

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Géotechnique

DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUR PIEUX
SOUS CHARGE HORIZONTALE-ETUDE COMPARATIVE
DES METHODES DE CALCUL

Soutenu par

Fatma zohra KERNEY

Malika BOUYAKOUB

devant le jury composé de :

Professeur	USDB de Blida	Président
Maître de conférences		Examineur
Maître de conférences	USDB de Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur USDB de Blida	Promoteur
A.LAOUADJ		Co- Promoteur

Blida, juin 2014



Résumé :

Il arrive dans certaines configurations d'ouvrage fondé sur des pieux que ces derniers sont sollicités par des forces horizontales (solicitation sismique, effet du vent, poussée des terres, etc) et il importe de vérifier qu'avec les dimensions retenues du pieu que les déplacements en tête du pieu soient admissibles, et que le pieu résiste aux efforts internes dans le pieu (effort tranchant et moment de flexion).

Les méthodes de calcul à la base du concept du module de réaction latérale, appelées aussi méthodes des courbes de réaction P-y, ont connu ces dernières décennies un épanouissement mondial considérable à cause de leur flexibilité permettant de tenir compte d'une part de la non linéarité du comportement du système sol/pieu et de la non homogénéité des propriétés du sol d'autre part. On assiste ainsi à un développement important des logiciels basés sur les courbes P-Y.

Le travail consiste en première étape à interpréter deux essais de chargement latéral du pieu, un dans un sol pulvérulent et l'autre dans un sol fin saturé et déterminer expérimentalement les courbes P-Y ainsi que le module de réaction et la résistance latérale du sol autour du pieu.

En deuxième étape, une étude comparative détaillée des méthodes de calcul des déplacements et des efforts internes dans le pieu, en axant sur les méthodes des courbes P-Y, sera menée. Les résultats expérimentaux obtenus en première étape servent de référence pour tester la qualité de prévision des différentes méthodes testées. L'outil de comparaison est le programme SPULL (Single Pile Under Lateral Loads), développé en 2002 à l'université de Blida.

On aboutit à la fin de ce travail à un classement des méthodes de calcul vis-à-vis de la qualité de prévision du comportement du pieu sous charge latérale.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	
RESUME (ARABE)	
ABSTRACT	
RESUME	
Liste des symboles et des abréviations	
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1:ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS CHARGE LATERALE	3
1.1. Généralités sur les fondations profondes	3
1.1.1. Définition	3
1.1.2. Historique	4
1.1.3 Classification des fondations sur pieux	4
1.2 .Fondations profondes sous charges latérales	8
1.2.1. Introduction	8
1.2.2. Comportement du pieu aux grands déplacements	8
1.2.3. Comportement du pieu aux petits déplacements	22
1.3. Etude comparative des différentes méthodes de calcul dans un sol argileux saturé	64
1.3.1 Introduction	64
1.3.2. Les caractéristiques de pieux et de sol	64
1. 3.3. Méthodes et résultats de calcul	
1.3.4. Conclusion	65
1.4. Aperçu sur les programmes utilisés	68
1.4.1. Introduction	68
1.4.2. Présentation des logiciels et de différentes méthodes numériques d'interpolations	68
1.5. Conclusion	77
CHAPITRE 2 : INTERPRETATION D'UN ESSAI DE CHARGEMENT LATERAL D'UN PIEU DANS LE SABLE	79
2.1. Introduction	
2. 2. Les étapes de construction des courbes P-Y	79
2. 3. Description de l'essai de chargement	80
2.3.1. Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu	82

2.3.2. Description de l'instrumentation du pieu et du dispositif de chargement	82
2.3.3. Les caractéristiques du sol	82
2.4. Présentation des résultats	84
2.5. Construction des courbes P-Y	86
2.6. Conclusion	90
CHAPITRE 3 : INTERPRETATION D'UN ESSAI DE CHARGEMENT LATERAL D'UN PIEU DANS L'ARGILE	91
3.1. Introduction	91
3.2. Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu	91
3.2. Caractéristiques du sol	92
3.3. Présentation des résultats	92
3.4. Construction des courbes P-Y	93
3.5. Conclusion	98
CHPITRE 4 : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL	99
4.1. Introduction	99
4.2. Résultats de calcul	99
4.2.1. Sol pulvérulent	99
4.2.2. Sol cohérent	106
4.3. Etude comparative des méthodes de calcul	117
4.3.1. Sol pulvérulent	117
4.3.2. Sol cohérent	120
4.5. Etude statistique des rapports $Y(0)_{\text{calcul}}/Y(0)_{\text{mesuré}}, M(\text{max})_{\text{mesuré}}/M(\text{max})_{\text{calcul}}$ et $Y'(0)_{\text{mesuré}}/Y'(0)_{\text{calcul}}$	124
4. 6. Interprétation de l'ensemble des courbes	126
4.6 .1. Cas d'un sol sableux	126
4.6.2. Cas d'un sol cohérent	126
4.7. Conclusion	127
Conclusions et perspectives	128
Références bibliographiques	129
ANNEXE	

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

- Figure 1.1 : une semelle sur un groupe de pieu3
- Figure1.2: Sonnette à taraude4
- Figure1.3:Pieu foré à la boue6
- Figure1.4:Pieu battu moulé 7
- Figure 1.5: Poussé des terres sur la culée d'un viaduc8
- Figure 1.6: déplacement latéral d'une couche d'argile molle8
- Figure 1.7 : Choc d'accostage d'un navire9
- Figure 1.8 : Effet du vent sur un ouvrage élancé9
- Figure 1.9 : Modèle de calcul de Brinch Hansen10
- Figure 1.10 : Coefficient de la résistance latérale K_q et K_c 12
- Figure 1.11 : Coefficient de résistance latérale à la surface du sol (0) et à grande profondeur (∞) selon Brinch Hansen (1961)13
- Figure 1.12: pieu rigide dans un milieu cohérent15
- Figure 1.13: pieu flexible dans un milieu cohérent 15
- Figure 1.14: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol cohérent selon Broms (1964) 17
- Figure 1.15: pieu rigide dans un milieu pulvérulent17
- Figure 1.16: pieu flexible dans un milieu pulvérulent 18
- Figure 1.17: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol pulvérulent selon Broms (1964)18
- Figure1.18 : Schéma de rupture selon Ménard.20
- Figure1.19: Critère de stabilité selon Ménard21
- Figure 1.20: Facteurs d'influence $I_{YH}, I_{YM}, I_{YH}, I_{YM}$ dans le cas de module d'élasticité du sol constant avec la profondeur24
- Figure 1.21 : Facteurs d'influence I_H et I_{HM} selon Banerjee et Davies26
- Figure 1.22 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale
(b) Courbes de réaction : (P-Y)27
- Figure1.23: Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al, 1992)28
- Figure 1.24 : Courbe P-Y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.33
- Figure 1.25 : Courbe P-Y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes.

Figure 1.26 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle caractéristique de la courbe (P-Y) pour une Argile molle	34
Figure 1.27: Forme caractéristique de la courbe (P-Y) pour une Argile molle	36
a) Chargement statique; b) Chargement cyclique (Matlock, 1970)	
Figure 1.28 : Forme caractéristique de la courbe P-Y	37
Figure 1.29 : la courbe P-Y selon la méthode de McClelland et Focht pour une argile.	40
Figure 1.30: La courbe P-Y selon la méthode de Parke et Reese pour un sable sous chargement statique	42
Figure 1.31: le coefficient de l'ajustement et le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique	43
Figure 1.32: La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable	44
Figure 1.33: le paramètre empirique A_c en fonction de $\frac{z}{B}$	45
Figure 1.34: Caractéristique de la courbe P-y pour un chargement statique dans l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique	47
Figure 1.35: la courbe P-Y selon la méthode de Welch et Reese pour un chargement statique dans l'argile raide en dessus de la nappe phréatique	47
Figure 1.36 : Coefficient et $C_1 C_2$ en C_3 fonction de l'angle de frottement interne ϕ'	50
Figure 1.37 : Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ'	50
Figure 1.38: la courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gaziolu pour une argile sous chargement statique	52
Figure 1.39 : la courbe P-Y selon la méthode d'Neill et Dunnavant pour une argile raide sous chargement statique	53
Figure 1.40: La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Ismaïl (1990)	54
Figure 1.41: la constante initiale de module de réaction	58
Figure 1.44: La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Simpson et Brown (2003)	60
Figure 1.45: la courbe P-Y selon méthode de Kim et Al pour une argile marine sous chargement statique	61
Figure 1.46: pieu isolé libre en tête	64
Figure 1.47. La courbe d'interpolation et approximation	69
Figure 1.48. Procédure de réduction des données de moment pour PC utilisant polynomiale par morceaux, Dunnavant 1986	72
Figure 1.49: l'interface de programme SPULL MS-DOS	75
Figure 1.50: l'interface de programme SPULL Windows	76

Figure 2.1: courbe de réaction P-Y.	
Figure 2.2 : La localisation des essais in- situ sur les pieux isolés	83
Figure 2.3 : Résultats des essais in situ dans le sable	83
Figure 2. 4 : la courbe de chargement	86
Figure. 2.5 : Moment de flexion mesuré pour un effort du chargement	85
Figure 2.6 : Moment de flexion pour un effort du chargement.	87
Figure 2.7 : L'effort tranchant pour un effort du chargement.	88
Figure 2.8 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.	88
Figure 2.9 : La rotation latérale du sol pour un effort du chargement	89
Figure 2.10 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement	89
Figure 2.11 : Les courbes P-Y.	90
Figure 2.12 : Le module de réaction	90
Figure 2.13 : Le module de réaction initiale.	91
Figure 3.1 : Résultats des essais in situ dans l'argile verte du sannoisien	93
Figure. 3.2 : Moment de flexion mesuré pour un effort du chargement.	94
Figure 3.3 : Moment de flexion sur un effort du chargement	95
Figure 3.4 : L'effort tranchant pour un effort du chargement.	95
Figure 3.5 : La rotation latérale du sol pour un effort du chargement	96
Figure 3.6 : La réaction latérale de sol pour un effort du chargement	96
Figure 3.7 : Le déplacement latéral de sol pour un effort du chargement .	97
Figure 3.8 : Les courbes P-Y.	97
Figure 3.9 : Le module de réaction	98
Figure 3.10 : Le module de réaction initiale.	
Figure 4.1 : Les courbes P-Y.	100
Figure 4. 2 :Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement .	100
Figure. 4.3 : La rotation latérale pour un effort du chargement.	101
Figure. 4.4: L'effort tranchant pour un effort du chargement.	101
Figure 4 .5 : Moment de flexion pour un effort du chargement.	102
Figure 4.6 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.	102
Figure 4.7 : Les courbes P-Y.	103
Figure 4.8 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement .	104
Figure 4.9 : La rotation latérale pour un effort du chargement	105
Figure 4. 10 : Moment de flexion pour un effort du chargement.	106
Figure 4.11 : L'effort tranchant pour un effort du chargement.	106
Figure 4.12 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement	107

Figure 4.13 :Le déplacement latéral de pour un effort du chargement108

Figure 4.14 : La rotation latérale pour un effort du chargement 108

Figure 4.15. L'effort tranchant pour un effort du chargement 109

Figure 4.16 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement 109

Figure 4.17 : Moment de flexion pour un effort du chargement 110

Figure 4.18 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement.111

Figure 4.19 : La rotation latérale pour un effort du chargement111

Figure. 4. 20 : Moment de flexion pour un effort du chargement 112

Figure 4.21 : Effort tranchant pour un effort du chargement.112

Figure 4.22: La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.113

Figure 4.23 : La rotation latérale pour un effort du chargement 114

Figure 4.24 : La rotation latérale pour un effort du chargement 114

Figure 4.25 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement115

Figure 4.26 : Moment de flexion pour un effort du chargement 115

Figure 4.27 :Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement 116

Figure 4.28 : Comparaison entre la variation du déplacement latéral en tête du pieu.116

Figure 4.29 : Comparaison de Moment de flexion pour un effort de chargement 117

Figure 4.30 : Comparaison de la Rotation latéral en tête du pieu.117

Figure 4.31 : Comparaison de réaction latérale pour un effort de chargement 118

Figure 4. 32 : Comparaison de effort tranchant pour un effort de chargement 118

Figure 4.33 : Comparaison de Moment de flexion.119

Figure 4.34 : Comparaison d'effort tranchant.119

Figure 4.36 : Comparaison de rotation latéral 120

Figure 4.37 : Comparaison du déplacement latérale en tête du pieu.121

Figure 4.38 . Comparaison de Moment de flexion pour un effort de chargement121

Figure 4.39 : Comparaison de effort tranchant pour un effort de chargement 122

Figure 4.40 : Comparaison de. Réaction latéral pour un effet de chargement 122

Figure 4.41 : Comparaison de la Rotation latéral en tête du pieu.123

Figure 4.42 : Comparaison d'effort tranchent.123

Figure 4.43 : Comparaison de momont de flexion.124

Figure 4.44 : Comparaison de déplacement latéral.124

Figure 4.45: Comparaison de Rotation latérale125

Tableau 1.1 : Classification des pieux (MCIF, 2006)	5
Tableau 1.2: les équations pour le calcul de H_u dans un sol cohérent	16
Tableau 1.3: les équations pour le calcul de H_u dans un sol pulvérulent	19
Tableau 1.4 : Valeur des coefficients numériques en fonction de D_c/D .	21
Tableau 1.5: Valeurs des coefficients numériques β_1 et β_2 en fonction de $\frac{D_c}{D}$	22
Tableau 1.6: Valeurs du coefficient A	30
Tableau 1.7 : Facteur rhéologique α pour divers types de sols	31
Tableau 1.8 : valeur moyenne de E_s pour des sols sans cohésion.	31
Tableau 1.9 : Valeurs recommandées pour β pour des chargements statiques	38
Tableau 1.10: les valeurs représentatives de K_s pour les sables	43
Tableau 1.11 : Les valeurs représentatives K_c de pour les argiles raides	45
Tableau 1.12: Les valeurs représentatives de ξ_{50} pour les argiles raides	46
Tableau 1.13 : les valeurs représentatives de ξ_{50}	48
Tableau 1.14: Les valeurs représentatives de J_{II} pour les argiles	51
Tableau 1.15: Les valeurs recommandées de E_s pour l'argile (D'après O'Neill et Gazioglu 1984)	51
Tableau 1.16: Les valeurs recommandées de module de réaction E_{py} de la courbe P-Y	6065
Tableau 1.17 : Les caractéristiques des pieux et de sol	75
Tableau 1.18 : les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Poulos et Davies 1980	66
Tableau 1.19 : les résultats de calcul à long terme pour la méthode de Poulos et Davies 1980	66
Tableau 1.20: les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Banerjee et Davies (1978).	
Tableau 1.21 : les résultats de calcul à long terme pour la méthode de Banerjee et Davies (1978)	
Tableau 1.22 : les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Brinch-Hansen (1961).	67
Tableau 2.1 : Les caractéristiques du sol.	85
Tableau 2.2 : Contrôle de l'équilibre statique pour la fonction polynomiale 5 ^{ème} degré	87
Tableau 3.1 : caractéristiques de l'argile verte du Sannoisien	93
Tableau 3.2 : Contrôle de l'équilibre statique pour la fonction la fonction Rational.	94
Tableau 4.1 : Données statistique du rapport $Y(0)$ calcul/ $Y(0)$ mesuré, (sol sableux).	125
Tableau 4.2 : Données statistique du rapport $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul, (sol sableux).	126
Tableau 4.3 : Données statistique du rapport $Y'(\max)$ mesuré/ $Y'(\max)$ calcul, (sol sableux).	126
Tableau 4.4 : Données statistique du rapport $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul, (sols cohérents).	
Tableau 4.5 : Données statistique du rapport $Y(0)$ mesuré/ $Y(0)$ calcul, (sols cohérents).	126
Tableau 4.6 : Données statistique du rapport $Y'(\max)$ mesuré/ $Y'(\max)$ calcul, (sols cohérents).	

INTRODUCTION

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants sont préjudiciables à la construction, on utilise les fondations sur pieux.

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

Dans ce cas, les pieux sont souvent soumis à des chargements latéraux en tête qui sont causés soit par les charges de la superstructure (descente de charge), soit par la géométrie du terrain (dissymétrie de la pression du sol sur le pieu).

Les conceptions actuelles permettent de plus en plus des constructions plus importantes pour lesquelles la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire du déplacement de la structure.

L'analyse efficace de ce problème exige de prendre en considération la réponse non linéaire du sol de fondation pour l'étude du comportement des pieux de fondation.

Jusqu'à un passé récent, la conception des pieux soumis à des charges latérales se faisait par des méthodes de calcul approximatif dans lesquelles le comportement du sol est pris linéaire (élastique). Une manière simple de résoudre le problème des pieux soumis à des pressions latérales consiste à introduire tout le long des pieux une réaction répartie du sol agissant selon la loi de Winkler.

Mais ces dernières années, à cause du développement des moyens de calcul numériques, les études sont de plus en plus effectuées dans le domaine non linéaire qui représente mieux le comportement réel du sol et les solutions analytiques ne sont pas faciles à formuler

Comme tout autre type de fondation, les pieux peuvent être soumis à des chargements très variés et complexes, monotones, cycliques, verticaux, horizontaux, et se pose alors le problème de la prédiction de leurs réponses à ces sollicitations. La prédiction de la réponse en interaction sol-pieu devient difficile à évaluer analytiquement. Afin de décrire ce système complexe, on fait appel alors soit aux méthodes expérimentales (Méthodes semi empirique P-Y ou essais de chargement sur pieux), soit aux méthodes numériques (éléments finis, différences finies).

L'objectif de notre travail est le choix correct de la meilleure méthode de calcul des pieux isolés chargés latéralement, après comparaison des différentes méthodes dans deux cas de sol : sol pulvérulent et sol fin .

On a décomposé notre travail entre quatre chapitres, comme suit :

Le chapitre 1 est consacré à des notions générales qui concernent les fondations profondes et présente les méthodes analytiques et numériques utilisées dans le calcul de la réponse linéaire et la réponse non linéaire des pieux soumis à un chargement latéral.

Le chapitre 2 présente l'interprétation d'un essai de chargement latéral d'un pieu isolé dans le sable.

Le chapitre 3, comme le chapitre 2, est dédié à l'interprétation d'un essai de chargement latéral d'un pieu isolé dans l'argile.

Le chapitre 4 est consacré à une étude comparative entre les résultats de calcul dans le sable et dans l'argile, avec les prévisions des méthodes courantes de calcul des pieux à la base des courbes P-Y.

CHAPITRE 1:

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS CHARGE LATÉRALE

1.1. Généralités sur les fondations profondes :

1.1.1. Définition :

Une fondation profonde est conçue pour transmettre des charges à des couches de sol plus profondes. On appelle fondation profonde, une fondation descendue à une profondeur supérieure à sa profondeur critique, qui dépassant en général 10 diamètre ($D > 10B$). [26]

Cette catégorie de fondations regroupe essentiellement:

- Les caissons;
- Les parois moulées porteuses (barrettes);
- Les pieux.

Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

- Les pieux :

Les pieux sont des éléments élancés de construction longs, généralement encastrés dans le sol sur une grande profondeur. Les pieux sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle (figure 1.1). Les trois parties principales de pieu sont : la tête, la pointe et le fût qui compris entre la tête et la pointe.[26]

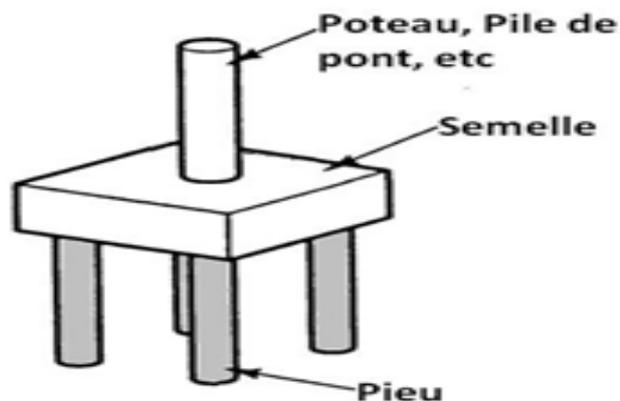


Figure 1.1 : une semelle sur un groupe de pieu[26][1].

1.1.2. Historique:

L'utilisation de pieux en bois remonte à plusieurs siècles où des pilots en bois ont été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages anciens, conservés jusqu'à nos jours, sont fondés sur pieux. A titre d'exemple, le Campanile de Venise, Italie, datant de l'an 900, comporte des pieux battus.[26]

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 (figure 1.2) et l'enfoncement était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (battage au mouton sec).[26]

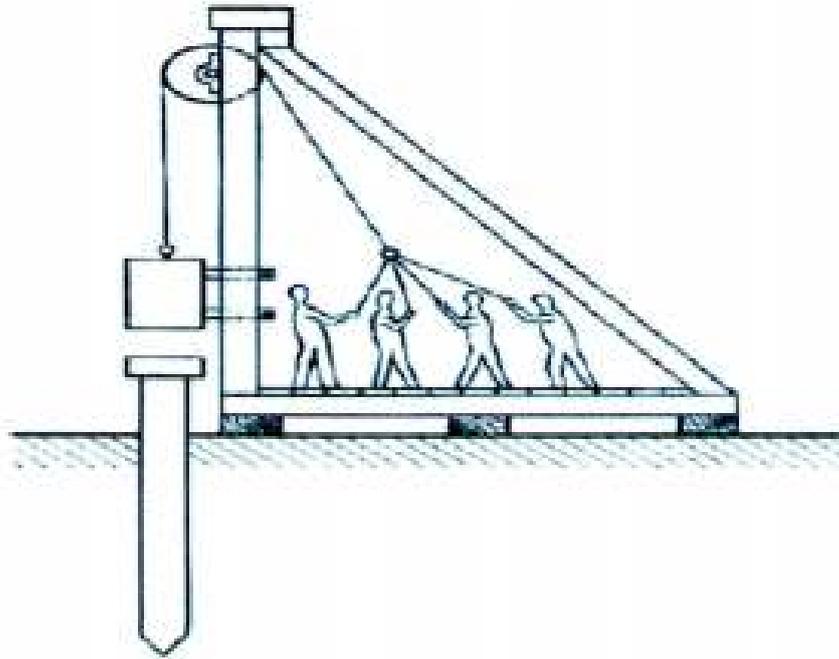


Figure 1.2: Sonnette à taraude [1][26].

1.1.3 Classification des fondations sur 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).[35]

Tableau 1.1 : Classification des pieux [35].

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

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

a- Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Dans ce groupe, on peut citer les pieux battus, qui sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé. Pour les seconds, il s'agit de pieux battus moulés.

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- Pieu battu préfabriqué.
- Pieu en métal battu.
- Pieu en béton foncé.
- Pieu en métal foncé.

- Pieu battu pilonné.
- Pieu battu enrobé.
- Pieu tubulaire précontraint.
- Pieu vissé moulé.

Pieu battu moulé (figure 1.3): L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à Battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

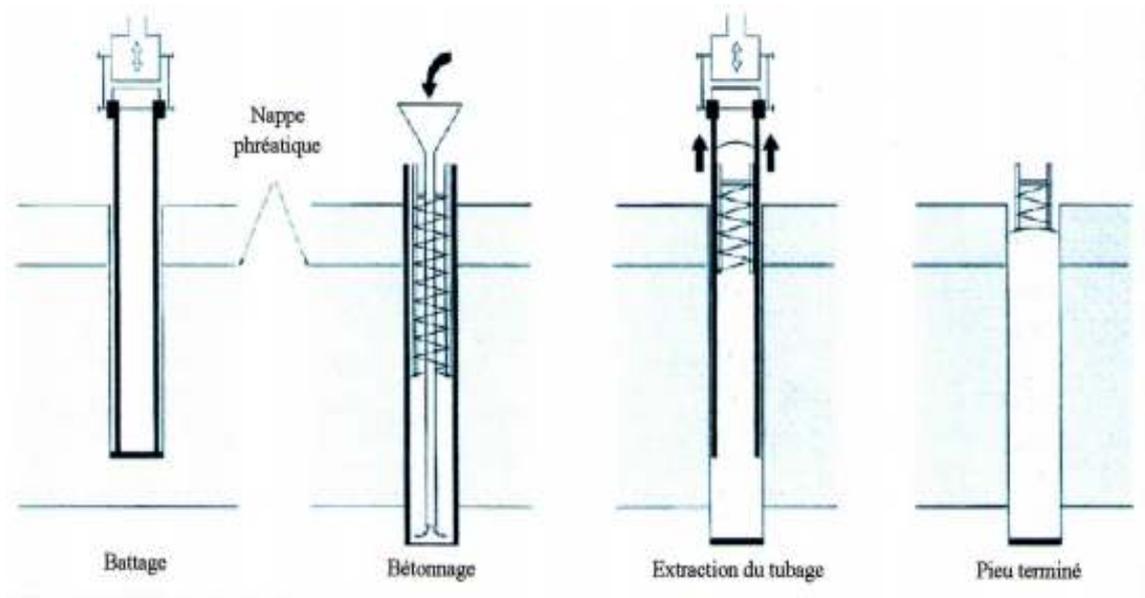


Figure 1.3: Pieu battu moulé [12].

b-Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place:

Dans ce group, on peut citer les pieux forés dont l'exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue per mettant d'assurer la stabilité des parois du forage. A près mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est béton né en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui des ce n d jusqu' à la base du pieu.

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants:

- Pieu foré simple.

- Pieu foré tubé.
- Puits.
- Pieu tarière creuse.
- Micro pieux.
- Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre.
- Pieu foré à la boue et barrette : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol

Par des moyens mécaniques 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. (Figure1.4).

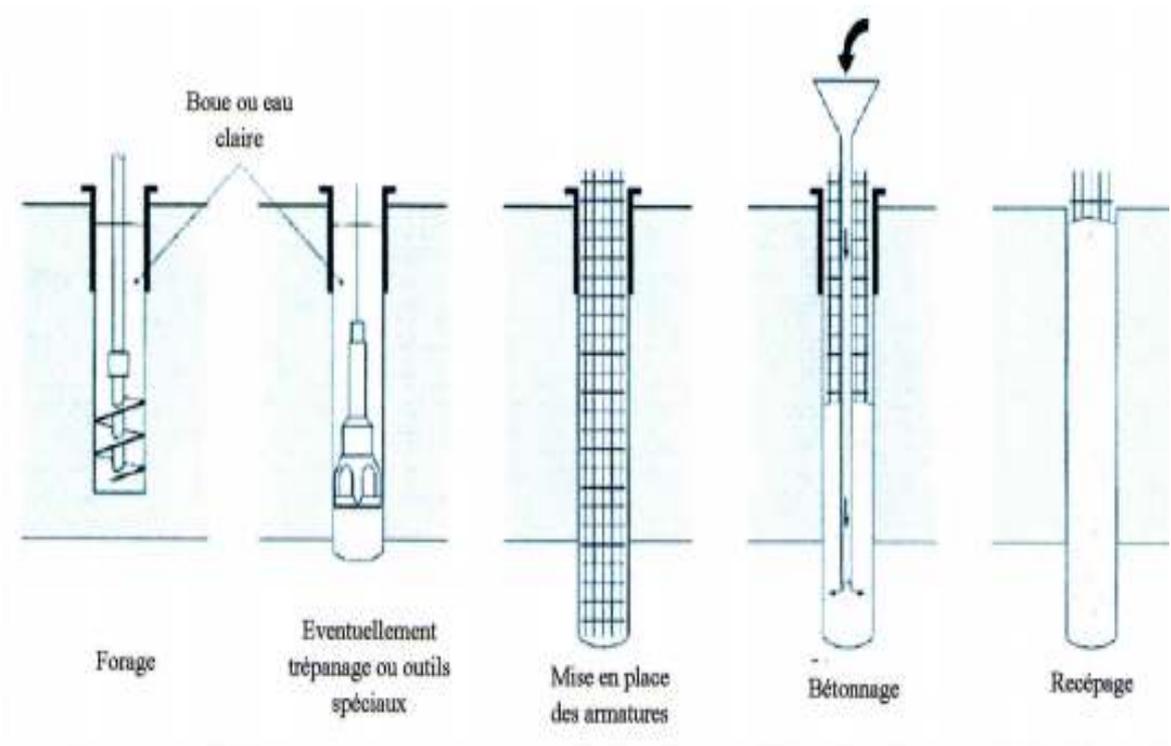


Figure1.4:Pieu foré à la boue.[12].

1.2 .Fondations profondes sous charges latérales :

1.2.1 Introduction :

le calcul des pieux soumis à des charges latérales a fait l'objet de nombreuses études depuis plusieurs décades .On présente différentes méthodes de calcul analytique et numérique reportées dans la littérature des pieux chargés horizontalement et sont classées en deux grands catégories, celles de calcul aux petits déplacements et celles de grands déplacements[8] .

1.2.2. Comportement du pieu aux grands déplacements :

Il arrive parfois et même souvent (pour quelques ouvrages) que le pieu soit sollicité latéralement. Les sollicitations latérales peuvent être de type statique (la poussée des terres sur la culée d'un viaduc, le déplacement latéral d'une couche d'argile molle), ou dynamique(choc d'accostage d'un navire, freinage brusque d'un convoi sur un pont,houle, effet du vent sur les structures, séisme...).[36]

Les figures 1.6 et 1.7shématisent le cas du chargement statique ; les figure 1.8 et 1.9 représente le cas du charge dynamique.

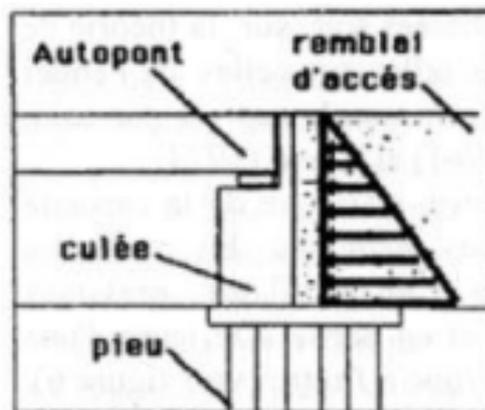


Figure 1.6 : Poussé des terres sur la culée d'un viaduc [7].

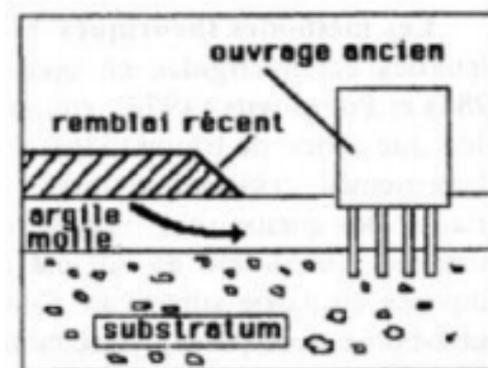


Figure 1.7: déplacement latéral d'une couche d'argile molle [7].

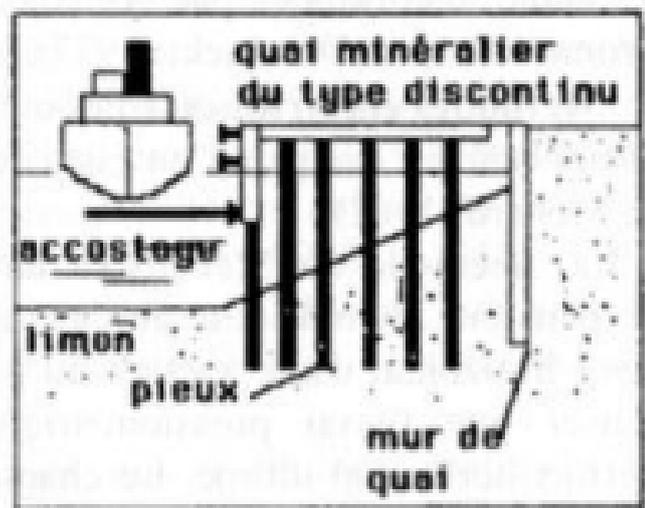


Figure 1.8 : Choc d'accostage d'un navire [7].

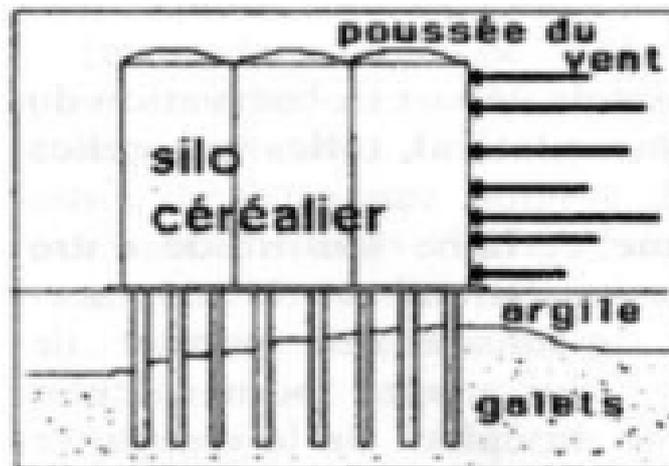


Figure 1.9 : Effet du vent sur un ouvrage élancé [7].

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.

1.2.2.1 Méthodes de calcul :

1.2.2.1.1 Les méthodes théoriques :

Elles sont basées soit sur la théorie de calcul des écrans rigides en poussée/butée, telles que celles de Pender (1988) et Petrasovits (1972), soit sur un mécanisme de rupture par coin, telles que celles de Blum (1936), Hansen (1961) et Reese (1974).[36]

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 cohérent($C - \varphi$), il juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour de pieu (Figure 1.10). [36]

Dans cette méthode les paramètres inconnus sont la profondeur de rotation D_r 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).

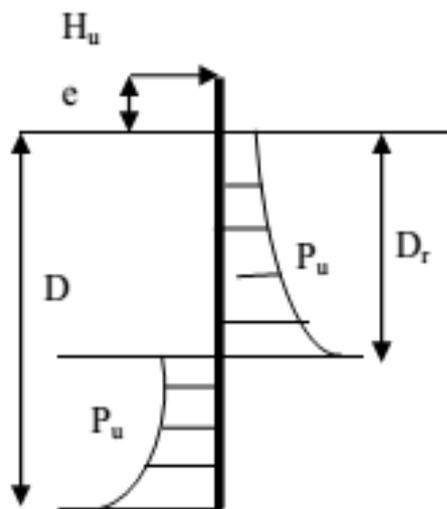


Figure 1.10 : Modèle de calcul de Brinch Hansen [20].

D_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.[36]

$$H_u = \int_0^{D_r} P_u(z) B dz - \int_{D_r}^D P_u(z) B dz \quad (1.1)$$

$$M_u = H_u * e = \int_0^{D_r} P_u(z) z B dz - \int_{D_r}^D P_u(z) z B dz \quad (1.2)$$

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 :

$$P_u(z) = \gamma' z B K_q(z) + c' B K_c(z) \quad (1.3)$$

Avec :

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

γ' : Poids spécifique effectif d'un sol pulvérulent (déjaugé).

c' : Cohésion effective d'un sol cohérent.

B : Diamètre du pieu.

$K_q(z)$ et $K_c(z)$: Coefficient de la résistance latérale qui dépendent de la profondeur relative z/B et de l'angle de frottement interne φ .

$$K_q = \frac{K_q^0 + K_q^\infty a_q \frac{z}{B}}{1 + a_q \frac{z}{B}} \quad (1.4)$$

$$K_c = \frac{K_c^0 + K_c^\infty a_c \frac{z}{B}}{1 + a_c \frac{z}{B}} \quad (1.5)$$

Avec:

$$a_q = \frac{K_q^0 K_0 \sin \varphi}{(K_q^\infty - K_q^0) \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$a_c = \frac{K_c^0}{K_c^\infty - K_c^0} 2 \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos ;

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

K_q^0 : Coefficient de pression passive dû au poids du sol en surface ;

K_c^0 : Coefficient de pression passive dû à la cohésion du sol en surface ;

K_q^∞ , K_c^∞ : Se sont les mêmes coefficients que K_q^0 et K_c^0 mais à grande profondeur ;

$$K_q^0 = e^{\left(\frac{1}{2}\pi + \varphi\right) \tan \varphi} \cos \varphi \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - e^{-\left(\frac{1}{2}\pi - \varphi\right) \tan \varphi} \cos \varphi \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_c^0 = \left[e^{\left(\frac{1}{2}\pi + \varphi\right) \tan \varphi} \cos \varphi \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \cos \varphi$$

$$K_c^\infty = N_c d_c^\infty$$

$$K_q^\infty = K_c^\infty K_0 \tan \varphi$$

N_c : Facteur de la capacité portante ;

$$N_c = \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{4} \right) - 1 \right] \cos \varphi$$

d_c^∞ : Coefficient de profondeur à grande profondeur.

$$d_c^\infty = 1.58 + 4.09 \tan^4 \varphi$$

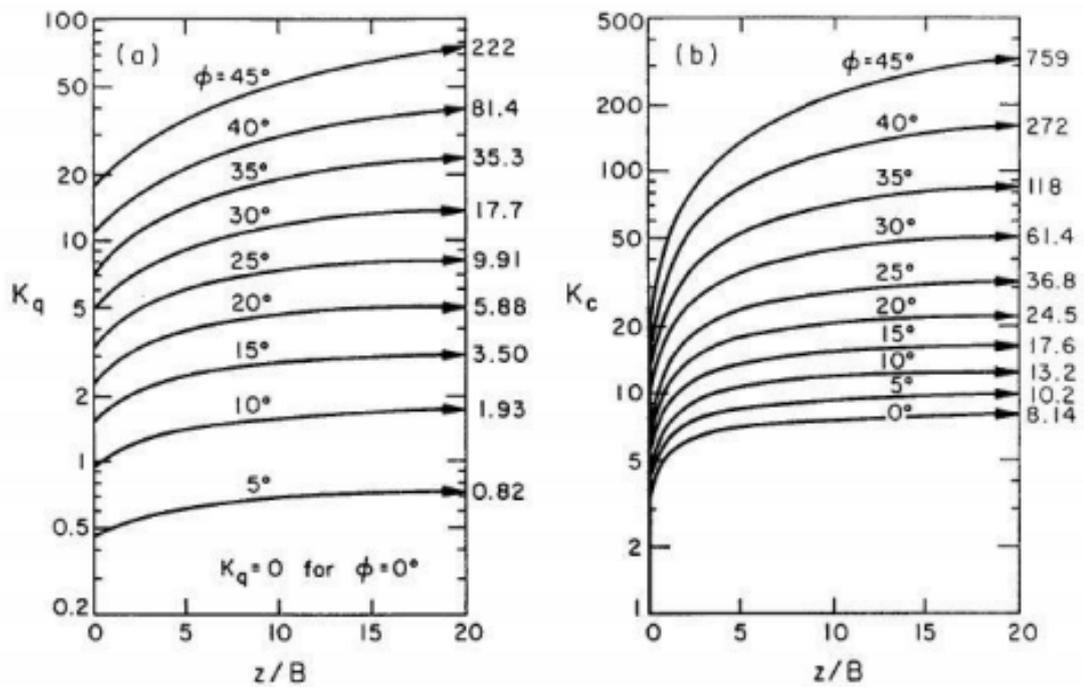


Figure 1.11 : Coefficient de la résistance latérale K_q et K_c [19].

La différence entre la résistance en surface et la résistance à grande profondeur est schématisée sur la figure 1.12.

Pour le cas d'une argile saturée (comportement non drainé) on a :

$$\varphi = 0^\circ, K_q = 0, C = C_u$$

Et la réaction ultime du sol sera comme suit :

$$P_u = C_u K_c$$

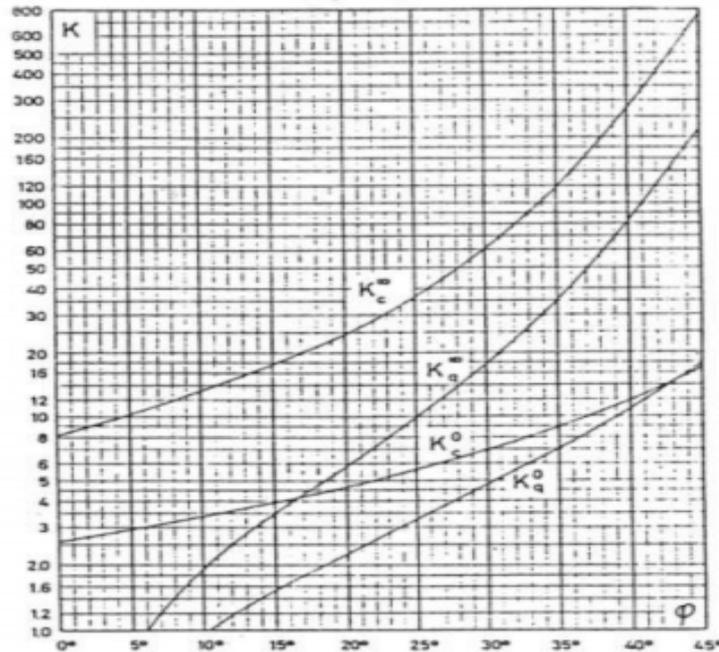


Figure 1.12 : Coefficient de résistance latérale à la surface du sol (0) et à grande profondeur (∞) selon Brinch Hansen (1961) [19].

- Pour un pieu libre en tête :

La somme des moments de pression passive sont appliquée à le point de la profondeur de rotation D_r qui donnée la force horizontale égale à zéro.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=D_r} P_u \frac{D}{n} (e+z)B - \sum_{z=D_r}^{z=D} P_u \frac{D}{n} (e+z)B \quad (1.6)$$

La profondeur de rotation D_r est définie comme suite :

$$D_r = 0.5 \left(\frac{H_u}{P_u B} + D \right) \quad \text{Avec}$$

$$\frac{H_u}{P_u B D} = \sqrt{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2e}{D}\right) \quad (1.7)$$

La résistance latérale ultime H_u d'un pieu à la force horizontale peut être obtenu par :

$$H_u(e + D_r) = \sum_{z=0}^{z=D_r} P_u \frac{D}{n} (D_r + z)B - \sum_{z=D_r}^{z=D} P_u \frac{D}{n} (D_r + z)B \quad (1.8)$$

$$\frac{M_u}{P_u B D^2} = \frac{H_u \cdot e}{P_u B D^2} = \frac{1}{4} \left[1 - \left(\frac{2H_u}{P_u B D} \right) - \left(\frac{H_u}{P_u B D} \right)^2 \right] \quad (1.9)$$

1.2.2.1.2 Les méthodes semi-empiriques :

Elles comportent un ajustement des résultats théoriques par ceux des essais sur pieux, telles que Broms (1964), et Dembicki (1977).[36]

Méthode de Broms (1964) :

Est basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch-Hansen sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu.

Cette méthode à l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions limites et de la rigidité de pieu dans les sols pulvérulent et cohésion.[36]

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 citer :

La pression ultime du sol est supposée égale zéro sur $1.5 B$ de la surface du sol. 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 1.13 et 1.14);[36]

La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale à $9\sigma_h B$ dans le cas d'un sol pulvérulent (figures 1.16 et 1.17).

Équations pour le calcul de Hult 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_u . Les tableaux résument les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents et pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

Les sols cohérents :

$$L = 1.5B + f + g$$

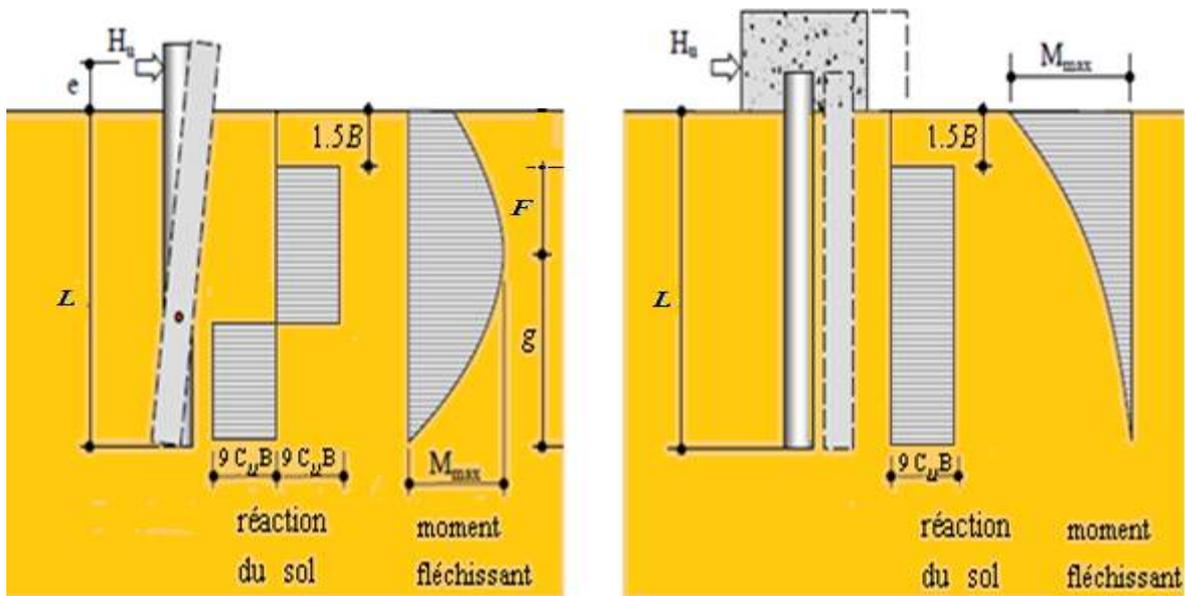


Figure 1.13: pieu rigide dans un milieu cohérent [6].

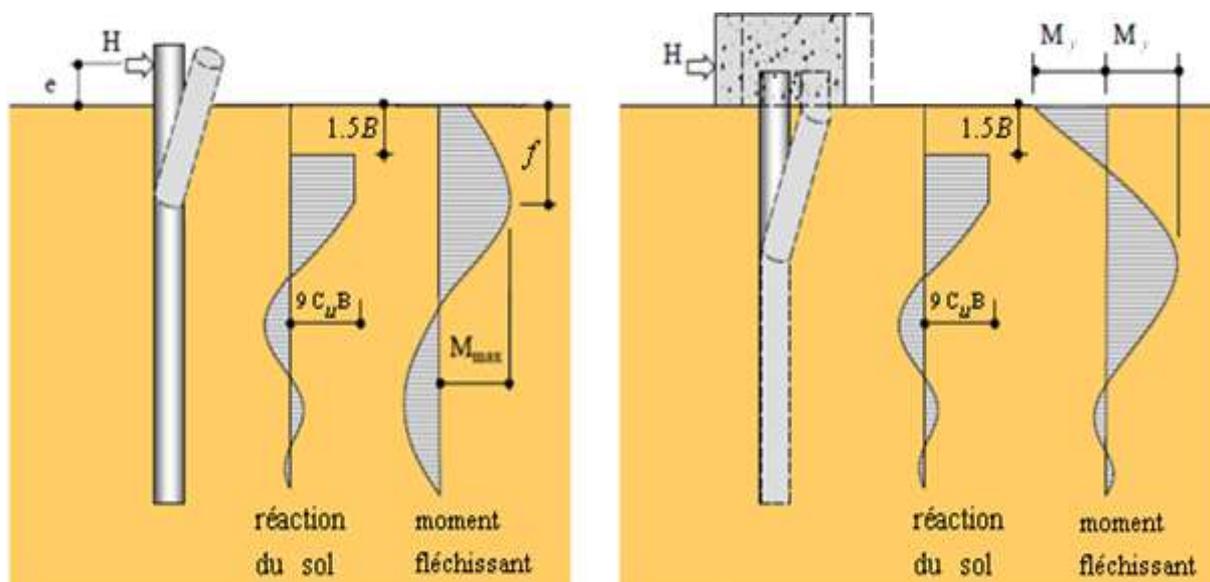


Figure 1.14: pieu flexible dans un milieu cohérent [6].

Tableau 1.2: les équations pour le calcul de H_u dans un sol cohérent [39] [6]

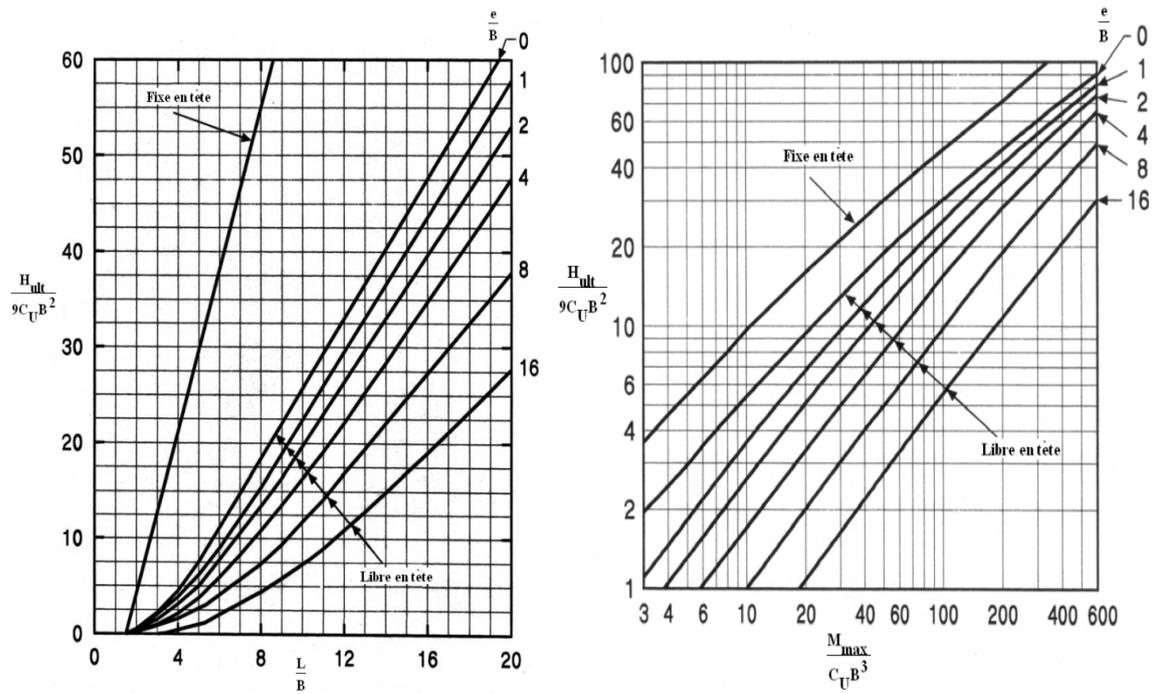
Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale H_u
Rigide	Libre	$H_u = 9C_u B \sqrt{2 \left(L^2 + 2eL + \frac{9B^2}{4} + 3eB + 2e^2 \right)} - 9C_u B(L + 2e + 1.5B)$

		$M_{\max} = H_u(e + 1.5B + f) = 2.25Bg^2C_u$ $f = \frac{H_u}{9C_uB}$
	Fixe	$H_u = 9C_uB(L - 1.5B)$ $M_{\max} = H_u(0.5L + 0.75B)$
Souple	Libre	$H_u = \frac{2.25Bg^2C_u}{(e + 1.5B + 0.5f)}$
	Fixe	$H_u = \frac{2M_y}{(1.5B + 0.5f)}$ $M_y = 2.25Bg^2C_u - 9C_uBf(0.5L + 0.75B)$

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime H_u d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites foncé on milieu cohérent soit par le tableau 1.2 ou par les schémas de la figure 1.15, selon les équations suivant : [25]

$$\frac{H_u}{9C_uB^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \frac{2e}{B} \left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{Be^2}{B^2} + \frac{3e}{B} + \frac{9}{4}\right)} - \left(\frac{L}{B} + \frac{2e}{B} 1.5\right) \quad \text{Pour les pieux rigides (1.10)}$$

$$\frac{H_u}{9C_uB^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{e}{B} + 1.5\right)^2 + \frac{2M_{\max}}{9C_uB^3}} - \left(\frac{e}{B} + 1.5\right) \quad \text{Pour les pieux flexibles (1.11)}$$



a) pieu rigide

b) pieu souple

Figure 1.15: Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol cohérent selon Broms (1964) [41][25].

Les sols pulvérulents :

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.12)$$

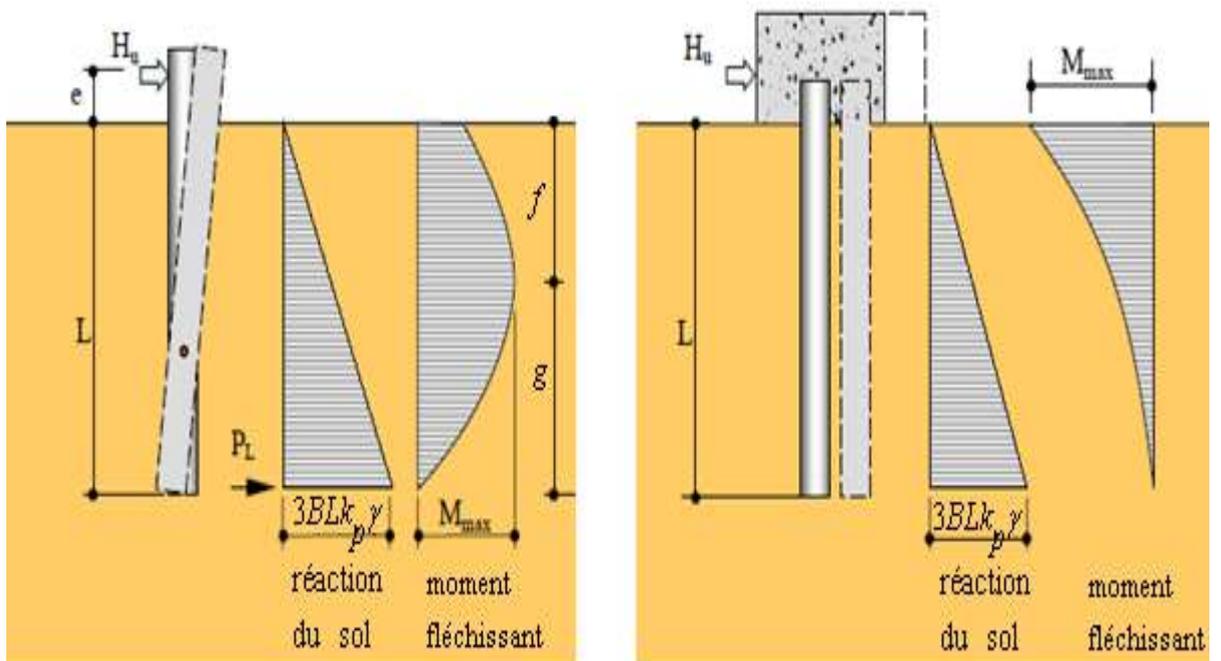


Figure 1.16: pieu rigide dans un milieu pulvérulent[6].

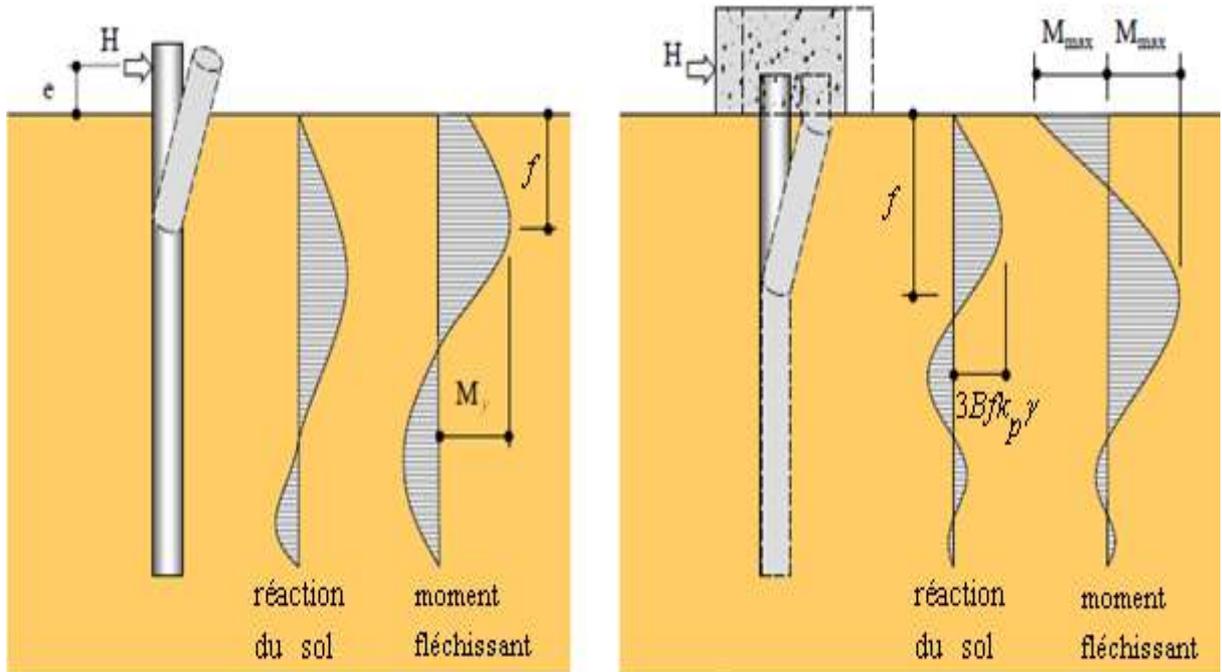
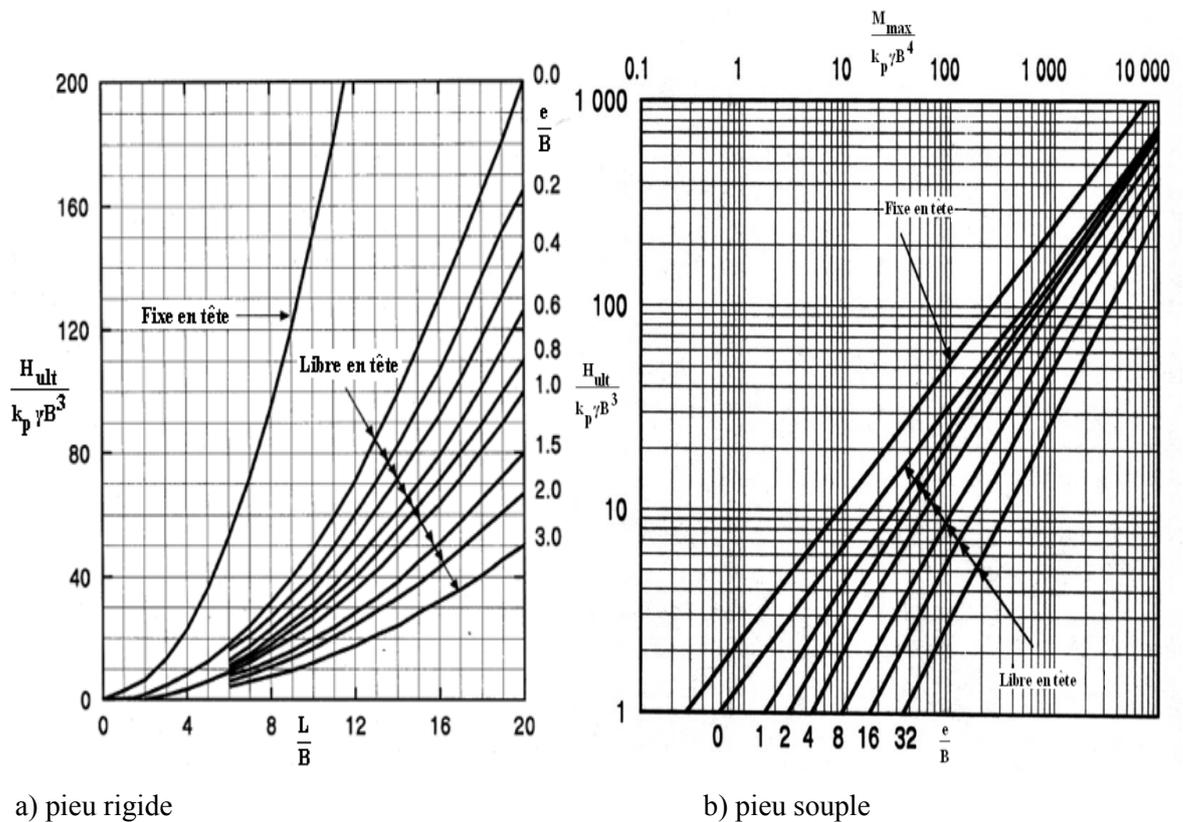


Figure 1.17: *pieu flexible dans un milieu pulvérulent* [6].



a) *pieu rigide*

b) *pieu souple*

Figure 1.18: *Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol pulvérulent selon Broms (1964) [41][39].*

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime H_u d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites dans un sol pulvérulent, soit par le tableau 1.3 ou par les schémas de la figure 1.18.[26]

Tableau 1.3: les équations pour le calcul de H_u dans un sol pulvérulent [6][39].

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

1.2.2.1.3 Méthodes empiriques :

Elles ont pour point de départ l'observation du comportement des pieux en essai de chargement latéral, telles que celles de Ménard (1962).[36]

Méthode de Ménard (1962) :

Ménard a établi une méthode pratique qui permet de déterminer en fonction des essais préssiométriques, d'une part les valeurs limites H_u et M_u des efforts tranchants et des moments de renversement applicables sur un pieu rigide, et d'autre part les déformations et les réactions correspondant à des efforts donnés inférieurs ou au plus égaux à ces valeurs limites affectées d'un coefficient de sécurité en général égal à 3.

Il a adopté le schéma de rupture illustré à la figure 1.19 dans lequel les trois résultantes partielles F_1 , F_2 et F_3 sont exprimées en fonction de la pression limite P_1 , la pression des terres

aurepos P_0 et la profondeur critique D_c [5]. Cette dernière est égale à $2B$ pour les argiles et $4B$ pour les sables, selon les hypothèses de Ménard [11].

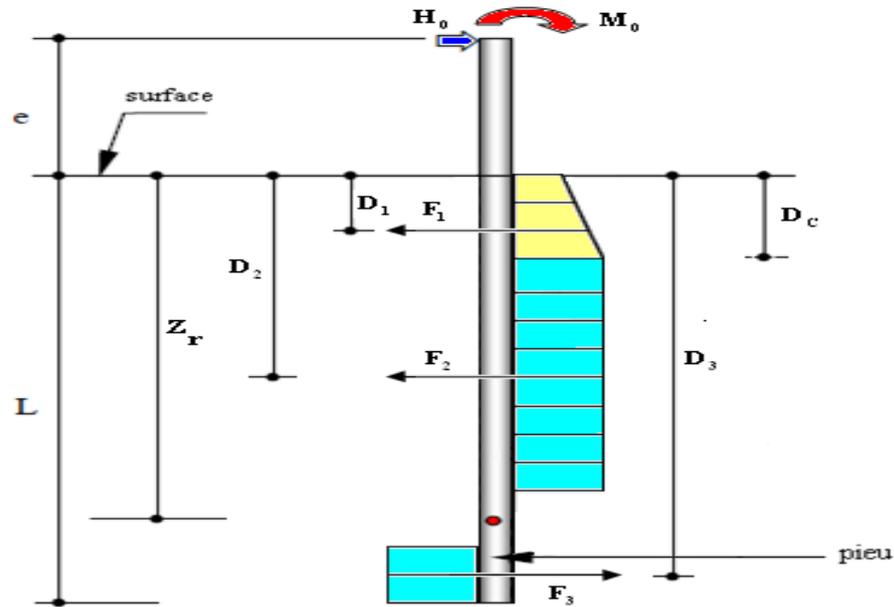


Figure 1.19 : Schéma de rupture selon Ménard[33].

L'intensité de ces forces et la profondeur de leur point d'application sont alors :

$$F_1 = \frac{3}{4} BD_c(P_1 - P_0)D_1 = \frac{5}{9} D_c^5 \quad (1.12)$$

$$F_2 = B(Z - D_c - \varepsilon D)(P_1 - P_0)D_2 = 1/2 (Z + D_c - \varepsilon D) \quad (1.13)$$

$$F_3 = B(Z - D - \varepsilon D)(P_1 - P_0)D_3 = 1/2 (Z + D - \varepsilon D) \quad (1.14)$$

La longueur $2\varepsilon D$ est introduite par l'auteur pour tenir compte d'une mobilisation partielle de la résistance du terrain à proximité immédiate de l'axe de rotation. Le facteur ε de l'ordre de 0.05 peut être en général être négligé.

L'auteur a proposé d'écrire les valeurs limites à partir de l'équilibre statique, ce qui aboutit à :

$$H_u = \alpha_1 BD (p_1 - p_0) \quad (1.15)$$

$$M_u = \alpha_2 BD^2 (p_1 - p_0) \quad (1.16)$$

α_1 et α_2 sont des coefficients numériques fonction du rapport D_c/D et qui sont données dans le tableau ci-après

Tableau 1.4 : Valeur des coefficients numériques en fonction de D_c/D [33].

D_c/D	α_1	α_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
∞	0.20	0.13

Si le pieu est sollicité simultanément en tête par un effort horizontal H_0 et un moment M_0 , il est nécessaire de vérifier le critère de stabilité en s'assurant que le point représentatif des efforts dans un système de coordonnées (M,H) est situé à l'intérieur du triangle limité par les axes de coordonnées et la droite joignant les points de coordonnées $(H_u, 0)$ et $(0, M_u)$.

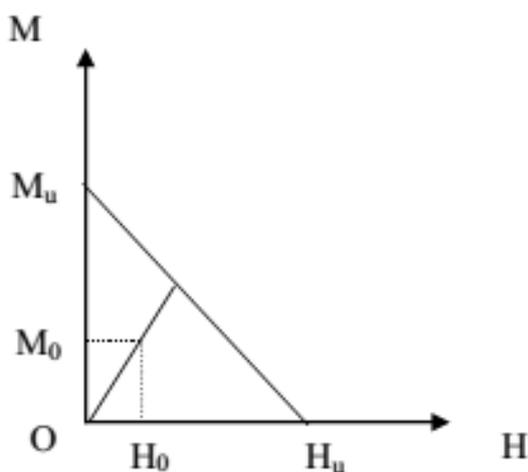


Figure 1.20: Critère de stabilité selon Ménéard[33].

Les efforts admissibles en tête seront tel que :

$$H_0 \leq H_u/F_s, \quad M_0 \leq M_u/F_s$$

On prend souvent un coefficient de sécurité F_s égal à 3.

La déformation horizontale Y_0 en tête, relative à chacun de ces efforts pris séparément est :

$$Y_0 = H_0/\beta_1 KBD \tag{1.17}$$

$$Y_0 = M_0/\beta_2 KBD^2 \tag{1.18}$$

β_1 et β_2 sont des coefficients numériques, fonctions de D_c/D , et auxquelles on peut attribuer les valeurs suivantes :

Tableau 1.5: Valeurs des coefficients numériques β_1 et β_2 en fonction de $\frac{D_c}{D}$ [33].

D_c/D	β_1	β_2
0.00	0.25	0.17
0.25	0.22	0.15
0.50	0.20	0.13
1.00	0.17	0.11
∞	0.13	0.08

1.2.3 Comportement du pieu aux petits déplacements :

1.2.3.1 Introduction :

Les pieux sont soumis à des forces latérales et à des moments.

Les déplacements et les rotations en tête des pieux chargés latéralement sont considérés comme un critère nécessaire pour leur dimensionnement. [9]

Différentes méthodes de calcul ont été développées pour ce problème.

Ces méthodes sont classées en quatre groupes :

- Les méthodes du continuum élastique ;
- Les méthodes au module de réaction ;
- Les méthodes numériques ;
- Les méthodes empiriques basées sur les essais sur place.

1.2.3.2. Méthode de calcul de la déflexion d'un pieu isolé :

1.2.3.2.1 Les méthodes du continuum élastique :

Dans de telles méthodes, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de poisson ν .

Il existe une diversité d'approches basées sur la théorie d'élasticité, notamment celles de Poulos (1971), Baguelin et Frank (1977), Banerjee et Davies (1978), Randolph (1981) et Budhu et Davies (1987). Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936). [9]

Méthode de Poulos (1971) :

Poulos (1971) modélise le pieu par 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 D peut être pris comme le diamètre du pieu).

Pour simplifier l'analyse initiale, les contraintes de cisaillements horizontales développées entre le pieu et le sol ne sont pas prises en considération.

Le pieu est divisé en (n + 1) éléments, de longueur δ à l'exception de ceux de la pointe et du sommet ont une longueur de $\delta/2$. Chaque élément est soumis à une pression uniforme p supposée constante sur la largeur du pieu.

Le sol est assimilé à un espace semi infini élastique isotrope parfaitement homogène ayant un module de Young E_s et un coefficient de Poisson ν .

Pour un sol purement élastique et homogène, le déplacement horizontal en tête Y_0 et la rotation Y'_0 en tête du pieu sont donnés respectivement par :

$$Y_0 = I_{YH} \left(\frac{H}{E_s D} \right) + I_{YM} \left(\frac{M}{E_s D^2} \right) \quad (1.19)$$

$$Y'_0 = I_{Y'H} \left(\frac{H}{E_s D^2} \right) + I_{Y'M} \left(\frac{M}{E_s D^3} \right) \quad (1.20)$$

Avec :

M : Moment appliqué en tête du pieu ;

H : Effort horizontal appliqué en tête du pieu ;

$I_{YH}, I_{YM}, I_{Y'H}, I_{Y'M}$: Facteurs d'influence, fonction de l'élancement D/B (longueur de la fiche/diamètre) et du facteur K_r , défini par : $K_r = E_p I_p / (E D^4)$ et qui caractérise la rigidité relative pieu/sol ou $E_p I_p$ est la rigidité du pieu à la flexion .

Les facteurs d'influence sont donnés sous forme d'abaques (Poulos et Davies 1980) :

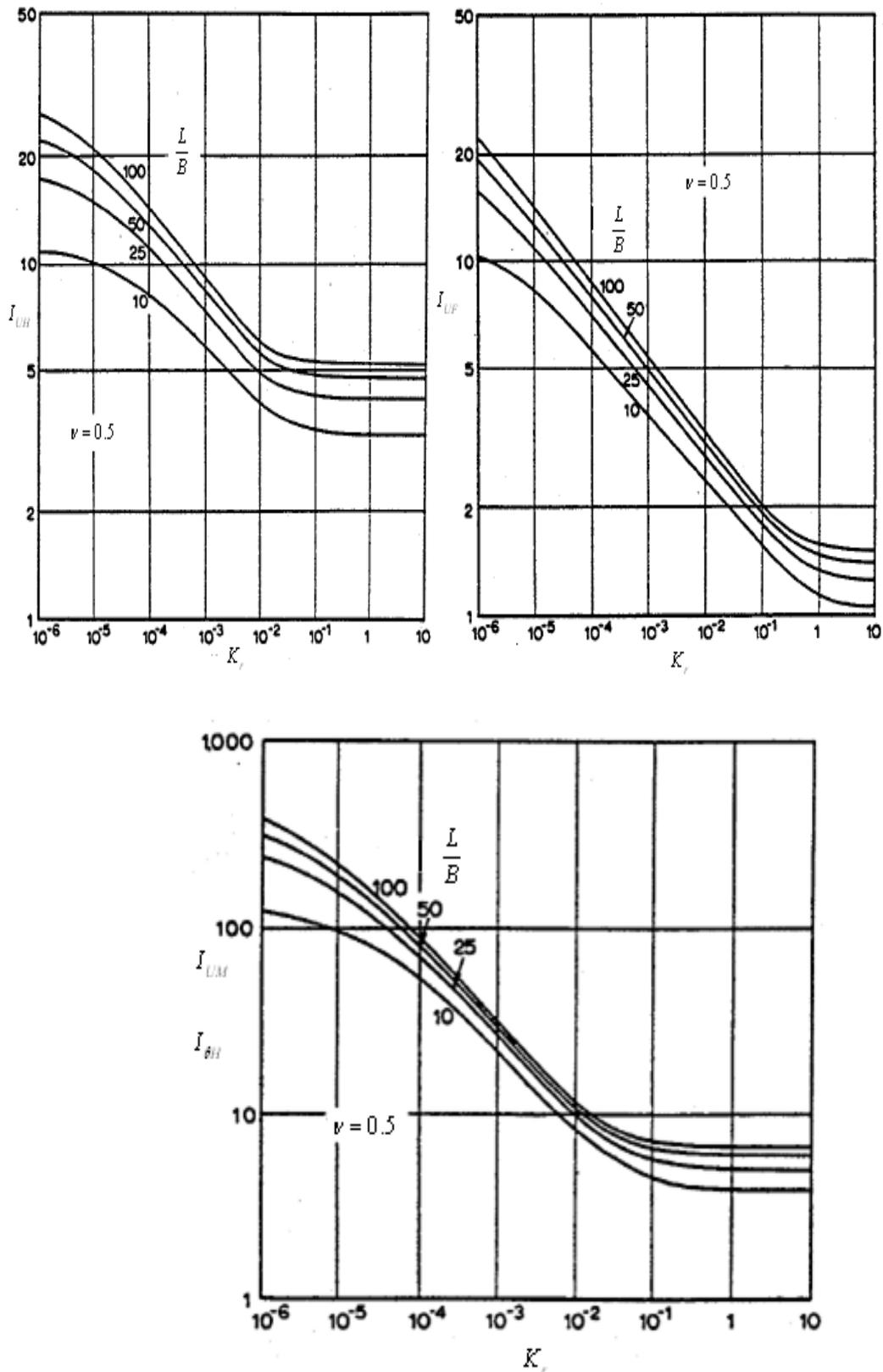


Figure 1.21: Facteurs d'influence $I_{YH}, I_{YM}, I_{YH}, I_{YM}$ dans le cas de module d'élasticité du sol constant avec la profondeur [42][50].

En cas où le module d'élasticité varie linéairement avec la profondeur : $E_s = N_h z$, 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. En effet, cette modification a été faite sous l'hypothèse que les rapports des déplacements aux points identiques d'un milieu homogène et un milieu non homogène dus à une force sont inversement proportionnels aux modules élastiques respectifs en ces points.

Des équations similaires aux équations (1.19) et (1.20) ont été proposées et dans lesquelles le module de sol est remplacé par son taux de variation avec la profondeur N_h

$$Y_0 = I'_{YH} \left(\frac{H}{N_h D^2} \right) + I'_{YM} \left(\frac{M}{N_h D^3} \right) \quad (1.21)$$

$$Y'_0 = I'_{Y'H} \left(\frac{H}{N_h D^3} \right) + I'_{Y'M} \left(\frac{M}{N_h D^4} \right) \quad (1.22)$$

Les fonctions d'influences dans ces équations sont également fonctions de l'élancement, et du facteur de rigidité relative $K_r = E_p I_p / (N_h D^5)$.

Méthode de Banerjee et Davies (1978) :

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

$$E(z) = E(0) + m z \quad (1.23)$$

Avec :

$E(z)$: Module de 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 ν 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.

Deux variables adimensionnelles K_r et χ permettent, à partir des abaques de déterminer les déplacements du pieu ainsi que les moments.

Avec :

$$K_r : \text{La rigidité relative} = \frac{E_p I_p}{E(D) D^4}$$

χ : L'indice d'homogénéité $E(0)/E(D)$

$$Y_0 = I_H \left(\frac{H_0}{E(D)D} \right) + I_{HM} \left(\frac{M_0}{E(D)D^2} \right) \quad (1.24)$$

$$Y'_0 = I_{MH} \left(\frac{H_0}{E(D)D^2} \right) + I_{MM} \left(\frac{M_0}{E(D)D^3} \right) \quad (1.25)$$

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 χ sur la figure suivante :

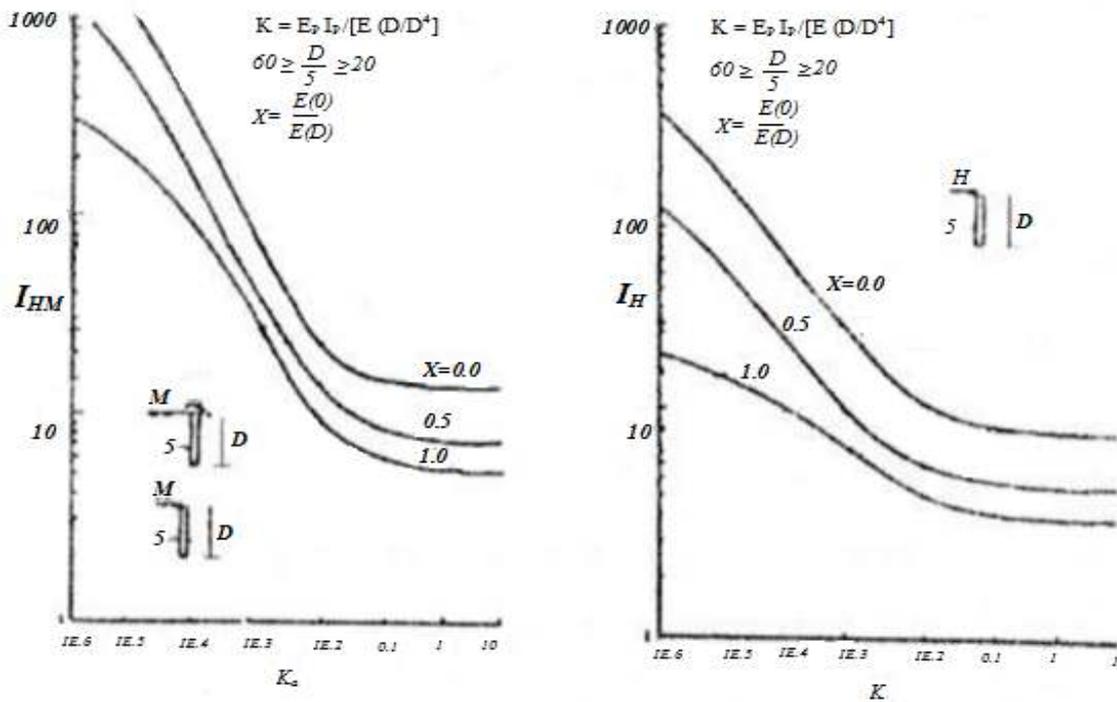


Figure 1.22 : Facteurs d'influence I_H et I_{HM} selon Banerjee et Davies (1978) [5].

1.2.3.2.2 Méthode au module de réaction :

Cette méthode est la plus couramment utilisée. Elle est basée sur le modèle de Winkler (1867).

Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols pour étudier les pieux sous les charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que la prévision et la construction des courbes de réaction pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier. Chaque sol est représenté par une série de courbes P-Y non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol [1].

Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressort), traduit par des diagrammes (P, Y) voir figure 1.23, c'est-à-dire par des relations entre la réaction globale p et le déplacement Y . Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction P-Y.

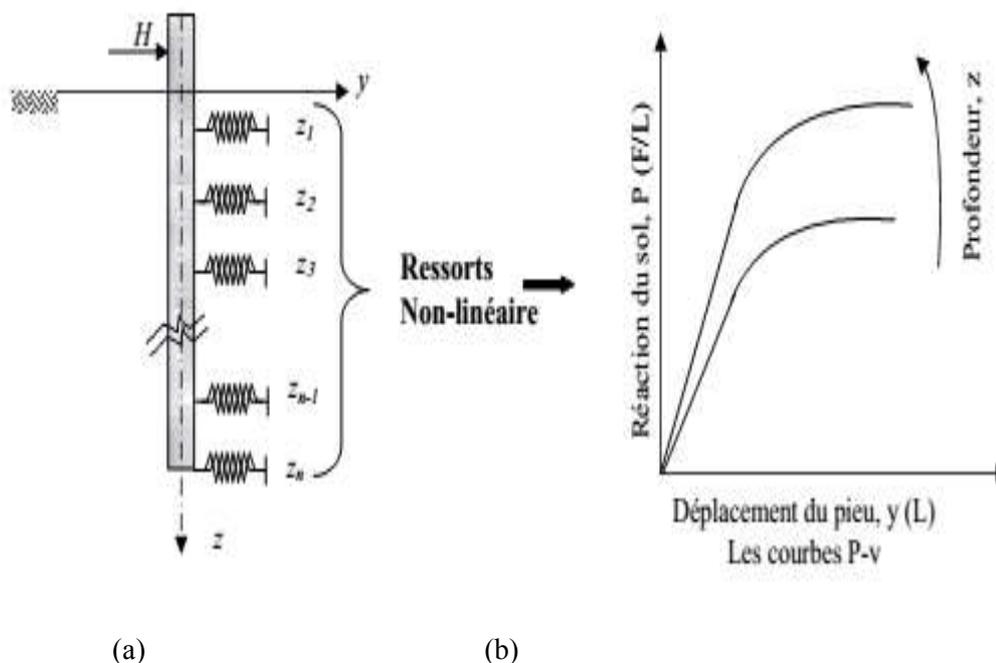


Figure 1.23 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale

(b) Courbes de réaction : (P-Y)[30].

Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de en plus avec l'augmentation du déplacement. [30]

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs à la base des essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à une diversité de courbes de réaction P-Y. [30]

Principe général :

Méthode de Winkler :

La méthode de Winkler (1867) est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle suppose que le comportement du sol est linéaire et représenté par des séries de ressorts rapprochés sans couplages entre eux. Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du sol (réaction ou pression p) au comportement du pieu (déplacement Y) sous chargement latéral (figure 1.24).

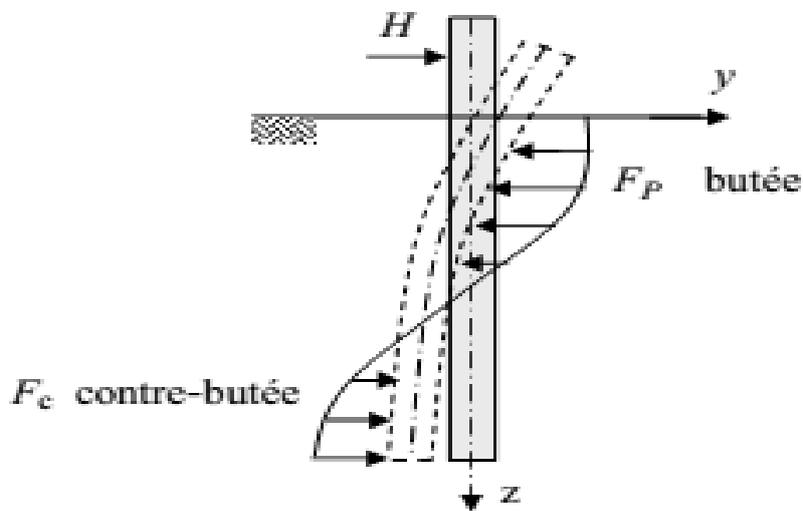


Figure 1.24: Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al, 1992) [30].

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol. La pression p et le déplacement Y en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé K_h dans le cas d'un chargement horizontal :

$$P = E_s \cdot y(z) \quad (1.24)$$

Avec :

P : réaction du sol par unité de longueur du pieu (N/m) ;

E_s : module de réaction du sol pour une profondeur z (N/m²) ;

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

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (1.25)$$

L'effort tranchant est égal

$$T = \frac{dM}{dz} \text{ et } \frac{dT}{dz} = -P \quad (1.26)$$

A partir des équations (1.25), (1.26) et (1.27) on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -P \Leftrightarrow E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s y(z) = 0 \quad (1.27)$$

Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction du sol est constant quelle que soit la profondeur considérée, il est possible de résoudre l'équation (1.27) (Frank, 1999). La solution générale de cette équation différentielle est :

$$Y(z) = e^{\frac{z}{l_0}} \left(\alpha \cos \frac{z}{l_0} + \beta \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\gamma \cos \frac{z}{l_0} + \delta \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (1.28)$$

Avec :

α , β , γ et δ : les constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites (en tête et en pied) ;

l_0 : La longueur de transfert du pieu.

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

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}} \quad (1.29)$$

Remarque: le pieu peut être considéré comme souple (ou long) si $\frac{D}{l_0} > 3$, et rigide (ou court) si $\frac{D}{l_0} < 1$ (Frank, 1999) (1.30)

Dans le cas d'un sol non homogène, pour lequel la réaction du sol n'est pas constante sur toute la profondeur, l'équation (1.27) ne peut plus être résolue de manière analytique. Le recours au calcul numérique est nécessaire. Plusieurs solutions sont explicitées dans la littérature. En effet, le problème principal est de déterminer le module de réaction du sol $E_s[1]$.

- Expressions du module de réaction E_S :

La valeur du module de réaction est la difficulté principale de la méthode. Il dépend de nombreux paramètres ; rigidité du pieu, niveau du chargement, nature du sol, etc.

Hadjadji [1993] présente des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction E_S du sol peut être déterminé à partir du module d'Young E_{par} des essais en laboratoire ou à partir du module pressiométrique E_M par des essais en place. Ces valeurs sont :

a)- Terzaghi (1955):

$$\frac{E_S}{E} = \frac{1}{1.35} = 0,74 \quad \text{pour les sables} \quad (1.31)$$

Avec : $E = A \cdot \gamma \cdot z$ où γ est le poids volumique du sol et A est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable (tableau 1.6)

Tableau 1.6: Valeurs du coefficient A. [51]

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

b) Ménard, Bourdon et Gambin (1969):

$$\frac{E_S}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \quad (1.32) \\ \frac{18}{4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \quad (1.33) \end{cases}$$

Où :

B_0 : Diamètre de référence égal à 0,6 m

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau 1.7)

Tableau 1.7 : Facteur rhéologique pour divers types de sols[33].

Etat	Argile		Limon		Sable		Gravier		Roche	
	E_M/P_1	α	E_M/P_1	A	E_M/P_1	A	E_M/P_1	A	Type	α
surconsolidé	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement Consolidé	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé	7 – 9	1/2	5 – 8	1/2	5 – 7	1/3	4 – 6	1/4	Très fracturé	1/3

c) Poulos (1971) :

Poulos propose pour des sables (sol sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (tableau 1.8). Ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) pour des sols non-cohérents [42].

Tableau 1.8 : valeur moyenne de E_s pour des sols sans cohésion[42].

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_s (Kg/m ²)
Lâche	91400-210920
Moyen	210920-421840
Dense	421840-984300

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 :

$$\frac{E_s}{E} = 0,82 \quad (1.34)$$

d) Gilbert (1995) :

Gilbert relie le module de réaction à la résistance de pointe q_c de l'essai pénétrométrique par une formule empirique telle que [13].

$$E_s = 4.5q_c \quad (1.35)$$

- Les courbes P-Y :

L'analyse complète du comportement d'un pieu vis-à-vis d'un chargement latéral se fait plus souvent à partir des méthodes qui nécessitent de modéliser l'interaction sol-pieu c'est-à-dire la loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal du pieu, communément appelée courbe P-Y. 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 [1].

- 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 ϕ ,
- L'institut japonais des recherches portuaires PHRI, basée sur l'essai de pénétration standard SPT.

- Courbes P-y standardisées :

Fascicule 62 (1993):

Les articles du Fascicule 62, concernant les courbes P-Y, ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre [C.T.R.E. N°4 - Pressiomètres, 1991].

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

- Du module E_s ,
- De la pression de fluage P_f ,
- De la pression P_1 .

Les pressions P_1 et P_f sont données directement par l'essai pressiométrique.

Le module de réaction E_s est calculé à partir de la formule du tassement vertical d'une fondation superficielle, le pieu étant assimilé à une semelle de largeur B (diamètre du pieu) et de longueur infinie. Le déplacement Y correspond au tassement horizontal de cette semelle [46].

On définit un module K_f égal à deux fois le module de réaction E exprimé auparavant.

Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} B_0 \left(2,65 \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \geq B_0 \\ \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \leq B_0 \end{cases} \quad (1.36)$$

Où : $B_0 = 0,60$ m

α : coefficient rhéologique caractérisant le sol (tableau 1.7).

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 . [46]

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

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

Cette loi est illustrée par la figure 1.25 dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

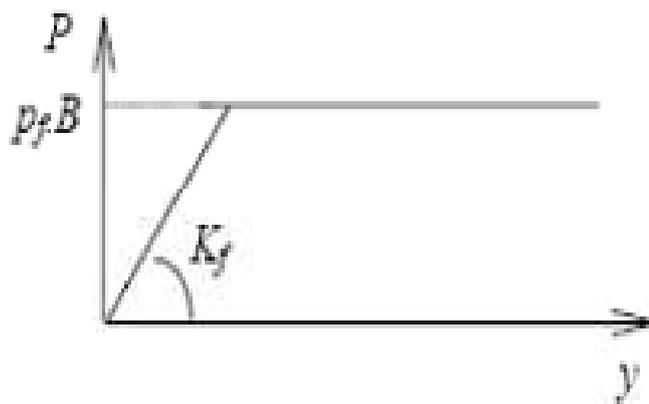


Figure 1.25: Courbe P-Y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes [33].

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très brèves (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure 1.26.

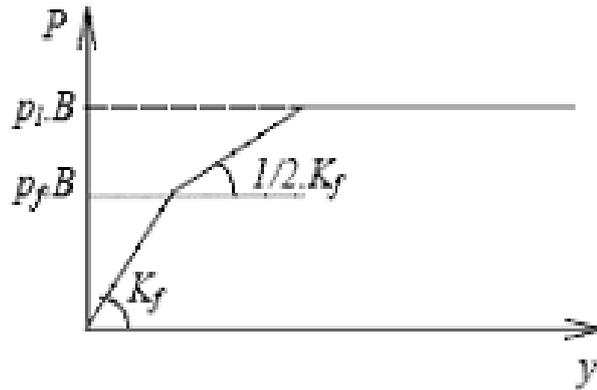


Figure 1.26 : Courbe P-Y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes[33].

Dans le cas de fondations allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale P-Y est décomposée en deux courbes : une courbe de réaction frontale comme définie précédemment et une courbe de réaction tangentielle (figure 1.27) définie par[46] :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_s ,
- Un palier P_s .

Le module K_s est pris égal au module de réaction frontale K_f défini précédemment. Le palier P_s est pris égal à : $P_s = 2L_s \cdot q_s$

L_s est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite.

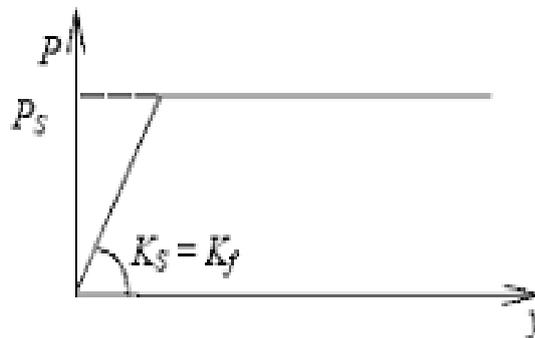


Figure 1.27 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle [33].

Dans les deux cas de fondations (pieux ou barrettes), le module de réaction du sol et le palier doivent être minorés pour les zones proches de la surface. La profondeur z_c sur laquelle s'applique

cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise égale à 2B pour les sols cohérents et 4B pour les sols frottant [1] [46].

Pour $z > z_c$, les lois effort-déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité :

- d'axe y,

- de direction P,

- de rapport : $0,5 \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$

API et DNV :

Les deux règlements américain et norvégien, l'American Petroleum Institute (A.P.I., 1993) et Det Norske Veritas (D.N.V., 1992) regroupent l'ensemble des recommandations pour le dimensionnement des fondations, notamment dans le milieu offshore. Le rapprochement du code américain et norvégien pour le calcul de fondations profondes, au début des années 1990, a débouché sur une recommandation pour la détermination des courbes P-Y dans un sable. Les lois permettant de déterminer les courbes P-Y sont déduites d'essais grandeur nature à Mustang Island au Texas (Reese & al, 1974) cette méthode elle est détaillée à la page 42.

Ces règlements distinguent deux types de sols, le sable (méthode de Reese & al, 1974), et l'argile, pour la création des courbes P-Y.[30]

Pour les sols cohérents (Figure 1.28), 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 .

$$P = 0.5 P_u \left(\frac{y}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.38)$$

Avec :

P_u : Réaction ultime du sol à la profondeur z (kN/m)

$$y_c = 2.5 \varepsilon_c B \quad (1.39)$$

ε_c : Valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.

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

$$P_u = 3C_u + \gamma z + j \frac{C_u Z}{B} \quad \text{pour } z \geq z_c \quad (1.40)$$

$$P_u = 9 C_u \quad \text{pour } z < z_c \quad (1.41)$$

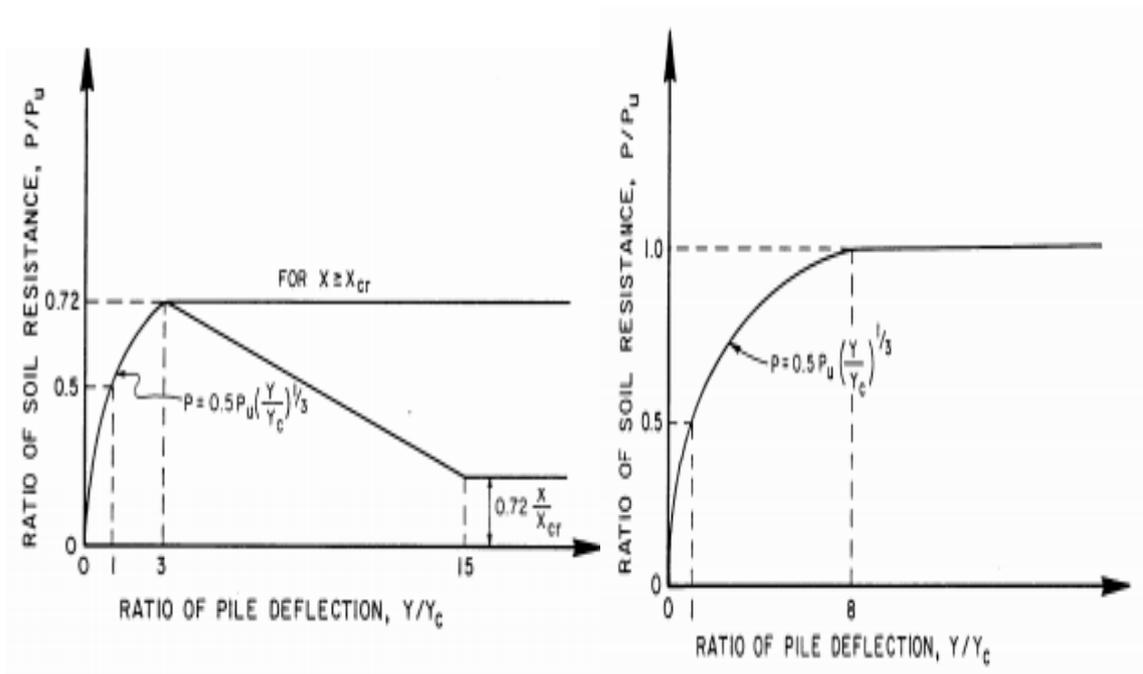
C_u : Cohésion non drainé du sol (kPa)

γ : Poids volumique (kN/m^3)

j : Constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais in situ.

z_c : Profondeur critique (m).

$$z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{C_u} + j}$$



(a) (b)

Figure 1.28: Forme caractéristique de la courbe (P-Y) pour une Argile molle

a) Chargement statique; b) Chargement cyclique [32][48].

DetNorske Veritas (1977) :

Cet organisme norvégien établit des recommandations pour la construction de structures offshore. Il se base sur l'interprétation d'essais in-situ. La campagne de reconnaissance des paramètres géotechnique doit être réalisée sur au moins dix diamètres de pieu.

La courbe P-Y représentant les caractéristiques effort-déplacement d'un élément de pieu de diamètre B peut être construite. Elle se décompose en portions, (figure 1.29).

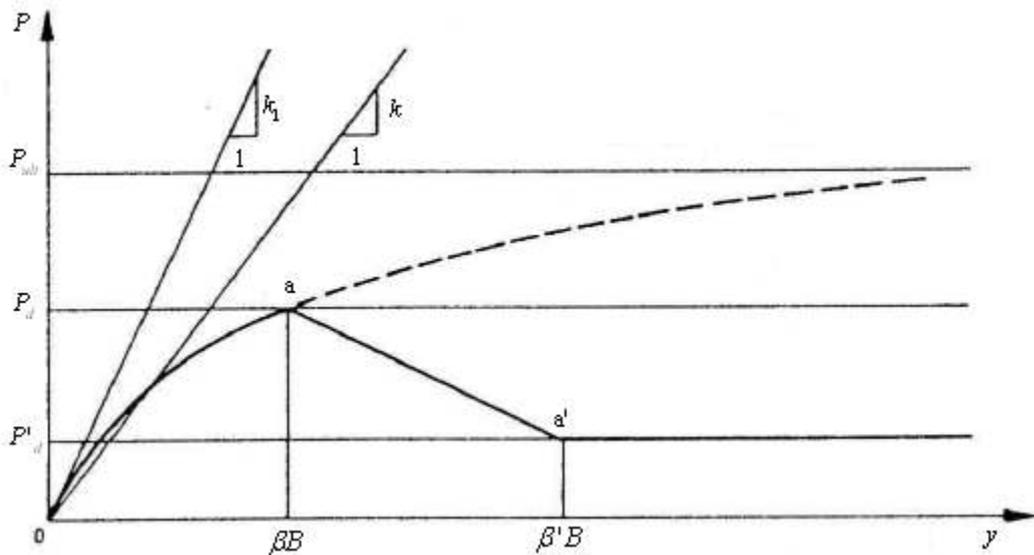


Figure 1.29 : Forme caractéristique de la courbe P-Y,[46].

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

$$\frac{Y}{P} = \frac{1}{K_1} + \frac{Y}{P_d \alpha} \quad (1.42)$$

Avec :

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

β : Coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement, (tableau 1.9).

Tableau 1.9 : Valeurs recommandées pour β pour des chargements statiques.[46].

β	Densité relative du sable		
	Lâche	Moyen	Dense
	0.04	0.04	0.04

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

$$\alpha = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_d}{K_1 \beta b}\right)} \quad (1.43)$$

Pour un sable, l'organisme fait l'hypothèse que pour des déplacements supérieurs à $(\beta \cdot b)$, 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 :

$$P_{ds} = K_p P'_0 \quad (1.44)$$

Avec :

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

P'_0 : Pression effective (après excavation),

φ_d : Angle de frottement pour le projet ($\tan \varphi_d = \tan \varphi_d / \gamma_{mf}$),

φ : Angle de frottement réel,

γ_{mf} : Coefficient de sécurité caractéristique du matériau.

Pour une argile, la résistance latérale d'un pieu peut être calculée comme suit :

$$P_d = N_p \frac{C_u}{\gamma_{mc}} \quad (1.45)$$

Avec :

γ_{mc} : Coefficient de sécurité caractéristique du matériau,

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

$N_r = 10$, pour des argiles normalement consolidées, $N_r = 5$, pour des argiles surconsolidées.

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

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral (Kubo 1965), le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction[30] :

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (1.46)$$

$$P = k_c \cdot y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (1.47)$$

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). 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.[30].

- Autres expressions de courbes de réaction :

Méthode de McClelland et Focht(1958) :

McClelland et Focht (1956) ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre $B = 0.61\text{m}$ et de longueur $L = 22.5\text{m}$ et installé dans le golfe du Mexique. Le site est formé de l'argile très molle saturée d'une cohésion $C_u = 20\text{KPa}$.

McClelland et Focht (1958) ont plutôt développé une procédure afin de corréler les courbes contrainte-déformation triaxiales à des courbes P - Y (figure 1.30). Cette corrélation permet de mieux décrire la relation entre les forces latérales exercées sur un pieu, et le déplacement horizontal engendré par celles-ci. La courbe obtenue est spécifique à la profondeur étudiée.

La relation obtenue par McClelland et Focht est presque la même que celui établi par Skempton[28].

Ils ont voulu démontrer que le module de sol peut être obtenu des essais triaxiaux. Ils ont alors établi des corrélations entre les essais sur pieux et triaxiaux, d'où :

$$P = 5.5B\Delta\sigma \quad (1.48)$$

$$Y = 0.5B\varepsilon \quad (1.49)$$

Le calcul de la résistance ultime d'argile se fait par l'équation suivante :

$$P_u = 5.5B\Delta\sigma_u = 11C_uB \quad (1.50)$$

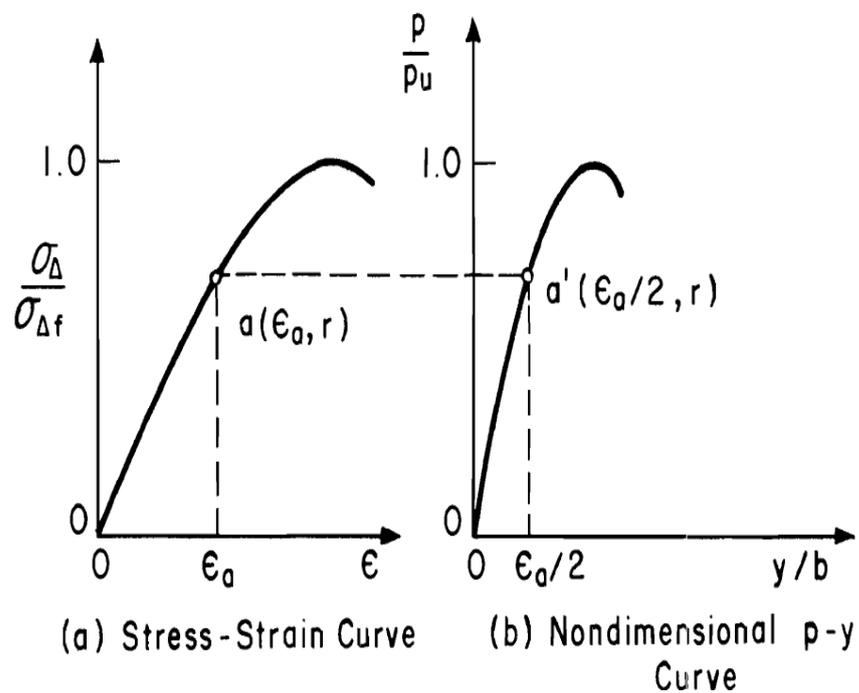


Figure 1.30 : la courbe P-Y selon la méthode de McClelland et Focht pour une argile[28][48].

Méthode de Parker et Reese (1971) :

Parker et Reese (1970) ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre $B = 5.08\text{cm}$ et de longueur $L = 2.34\text{met}$ installé dans Austin, Texas. Le site est formé d'un sable fin dense caractérisée par $\varphi = 40^\circ$.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols pulvérulents, précisément les sables sous chargement statique.

Le calcul de la résistance ultime d'un sable se fait par les équations recommandées par Reese. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_u = \gamma z \left[\begin{array}{l} B \left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - K_a \right) \\ + \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) (z \tan \beta' \tan \alpha') \\ + z K_0 \tan \beta' (\tan \varphi - \tan \alpha') \end{array} \right] \quad (1.51)$$

$$P_u = B \gamma z \left[\begin{array}{l} \left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^3 \\ + 2 K_0 \tan \varphi \left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 + 2 K_0 \tan \varphi - K_a \end{array} \right] \quad (1.52)$$

Avec :

$$\beta' = 45 + \frac{\varphi}{2} \text{ et } K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.53)$$

Le coefficient de pression des terres au repos K_0 égale à 0.4 pour un sable lâche ou 0.5 pour un sable dense ou moyennement dense. L'angle α' est mobilisé et calculé selon l'équation: $\alpha' = \frac{\varphi}{3}$ pour un sable lâche ou $\alpha' = \frac{\varphi}{2}$ pour un sable dense ou moyennement dense.

Une fois P_u calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée P , tout en faisant varier le déplacement Y , et ce, selon l'équation suivante :

$$P = P_u \tanh \left(\frac{K_{py}}{P_u} Y \right) \quad (1.54)$$

Où K_{py} est le module initial de la courbe P - Y est mobilisé et calculé selon l'équation:

$$K_{py} = \frac{J' \gamma z}{1.35}$$

J' : étant un facteur empirique égale à 200 pour un sable lâche, 600 pour un sable moyennement dense et 1500 pour un sable dense.

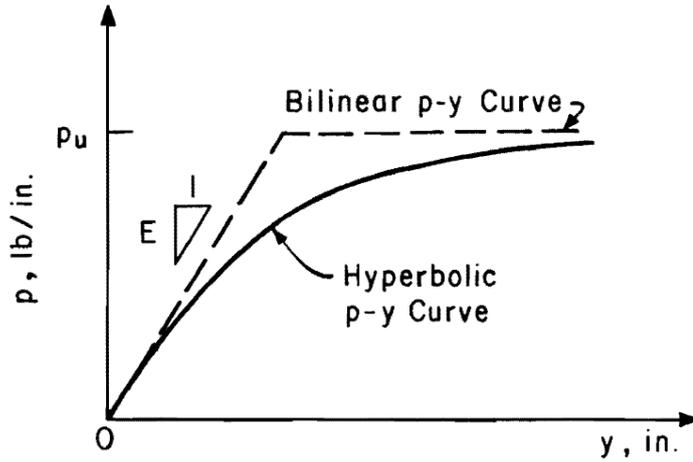


Figure 1.31: La courbe P-Y selon la méthode de Parke et Reese pour un sable sous chargement statique[29].

Méthode de Reese, Cox et Al (1974) :

Reese et Al (1974) ont exécuté à l'île Mustang, Texas, des tests de charges latérale qui emploient deux pieux circulaires de diamètre $B = 0.61$ m et de longueur $L = 21$ m. Le site est formé d'un massif de sable fin dense caractérisée par $\gamma' = 10.4 \text{ kN.m}^{-3}$ et $\varphi = 39^\circ$.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols pulvérulents, sous chargement statique de courte durée. Le calcul de la résistance ultime d'un sable se fait par les équations recommandées par Reese et Al. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_u = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta'}{\tan(\beta' - \varphi) \cos \alpha'} + \frac{\tan \beta'}{\tan(\beta' - \varphi)} (B + z \tan \beta' \tan \alpha') \right] + K_0 z \tan \beta' (\tan \varphi \sin \beta' - \tan \alpha') - K_a B \quad (1.55)$$

$$P_u = K_a B z \gamma (\tan^8 \beta' - 1) + K_0 B z \gamma \tan \varphi \tan^4 \beta' \quad (1.57)$$

Les paramètres α' , β' , K_0 et K_a sont déterminés comme dans la méthode de Parker et Reese (1970).

On détermine le point w et le point v comme suit :

$$P_w = \bar{A}_s P_u P_v = \bar{B}_s P_u$$

$$Y_w = \frac{3B}{80} Y_v = \frac{B}{60}$$

\bar{A}_s : Coefficient de l'ajustement sous chargement statique représenté par la figure 1.32.

\bar{B}_s : Coefficient non dimensionnel sous chargement statique représenté par la figure 1.32.

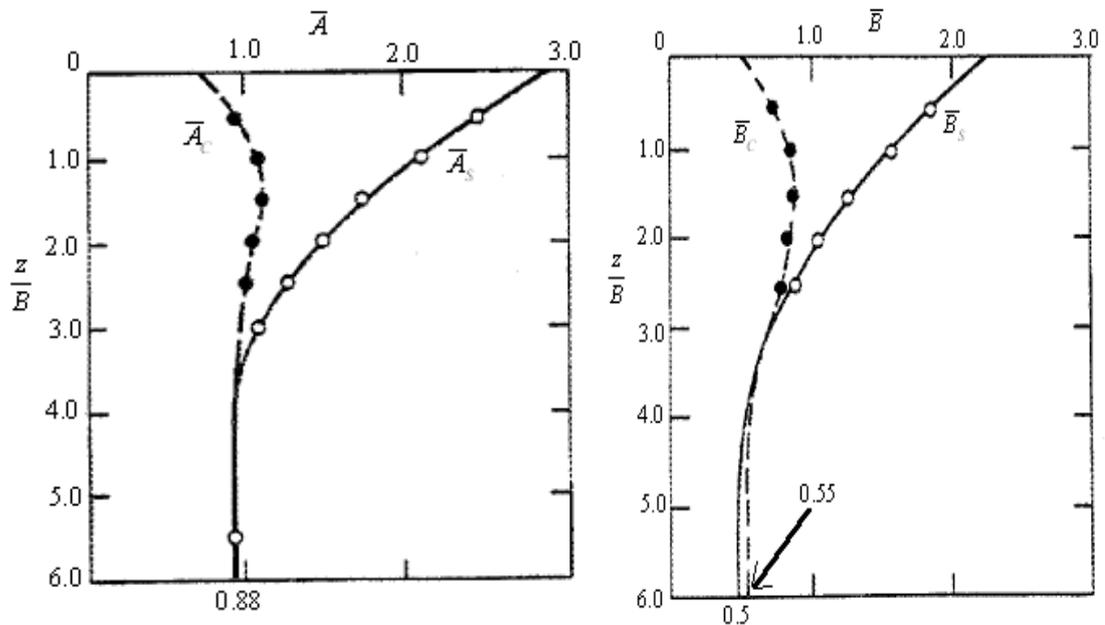


Figure 1.32: le coefficient de l'ajustement et le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique[44][45].

La méthodologie :

1) Établir la première portion de la courbe P-Y (un segment droite passant par l'origine jusqu'à au point j) qui utilise l'équation suivante :

$$P = (K_s z) Y$$

Nous utilisons la valeur appropriée de K_s de tableau 1.10 pour déterminer le module de réaction de cette équation.

Tableau 1.10: les valeurs représentatives de K_s pour les sables[44].

les valeurs représentatives de K_s (MN/m ³)	Lâche $D_r < 35$	moyen $35 < D_r < 65$	Dense $D_r > 65$
au-dessous de la nappe phréatique	5.430	16.300	33.900
au-dessus de la nappe phréatique	6.790	24.430	61.000

2)Établir la deuxième portion de la courbe P-Y (un segment parabolique du pointj à un point v) qui utilise l'équation suivante :

$$P = \bar{C} Y^{1/n} \quad (1.58)$$

Est défini par : $n = \frac{P_v}{mY_v}$ et le coefficient \bar{C} est définie

$$\text{par : } \bar{C} = \frac{P_v}{Y_v^{1/n}} \quad (1.56)$$

3)Déterminer le pointj par les coordonnées suivantes :

$$P_j = K_s z Y_j Y_j = \left(\frac{\bar{C}}{K_s z} \right)^{n/n-1} \quad (1.57)$$

4)Établir la troisième portion de la courbe P-Y (un segment droite passant par le point v jusqu'à au pointw) et de pentem.

$$m = \frac{P_w - P_v}{Y_w - Y_v} \quad (1.58)$$

5)Établir la dernière portion de la courbe P-Y (un segment de droite horizontale passant par le pointw).

La figure 1.33 est représentée l'intersection entre les courbes P-Y.

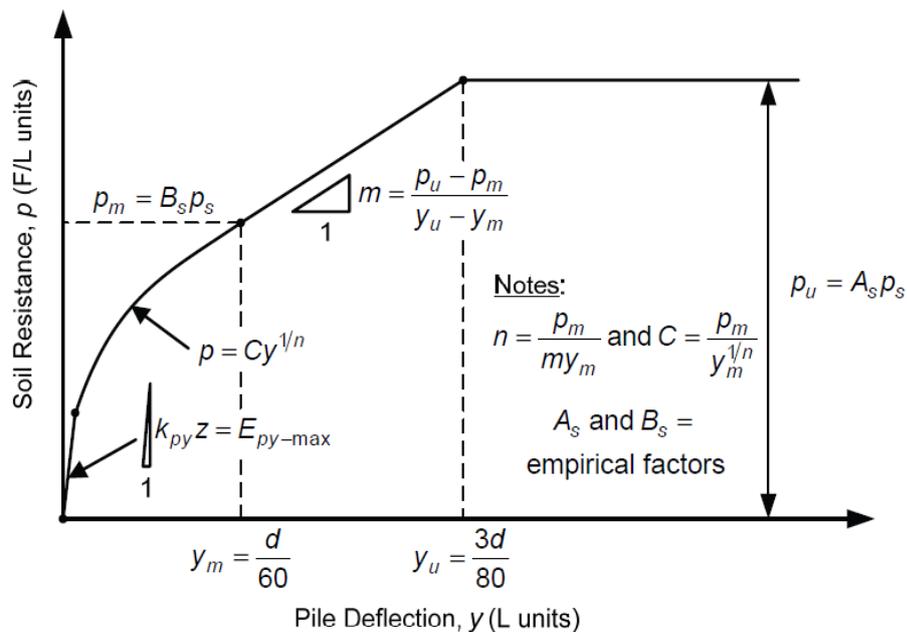


Figure 1.33: La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable

Méthode de Reese, Cox et Koop (1975) :

Reese, Cox et Koop (1975) ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre $B = 0.641\text{m}$ et de longueur $L = 15.2\text{m}$. Le pieu est installé dans une argile raide saturée à un site Manor, Texas. L'argile ayant les caractéristiques suivantes : $\gamma' = 9.78\text{KN.m}^{-3}$;

$C_u = 96\text{KPa}$ à surface et $C_u = 1100\text{KPa}$ à le pied du pieu.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols purement cohérents, précisément les argiles raides en dessous de la nappe phréatique sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations suivantes :

$$P_u = 2C_u B + \gamma' B z + 2.83 C_u z \quad (1.59)$$

$$P_u = 11 C_u B \quad (1.60)$$

La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations.

Nous utilisons la valeur appropriée de K_c de tableau 1.11 pour établissement le module de réaction de la courbe P-Y :

$$P = (K_c z) Y \quad (1.61)$$

Tableau 1.11: Les valeurs représentatives K_c de pour les argiles raides[43].

Les valeurs pour une cohésion non drainée (KPa)	50-100	100-200	200-400
$K_c(\text{MN/m}^3)$ statique	135.724	271.447	542.893

Y_{50} Est le déplacement pour lequel 50% de P_u est mobilisé et calculé selon l'équation:

$Y_{50} = \xi_{50} B$. ξ_{50} est la déformation à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_1 - \sigma_r$), obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Dans le cas où les courbes contraintes-déformations ne sont pas disponibles, des valeurs moyennes ont été suggérées par Reese, Cox et Koop, les valeurs ξ_{50} présentées au tableau 1.12.

Tableau 1.12: Les valeurs représentatives de ξ_{50} pour les argiles raides[43].

Les valeurs pour une cohésion non drainée(KPa)	50-100	100-200	300-400
ξ_{50}	0.007	0.005	0.004

La méthodologie :

- 1) Établir la première portion parabolique de la courbe du P-Y qui utilise l'équation suivante :

$$0 \leq Y \leq A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_u \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} \quad (1.62)$$

Cette équation doit définir la portion de la courbe P-Y du point de l'intersection avec l'équation $P = (K_c z)Y$ à un point où Y est égal à $A_c Y_{50}$

Avec

A_c : Coefficient de l'ajustement d'argile de la courbe P-Y sous chargement statique pour la profondeur z désirée, il représenté par la figure 1.35 ou calculé selon l'équation:

$$\frac{z}{B} \leq 3 \quad A_c = \min \left[\left(-0.05 \left(\frac{z}{B} \right)^2 + 0.29 \frac{z}{B} + 0.2 \right), 0.6 \right] \quad (1.63)$$

$$\frac{z}{B} > 3 \quad A_c = 0.6 \quad (1.64)$$

- 2) Établir la deuxième portion parabolique de la courbe P-Y, par l'équation suivante :

$$A_c Y_{50} \leq Y \leq 6A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_u \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055P_u \left(\frac{Y - A_c Y_{50}}{A_c Y_{50}} \right)^{1.25} \quad (1.65)$$

- 3) Établir la prochaine portion constante de la courbe P-Y, par l'équation suivante :

$$6A_c Y_{50} \leq Y \leq 18A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_u (6A_c)^{0.5} - 0.411P_u - \left(\frac{0.0625}{Y_{50}} \right) P_u (Y - 6A_c Y_{50}) \quad (1.66)$$

- 4) Établir la dernière portion de la courbe P-Y, qui représente une droite par l'équation suivante :

$$Y > 18A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_u (6A_c)^{0.5} - 0.411P_u - 0.75P_u A_c \quad (1.67)$$

La figure 1.35 est représenté le cas d'intersection entre les courbes P-Y. Cependant, il ne peut y avoir aucune intersection d'une équation avec les autres.

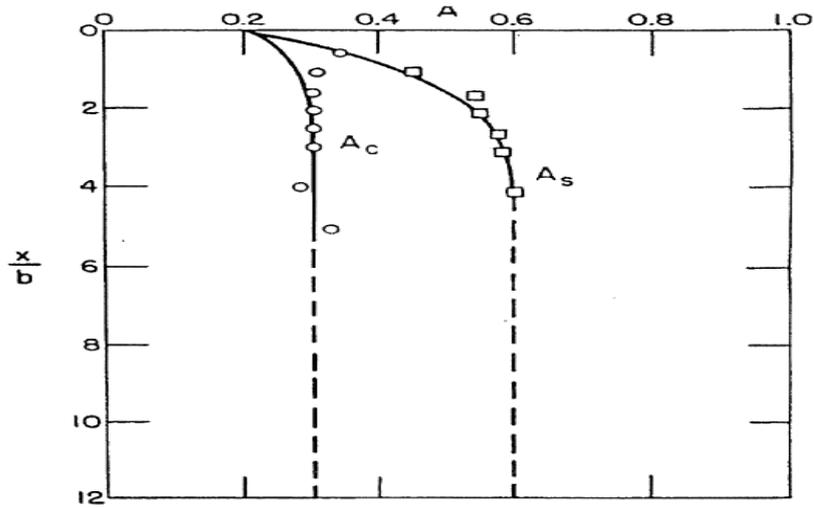


Figure 1.34: le paramètre empirique A_c et A_s en fonction de $\frac{z}{B}$ [43].

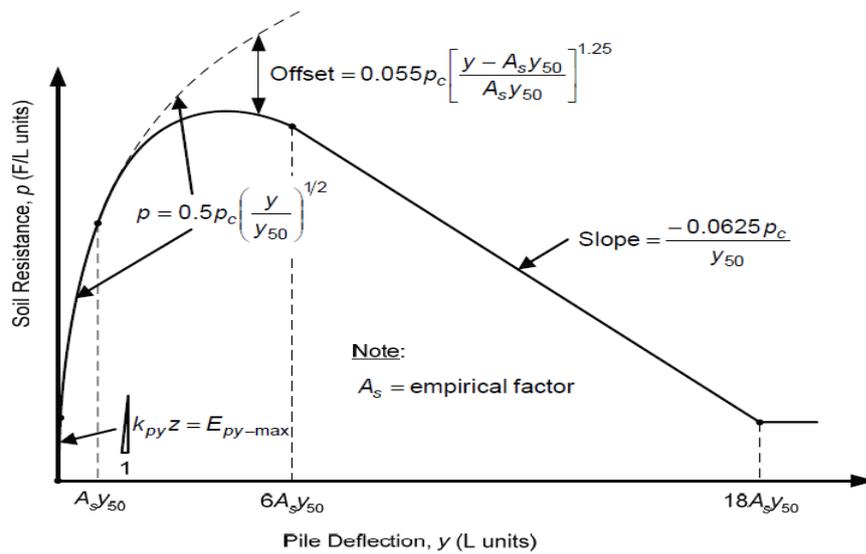


Figure 1.35: Caractéristique de la courbe P-Y pour un chargement statique dans l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique [43].

Méthode de Welch et Reese (1975) :

Welch et Reese (1972) ont exécuté à Houston, Texas, des tests de charges latérale qui emploient deux pieux circulaire de diamètre $B = 0.254\text{m}$, $B = 0.762\text{m}$ et de longueur $L = 12.8\text{m}$, Le site est formé d'un massif d'argile raide de coulure rouge, la nappe phréatique a été trouvée à 5.5 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Les caractéristique de ce sol sont comme suit :

$$\gamma = 19.4\text{K. m}^3, C = 76\text{KPa} \text{ a surface et } C = 163\text{KPa} \text{ a le pied du pieu.}$$

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols purement cohérents, précisément les argiles raides en dessus de la nappe phréatique sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations recommandées par Matlock.

Une fois P_u calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée p , tout en faisant varier le déplacement Y , selon l'équation suivante :

$$P = 0.5 P_u \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/4} \quad (1.68)$$

Où Y_{50} est le déplacement pour lequel 50% de P_u est mobilisé et calculé selon l'équation (1.39).

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_1 - \sigma_r)$, obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Les valeurs ξ_{50} présentées au tableau 1.20.

Au-delà de $Y = 16Y_{50}$, la valeur de P demeure constante (la figure 1.36).

Tableau 1.13 : les valeurs représentatives de ξ_{50} [49], [43].

Consistance de l'argile	ξ_{50}
Molle	0.020
Moyenne	0.010
Raide	0.005

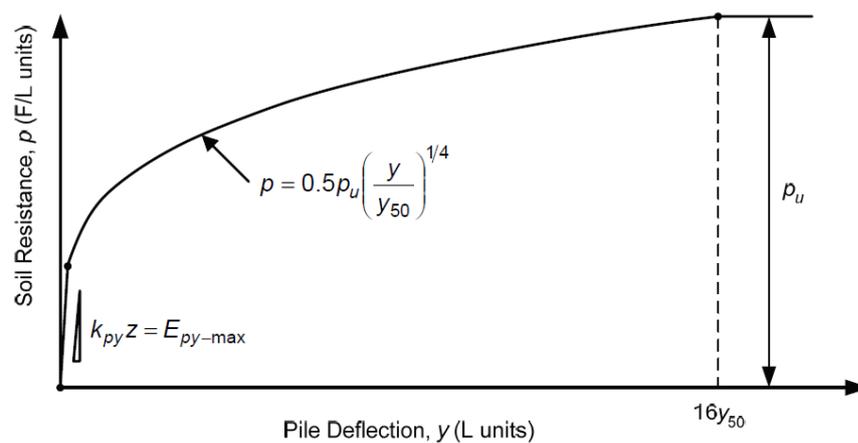


Figure 1.36: la courbe P-Y selon la méthode de Welch et Reese pour un chargement statique dans l'argile raide en dessus de la nappe phréatique [49], [43].

Méthode d'O'Neill et Murchison (1983) :

O'Neill et Murchison a proposé une simple méthode de calcul la courbe P-Y dans le sable basé sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974). Cette modification a été acceptée par le règlement American (A.P.I). Des modifications ont été apportées après les travaux de

Murchison et al (1984). A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi empirique établies ont permis de donner l'allure générale des courbes 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 définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique), elle est approchée à toute profondeur Z par l'expression suivante :

$$P = A \cdot P_u \tanh\left(\frac{K \cdot Z \cdot y}{A \cdot P_u}\right) \quad (1.69)$$

Avec :

A : un facteur prenant en compte le type de sollicitations ;

A= 0,9 pour un chargement cyclique

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

P_u : La réaction ultime du sol à la profondeur H (KN/m) ;

K : le module initial de la réaction du sol (KN/m³) ;

Z : la profondeur (m) ;

y : le déplacement latéral (m).

La réaction ultime du sol est calculée à partir des relations suivantes :

$$P_u \text{ La plus faible valeur de } \begin{cases} P_{us} = (C_1 z + C_2 B) \gamma z \\ P_{ud} = C_3 B \gamma z \end{cases} \quad (1.72)$$

Avec :

P_{us} : Réaction ultime du sol en surface ;

P_{ud} : Réaction ultime du sol pour des couches profondes ;

B : le diamètre du pieu,

γ : le poids volumique du sol ;

C_1, C_2 et C_3 : des coefficients déterminés à partir d'abaques, qui sont fonction de l'angle de frottement du sable ϕ (figure 1.37).

k : Module initial de réaction du sol (kN/m^3), fonction de l'angle de frottement interne ϕ' et la densité relative D_r , (figure 1.38).

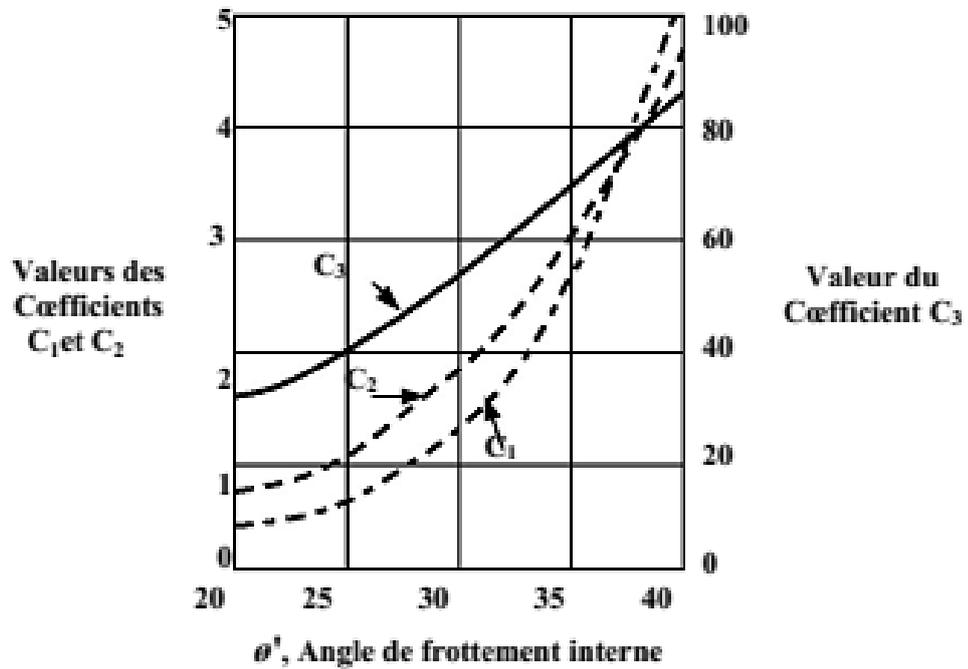


Figure 1.37 : Coefficient C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ' [4].

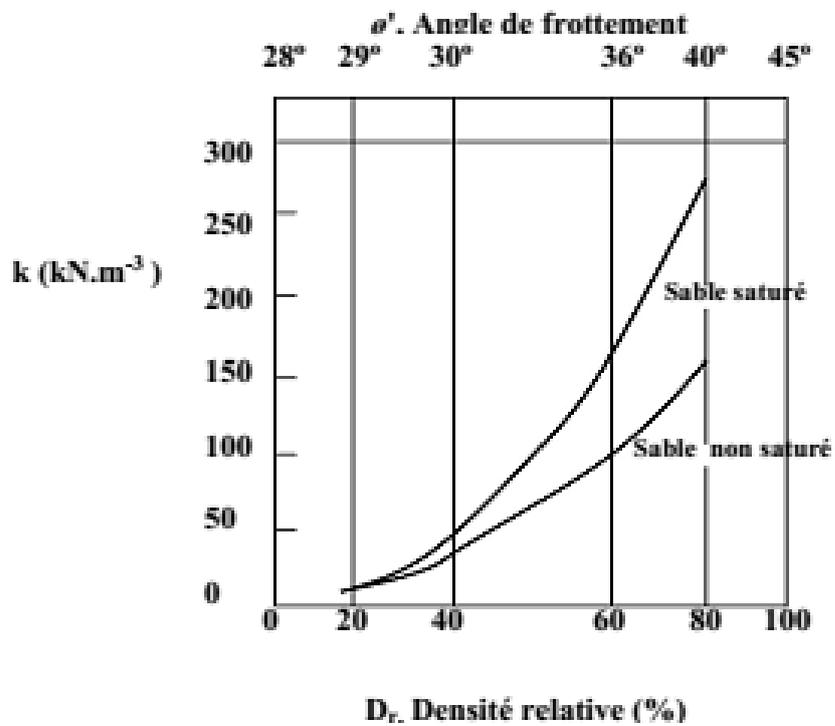


Figure 1.38 : Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ'

[4].

Méthode d'O'Neill et Gazioglu (1984) :

O'Neill et Gazioglu(1984)ont développé des courbes P-Y applicable à tous lesargiles. Cette procédure est basésur le résultatdes 21essais de charge latéraleà11 endroits différents.

Le calcul de la résistance ultime d'une argile se fait par les équations suivantes :

$$\text{Pour } z \leq D_c \quad P_u = JI C_u B \left(3 + \frac{6z}{D_c} \right) \quad (1.70)$$

$$\text{Pour } z \leq D_c \quad P_u = 9 JI C_u B \quad (1.71)$$

J_I : Facteur empirique représente la réduction de la résistance du sol donné par le tableau^(1.14)

Tableau 1.14: Les valeurs représentatives de J_I pour les argiles[48], [44].

La compression triaxial UU	< 0.02	0.02-0.06	> 0.06
Le facteur J _I statique	0.5	0.75	1.00

Le calcul de la profondeur critique D_c se fait par l'équation :D_c = 0.25L_c

La longueurcritiquedu pieu L_c est mobilisée et calculée selon l'équation suivante :

$$L_c = 3 \left(\frac{E_p I_p}{E_s \sqrt{B}} \right)^{0.286}$$

Y₅₀ Est le déplacement pour lequel 50% de P_uest mobilisé et calculé selon l'équation:

$$Y_{50} = 0.8 \xi_{50} \sqrt{B} \left(\frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{0.125} \quad (1.72)$$

Le module de sol E_s(tableau1.15) est évalué pourla cohésion moyennennon drainé entrela surface du solet de la profondeurL_c.

Tableau 1.15: Les valeurs recommandées de E_spour l'argile [48], [44].

C _u (kPa)	E _s (kPa)
< 25	350
25-50	350-1000
50-100	1000-3000
100-200	3000-10000
200-400	10000-35000
> 400	> 35000

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique qui est représenté sur la figure 1.39 est déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 6Y_{50} \quad P = 0.5P_u \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.387} \quad (1.73)$$

$$Y > Y_{50} \begin{cases} z < D_c & P = P_u \left[\text{II} + (1 - \text{II}) \frac{z}{D_c} \right] \\ z \geq D_c & P = P_u \end{cases} \quad (1.74)$$

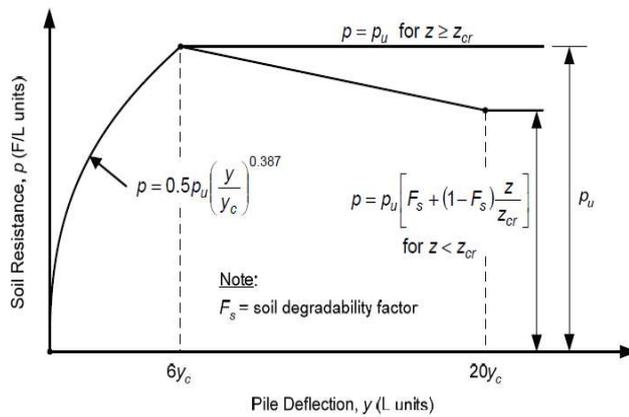


Figure 1.39: la courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gaziolu pour une argile sous chargement statique [48], [44].

Méthode de Dunnavant et O'Neill (1989) :

Dunnavant et O'Neill ont incorporé la rigidité pieu/sol pour développer des courbes P-Y applicable aux argiles raides saturées. Ce travail a comporté des tests de chargement latéral des pieux circulaire de diamètre $B = 0.273 \text{ m}$, $B = 1.22 \text{ m}$ et $B = 1.83 \text{ m}$ et de longueur $L = 11.4 \text{ m}$ et installé dans Houston, Texas. Le site est formé de l'argile raide saturée, ces caractéristiques du sol était différent que celle utilisée par Reese et al. (1975) [28].

Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations recommandées par Dunnavant et O'Neill. La valeur retenue est la plus petite des deux valeurs :

$$P_u = \left(2 + \frac{Y'z}{C_u} + 0.4 \frac{z}{B} \right) C_u B \quad (1.75)$$

$$P_u = 9C_u B \quad (1.76)$$

Une fois P_u calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée p , tout en faisant varier le déplacement Y , selon l'équation suivante :

$$P = 1.02P_u \tanh \left[0.537 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.7} \right] \quad (1.77)$$

Y_{50} est le déplacement pour lequel 50% de P_u est mobilisé et calculé selon l'équation:

$$Y_{50} = 0.0063 \xi_{50} B \left(\frac{E_p I_p}{E_s L^4} \right)^{-0.875} \quad (1.78)$$

Les valeurs du module de sol E_s qui est évalué pour la cohésion moyenne non drainé est représenté dans le tableau 1.15.

Au-delà de $Y = 8 Y_{50}$, la valeur de P demeure constante (la figure 1.41).

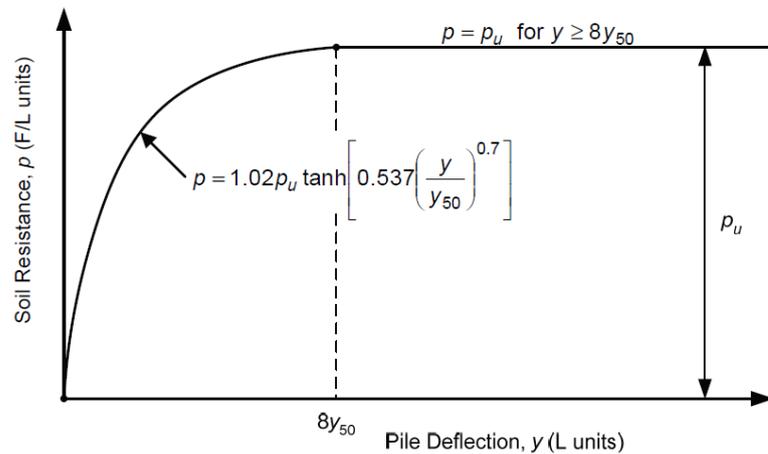


Figure 1.40 : la courbe P-Y selon la méthode d'Neill et Dunnivant pour une argile raide sous chargement statique[28].

Méthode d'Ismail (1990) :

Ismail (1990) a exécuté à Koweït, 12 tests de chargement latéral qui emploient deux types de pieu circulaire de diamètre $B = 0.3$ m et de longueur $L = 3.0$ m et $L = 5.0$ m. Le site est formé d'un massif de sable limoneux moyennement dense. Les caractéristiques de ce sol sont comme suit :

Profondeur (0 – 3) m $\gamma = 17.9 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-3}$ $C = 20 \text{ KPa}$ $\varphi = 35^\circ$

Profondeur (3 – 5.5) m $\gamma = 19.1 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-3}$ $C = 0 \text{ KPa}$ $\varphi = 43^\circ$

Cette méthode permet de déterminer la courbe de réaction pour les sols cohérents ($C - \varphi$). Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par les équations suivantes :

$$\varphi \leq 15^\circ \quad P_u = 1.5B \left(2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma y \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad (1.79)$$

$$\varphi > 15^\circ \quad P_u = \frac{\varphi}{10} B \left(2C \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + z\gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad (1.80)$$

Une fois P_u calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée P , tout en faisant varier le déplacement Y , et ce, selon l'équation suivante :

$$P = 0.5P_u \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/3} \quad (1.81)$$

Où Y_{50} est le déplacement pour lequel 50% de P_u est mobilisé et calculé selon l'équation:

$$Y_{50} = 2.5\xi_{50}B \quad (1.82)$$

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_1 - \sigma_r$), obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié.

Au-delà de $P = 8Y_{50}$, la valeur de P demeure constante (la figure 1.41).

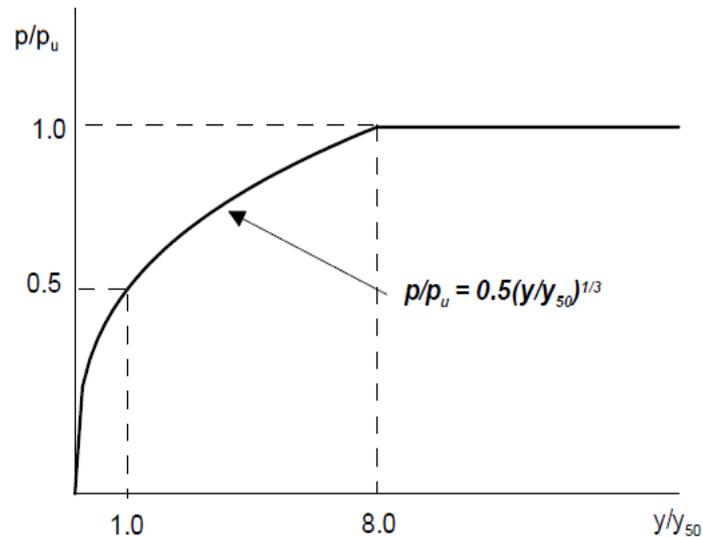


Figure 1.41: La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Ismail (1990)[26].

Méthode de Li Yan & Byrne (1992):

Utilisant la modélisation par la similitude du gradient hydraulique, 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 [22].

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 :

$$\frac{P}{E_{\max}} = \frac{y}{B} = \alpha \left(\frac{1}{1-\beta} \right) \quad (1.83)$$

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

$\alpha = 5(D_r) - 0.8$, D_r étant la densité relative en pourcentage.

β ayant une valeur proche de 0,5.

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{B_{\max}B} = \alpha \left(\frac{y}{B} \right)^\beta \quad (1.84)$$

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[46], [1].

. Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissant plus importants et à des courbes P-y moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, Li Yan et Byrne (1992) concluent qu'un même jeu de courbes de réaction P-Y peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'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[46], [1].

Méthode de Kouda et al. (1998):

A la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, des lacunes dans les méthodes de dimensionnement ont été mises en avant. Cette équipe de chercheurs a travaillé sur la définition de relations P-y pour de grands déplacements. Des essais sur modèles en centrifugeuse sont la base expérimentale de l'étude[46], [1].

Le pieu modèle est constitué de 13 cylindres indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge à chaque tronçon indépendamment. Les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesurés. Ainsi à chaque palier

dechargement, les conditions aux limites d'un tronçon sont connues, permettant une analyse aisée des courbes de chargement[46], [1].

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas décrit.

La courbe de réaction obtenue a pour expression :

$$\frac{P}{n\gamma D} = \frac{\frac{K_h y}{n\gamma D}}{1 + \frac{\frac{K_h}{n\gamma} y}{\frac{P_{\max}}{n\gamma D}}} \quad (1.85)$$

K_h : Module initial de réaction à la profondeur z ,

P_{\max} : Pression limite à la profondeur z ,

γ : poids volumique du sol,

D : diamètre du pieu,

n : accélération centrifuge.

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[46], [1].

Méthode de Reese et Van Impe (2001) :

Reese et Van Impe (2001) croyait que le comportement de sol cohérents (C- φ) est plus proche de sol pulvérulent que de sol purement cohérent, Ils sont données la forme caractéristique de la courbe P-y du sol cohérents (C- φ), qui sont appelées des courbes P-Y du limon.

La forme caractéristique du la courbe P-Y est hautement non linéaire et peut être décrite par trois portions de la ligne droites et un courbe parabolique comme illustré dans la figure 1.43.

Méthodologie :

La procédure suivante est pour un chargement statique. On fait les calculs préliminaires suivants :

$$1) \quad K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad K_0 = 0.4$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} \quad \beta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

La réaction ultime du sol P_u à la profondeur z est donnée par l'équation suivant:

$$P_u = \bar{A}_s P_{n\varphi} + P_{nc} \quad (1.86)$$

\bar{A}_s : Coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique représenté par la figure 1.32

La réaction ultime du sol P_u à la profondeur z utilise la plus petite des valeurs données par les équations ci-dessous :

La composante du frottement $P_{n\varphi}$ sera donnée par la plus petite valeur d'équations ci-dessous :

$$P_{uS} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (B + z \tan \beta \tan \alpha) \right] + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a B \quad (1.87)$$

$$P_{up} = K_a B z \gamma (\tan^8 \beta - 1) + K_0 B z \gamma \tan \varphi \tan^4 \beta \quad (1.88)$$

La composante de la cohésion P_{uc} sera donnée par la plus petite valeur d'équation ci-dessous :

$$P_u = \left(3 + \frac{\gamma' z}{C} + \frac{Jz}{B} \right) CB \quad (1.89)$$

$$P_u = 9CB \quad (1.90)$$

2) Établir la dernière portion de la courbe P-Y, un segment de droite horizontale passant par le point w.

$$\text{Le point w donné par les coordonnées suivant : } P_w = P_u \quad y_w = \frac{3B}{80}$$

3) Établir la troisième portion constante de la courbe P-Y, un segment de droite passant par le point v de la pente m jusqu'à le point w.

$$\text{Le point v est donné par les coordonnées suivantes : } P_v = \bar{B}_s P_u \quad y_v = \frac{B}{60}$$

\bar{B}_s : Coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique représenté par la figure 1.32.

$$\text{La pente } m \text{ est égale à : } m = \frac{P_w - P_v}{Y_w - Y_v} \quad (1.91)$$

4) Établir la première portion de la courbe P-y, un segment de droite passant par l'origine et de pente E_s jusqu'à le point j.

$$\text{Nous établissons le module de réaction de la courbe P-y : } P = E_s y \quad \leftrightarrow P = (k_{py} z) y \quad (1.92)$$

Nous utilisons la valeur appropriée k_{py} qui représenté dans le tableau 4.17.

5) On calcule la constante initiale de module de réaction k_{py} par l'équation suivant :

$$k_{py} = k_c + k_\phi$$

k_c, k_ϕ : La constante initiale de module de réaction avec composants de la cohésion et du frottement respectivement donné par les deux graphes de la figure 1.43.

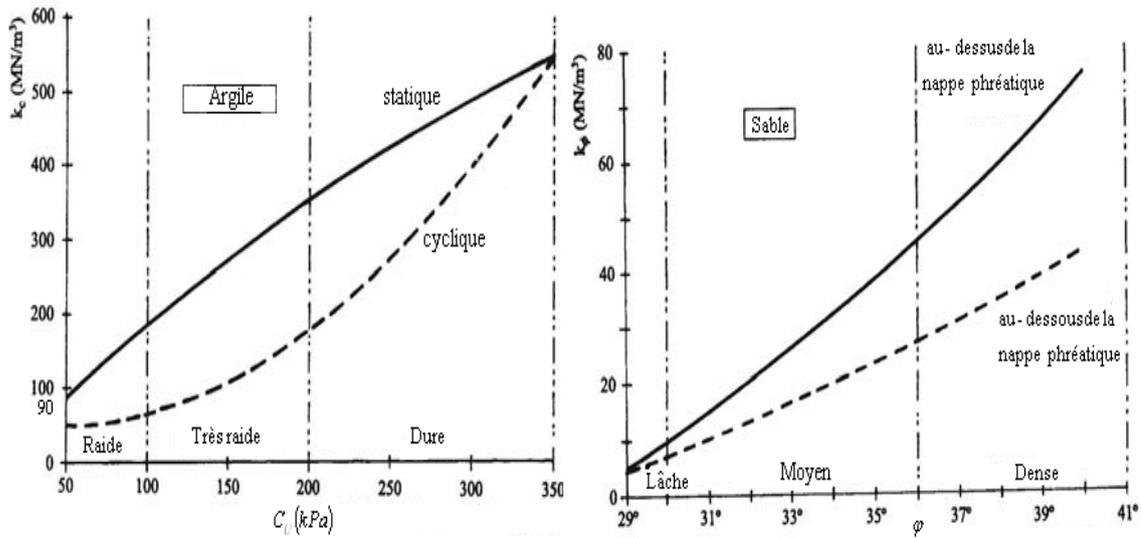


Figure 1.43: la constante initiale de module de réaction [29], [19].

6) Établir la deuxième portion parabolique de la courbe P-Y, l'équation devrait définir la portion de la courbe P-Y du point j au le point v, l'équation définissant la portion de la courbe P-Y est :

$$P = \bar{C} Y^{1/n}$$

Est défini par : $n = \frac{P_v}{mY_v}$ et le coefficient \bar{C} est défini

$$\text{par : } \bar{C} = \frac{P_v}{Y_v^{1/n}}$$

Déterminer le point j par les coordonnées suivantes :

$$P_j = \left(\frac{\bar{C}^n}{kz} \right)^{n/n-1} \quad Y_j = \left(\frac{\bar{C}}{kz} \right)^{n/n-1}$$

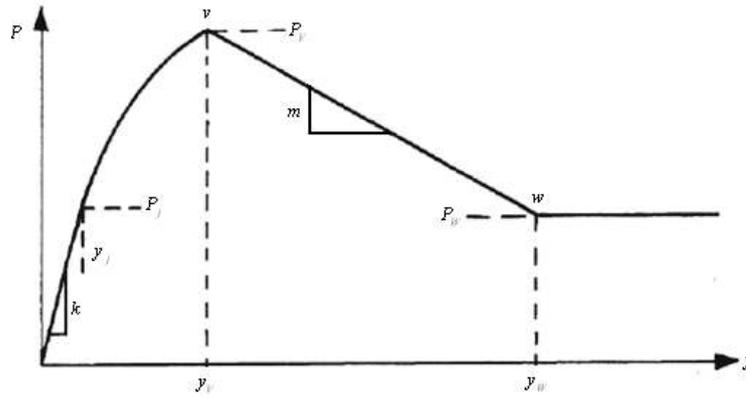


Figure 1.44: la forme caractirictique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sol
(C - φ)[29], [19].

Il est noté que les courbes P-Y des limons développés ont été basées sur des considérations théoriques seules, sans toute validation par un essai en grandeur nature[29], [19].

Méthode de Simpson et Brown (2003) :

Simpson et Brown ont réalisés des tests de chargement latéral statique qui emploient six pieux circulaire de diamètre $B = 0.91\text{m}$ et de longueur $L = 10.97\text{m}$. Les pieux sont installés dans la province sud du Piedmont dans Alabama. Le sol du site est formé de limon argileux ou sableux [25].

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 (DMT, CPT, SPT et PMT)

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

$$P_u = BY(1 - 3.624 \zeta) \quad (1.93)$$

Où ζ une constante égale à -0.23

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique, qui est représenté sur la figure 1.44 est déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 0.001B \quad P = E_{py} BY \quad (1.94)$$

$$0.001B < Y < 0.0375B \quad P = E_{py} \left[1 - \zeta \ln \left(\frac{Y/B}{0.001} \right) \right] \quad (1.95)$$

$$Y > 0.0375B \quad P = P_u \quad (1.96)$$

Le module de réaction E_{py} de la courbe P-Y est calculé selon les équations présentées au tableau 1.16.

Tableau 1.16: Les valeurs recommandées de module de réaction E_{py} de la courbe P-Y[25].

Les essais in-situ	PMT	DMT	CPT	SPT
E_{py}	$E_{py} = 0.235E_M$	$E_{py} = 0.076E_D$	$E_{py} = 0.118q_c$	$E_{py} = 22N_{SPT}$

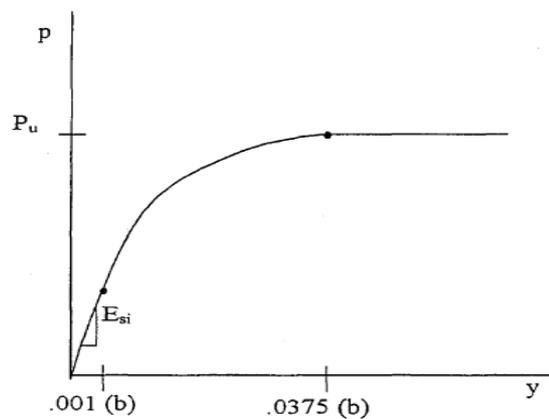


Figure 1.44: La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Simpson et Brown (2003)[25].

Méthode de Kim, Jeong et Won (2009) :

Kim et Al (2009) ont exécuté à Corée du Sud, des tests de chargement latéral qui emploient deux types du pieu circulaire, l'un de diamètre $B = 1.02$ met de longueur $L = 26.6$ m, et l'autre de diamètre $B = 2.4$ met de longueur $L = 44.3$ m. Le site est formé d'un massif d'argile marine saturée. Les caractéristique de sce sol sont comme suit $\gamma = 17.5 \text{ KNm}^3$, $C_u = 18 \text{ KPa}$ à surface et $C_u = 42 \text{ KPa}$ à profondeur de 7.5 m [26].

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols purement cohérents, précisément les argiles marine saturée sous chargement statique[26].

La forme des courbes P-Y obtenue est donnée par l'expression suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{py}} + \frac{Y}{P_u}} \quad (1.97)$$

Le calcul de la résistance ultime d'argile se fait par l'équation suivante :

$$P_u = 3.25C_u B \left(\frac{Z}{Z_{ref}} \right)^{0.59} \quad (1.98)$$

Z_{ref} est la référence de profondeur à un point désirée qui égale à 1.0 m.

Le calcul de module de réaction se fait par l'équation suivante :

$$E_{py} = 17.4 \frac{E_s}{1 - \nu^2} \sqrt{\frac{B}{B_{ref}}} \left(\frac{E_s B^4}{E_p I_p} \right)^{0.66} \quad (1.99)$$

$B_{ref} = 1.0$ m est un diamètre de référence.

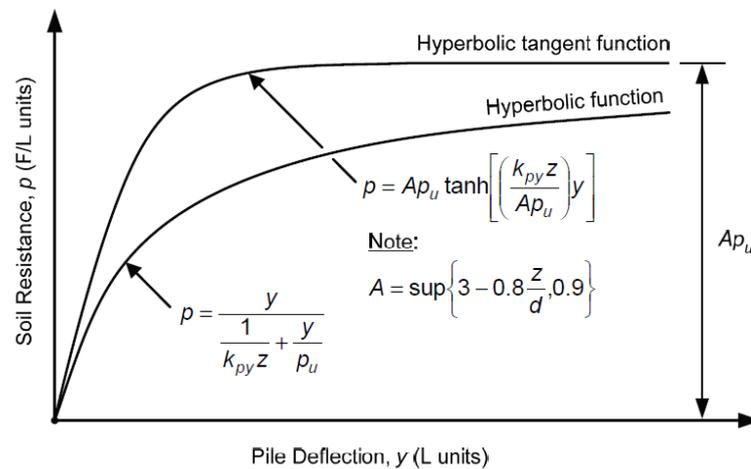


Figure 1.45: la courbe P-Y selon méthode de Kim et Al pour une argile marine sous chargement statique[26].

1.2.3.2.3 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[30].

C'est seulement ces dernières années qu'ont 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. En vue d'une formulation analytique simplifiée des déplacements d'un pieu isolé ou en groupe, des études paramétriques ont été menées par des chercheurs, tels que Randolph (1981).

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 ν 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 $G = m \cdot z$. [8]

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 :

$$G^* = G \cdot \left(1 + \frac{3}{4}\nu\right) \quad (1.100)$$

$$m^* = m \cdot \left(1 + \frac{3}{4}\nu\right) \quad (1.101)$$

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

$$Y_0 = 0.25 \frac{H_0}{G^* r_0} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-\frac{1}{7}} + 0.27 \frac{M}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-\frac{3}{7}} \quad (1.102)$$

$$Y'_0 = 0.27 \frac{H_0}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-\frac{3}{7}} + 0.80 \frac{M}{G^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-\frac{5}{7}} \quad (1.103)$$

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

$$Y_0 = 0.54 \frac{H}{m^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{-\frac{3}{9}} + 0.60 \frac{M}{m^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{-\frac{5}{9}} \quad (1.104)$$

$$Y'_0 = 0.60 \frac{H}{m^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{-\frac{5}{9}} + 1.13 \frac{M}{m^* r_0^4} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{-\frac{7}{9}} \quad (1.105)$$

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\left(\frac{\pi r_0^4}{4}\right)} \quad (1.106)$$

E_p : 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 :

$$D_{cr} = 2. r_0 (E_p / G^*)^{2/7} \quad \text{pour un sol homogène}$$

$$D_{cr} = 2. r_0 (E_p / m^* r_0)^{2/9} \quad \text{pour un sol non homogène}$$

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

$$D_{cr} = 2. r_0 (E_p / G_c)^{2/7}$$

G_c Peut être prise comme la valeur de G^* à la profondeur $D_{cr}/2$.

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 :

$$Y_0 = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27H \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-1} + 0.30 M_0 \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-2} \right] \quad (1.107)$$

$$Y'_0 = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.3H \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-2} + 0.80 (\rho_c) M_0 \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-3} \right] \quad (1.108)$$

Avec :

ρ_c : Facteur donnant l'homogénéité relative du sol.

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

$$M_{max} \simeq (0.1/\rho_c) \cdot H \cdot D_c \quad (1.109)$$

1.3. Etude comparative des différentes méthodes de calcul dans un sol argileux saturé :

1.3.1 Introduction :

L'étude comparative des différentes méthodes de calcul dans un sol argileux saturé, consiste à présenter et comparer les résultats de calcul du déplacement et la rotation en surface, sous l'effort H et de calculer l'effort latéral limite H_u .

1.3.2. Les caractéristiques de pieux et de sol :

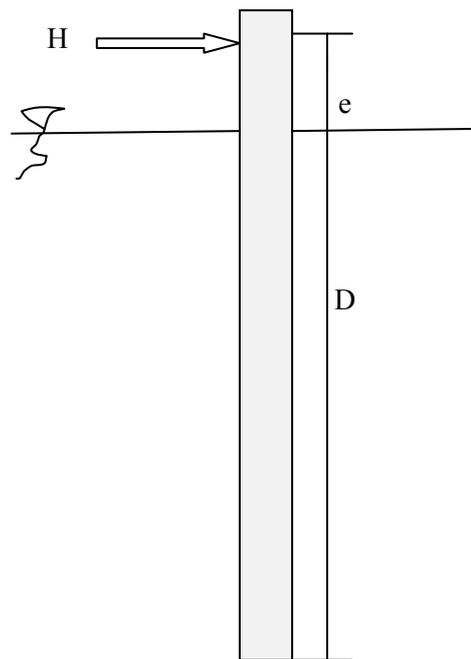


Figure 1.46: pieu isolé libre en tête.

Tableau 1.17 : Les caractéristiques du pieux et de sol.

Les caractéristiques	Sol	Sol : argile plastique normalement consolidée $C_u = 100 \text{ KPa}$, $\varphi_u = 0$, $C' = 85 \text{ KPa}$, $\varphi' = 15^\circ$ $E_u = 20 \text{ M Pa}$, $\nu_u = 0.50$ $E' = 15 \text{ M Pa}$ et $\nu' = 0.30$
	Pieu 1 (pieu souple)	Pieu en béton armé $E_p = 32000 \text{ MPa}$; $\nu_p = 0.15$ Section circulaire $B = 0.80 \text{ m}$ Fiche $D = 16.0 \text{ m}$, $e = 1.0 \text{ m}$
	Pieu 2 (pieu rigide)	Pieu en béton armé $E_p = 32000 \text{ MPa}$; $\nu_p = 0.15$ Section circulaire $B = 1.20 \text{ m}$ Fiche $D = 6.0 \text{ m}$, $e = 1.0 \text{ m}$

Chargement : effort $H = 10 \text{ KN}$, $e = 1.0 \text{ m}$

1.3.3. Résultats de calcul :

Comme on a vu dans le paragraphe 1.2, il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante horizontale des pieux, telles que : Broms(1964), Hansen(1961) et Ménard(1962) et des méthodes pour calculer le déplacement et la rotation (les méthodes du continuum élastique), telles que : Poulos (1971), Banerjee et Davies (1978).

1.3.3. 1. Calcul du déplacement Y_0 et la rotation Y'_0 en surface sous l'effort H :

Méthode de Poulos (1971) :

Les résultats de calcul sont présents dans les tableaux suivants :

- A court terme : $\varphi_u = 0$, $E_s = E_u$

Tableau 1.18 : les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Poulos et Davies (1980).

	D/B	K_r	I_{YH}	I_{YM}	$I_{Y'H}$	$I_{Y'M}$	$Y_0(\text{mm})$	$Y'_0(\text{rad})$
Pieu 1	20	$4.9 \cdot 10^{-4}$	9.9	60.5	60.5	6	≈ 0.4	≈ 0.1
Pieu 2	5	$1.25 \cdot 10^{-1}$	3	6.5	6.5	1.7	≈ 0.3	≈ 0.09

- A long terme : $\varphi' \neq 0$, $E_s = E'$

Tableau 1.19 : les résultats de calcul à long terme pour la méthode de Poulos et Davies (1980).

	D/B	K_r	I_{YH}	I_{YM}	$I_{Y'H}$	$I_{Y'M}$	$Y_0(\text{mm})$	$Y'_0(\text{rad})$
Pieu 1	20	$6,54 \cdot 10^{-4}$	9,7	60	60	5	$\approx 0,4$	$\approx 0,1$
Pieu 2	5	$1,6 \cdot 10^{-1}$	3	4.9	4.9	1.6	≈ 0.4	≈ 0.1

Méthode de Banerjee et Davies (1978) :

Les résultats de calcul sont présents dans les tableaux suivants :

Tableau 1.20: les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Banerjee et Davies (1978).

	K_r	χ	I_H	I_{HM}	$Y_0(\text{mm})$
Pieu1	$4.9 \cdot 10^{-4}$	1	10	80	≈ 0.5
Pieu 2	$1.25 \cdot 10^{-1}$	1	3	4.5	≈ 0.3

Tableau 1.21 : les résultats de calcul à long terme pour la méthode de Banerjee et Davies (1978)

	K_r	X	I_H	I_{HM}	$Y_0(\text{mm})$
Pieu1	$6.54 \cdot 10^{-4}$	1	9.9	60	≈ 0.6
Pieu 2	$1.6 \cdot 10^{-1}$	1	3	4.5	≈ 0.4

1. 3.3.2. Calcul de l'effort latéral ultime :

Méthode de Brinch-Hansen (1961) :

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

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 :

$$P_u = \gamma' z K_q + C' k_c$$

K_q et k_c : Coefficient de la résistance latérale dépendent de la profondeur relative z/B et l'angle de frottement interne φ (figure 1.11).

Pour le cas d'une argile saturée (comportement non drainé) on a :

$$\varphi = 0^\circ, K_q = 0, C = C_u$$

Et la réaction ultime du sol sera comme suit :

$$P_u = C_u K_c$$

On prend $z = D$

Tableau 1.22 : les résultats de calcul à court terme pour la méthode de Brinch-Hansen (1961).

	D/B	Φ	k_c	P_u	H_u (KN)
Pieu 1	20	0	8.14	814	≈ 15231
Pieu 2	5	0	7.5	750	≈ 6748

Méthode de Broms (1964) :

On peut calcul la capacité portante horizontale ultime H_u d'un pieu court selon les conditions, selon les équations suivantes :

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

Avec

$$L = D$$

$$H_u \approx 11259 \text{ KN}$$

1.3.4. Conclusion :

On a mené une étude comparative entre différentes méthodes pour déterminer le déplacement en tête du pieu ainsi que l'effort ultime du pieu.

Cas de calcul des efforts ultimes : Les résultats obtenus par la méthode de Broms sont différents des résultats obtenus par la méthode de Brinch-Hansen dans le cas d'un pieu rigide.

Cas de calcul des déplacements : Les résultats obtenus par les méthodes de Poulos et Banerjee-Davies sont presque les mêmes, soit pour le cas d'un pieu rigide ou le cas d'un pieu souple à cause de la différence entre les longueurs des fiches des pieux.

1.4. Aperçu sur les programmes utilisés :

1.4.1. Introduction :

Pratiquement tous les phénomènes physiques peuvent être décrits mathématiquement par un système d'équations aux dérivées partielles applicables dans l'espace modélisé (i.e volume, temps...), avec des conditions établies aux frontières (ou limites) de l'espace considéré. Pour la résolution de ce système, deux voies sont possibles : analytique ou numérique.

Les solutions analytiques consistent à résoudre directement les équations différentielles au moyen des techniques mathématiques habituelles telles que la séparation des variables. L'avantage de ces solutions est qu'elles restent valables indépendamment des valeurs numériques des paramètres du système (i.e. géométrie, matériaux et charges).[1]

Aidées par le développement spectaculaire des moyens de calculs (sur tous les plans : méthodes, machines et logiciels), les solutions numériques consistent à donner une solution approchée d'un système complètement défini. [1]

1.4.2. Présentation des logiciels et différentes méthodes numériques d'interpolation :

1.4.2.1. Les méthodes numériques d'interpolation:

a) Définition d'interpolation :

Soit f une fonction réelle définie sur un intervalle $[a, b]$. De par la technologie, l'étude numérique de f ne peut se faire sur un spectre continu de valeurs $x \in [a, b]$, mais uniquement sur un certain nombre $(n + 1)$ fini de valeurs discrètes (même si $(n + 1)$ peut être aussi grand que l'on veut). C'est la « discrétisation » de f . On ne dispose donc en général que d'un nombre limité de couples $(x_i, y_i = f(x_i))$ $0 \leq i \leq n$ pour étudier f (issus de mesures par exemple). Dans de telles circonstances, 2 méthodes sont le plus souvent mises en œuvre pour étudier f : [20]

- L'interpolation : on va chercher une fonction φ , passant par y_i en x_i pour $0 \leq i \leq n$ et on va ensuite travailler avec φ .
- L'approximation : on va chercher une fonction θ qui va d'écrire globalement le « mouvement » de f . Plus exactement, on va chercher à minimiser la distance entre θ et les $(y_i)_{0 \leq i \leq n}$. [20]

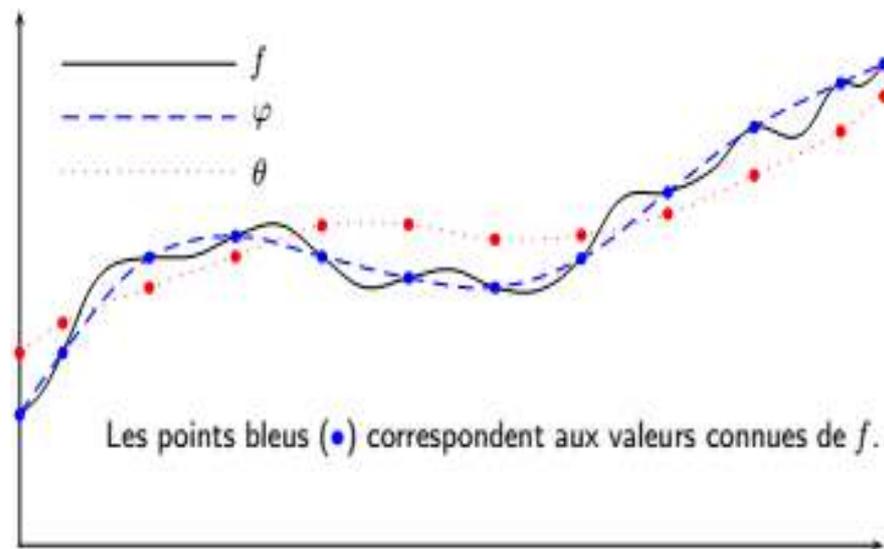


Figure 1.47. La courbe d'interpolation et approximation[20].

b) Quelques méthodes d'approximation :

b1) Interpolation polynomiale :

Il s'agit d'une technique d'interpolation d'un ensemble de données ou d'une fonction par un polynôme. En d'autres termes, étant donné un ensemble de points (obtenu, par exemple, à la suite d'une expérience), on cherche un polynôme qui passe par tous ces points, et éventuellement vérifie d'autres conditions, de degré si possible le plus bas.

Dans la version la plus simple (interpolation lagrangienne), on impose simplement que le polynôme passe par tous les points donnés. Étant donné un ensemble de $n + 1$ points (i.e. couples de nombres réels) (x_i, y_i) (x_i distincts 2 à 2), nous devons trouver un polynôme p (à coefficients réels) de degré n au plus qui vérifie :

$$P(x_i) = y_i, i = 0, \dots, n$$

Le théorème de l'unicité précise qu'il n'existe qu'un seul polynôme p de degré n au plus défini par un ensemble de $n + 1$ points. [21][22]

b2) La méthode de séries de Fourier :

La série de Fourier est une somme de fonctions sinus et cosinus qui décrit un signal périodique. Il est représenté soit sous la forme trigonométrique ou la forme exponentielle. La boîte à outils fournit cette forme de série de Fourier trigonométrique.

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \cos(nwx) + b_i \sin(nwx)$$

Où les modèles a_0 une (interception) terme constant dans les données et est associée à le terme

$i = 0$ cosinus, w est la fréquence fondamentale du signal, n est le nombre de termes (harmoniques) de la série, et $1 \leq n \leq 8$.

b3) La méthode exponentielle :

$$y = ae^{bx}$$

$$y = ae^{bx} + ce^{dx}$$

Les fonctions exponentielles sont souvent utilisés lorsque la vitesse de variation d'une quantité proportionnelle à la quantité initiale de la quantité. Si le coefficient associé à b et / ou d est négatif, y représente décroissance exponentielle. Si le coefficient est positif, y représente une croissance exponentielle.

b4) La méthode Gaussienne :

La méthode Gaussienne est donnée par :

$$y = \sum_{i=1}^n a_i e^{\left[\frac{x-b_i}{c_i}\right]^2}$$

A est l'amplitude, b est le centre de gravité (localiser victoire sommet est le nombre de sommets pour s'adapter, et $1 \leq n \leq 8$.

b5) La méthode Rationnelle :

La méthode rationnel est définis comme des rapports de polynômes et sont donnés par

$$y = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} p_i x^{n-1-i}}{x^m + \sum_{i=1}^n q_i x^{m-1}}$$

n est le degré du polynôme numérateur et $0 \leq n \leq 5$, tandis que m est le degré du polynôme dénominateur et $1 \leq m \leq 5$. Notons que le coefficient associé à x_m est toujours 1.

Cela rend le numérateur et le dénominateur unique, lorsque les degrés de polynômes sont les mêmes[21].

Comme les polynômes, rationnels sont souvent utilisés quand la méthode empirique simple est requise. Le principal avantage des rationnels est leur flexibilité avec des données qui possède une structure compliquée. Le principal inconvénient est qu'ils deviennent instables lorsque le dénominateur est d'environ 0. Pour obtenir un exemple qui utilise des polynômes rationnels de divers degrés[21].

b6) La méthode de Somme des Sinus :

Le modèle somme des sinus adapte des fonctions périodiques, et est donné par

$$y = \sum_{i=1}^n a_i \sin(b_i x + c_i)$$

a est l'amplitude, b est la fréquence, et c est la constante de phase pour chaque période d'une onde sinusoïdale. n est le nombre de termes dans la série et $1 \leq n \leq 8$. Cette équation est étroitement liée à la série de Fourier. La principale différence est que la somme de l'équation sinus comprend la constante de phase, et ne comprend pas (interception) terme Constant.[20]

b7) La méthode Distribution de Weibull :

La distribution de Weibull est largement utilisée dans la fiabilité et de la vie (taux de défaillance) l'analyse des données. La boîte à outils fournit la distribution de Weibull à deux paramètres

$$y = abx^{b-1}e^{-ax^b}$$

Où a est le paramètre d'échelle et b le paramètre de forme.

b8) Interpolation de Lagrange par morceaux :

Sous-intervalle T_j on utilise l'interpolation de Lagrange avec $n + 1$ nœuds $x_{i,j}, i = 0, \dots, n$. Le polynôme d'interpolation par morceaux, noté $\Pi_n(m)(f)$, appartiendra alors à l'espace

$$x_n^{(m)} = \{g \in C([a,b]) / g|_{T_j} \in P_n(T_j), j = 0, \dots, m-1\}$$

Et coïncidera sur chaque T_j avec le polynôme interpolant défini sur T_j , associée aux nœuds $\{x(j)_i\}_{i=0}^n$. L'intérêt de cette approche est qu'on peut se limiter à des polynômes d'interpolation de bas degré,

pour éviter les problèmes liés à la stabilité et convergence de l'interpolation de Lagrange. En effet, même pour n petit, on obtient une erreur suffisamment petite, dès que m est grand, comme le montre le théorème suivant :

Théorème :

Soit $f \in C^{n+1}([a, b])$. Alors il existe une constante $c > 0$ telle que

$$\left\| f - \prod_n^{(m)} f \right\|_{\infty} \leq ch^{n+1} \|f^{(n+1)}\|_{\infty}, h := \max |Z_{j+1} - Z_j|$$

b9) Méthode polynomiale par morceaux :

Fonction polynomiale par morceaux cubique a été utilisée pour ajuster les données de moments discrets par Matlock et Ripperger, 1956, et Dunnivant, 1986. La procédure décrite par Dunnivant, 1986, est présentée dans la figure 1 où un polynôme cubique par morceaux avec une fenêtre de cinq points est utilisée pour ajuster les données de moment mesurées en utilisant la technique des moindres carrés. C'est tous les cinq points de données moment successives le long de la longueur de l'axe qui sont montés sur une courbe polynomiale cubique. La double différenciation de la courbe polynomiale équipée locale par rapport au point milieu donne la réaction de l'unité de sol, à ce moment-là. Le p de trois points supérieurs et inférieurs de trois points est obtenu à partir de la courbe lissée locale cube polynôme moment en utilisant les cinq premiers points et de fond de cinq points, respectivement. Le moment zéro au point de chargement ou une valeur connue de moment la ligne de terre doit également être inclus dans les profils de moment.[23]

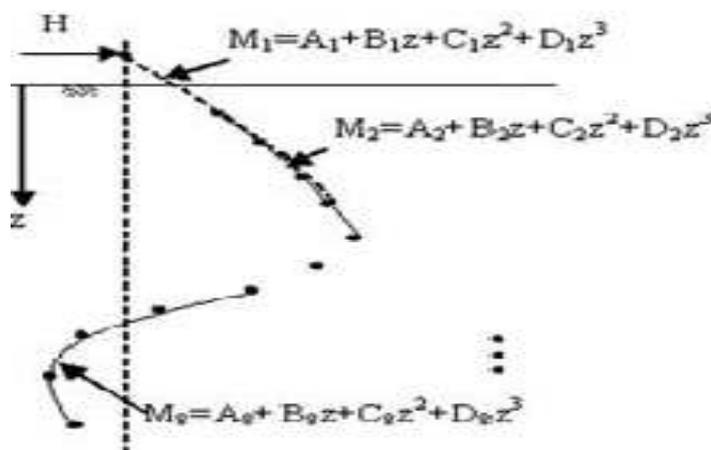


Figure 1.48. Procédure de réduction des données de moment pour PC utilisant polynomiale par morceaux, Dunnivant 1986[23].

b10) La méthode des moindres carrés :

Dans le cas le plus courant, le modèle théorique est une famille de fonctions $f(x; \theta)$ d'une ou plusieurs variables muettes x , indexées par un ou plusieurs paramètres θ inconnus. La méthode des moindres carrés permet de sélectionner parmi ces fonctions, celle qui reproduit le mieux les données expérimentales. On parle dans ce cas d'ajustement par la méthode des moindres carrés. Si les paramètres θ ont un sens physique, la procédure d'ajustement donne également une estimation indirecte de la valeur de ces paramètres [21][22].

La méthode consiste en une prescription (initialement empirique), qui est que la fonction $f(x; \theta)$ qui décrit « le mieux » les données est celle qui minimise la somme quadratique des déviations des mesures aux prédictions de $f(x; \theta)$. Si, par exemple, nous disposons de N mesures $(y_i)_{i=1, \dots, N}$, les paramètres θ « optimaux » au sens de la méthode des moindres carrés sont ceux qui minimisent la quantité :

$$S(\theta) = \sum_{i=1}^N (y_i - f(x_i; \theta))^2 = \sum_{i=1}^N r_i^2(\theta)$$

Où les $r_i(\theta)$ sont les résidus du modèle, i.e. $r_i(\theta)$ est l'écart entre la mesure y_i et la prédiction $f(x_i; \theta)$ donnée par le modèle. $S(\theta)$ peut être considéré comme une mesure de la distance entre les données expérimentales et le modèle théorique qui prédit ces données. La prescription des moindres carrés commande que cette distance soit minimale [21].

Si, comme c'est généralement le cas, on dispose d'une estimation de l'écart-type σ_i du bruit qui affecte chaque mesure y_i , on l'utilise pour « peser » la contribution de la mesure au χ^2 . Une mesure aura d'autant plus de poids que son incertitude sera faible :

$$\chi^2(\theta) = \sum_{i=1}^N \left(\frac{y_i - f(x_i; \theta)}{\sigma_i} \right)^2 = \sum_{i=1}^N w_i (y_i - f(x_i; \theta))^2$$

La quantité w_i , inverse de la variance du bruit affectant la mesure y_i , est appelée poids de la mesure y_i .

1.4.2.2. Le choix de meilleure fonction d'interpolation :

On utilise MATLAB pour faciliter le calcul pour trouver la meilleure fonction qui vérifie les critères suivants dans le cas d'un sol sableux :

$$1. M(0) \approx \frac{H * e - M(0)}{H * e} \leq \varepsilon$$

$$2. T(0) \approx \frac{H - T(0)}{H} \leq \varepsilon$$

$$3. \frac{P(0)}{P_{\max}} \leq \varepsilon$$

Dans le cas d'un sol fin les critères sont :

$$1. M(0) \approx \frac{H * e - M(0)}{H * e} \leq \varepsilon$$

$$2. T(0) \approx \frac{H - T(0)}{H} \leq \varepsilon$$

1.4.2.3. Introduction –Présentation à MatLab :

MatLab est un système interactif de programmation scientifique, pour le calcul numérique et la visualisation graphique. Développé à l'origine pour le calcul matriciel (le nom MatLab est dérivée de cette représentation MatLab = Matrix Laboratory), il offre aujourd'hui bien d'autres possibilités, dont certaines seront décrites dans la suite. Il contient des bibliothèques spécialisées (toolbox) qui répondent à des besoins spécifiques : analyse numérique, traitement du signal, traitement de l'image, etc.

MatLab est un logiciel qui permet de faire des calculs mathématiques et numérique, et non un logiciel de calcul formel et symbolique comme Maple. Matlab connaît un grand nombre d'opérations et de fonctions mathématiques : fonctions usuelles, calcul matriciel, fonctions plus spécifiques du signal (FFT, etc).

1.4.2.4. Présentation de programme SPULL :

a) Programme SPULL MS-DOS :

SPULL a été mis en œuvre numériquement en langage FORTRAN 90, langage destiné spécialement pour la programmation scientifique.

Le code source développé en 800 lignes contient 1 programme principal et 3 Sous programmes dont la procédure d'appel de chacun s'effectue avec une liste d'arguments du type réel [26] .

b) Programme SPULL Windows :

Le programme SPULL a été par la suite intégré au système d'exploitation Windows, avec les mêmes étapes de programme SPULL de système d'exploitation MS-DOS.

SPULL fournit un mode interactif pour entrer les données, exécuter une analyse d'un pieu latéralement chargé, et afficher les résultats d'analyse.

Le menu principal de SPULL est affiché au sommet de la fenêtre. Il a sept choix pour les sous menus: *File, Data, Edit, Computation, Graphics, Windows et Help.*

La version 2.0 a été élaborée en 2011 à l'université SaâdDahlab de Blida.

L'image montrée à la figure 1.50 montre un schéma du système sol /pieu étudié, et indique la longueur, les dimensions du pieu et les couches du sol,



Figure 1.50: l'interface de programme SPULL Windows

1.5. Conclusion :

Dans cette étude bibliographique on a subdivisé les méthodes de calcul des pieux chargés latéralement en deux grandes catégories :

- Méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements.
- Méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements.

Les méthodes des grands déplacements de calcul des pieux chargés latéralement sont des méthodes de calcul à la rupture, supposent que le sol est entièrement à l'état de rupture.

A partir des conditions d'équilibre statique du pieu, on peut déterminer les valeurs limites H_u , M_u et la profondeur du centre de rotation.

L'étude de comportement du pieu aux petits déplacements basés sur la détermination des déformations (déplacement, rotation). Les méthodes utilisées sont les plus couramment utilisées pour le dimensionnement d'un pieu sous charge latérale statique. Elles sont classées comme suit :

- Méthodes basées sur la mécanique des milieux continus, où le sol est considéré comme étant un milieu continu et élastique. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936). Cette méthode est toute fois limitée. En effet, le sol n'étant pas élastique isotrope il est difficile d'obtenir un module représentatif du comportement du sol. Il existe évidemment des corrélations empiriques entre ce module et les caractéristiques géotechniques du sol.

Méthodes basées sur la modélisation du sol par une série de ressorts rapprochées sans couplages entre elles (méthodes du module de réaction). Cette dernière est basée sur la théorie de Winkler (1867). La méthode du module de réaction est à la base du calcul moderne des pieux sous charge latérale. Elle décrit l'interaction sol/pieu par une loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal. La modélisation du sol suppose que chaque couche du sol est indépendante des autres ce qui est dans la réalité, non rigoureux.

Vu leur simplicité d'utilisation (relient directement le comportement du sol au comportement du pieu), les méthodes du module de réaction sont les plus utilisées, et elles sont à la base de tous les règlements de calcul des pieux.

La méthode des éléments finis exige la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol et des pieux. Elle peut tenir compte de la non homogénéité et de la non linéarité matérielle du sol.

On a mené une étude comparative entre les différentes méthodes pour déterminer le déplacement en tête du pieu ainsi que l'effort ultime du pieu.

On a présenté aussi les différentes méthodes d'interpolation ainsi que le programme SPULL ce programme sera utilisé par la suite dans l'étude comparative des méthodes de calcul.

CHPITRE 4 : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL

4.1. Introduction :

L'étude comparative des méthodes de calcul les courbes de réaction des pieux sous charges latérales est une étape très importante pour atteindre le but de la présente thèse. Elle consiste à comparer les résultats de calcul du déplacement, rotation, moment fléchissant et l'effort tranchant, à l'aide du logiciel SPULL, avec les résultats expérimentaux de chargement réel du pieu.

4.2. Résultats de calcul :

4.2.1. Sol pulvérulent:

Dans les sols pulvérulents, on utilise les courbes de réaction suivantes :

- Méthode de Cox, Reese et al (1974);
- Méthode d'O'Neill et Murchison (1983).

4.2.1.1. Méthode de Cox, Reese et al (1974) :

Les paramètres exigés : Poids volumique γ , angle de frottement φ et les paramètres k , A_s , B_s

Les courbes P-Y introduites dans SPULL sont regroupées à la figure 4.1.

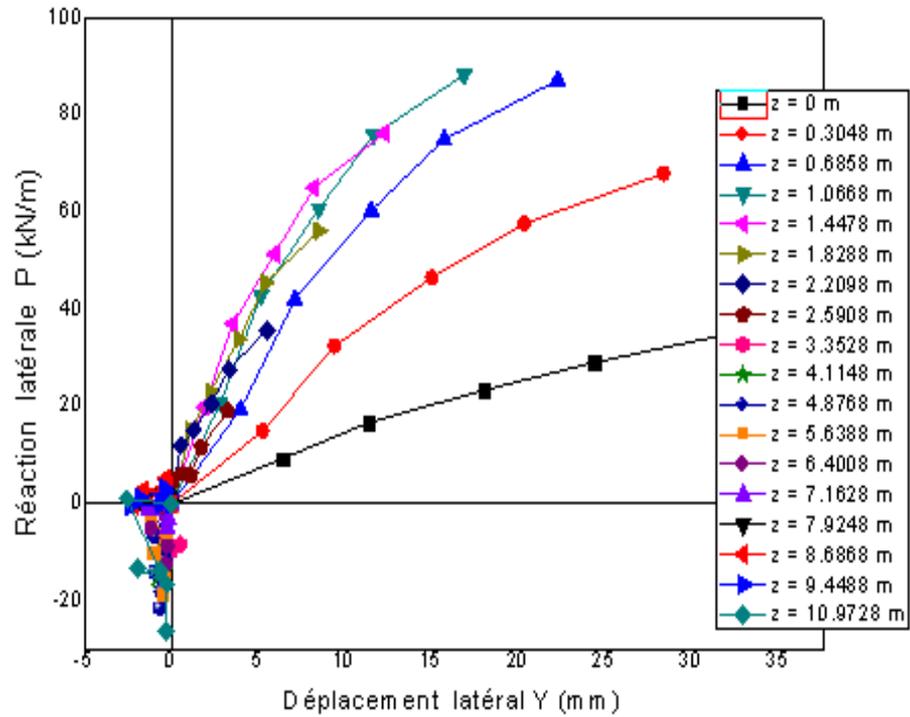


Figure 4.1 : Les courbes P-Y.

Les résultats de calcul avec le logiciel SPULL de cette méthode sont présentés dans les courbes suivantes :

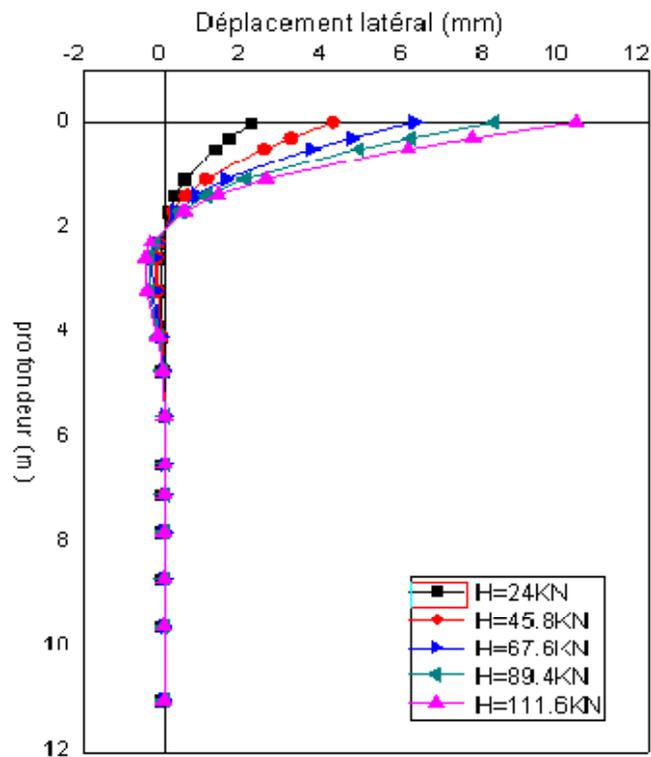


Figure 4.2 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement.

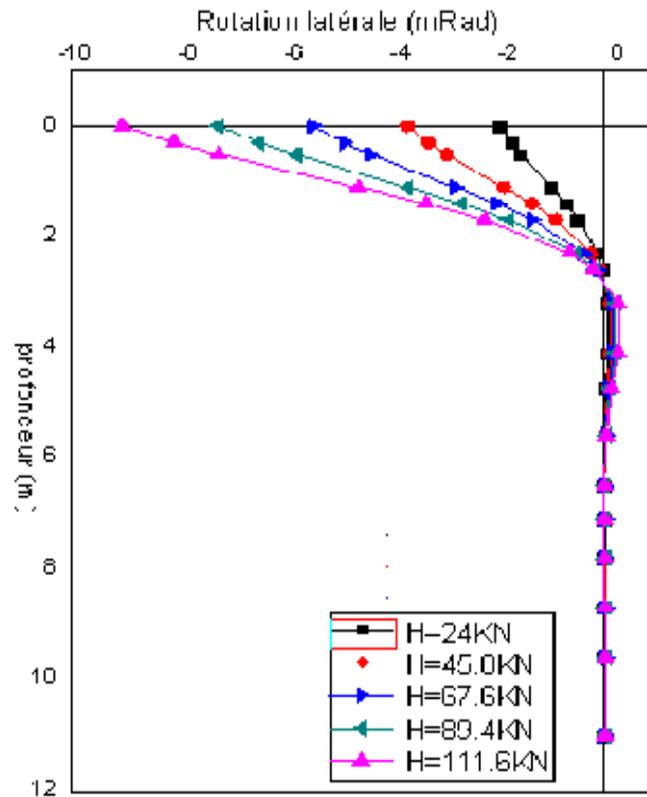


Figure. 4.3 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

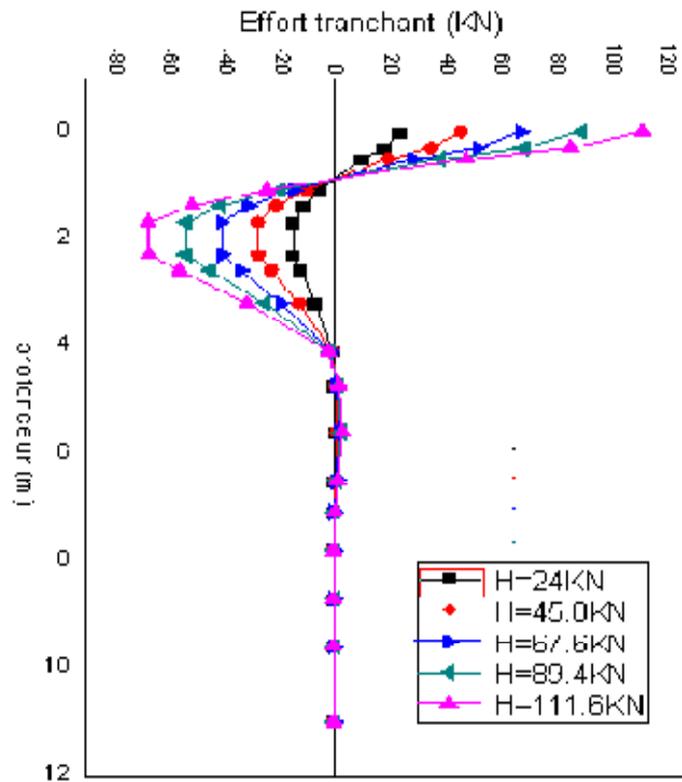


Figure. 4.4: L'effort tranchant pour un effort du chargement.

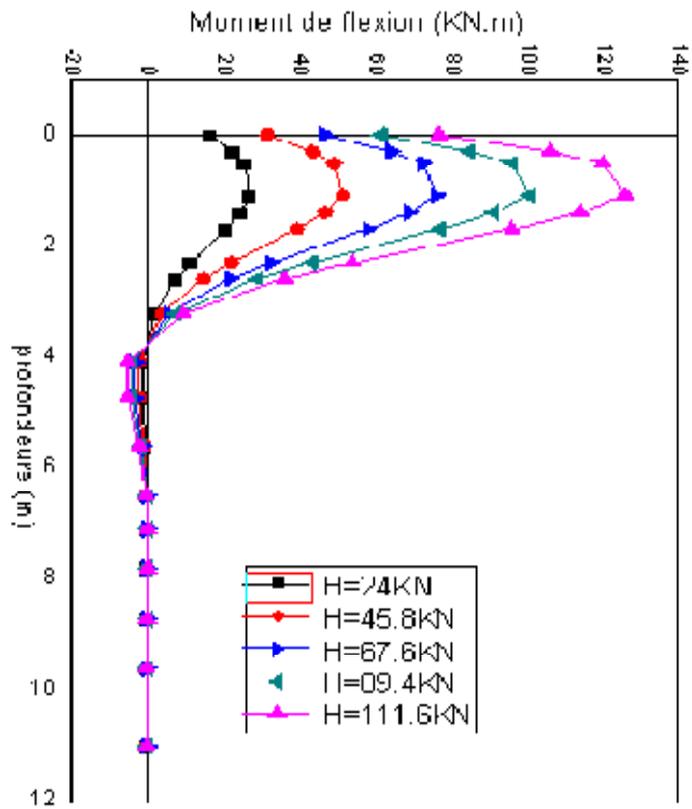


Figure 4.5 : Moment de flexion pour un effort du chargement.

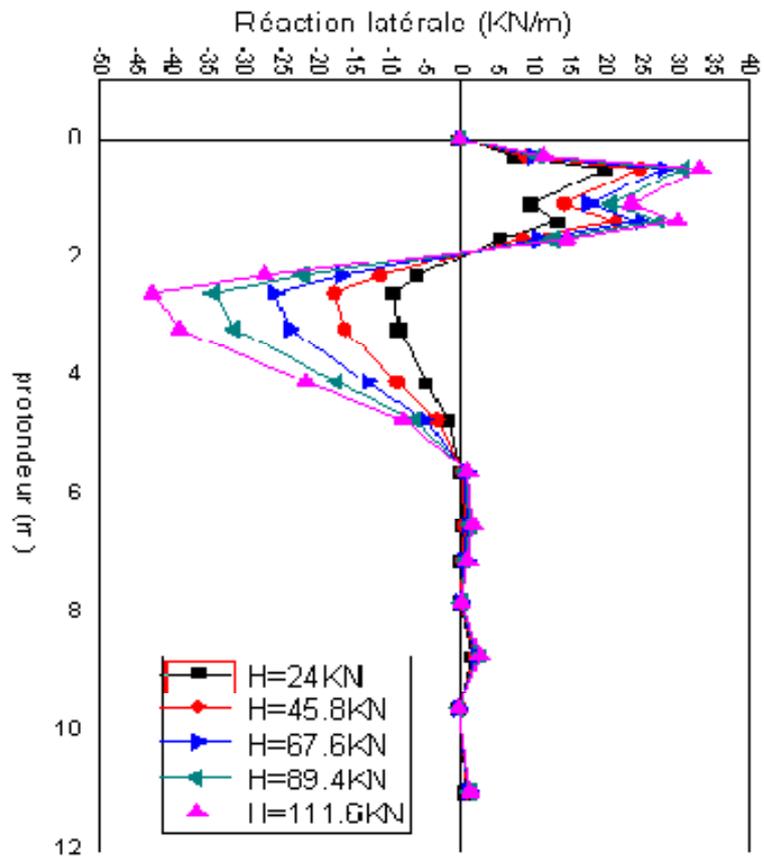


Figure 4.6 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.

4.2.1.2. Méthode d'O'Neill et Murchison (1983) :

Les paramètres exigés sont : Poids volumique γ , angle de frottement φ et les paramètres k , C_1 , C_2 , C_3

Les courbes P-Y introduites dans SPULL sont illustrées à la figure 4.7 :

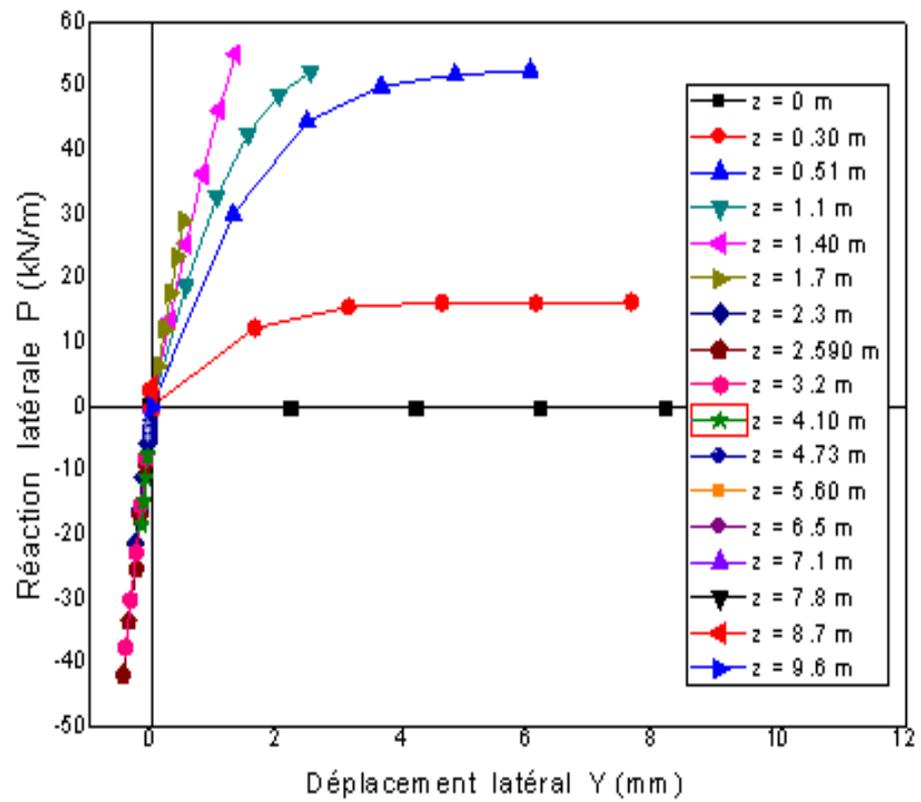


Figure 4.7 : Les courbes P-Y.

Les résultats de calcul avec le logiciel SPULL de cette méthode sont présentés dans les courbes suivantes :

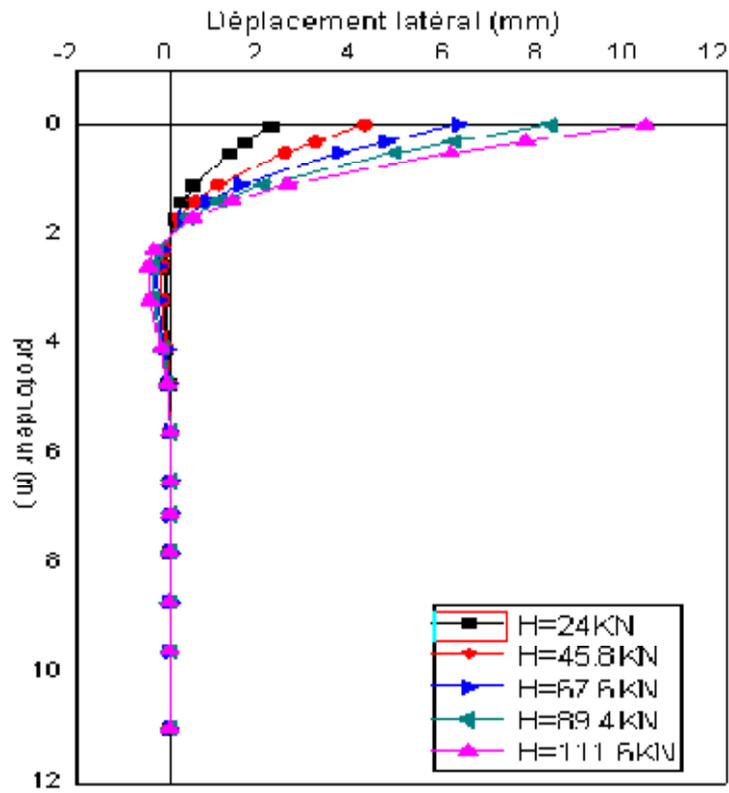


Figure 4.8 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement.

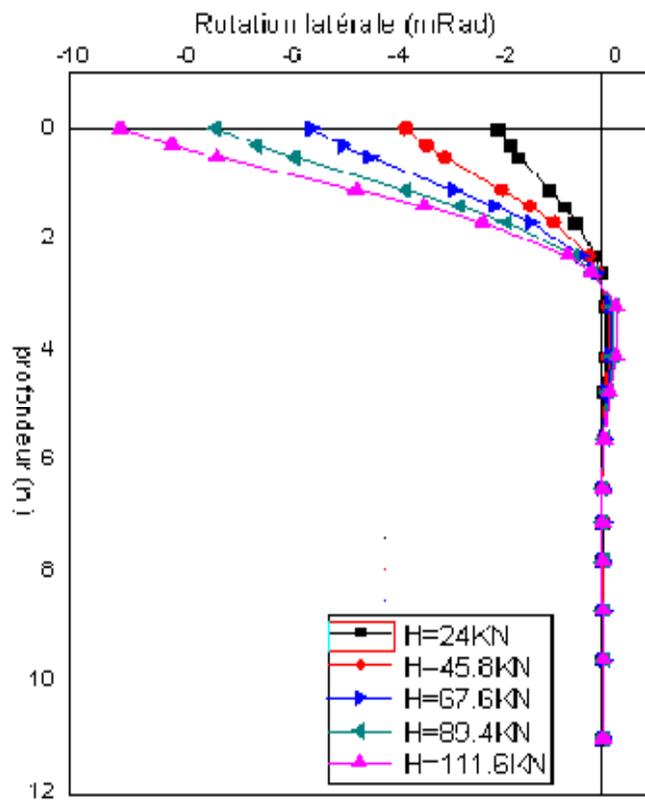


Figure 4.9 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

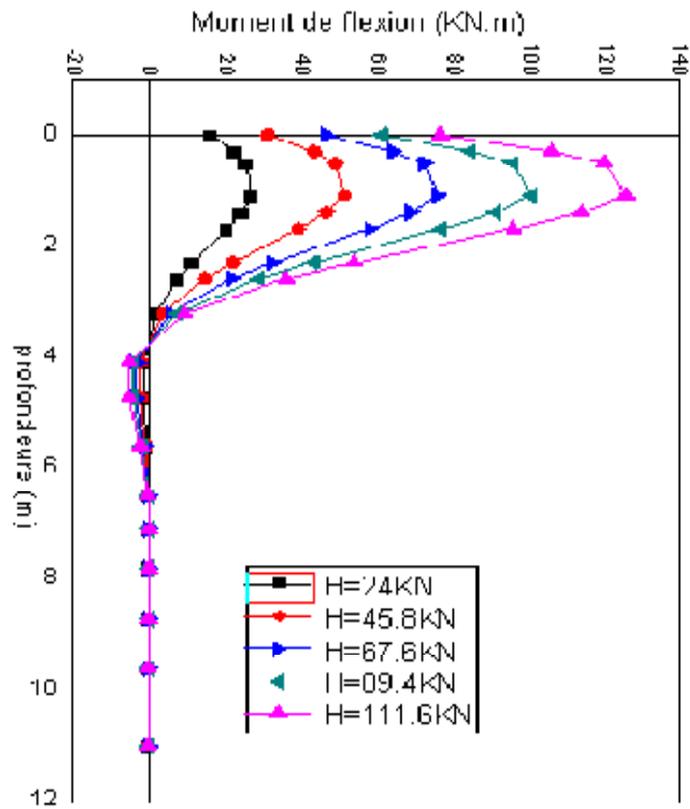


Figure 4.10 : Moment de flexion pour un effort du chargement.

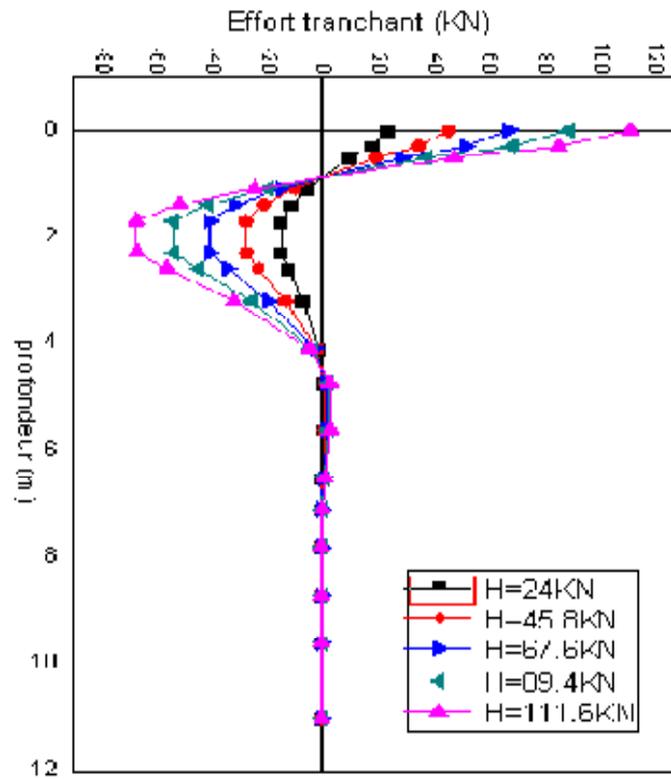


Figure 4.11 : L'effort tranchant pour un effort du chargement.

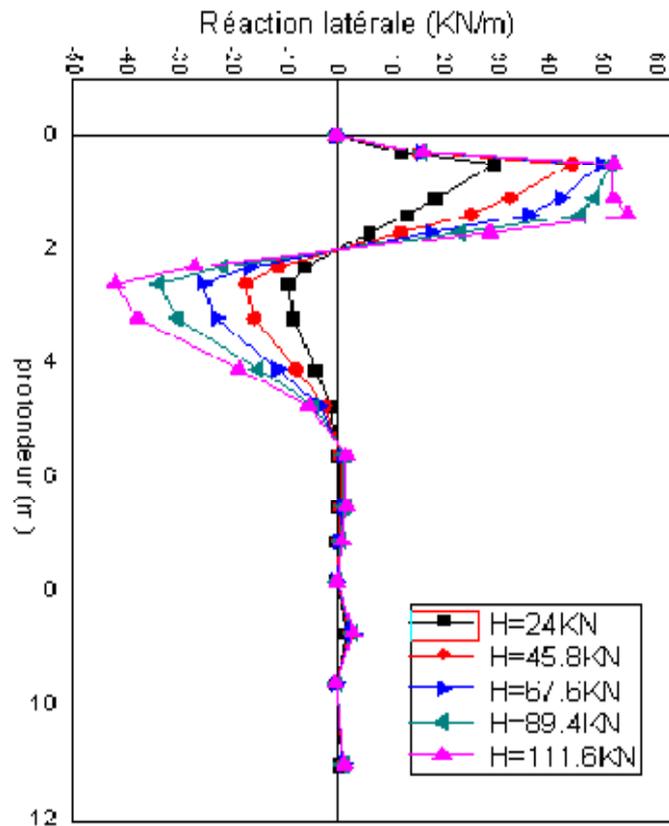


Figure 4.12 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.

4.2.2. Sol cohérent :

Dans les sols cohérents, on utilise les courbes de réaction suivantes :

- Méthode de Matlock (1970);
- Méthode de Reese, Cox et Kop (1975);
- Méthode de Welche et Reese (1972).

4.2.2.1. Méthode de Welche et Reese (1972) :

Les paramètres exigés : Poids volumique γ , la cohésion non drainée c_u et le paramètre E_{50}

Les résultats de calcul avec le logiciel SPULL de cette méthode sont présentés dans les courbes suivantes :

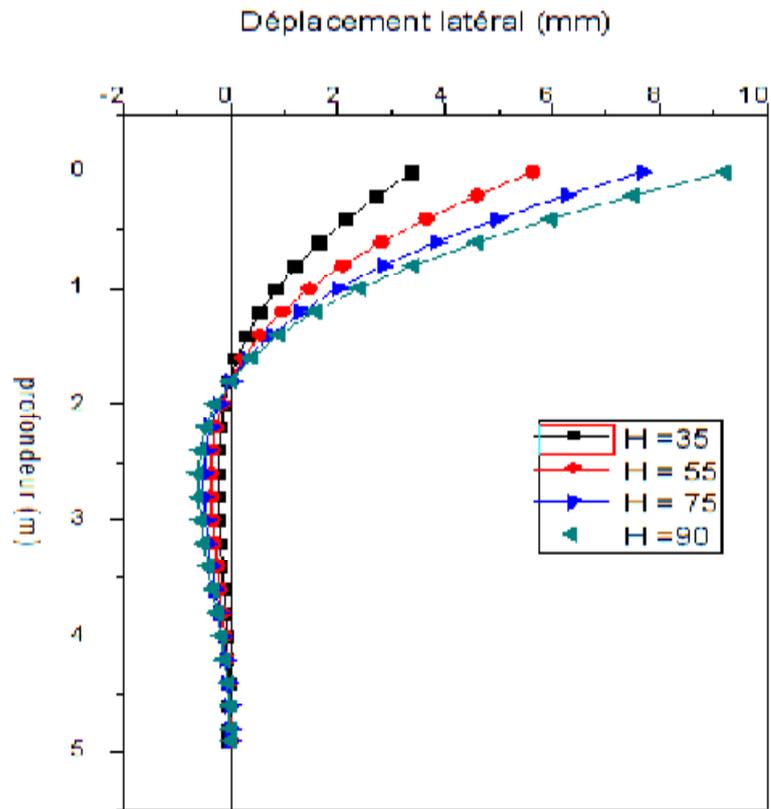


Figure 4.13 : Le déplacement latéral de pour un effort du chargement.

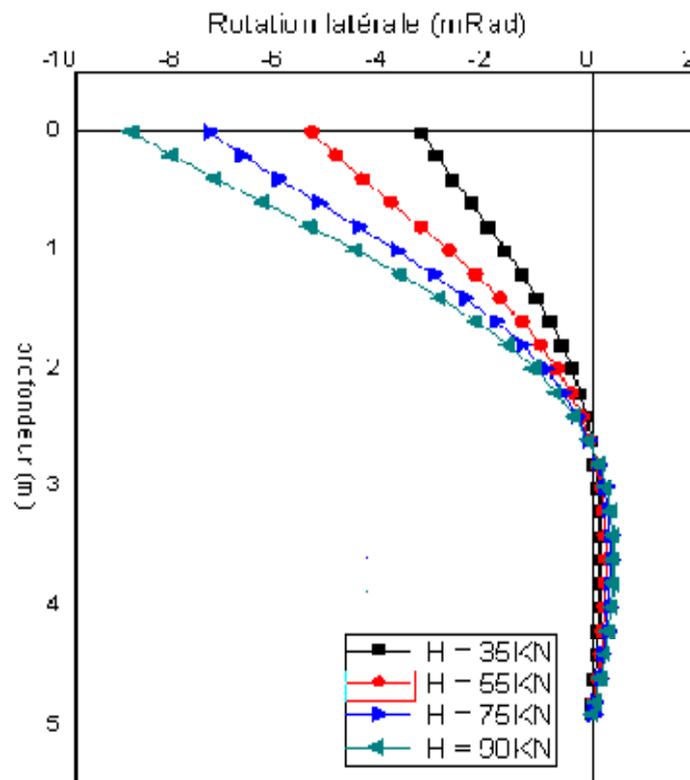


Figure 4.14 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

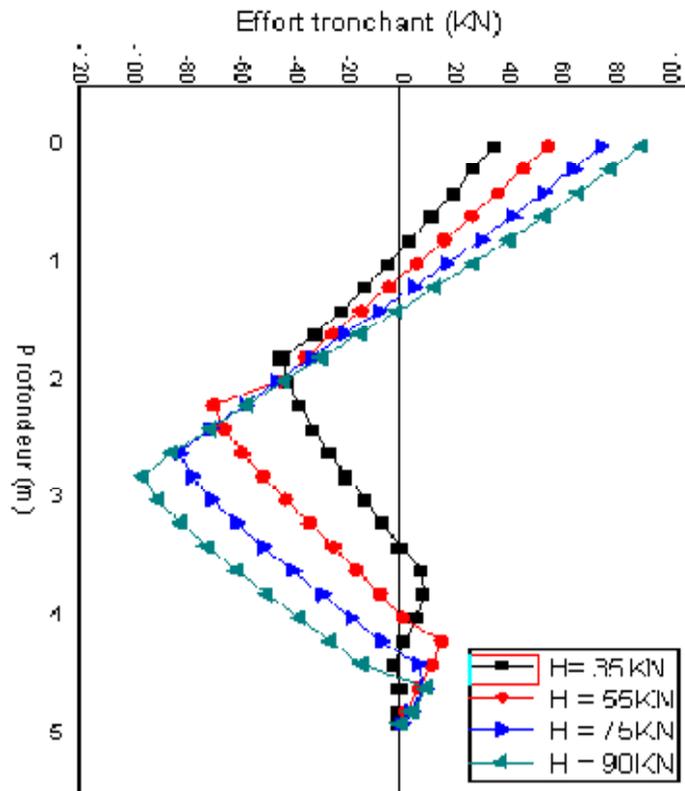


Figure 4.15. L'effort tranchant pour un effort du chargement.

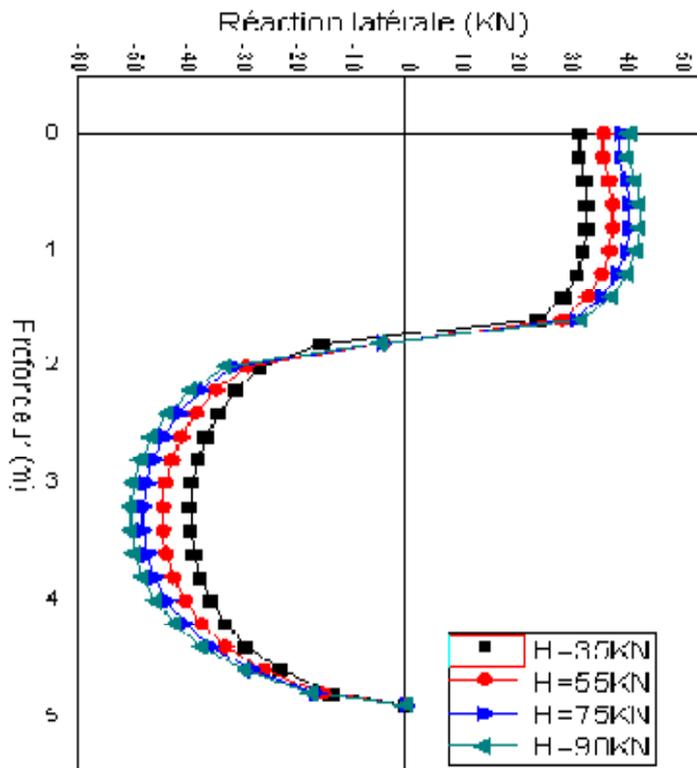


Figure 4.16 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.

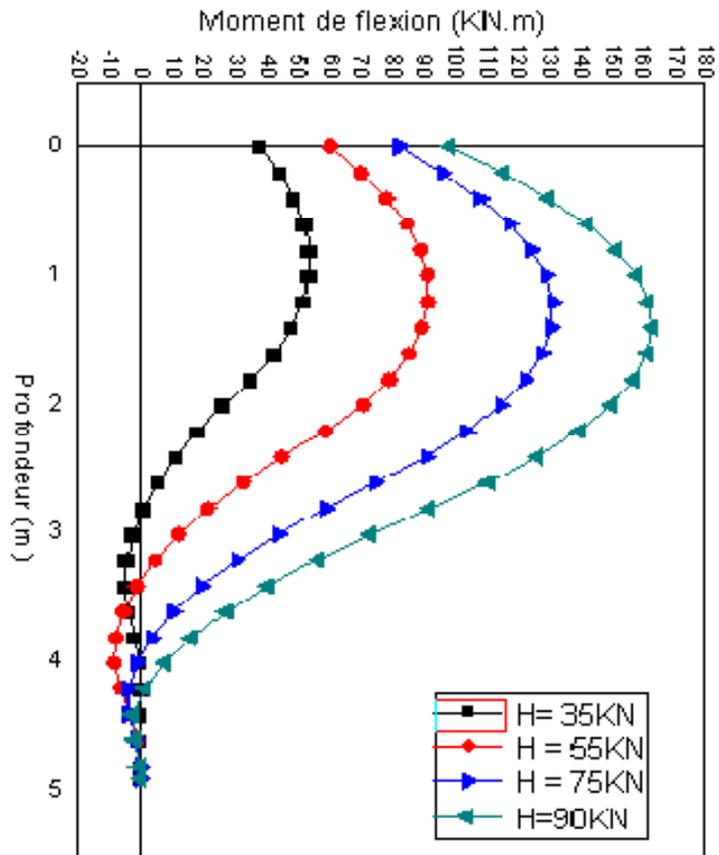


Figure 4.17 : Moment de flexion pour un effort du chargement.

4.2.2.2. Méthode de Reese, Cox et Kop (1975) :

Les paramètres exigés : Poids volumique γ , la cohésion non drainée c_u et les paramètres E_{50} , A_s , k .

Les résultats de calcul des courbes de réaction avec le logiciel SPULL de cette méthode sont présentés dans les courbes suivantes :

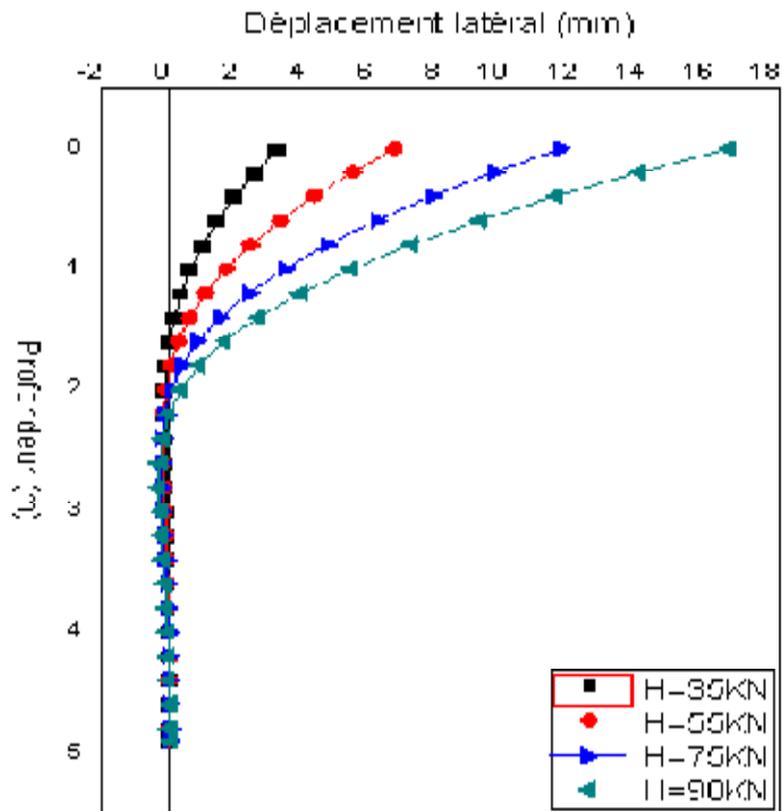


Figure 4.18 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement.

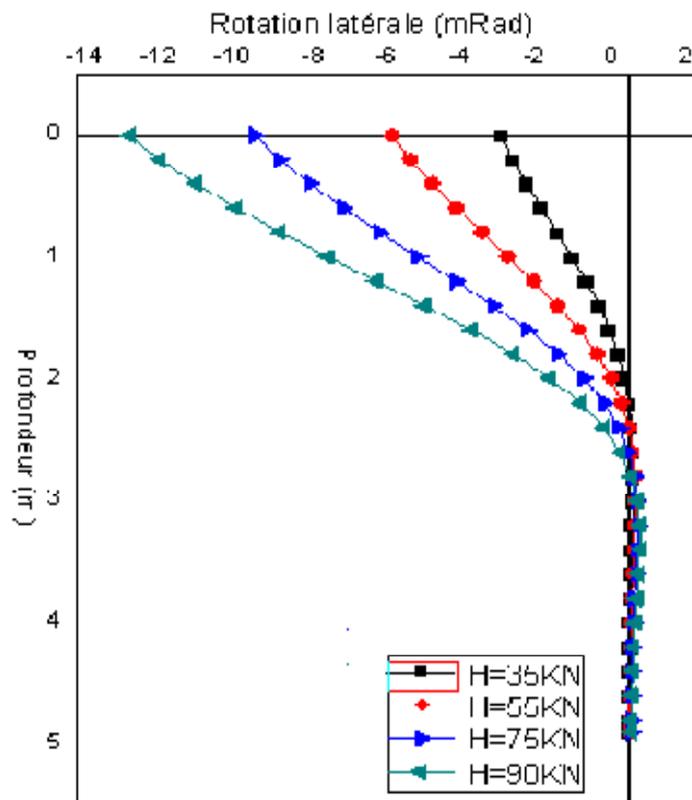


Figure 4.19 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

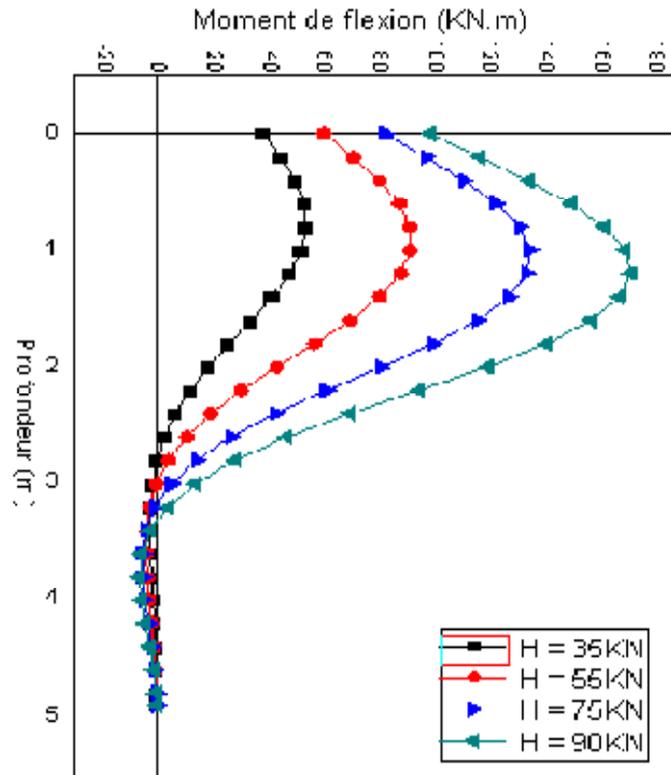


Figure 4. 20 : Moment de flexion pour un effort du chargement.

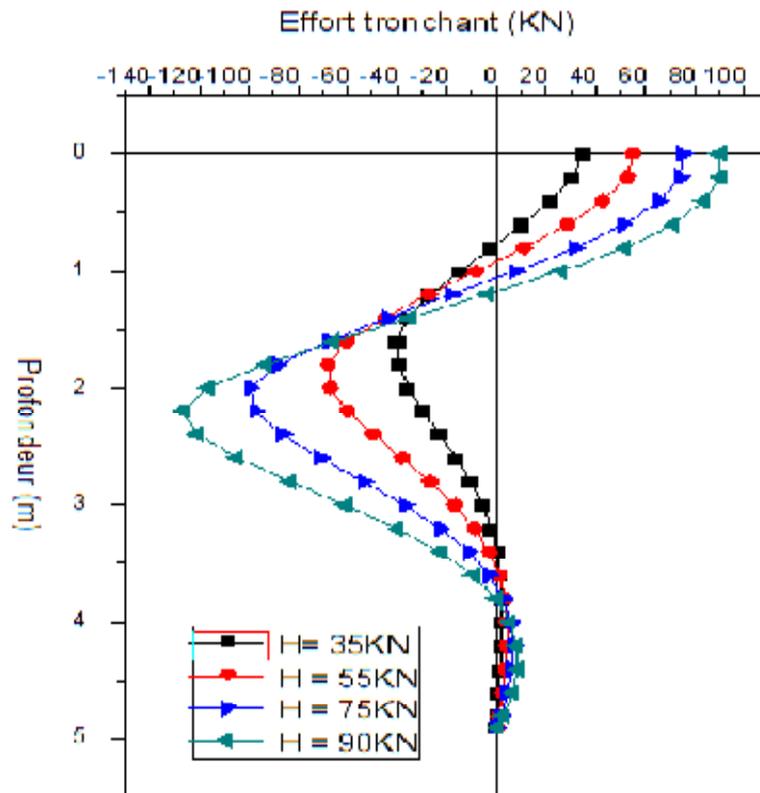


Figure 4.21 : Effort tranchant pour un effort du chargement.

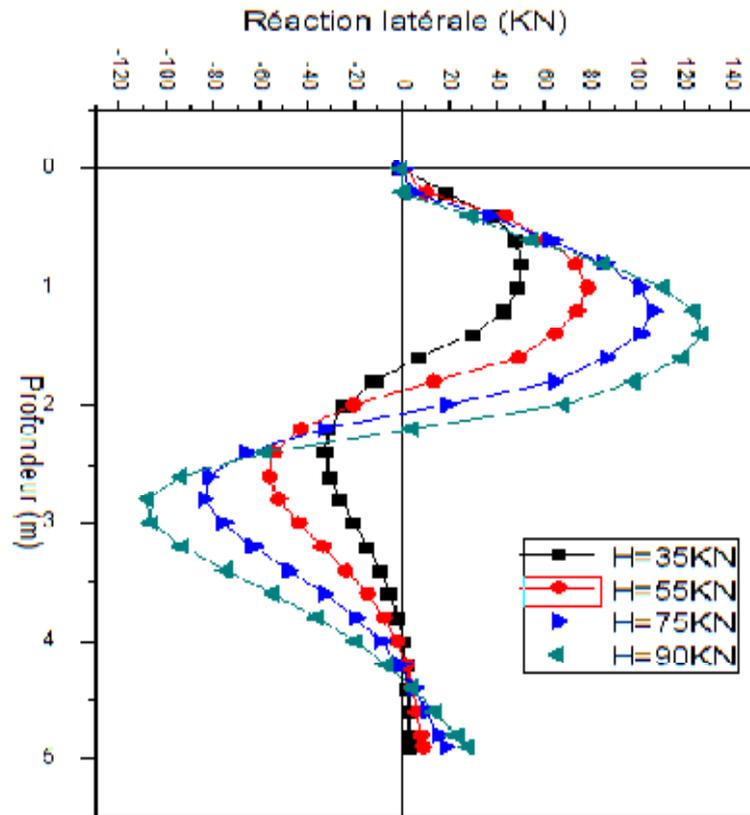


Figure 4.22: La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.

4.2.2.3. Méthode de Matlock (1970) :

Les paramètres exigés : Poids volumique γ , la cohésion non drainée c_u et les paramètres E_{50} , J

Les résultats de calcul avec le logiciel SPULL de cette méthode sont présentés dans les courbes suivantes :

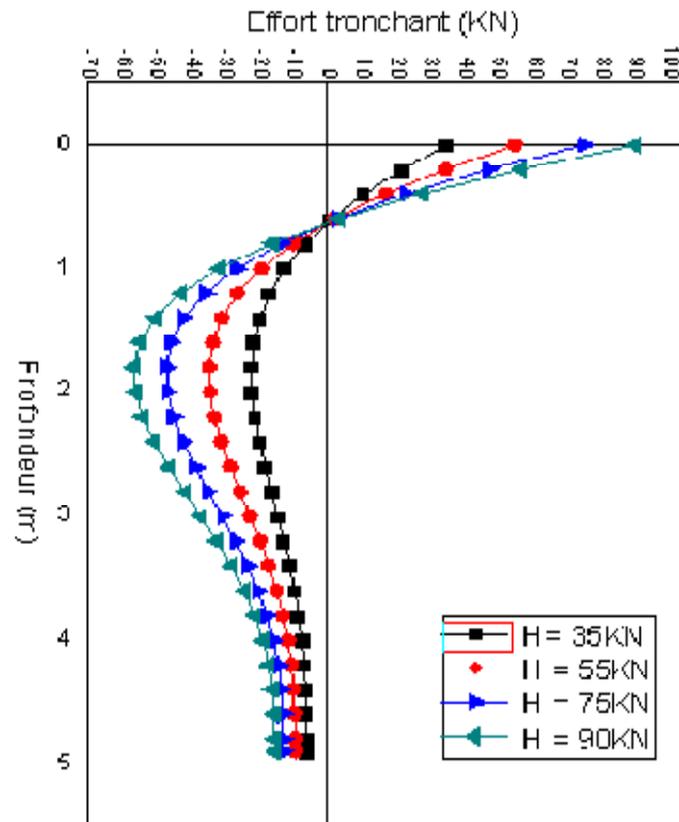


Figure 4.23 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

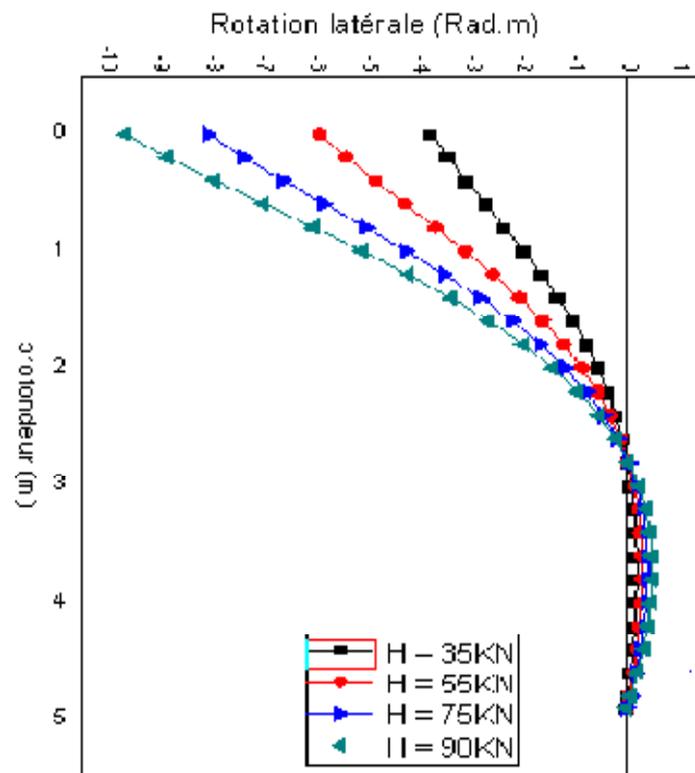


Figure 4.24 : La rotation latérale pour un effort du chargement.

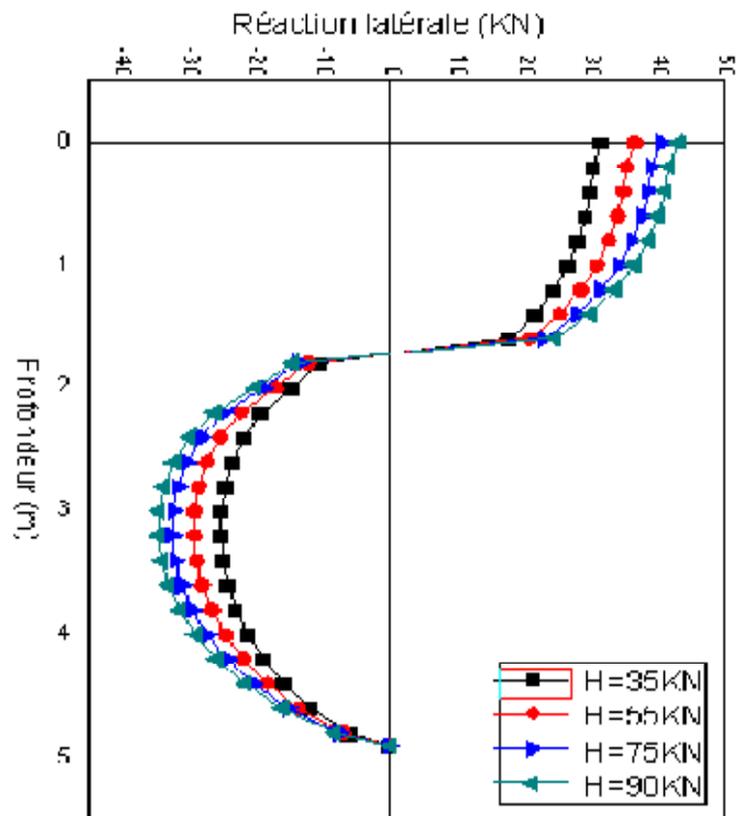


Figure 4.25 : La réaction latérale du sol pour un effort du chargement.

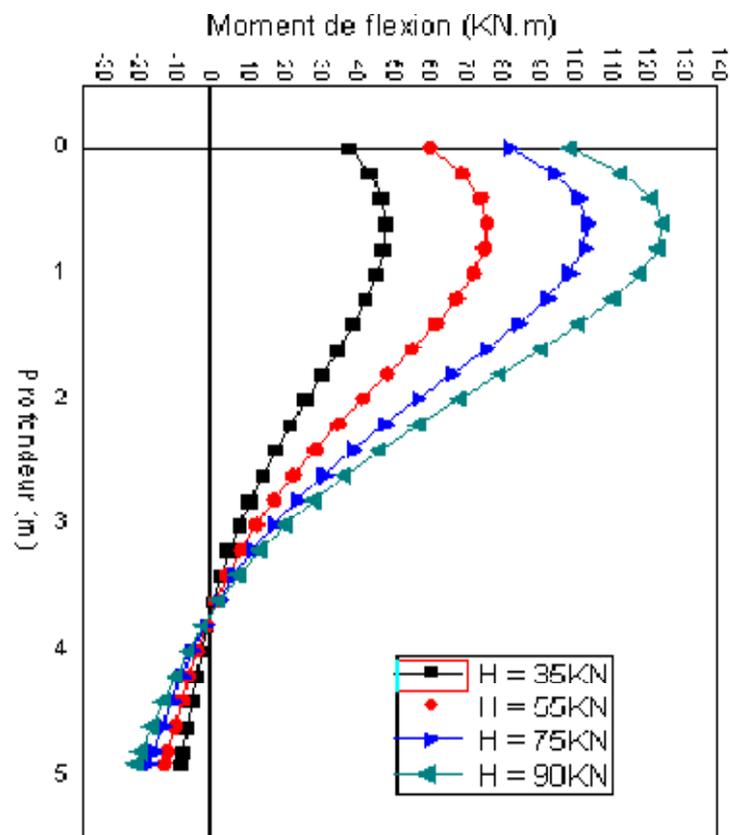


Figure 4.26 : Moment de flexion pour un effort du chargement.

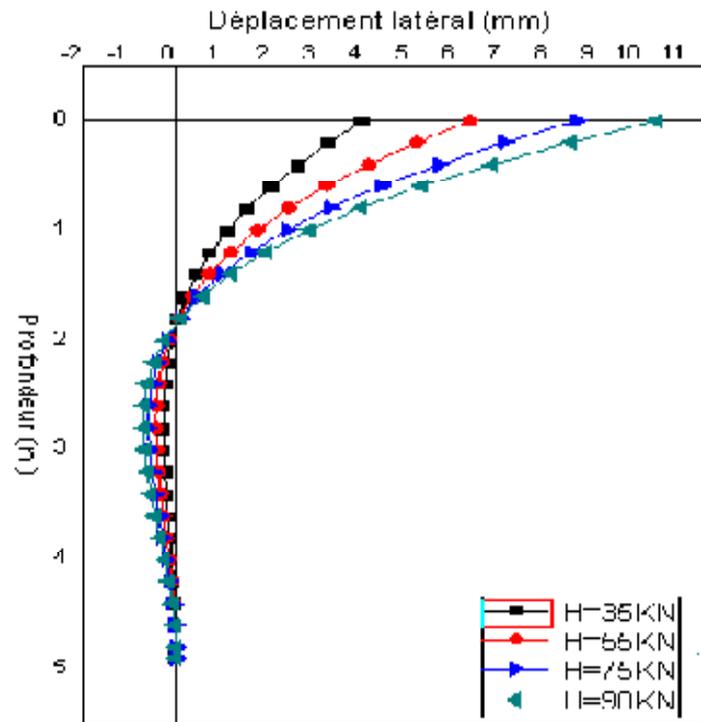


Figure 4.27 : Le déplacement latéral du sol pour un effort du chargement.

4.3. Etude comparative des méthodes de calcul :

4.3.1. Sol pulvérulent:

On a comparé les résultats de calcul par programme SPULL (la méthode de Cox, Reese et al (1974), la méthode d'O'Neill et Murchison (1983)) avec les résultats expérimentaux de chargement réel du pieu.

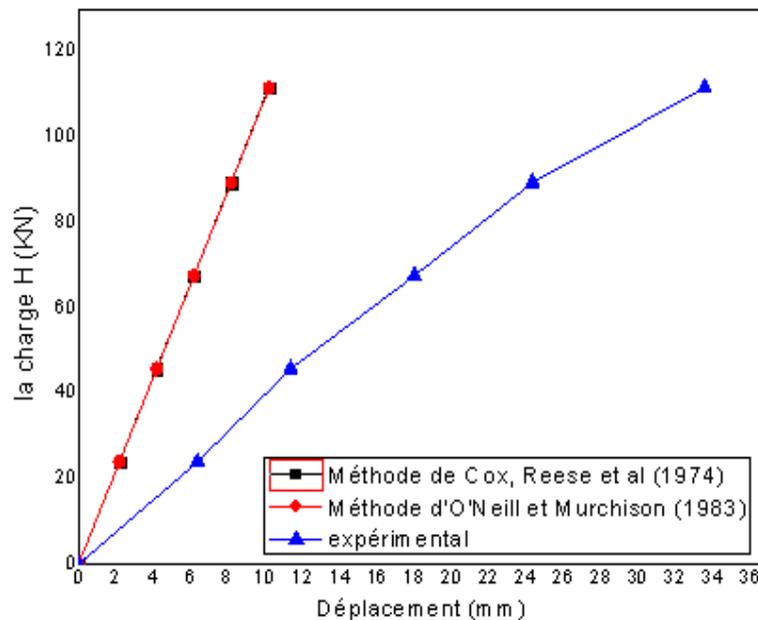


Figure 4.28 : Comparaison du déplacement latéral en tête du pieu.

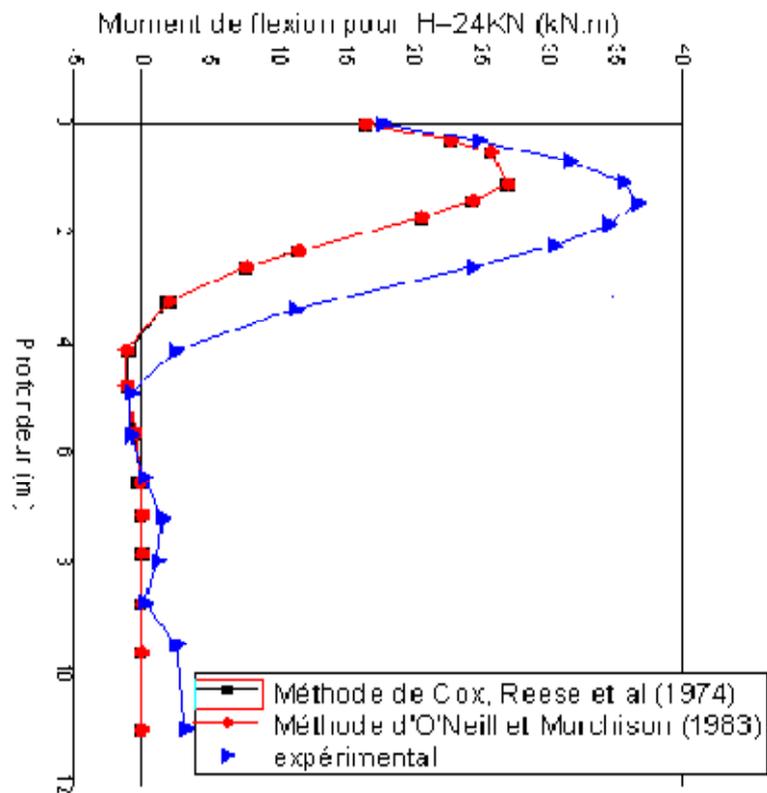


Figure 4.29 : Comparaison de Moment de flexion pour un effort de chargement.

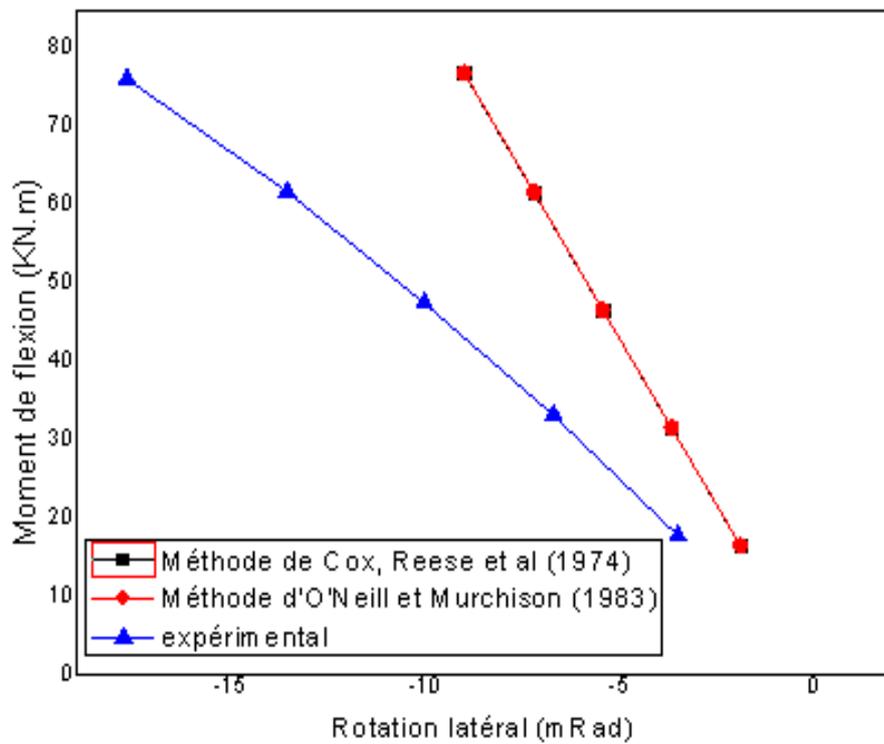


Figure 4.30 : Comparaison de la Rotation latéral en tête du pieu.

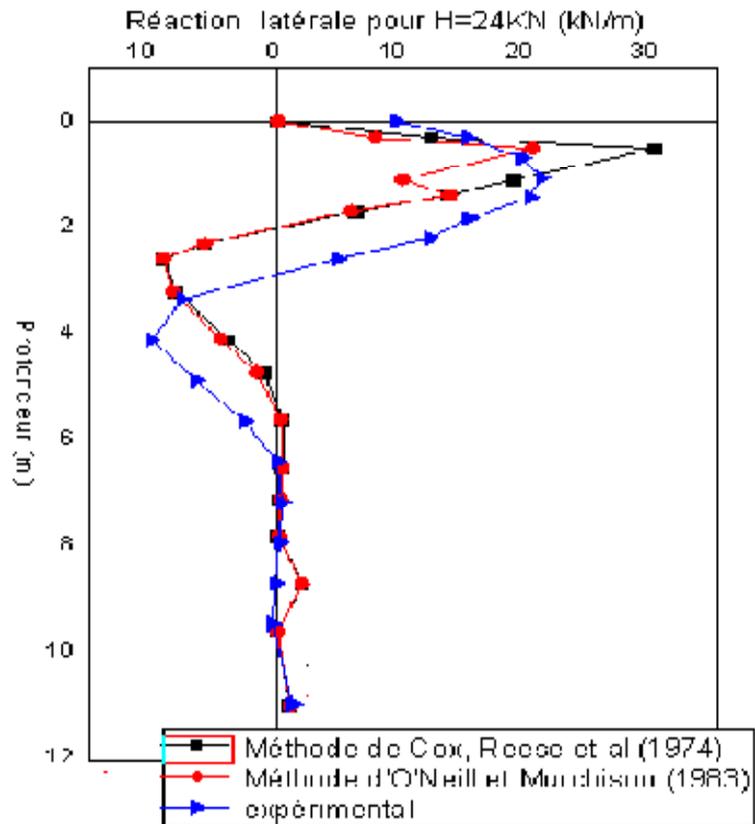


Figure 4.31 : Comparaison de réaction latérale pour un effort de chargement.

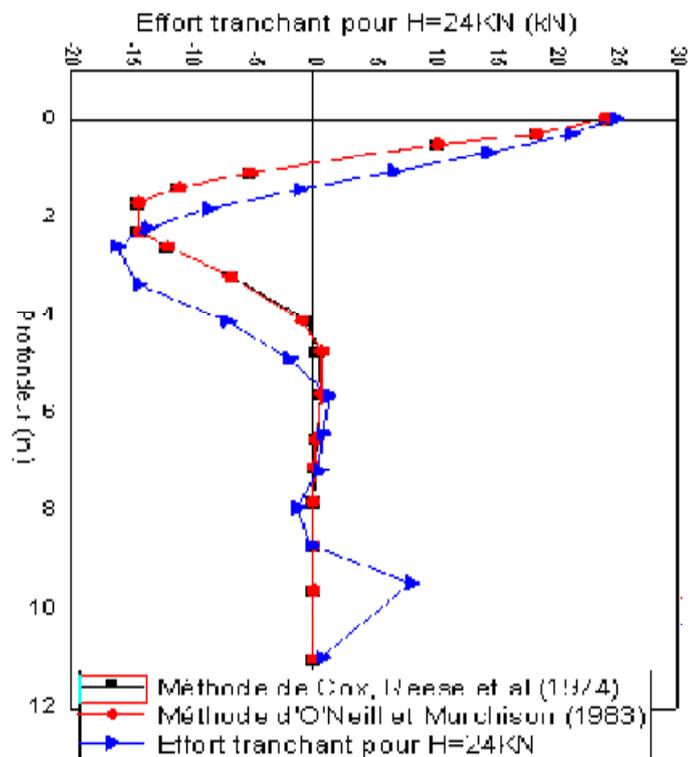


Figure 4. 32 : Comparaison de effort tranchant pour un effort de chargement.

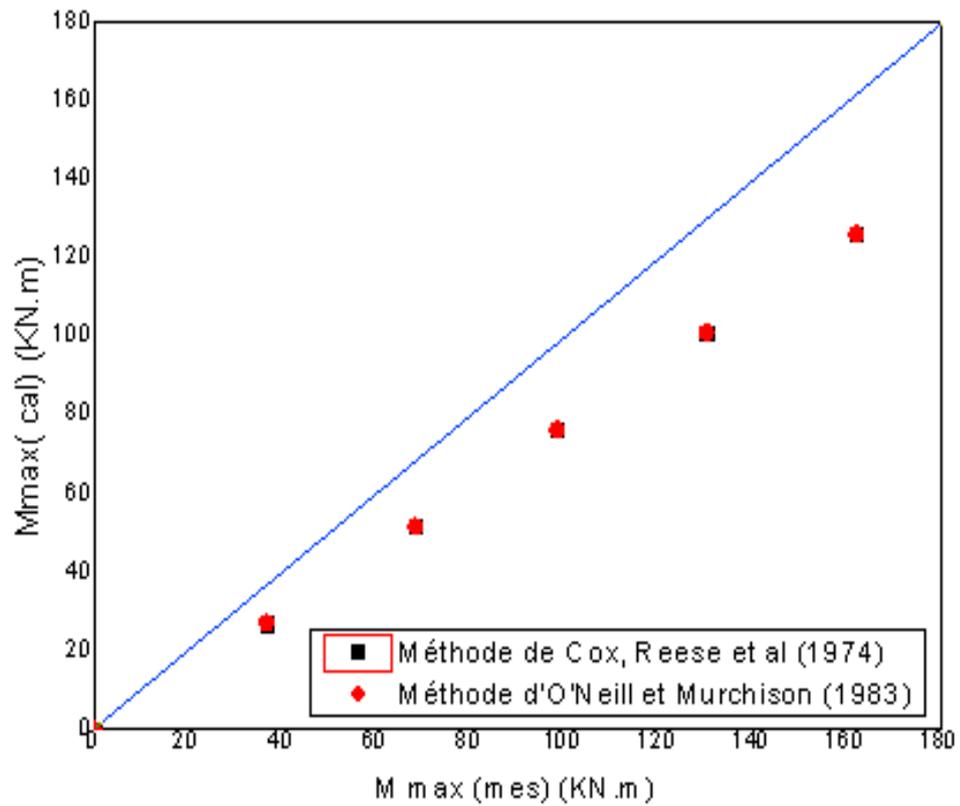


Figure 4.33 : Comparaison de Moment de flexion.

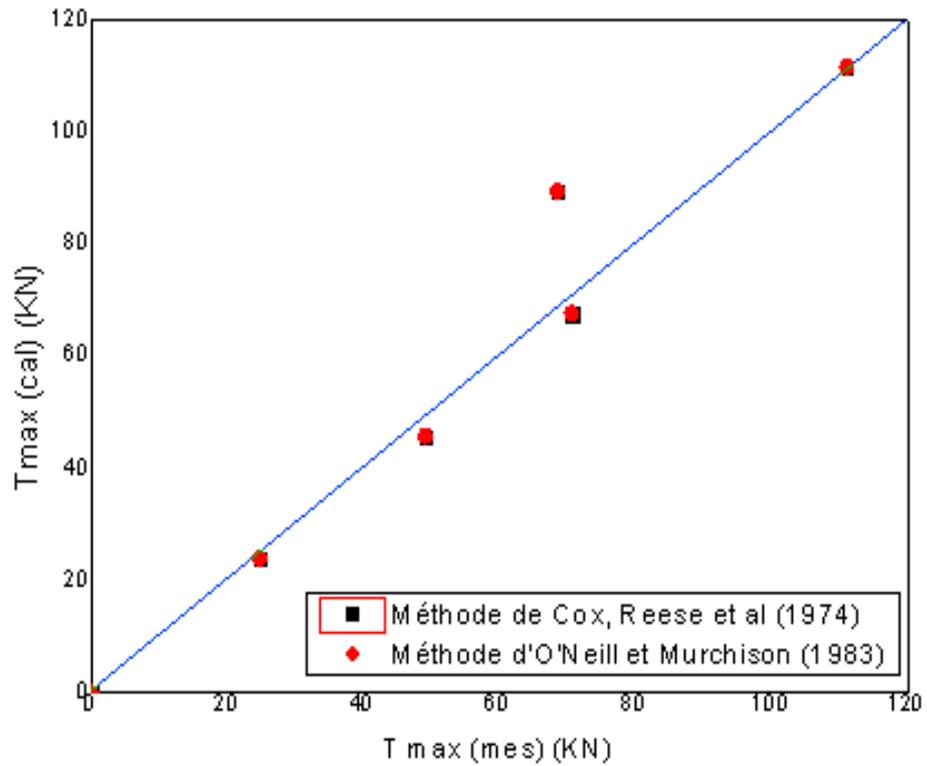


Figure 4.34 : Comparaison d'effort tranchant.

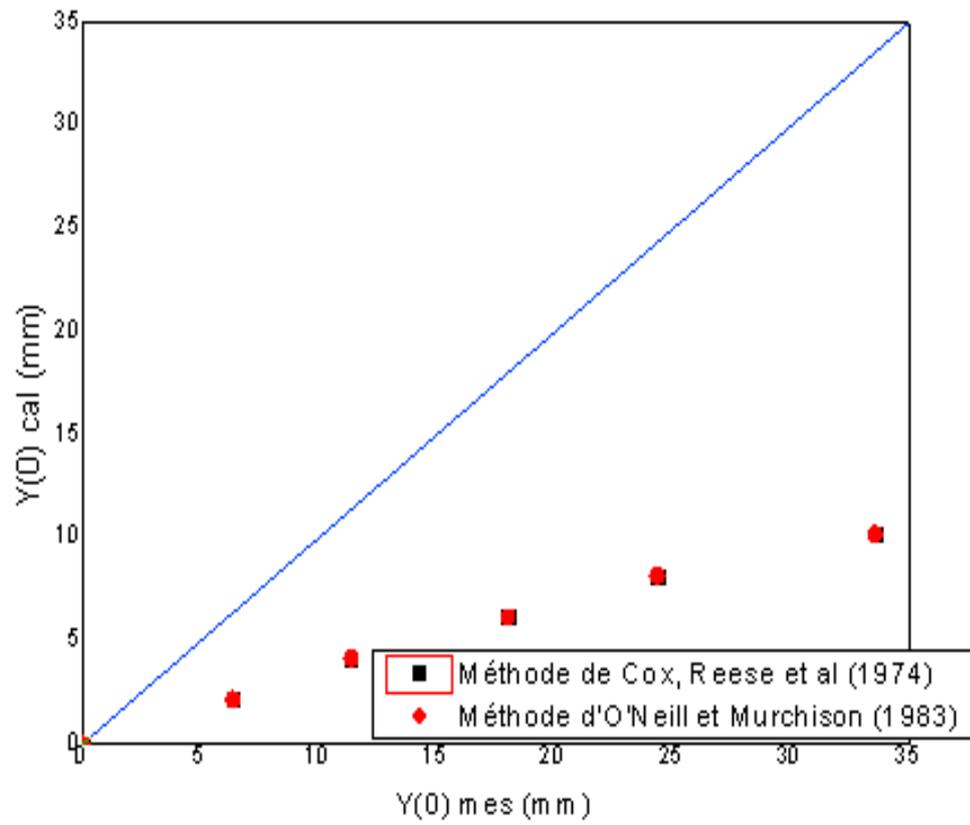


Figure 4.35 : Comparaison de déplacement latéral.

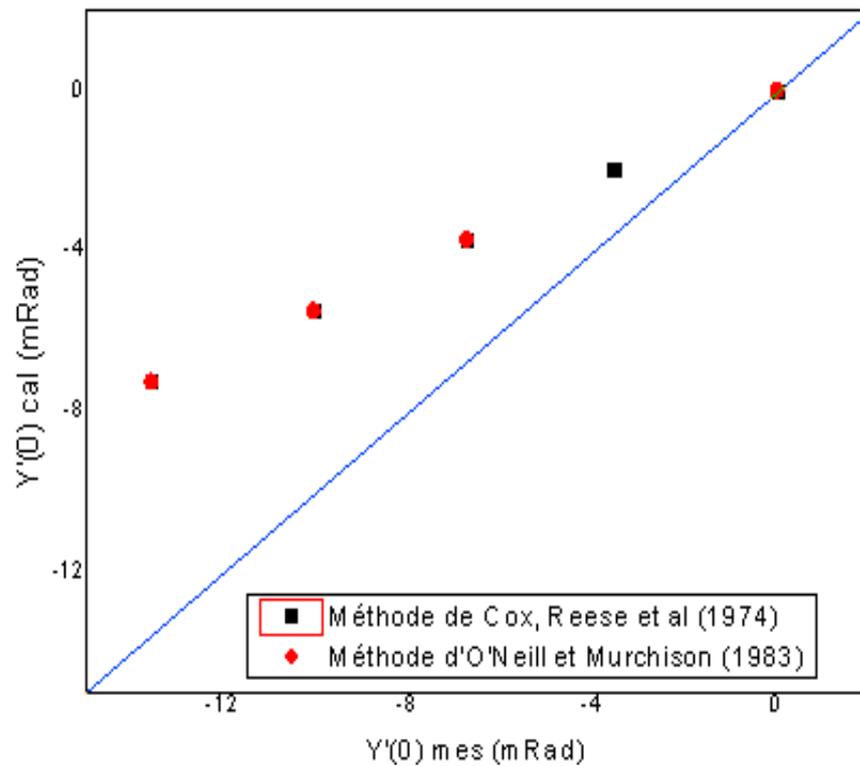


Figure 4.36 : Comparaison de rotation latéral.

4.3.2. Sol cohérent :

On a comparé les résultats de calcul par programme SPULL (la méthode de Cox, Reese et al (1974), la méthode d'O'Neill et Murchison (1983)) avec les résultats expérimentaux de chargement réel du pieu.

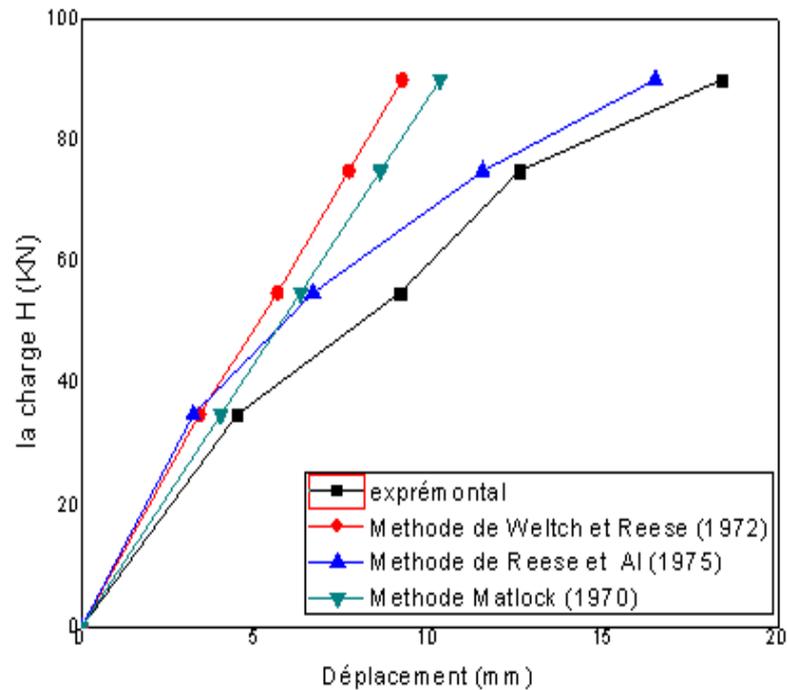


Figure 4.37 : Comparaison du déplacement latérale en tête du pieu.

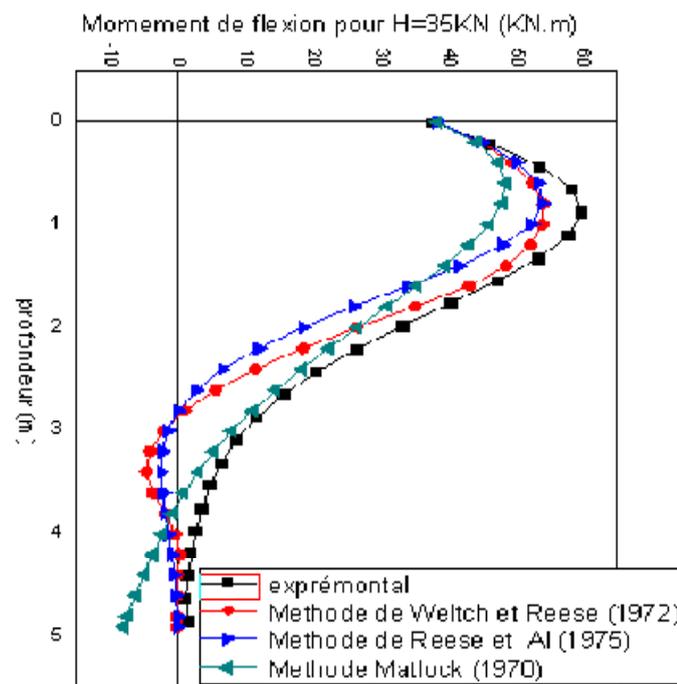


Figure 4.38 . Comparaison de Moment de flexion pour un effort de chargement.

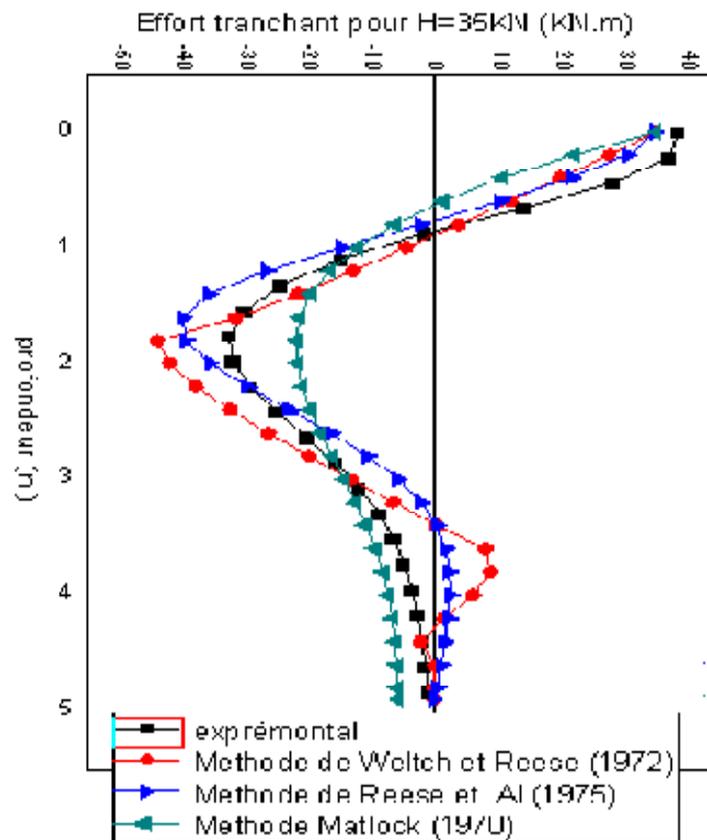


Figure 4.39 : Comparaison de effort tranchant pour un effort de chargement.

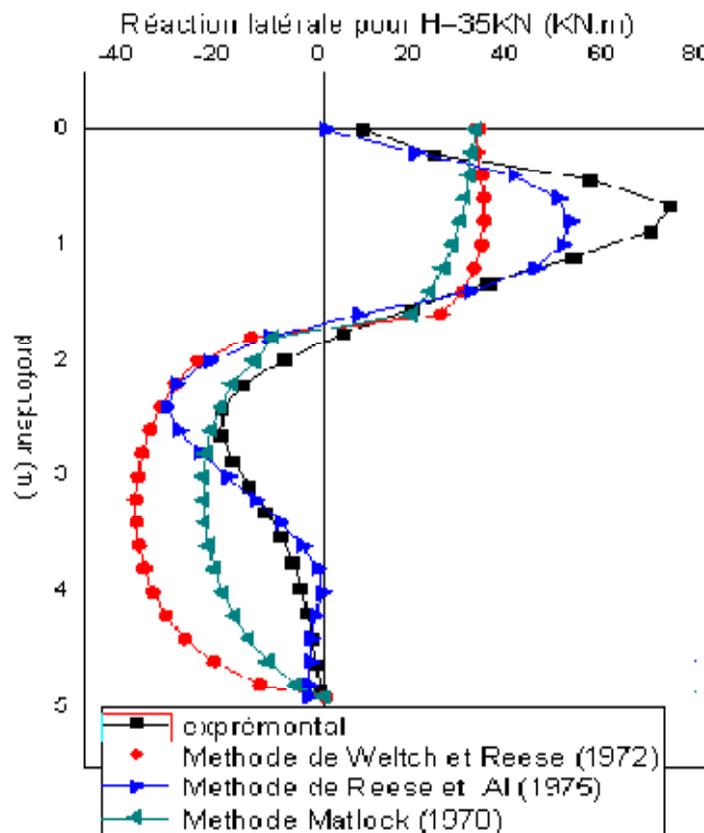


Figure 4.40 : Comparaison de Réaction latéral pour un effet de chargement.

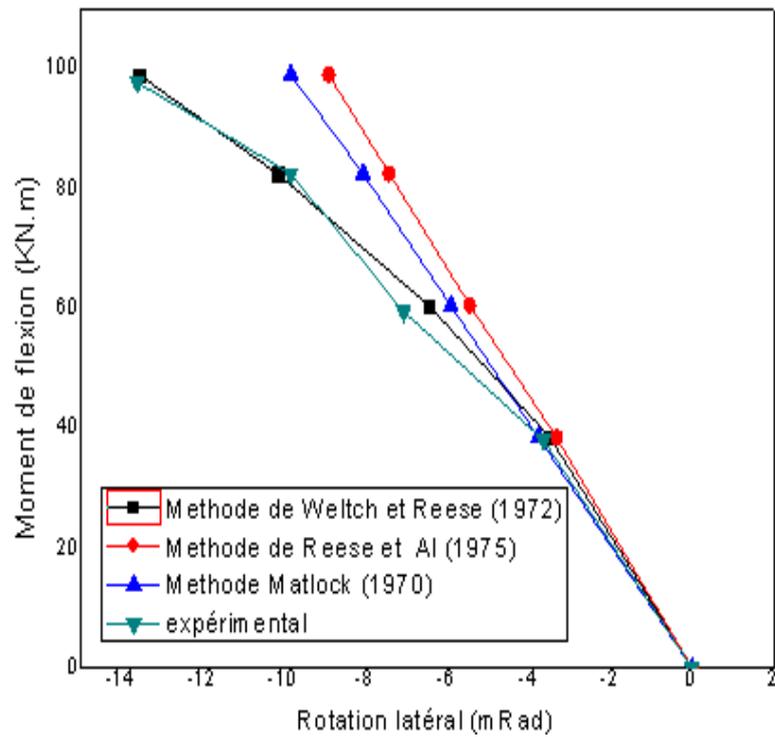


Figure 4.41 : Comparaison de la Rotation en tête du pieu.

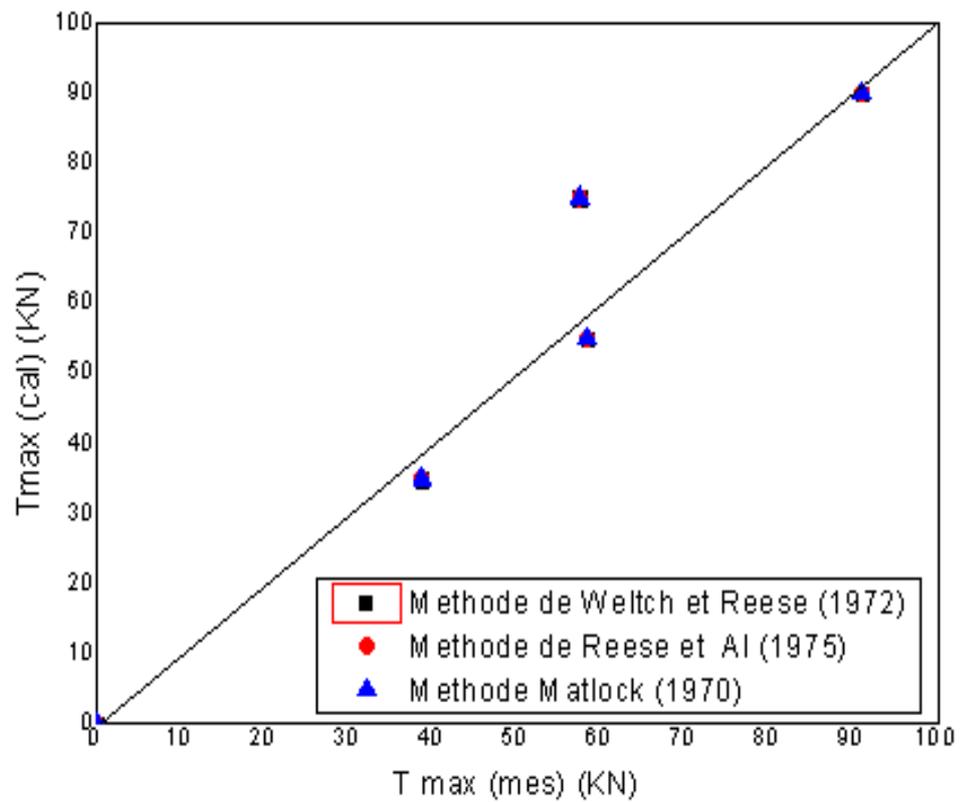


Figure 4.42 : Comparaison d'effort tranchent.

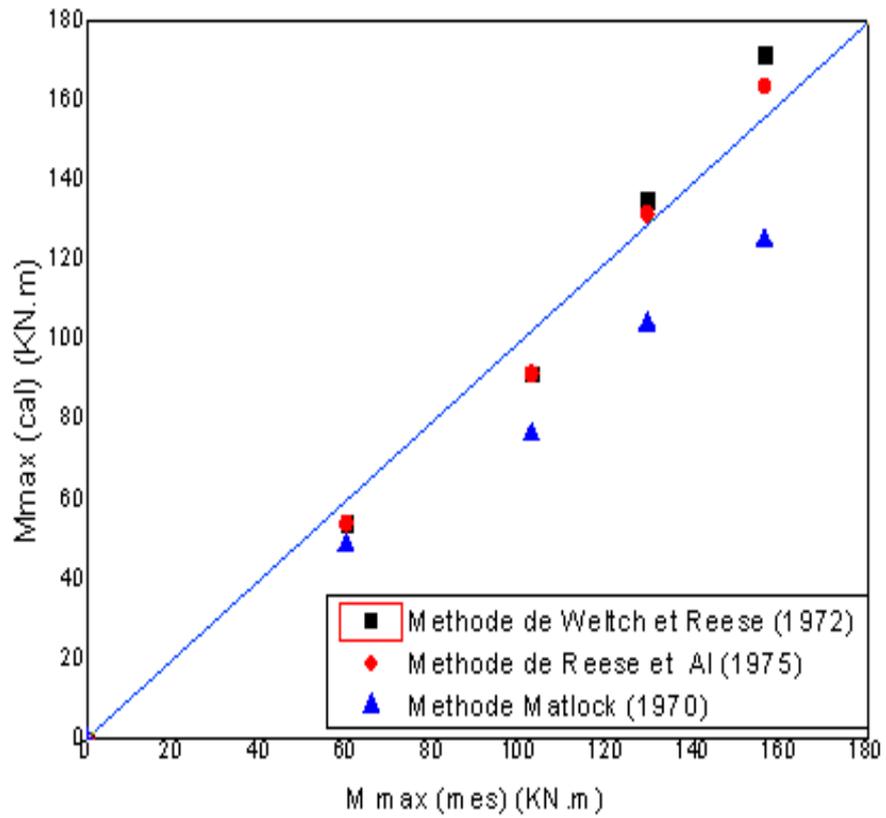


Figure 4.43 : Comparaison de moment de flexion.

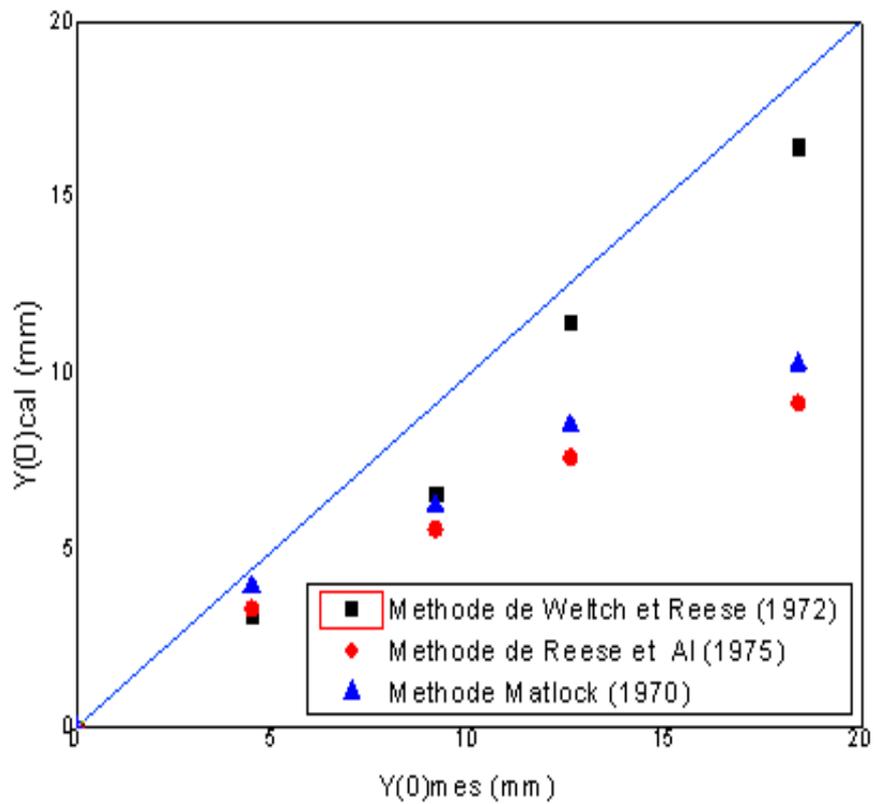


Figure 4.44 : Comparaison de déplacement latéral.

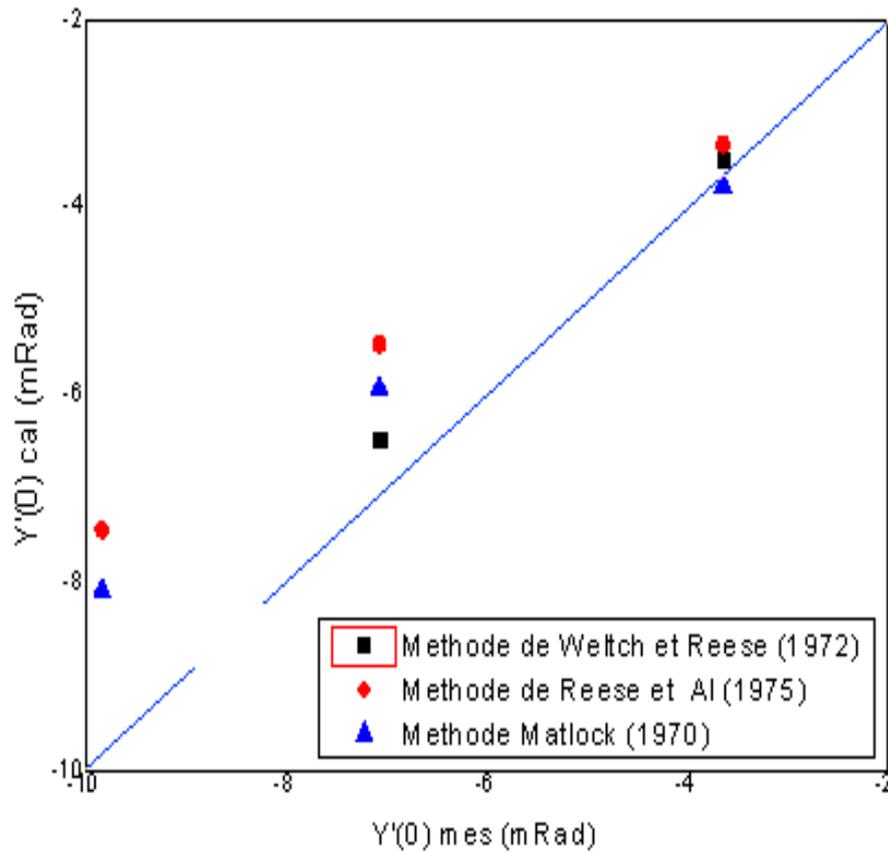


Figure 4.45: Comparaison de Rotation latérale.

4.5. Etude statistique des rapports $Y(0)$ calcul/ $Y(0)$ mesuré, $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul et $Y'(0)$ mesuré/ $Y'(0)$ calcul:

Pour bien éclairer cette comparaison, on a étudié statistiquement les rapports $Y(0)$ mesuré/ $Y(0)$ calcul et $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul, et dont les résultats sont représentés ci après.

Tableau 4.1 : Données statistiques du rapport $Y(0)$ calcul/ $Y(0)$ mesuré, (sol sableux).

	Y(0) mesuré/Y(0)calcul				
	H=24KN	H=45.8KN	H=67.6KN	H=89.4KN	H=111.6KN
Méthode de Cox, Reese et al (1974)	2.903	2.71	2.908	2.976	3.289
Méthode d'O'Neill et Murchison (1983)	2.908	2.715	2.135	2.976	3.289

Tableau 4.2 : Données statistiques du rapport $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul , (sol sableux).

	M(max) mesuré/M(max)calcul				
	H=24KN	H=45.8KN	H=67.6KN	H=89.4KN	H=111.6KN
Méthode de Cox, Reese et al (1974)	1.353	1.32	1.289	1.289	1.285
Méthode d'O'Neill et Murchison (1983)	1.353	1.321	1.280	1.289	1.285

Tableau 4.3 : Données statistique du rapport $Y'(0)$ mesuré/ $Y'(0)$ calcul , (sol sableux).

	Y'(0) mesuré/Y'(0)calcul				
	H=24KN	H=45.8KN	H=67.6KN	H=89.4KN	H=111.6KN
Méthode de Cox, Reese et al (1974)	1.82	1.81	1.83	1.87	1.95
Méthode d'O'Neill et Murchison (1983)	1.82	1.81	1.83	1.87	1.95

Tableau 4.4 : Données statistiques du rapport $M(\max)$ mesuré/ $M(\max)$ calcul , (sols cohérents).

	M(max) mesuré/M(max)calcul			
	H= 35KN	H=55KN	H=75KN	H=90KN
Méthode de Matlock (1970)	1.23	1.03	1.08	1.26
Méthode de Reese, Cox et Kop (1975)	1.10	1.11	0.95	0.91
Méthode de Welche et Reese (1972)	1.10	1.11	0.98	0.95

Tableau 4.5 : Données statistiques du rapport $Y(0)$ mesuré/ $Y(0)$ calcul , (sols cohérents).

	Y(0) mesuré/Y(0)calcul			
	H= 35KN	H=55KN	H=75KN	H=90KN
Méthode de Matlock (1970)	1.11	1.45	1.45	1.78
Méthode de Reese, Cox et Kop (1975)	1.38	1.37	1.09	1.11
Méthode de Welche et Reese (1972)	1.32	1.62	1.63	1.99

Tableau 4.6 : Données statistiques du rapport $Y'(0) \text{ mesuré}/Y'(0) \text{ calcul}$, (sols cohérents).

	Y'(0) mesuré/Y'(0)calcul			
	H= 35KN	H=55KN	H=75KN	H=90KN
Méthode de Matlock (1970)	1.04	1.09	0.96	1.00
Méthode de Reese, Cox et Kop (1975)	1.04	1.09	0.96	1.00
Méthode de Welche et Reese (1972)	1.09	1.29	1.32	1.52

4. 6. Interprétation de l'ensemble des courbes :

4.6 .1. Cas d'un sol sableux :

On a 3 différents groupes de courbes qui comportent la réaction du sol, l'effort tranchant et le moment de flexion qui sont presque semblables pour les 5 incréments (annexe A). La méthode de cox,Reese et al (1974) et la méthode d' O'Neill et Murchison (1983) sont identiques dans tout les incréments sauf pour une valeur dans le courbe de réaction du sol à la profondeur de 0.5 m .

Un autre groupe de courbe qui contient le déplacement et la rotation. Les courbes de la méthode de cox,Reese et al (1974) et la méthode d' O'Neill et Murchison (1983) sont identiques, mais la courbe expérimentale a une autre allure . On constate que les valeurs expérimentales, en comparées aux deux autres méthodes, sont deux fois plus grandes.

Les moments maximum des méthodes cox,Reese et al (1974) et la méthode d' O'Neill et Murchison (1983) sont identiques dans le cas de sable, et on constate que les valeurs calculées sont inférieures aux valeurs admissible, donc elle présent un danger pour la résistance du matériau du pieu.

A propos de la courbe de l'effort tranchant calculé en fonction de l'effort tranchant mesuré, on constate que pour les deux méthodes cox,Reese et al (1974) et la méthode d' O'Neill et Murchison (1983) sont très proches de la valeur expérimentale.

Dans la courbe déplacement calculé en fonction de déplacement mesuré, les courbes des méthodes de cox,Reese et al (1974) et la méthode d' O'Neill et Murchison (1983) sont très petites par rapport à la valeur expérimentale ce qui donne des valeurs plus petites que les valeurs réelles du pieu.

4.6.2. Cas d'un sol cohérent :

On à 4 incréments (annexe B) pour le déplacement et la rotation. Dans chaque incrément (annexe B) on a 4 segments de droite chacune représente une des méthodes : méthode de Matlock (1970), Méthode de Reese, Cox et Koop (1975), méthode de Welch et Reese (1972) ou bien la

courbe expérimentale. Les segments sont presque identiques pour toutes les méthodes et aussi tous les incréments.

Dans les 4 incréments (annexe B) de chargement, les courbes de l'effort tranchant et le moment fléchissant ont presque la même allure avec la courbe expérimentale. On a une augmentation rapide de l'effort tranchant et le moment fléchissant dans la zone [0 ; 1.5m] puis une diminution des ces valeurs jusqu'à 0.

Dans le cas de l'argile, les courbes de l'effort tranchant calculé en fonction de l'effort tranchant mesuré présentent des valeurs proches pour la méthode de Reese, Cox et Koop (1975), méthode de Welch et Reese (1972) et même la méthode de Matlock (1970) avec les valeurs expérimentales.

Le moment max pour la méthode de Matlock (1970) est loin de valeur expérimentale, donc il présente un risque. Par contre, les méthodes de Reese, Cox et Koop (1975) et la méthode de Welch et Reese (1972) sont tellement proche des valeurs expérimentales.

Les courbes obtenues par les méthodes de Reese, Cox et Koop (1975), les méthodes de Welch et Reese (1972) et la méthode de Matlock (1970) donnent des valeurs proches des valeurs expérimentales mais la meilleure est celle de la méthode de Welch et Reese (1972).

4.7. Conclusion :

Dans le cas d'un sol sableux, les résultats obtenus par les deux méthodes de calcul sont identiques mais légèrement inférieures aux résultats expérimentaux.

Dans le cas de l'argile, la méthode de Reese, Cox et Koop (1975) donne des meilleurs résultats par rapport aux deux autres méthodes, avec un écart léger en comparé aux valeurs expérimentales.