} \sin \frac{z}{l_0}$$

### 6.1.2. Le coefficient d'encastrement $C_y$ :

$$C_y = \frac{y_{\text{encasté}}}{y_{\text{libre}}} = \frac{\frac{H}{E_s l_0} \left( e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) \right)}{\frac{2H}{E_s l_0} \left( e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} \right) \right)} \quad (5 - 1)$$

En remplaçant  $Z$  par zéro dans l'équation (5 - 1) on trouve :

$$C_y = \frac{1}{2}$$

### 6.1.3. Le coefficient d'encastrement $C_T$ :

$$C_T = \frac{T_{\text{max}}^{\text{encasté}}}{T_{\text{max}}^{\text{libre}}} = \frac{T_0 A^*(z)}{T_0 D^*(z)} = \frac{e^{-\frac{z}{l_0}} \cos \frac{z}{l_0}}{e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)} \quad (5 - 2)$$

Pour le cas d'un pieu libre en tête l'effort tranchant maximum  $T_{\text{max}}^{\text{libre}}$  est l'effort tranchant en tête du pieu  $T(0)$  de même que pour un pieu encasté en tête, l'effort tranchant maximum  $T_{\text{max}}^{\text{encasté}}$  est l'effort tranchant en tête du pieu  $T(0)$ .

En remplaçant  $Z$  par zéro dans l'équation (5 - 2) on trouve :

$$C_T = 1$$

#### 6.1.4. Le coefficient d'encastrement $C_M$

$$C_M = \frac{M_{max}^{encastéré}}{M_{max}^{libre}} = \frac{T_0 l_0}{2} \frac{D^*(z)}{T_0 l_0 C^*(z)}$$

$$C_M = \frac{e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)}{2 e^{-\frac{z}{l_0}} \sin \frac{z}{l_0}} \quad (5 - 3)$$

Pour calculer le coefficient d'encastrement  $C_M$  il faut résoudre l'équation  $T(z_0) = 0$

##### 6.1.4.1. Pieu libre en tête chargé par un effort H

$$T(z_0) = 0 \Rightarrow T_0 e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \cos \frac{z}{l_0} = \sin \frac{z}{l_0}$$

$$\Rightarrow \sin \left( \frac{\pi}{2} - \frac{z}{l_0} \right) = \sin \frac{z}{l_0}$$

$$\Rightarrow z = \frac{\pi l_0}{4}$$

$$M_{max}^{libre} = M \left( \frac{\pi l_0}{4} \right)$$

##### 6.1.4.2. Pieu encastéré chargé par un effort H :

Pour le cas d'un pieu encastéré en tête le moment en tête  $M(0)$  est le moment maximal

$$M_{max}^{encastéré} = M(0)$$

En remplaçant  $z$  dans l'équation (5 - 3) on trouve :

$$C_M = \frac{e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)}{2 e^{-\frac{z}{l_0}} \sin \frac{z}{l_0}}$$

$$C_M = \frac{e^0 (\cos 0 - \sin 0)}{2 e^{-\frac{\pi}{4}} \sin \frac{\pi}{4}}$$

$$C_M = 1.55$$

### 6.5. Equation de comportement d'un pieu court et rigide :

Un pieu court et infiniment rigide effectue un déplacement d'ensemble, décrit par un profil linéaire des déplacements [49] :

$$Y(z) = Y_0 + Y'_0 \cdot z$$

#### 6.5.1. Solution en cas d'un sol homogène :

$$Y_0 = \frac{4H}{E_s \cdot D} \text{ Pour un pieu libre en tête}$$

$$Y_0 = \frac{H}{E_s \cdot D} \text{ Pour un pieu encastré en tête}$$

#### 6.5.2. Le coefficient d'encastrement $C_y$ :

$$C_y = \frac{y^{encast\acute{e}}}{y^{libre}} = \frac{\frac{H}{E_s \cdot D}}{\frac{4H}{E_s \cdot D}}$$

$$C_y = 0.25$$

### 7. Comparaison des coefficients d'encastrement :

Tableau 5.5 : Comparaison des principaux résultats obtenus par la modélisation avec ceux obtenus par l'essai en vraie grandeur et la méthode de module de réaction.

Coefficients d'encastrement	Modèle numérique		Méthode de module de réaction	Essai en vraie grandeur
	D/B=15	D/B=40		
$C_y$	0.328	0.348	0.5	0.49
$C_T$	1	1	1	1
$C_M$	1.85	1.8	1.55	2.01

Les résultats obtenus par la modélisation par la méthode des éléments finis sont proches de ceux donnés par l'essai en vraie grandeur. on note pour le coefficient d'encastrement  $C_y$  un écart

de 29% entre la méthode des éléments finis et l'essai en vraie grandeur dans le cas d'un pieu avec un rapport d'élançement de 15, et un écart de 33% pour le pieu de rapport d'élançement de 40.

Pour le coefficient d'encastrement  $C_T$ , on remarque que les résultats obtenus par le modèle numérique sont identiques à ceux trouvés par l'essai en vraie grandeur.

Pour le coefficient d'encastrement  $C_M$ , on note un écart de 10% entre le modèle numérique et l'essai en vraie grandeur dans le cas d'un pieu de rapport d'élançement de 15, et un écart de 8% pour le pieu de rapport d'élançement de 40.

## **8. Conclusion :**

Dans ce chapitre, des coefficients de correction sont proposés pour tenir compte de l'effet de l'encastrement sur le comportement d'un pieu.

Pour déterminer les déplacements en tête d'un pieu encastré, on se propose d'appliquer un coefficient de correction  $C_y = 0.178$  à  $0.36$  sur les déplacements d'un pieu libre en tête.

Pour déterminer le moment fléchissant maximum le long du pieu encastré on se propose d'appliquer un coefficient de correction  $C_M = 1.58$  à  $1.89$  sur le moment fléchissant maximum d'un pieu libre en tête.

Pour l'effort tranchant maximum le long du pieu encastré en tête il n'y a pas de correction à faire car le coefficient d'encastrement  $C_T$  égal à 1.

Pour le module de réaction latéral  $E_s$  d'un pieu encastré en tête il n'y a pas de correction à faire car les valeurs de coefficient d'encastrement  $C_E$  sont très proche de 1.

## CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE

L'analyse par la méthode des éléments finis a été menée pour définir une méthode de correction des résultats obtenus en supposant que le pieu est libre en tête, en vue de tenir compte de l'effet de l'encastrement pour 3 types de sol uniforme (argile molle, argile moyenne, argile raide) et différentes rigidités des pieux pour deux rapport d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ).

Sur la base des résultats de la modélisation numérique, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Quand un pieu est sollicité latéralement en tête, la plus grande valeur de déplacement se localise au niveau de la tête, et ce quelle que soit la nature du sol (argile molle, argile moyenne, argile raide).
- Le coefficient d'encastrement  $C_y$  est très influencé par la variation de la rigidité de pieu car le coefficient d'encastrement diminue de 0.36 à 0.178 (environ de 50%) avec l'augmentation de la rigidité relative du pieu.
- Le coefficient d'encastrement  $C_y$  est peu influencé par la nature du sol et par la variation du rapport d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ).
- Il a été constaté que le coefficient d'encastrement  $C_T$  n'a pas été influencé par la variation de la rigidité de pieu et par la nature du sol et la variation du rapport d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ).
- L'effet de rapport d'élanement ( $D/B=15$  et  $D/B=40$ ) est nettement négligeable sur le coefficient d'encastrement  $C_M$ . On note aussi une faible influence de la nature du sol sur  $C_M$ .
- Le coefficient d'encastrement  $C_M$  est influencé par la variation de la rigidité de pieu car le coefficient d'encastrement diminue de 1.89 à 1.58 (environ de 16%) avec l'augmentation de la rigidité relative du pieu.

L'étude a porté aussi sur la construction d'une courbe de réaction P-Y pour un pieu de rapport d'élanement  $D/B=15$  et une rigidité relative  $K_R = 10^{-3}$  fiché dans un sol (argile molle) sous les deux conditions aux limites différentes : tête libre et tête encastree. On a pu retenir aussi que les modules de réaction  $E_s$  sont presque identiques car les résultats trouvés pour le coefficient d'encastrement  $C_E$  sont très proches de 1.



Par conséquent, ce travail de recherche peut être étendu à l'analyse de la réponse d'un pieu sous sollicitation latérale pour différents types de chargement, cyclique ou dynamique.

- Utiliser d'autres lois de comportement élastoplastiques.
- Etude de l'effet de la proximité d'un talus.
- Construire des courbes de réaction P-Y pour d'autres types de sols et autres rapports d'élanement.

Ceci reste une perspective pour d'autres chercheurs.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Addaci, O., “Analyse numérique par la méthode des éléments finis d’un pieu isolé sollicité par une charge latérale”, mémoire de magister, université El Hadj Lakhdar Batna, (2012), 19-30.
2. Laouedj, A., “Pieux sous charges horizontales - développement d’un programme de calcul et étude comparative des méthodes de calcul à la base des courbes de réaction P-y”, mémoire de master, Université Saad Dahlab Blida, (2011), 33-50.
3. Bakour, A., “Comportement des fondations profondes sous charges axial et latérale” mémoire de magister, université du Québec, (2008), 102-108.
4. MCIF., “Manuel Canadien d’Ingénierie des Fondations”, 2006.
5. Frank, R., “Calcul des fondations superficielles et profondes”, Techniques de l’ingénieur, Presses de l’Ecole Nationale des ponts et chaussées,(1999).141 p.
6. Craig, W. H., “Installation studies for model piles. Proceeding Symposium on Application of centrifuge modelling to geotechnical design”, University of Manchester, (1984), 440-455
7. Baguelin, F.,Goulet, G. et Jezequel, J., “Etude expérimentale du comportement d’un pieu sollicité horizontalement” ,5th European Conference on soil mechanics and foundation engineering, Madrid,(1972),317-324.
8. Rakotonindriana,M “Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique”, thèse de doctorat, l’école nationale des ponts et chaussées, (2009) , 235 p
9. Adachi, T.,Kimura, M.,Kobayashi, H. et Morimoto, A., “Behavior of laterally loaded pile groups in dense sand” Centrifuge 94, Singapore, Balkema,(1994),509-514.
10. Hadjadji, T., “Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux”, Thèse de l’Ecole nationale des ponts et chaussées, (1993), 307 p.
- 11.Little, R. L. et Briaud, J.-LA., “pressuremeter method for single piles subjected to cyclic lateral loads in sand”, Rapport Miscellaneous paper GL-88-14,1988), 307 p

12. Ting, J. M., Kauffman, C. R. et Lovicsek, M., "Centrifuge static and dynamic lateral pile behavior", Canadian Geotechnical Journal, Vol.24 (2), (1987),198-207.
13. Kikuchi, Y., "Lateral resistance of piles in sand under repeated horizontal loading", 2nd BGA International Conference on Foundations, ICOF 2008, Dundee, Balkema, (2008),1225-1236.
14. Broms, B. B., "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol.90 (SM 3), (1964), 123-148.
15. J.A.T. Ruigrok., "Laterally Loaded Piles: Models and Measurements", master thesis, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft, Nederland, (2010),58-62.
16. Moussaoui, A., "Dimensionnement des pieux sous charges horizontales-analyse d'une base de données d'essais de chargement des pieux" Thèse de master, université de Blida, (2011).
17. Poulos, H.G. and Davis, E. H., "pile foundation analysis and design", John Wiley & Sons, New York, (1980), 143-151
18. Zhang, L et Silva, F et Grismala, R., "Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, (JAN 2005),78-80.
19. Cassan, M., "Les essais in situ en mécanique des sols" tome 2 éditions Eyrolles, (1987), 330 p
20. Banerjee, P et Davis, T. "The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non homogeneous soils", Géotechnique 28, n°3,1978, 309-326.
21. Rmaud, D., "Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe", l'école nationale des ponts et chaussées, thèse de doctorat, (1999), 328 p.
22. Maouche, H., "Analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales" thèse de doctorat, université Mentouri, Constantine (2010), 29-43
23. Bouafia, A., "Conception et calcul des ouvrages géotechniques" université de Blida édition pages bleues, (2010), 386 p
24. Terzaghi, K., "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Geotechnique, Vol 5, (1955), 297-326.
25. FASCICULE N°62-Titre V., "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil", Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, (1993),182 p

26. Gilbert, C., “Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure”, *Revue Française de Géotechnique*, N°7, 3e trimestre (1995), 3-9.
27. C.T.R.E, N°4., “Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe”, A.A.Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, (1991), 11-17.
28. Reese, L. C. et Cox, W. R ., “Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading” *Performance of deep foundations*, San Francisco, ASTM Technical publication 444, (1974),160-176.
29. Murchison, J,M, et O'neill M.W., “Evaluation of P-y relationships in cohesionless soils”, *Analysis and Design of Pile Foundations*, Proc. A.S.C.E. National Convention in San Francisco, (1984) , 174-191.
30. A.P.I. (American Petroleum Institute) “Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, RP2A-LRFDSection G, (1993), 64-77
31. Kubo, K ., “Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles” , Proc, VI<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Montréal, Vol.2, (1965), 275-279.
32. Terashi, M., Kitazume, M. et Kawabata, K., “Centrifuge modelling of a laterally loaded pile” XII<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E, Proc, Rio de Janeiro, Vol.2 ,(1989), 991-994.
33. P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute),. “Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan”, Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, (1980), 317 p
34. D.N.V. (Det Norske Veritas),. “Rules of the design construction and inspection of offshore structures. Appendix Foundations”, 1992 54 p.
35. Li yan, et Byrne, P., “Lateral pile response to monotonic head loading” *Canadian Geotechnical Journal*, N°29, (1992), 955-970.
36. Barry J. Heyer and Lymon C. Reese., “analysis of single piles under lateral loading”, technical report NO FHWA/TX-79/38+244-1, Texas State Department of Highways and Public, USA, (December 1979),63-67.
37. Scott, A and Teerawut, J., “effect of pile diameter on the modulus of sub-grade reaction”, Final Report Submitted to Caltrans under Contract No. 59A0051, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California 92093-0085,(2005),316p

38. Simpson and Brown .,“development of p-y curves for piedmont residual soils”, Project No. B-424 (2), Department of Civil Engineering Auburn University, (2003) ,109p
39. Teng,W et Tian-lin, W., “Experimental research on silt p-y curves”, 2009
40. Baguelin, F et Frank R., et Y.-H.Said., “Étude théorique du mécanisme de réaction latérale des pieux ”, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°92 (nov-dec) 1977, 35-56.
41. Baguelin, F., Trézos et R. Frank. “ Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels”, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°104 (nov-dec) 1979, 33-47.
42. Moussaoui,M et Sadli,A ., “ Modélisation d’une chaussée aéroportuaire renforcée par geographe” thèse de master, université de Blida ,104-106.
43. HélènePicard,M., “Comportement et modélisation p-y des argiles sensibles du Québec : études expérimentale et paramétrique”, mémoire de magister, université Laval Québec , (2012) , 9-15
44. Lachenani, A., “contribution à l’étude des pieux charges horizontalement” mémoire de magister, université de Blida, (2003),
45. Massamba, F, et Mezazigh,S et Levacher ,D., “Modélisation 3D d’un pieu chargé latéralement dans un massif sableux à proximité d’un talus”, Journées Nationales Génie Civil,(2004), p 09
46. Massamba, F, et Mezazigh,S et Levacher ,D., “Prise en compte d’un module de réaction corrigé dans la modélisation numérique d’un pieu isolé chargé latéralement à proximité d’une pente ”,IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, 12-14 septembre (2006),614-616
47. Stewart, J, et Ertugrul ,T et Wallace, J., “Full Scale Cyclic Large Deflection Testing of Foundation Support Systems for Highway Bridges. Part I: Drilled Shaft Foundations”, A report on research conducted under Grant No. 59A0247 from the California Department of Transportation, décembre (2007), 3-66.
48. Bouafia, A., “calcul pratique des fondations et des soutènements ”, université de Blida édition OPU, (2005), 164-170
49. Bouafia, A., “ Aide-Mémoire de mécanique des sols ” université de Blida, édition OPU, (2013), 35-41



