

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا لعلوم البحر وتهيئة الساحل
Ecole Nationale Supérieure des Sciences de la Mer et de l'Aménagement du Littoral



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
D'Ingénieur d'État en Sciences de la Mer
Option : Gestion et Protection du Littoral**

Thème :

**Dimensionnement des fondations sur pieux sous charge
horizontale – Étude de comportement du pieu rigide aux
états limites de service dans un sol cohérent**

Présenté par

ATAMNA Nisrine Ouissal

Soutenue jeudi le 22/07/2023 devant le jury suivant :

M FEZAA Nassima

Professeur (ENSSMAL)

Président

M. LAOUEDJ Abdeslam

Maitre De Conférences B (ENSSMAL)

Promoteur

M. BOUAICHA Farid

Maitre-assistant B (ENSSMAL)

Examineur

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

Je remercie on premier lieu Dieu tout puissant de m'avoir accordé la puissance et la volonté pour achever ce travail

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de l'encadrement de Monsieur LAOUEDJ Abdeslam, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire

Je tiens à remercier avec plus grande gratitude Madame FEZAA Nassima de l'honneur qu'il me fait d'avoir accepté de présider le jury de ce mémoire

Je remercie également Monsieur BOUAICHA Farid d'avoir accepté de se joindre à ce jury comme examinateur

Je remercie également Mr MEZOUAR pour son soutien moral et ses encouragements

Mes remerciements s'adresse à tous mes professeurs pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont prodigué au cours de ces cinq ans passées à l'école tout particulièrement et pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académique et professionnelles

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère

A ma très chère Mère

Quoi que je fasse ou je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher Père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection

A mes très chers frères

ADEM et MOHAMED qui n'ont pas cessés à me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études, puisse Dieu vous donner santé, bonheur, courage et surtout réussite

A toute ma famille, mes tantes Meriem, Khaoula et Naziha et mes oncles chacun avec son nom et leurs familles particulièrement mon oncle SAOUCHA SAMIR qui m'a aidé que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins et les amis que j'ai connus jusqu'à maintenant : Rayen, Maria, Raja, Dounia, Boutheina, Ouahab, Akram, Housseem, Aymen, Boudras, Abbes, Yousef, Zaki.

Merci pour leurs amours et leurs encouragements

Hommage

Ton départ au pays des anges généreux n'effacera jamais le souvenir des jours heureux ma grand-mère, tu as été pour moi la meilleure des grand-mères. Une grand-mère en Or dont le cœur est fait de lumière

Je t'aime Mami « **RAHMANI RAHIMA** »

Repose en paix, en ma vie tu restes le plus beau thème, ton amour pour moi, aujourd'hui encore, la joie sème.

Je ne t'oublierai jamais

Table des matières

<i>Remerciements</i>	II
<i>Dédicaces</i>	III
Table des matières	IV
I. Liste des figures :	VI
II. Liste des tableaux :	VIII
III. Liste des Symboles	IX
Introduction Générale :	1
Chapitre I : Généralités	5
1.1 Fondation profonde :	5
1.2 Les pieux.....	5
1.3 La classification des pieux.....	6
1.3.1 Classification selon la nature de matériau :	7
1.3.2 Classification selon la longueur de pieu :	7
1.3.3 Classification selon le mode d'installation du pieu :	8
1.4 Les critères techniques et économiques lors du choix des pieux :	8
1.4.1 Critères techniques :	8
1.4.2 Critères économiques :	9
Conclusion:.....	9
2 Chapitre II : Méthodes de dimensionnement des fondations sur pieu chargé horizontalement :	11
2.1 Comportement du pieu aux grands déplacements :	12
2.2 Comportement du pieu aux petits déplacements :	13
2.2.1 Les méthodes empiriques - Évaluation à partir d'un essai de chargement :	14
2.2.2 Les méthodes de l'élasticité	15
2.2.3 Les méthodes de module de réaction : (des courbe P-Y).....	24
2.2.4 La méthode des éléments infinis :	35
3 Chapitre III : Présentation de base de données d'un essai de chargement latéral d'un pieu régie dans un sol cohérent	38
3.1 Site de Bagnolet, France :	38
3.2 Site de Southern California:	41
3.3 Site du campus de l'université Texas A&M.....	45

4	Chapitre IV : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL.....	49
4.1	Présentation de la comparaison des méthodes :.....	49
4.2	Les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité	49
4.3	Les méthodes courbes P-Y :	56
4.4	La méthode numérique basée sur la théorie des éléments finis :.....	63
4.5	Classement des courbes de chargement :.....	69
	Conclusion :.....	79
	Bibliographie.....	82

I. Liste des figures :

Figure 1:Une semelle sur un groupe de pieu	6
Figure 2:Sections courantes de pieux	7
Figure 3:Pieu court (rigide)	8
Figure 4:Pieu long (flexible)	8
Figure 5:Exemples de chargement latéral des pieux	11
Figure 6:Schéma de mobilisation de la résistance latérale du sol	13
Figure 7:Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement	15
Figure 8:L'action de sol adjacent le pieu (d'après Polous 1971).....	17
Figure 9:Les facteurs d'influence $I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur(d'après Poulos 1971).....	17
Figure 10:Les facteurs d'influence, dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur(d'après Baguelin-Frank-said 1977):.....	20
Figure 11:Les facteurs d'influence $I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur(d'après Douglas et Davies, 1964)	21
Figure 12:Les facteurs d'influence $I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur(d'après Banerjee-Davies, 1978).....	22
Figure 13:analyse d'un pieu latéralement chargé qui utilise la méthode du continuum élastique (d'après Randolph 1981)	23
Figure 14:Concept pour problème des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler	25
Figure 15:La courbe P-Y selon la méthode de Matlock pour une argile molle sous chargement statique	26
Figure 16: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	28
Figure 17:Caractéristique de la courbe P-y pour un chargement statique dans l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique	30
Figure 18:le paramètre empirique en fonction	30
Figure 19:La courbe P-Y selon la méthode de Sullivan et Al pour une argile sous chargement statique	32
Figure 20:La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gazioglu pour une argile sous chargement statique.....	34
Figure 21:La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Dunnavant pour une argile raide sous chargement statique.....	35
Figure 22:Information pour l'analyse des tests à Bagnolet	39
Figure 23:la courbe de chargement de pieu B1 dans le site de Bagnolet:.....	40
Figure 24:la courbe de chargement de pieu B4 dans le site de Bagnolet.....	40
Figure 25:la courbe de chargement de pieu B5 dans le site de Bagnolet.....	41
Figure 26:Information d'analyse des pieux dans le site de Southern California Company	42
Figure 27 :la courbe de chargement de pieu P2 dans le site A de La Californie du Sud:.....	43

Figure 28:la courbe de chargement de pieu P4 dans le site B de La Californie du Sud	43
Figure 29:la courbe de chargement de pieu P6 dans le site B de La Californie du Sud	44
Figure 30:la courbe de chargement de pieu P7 dans le site B de La Californie du Sud	44
Figure 31:la courbe de chargement de pieu P8 dans le site B de La Californie du Sud	45
Figure 32: Information d'analyse de pieu dans le site de Texas A&M.....	46
Figure 33: La courbe de chargement de pieu P1 dans le site de Texas A&M.....	47
Figure 34:Le déplacement du pieu B1 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	50
Figure 35:Le déplacement du pieu B4 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	50
Figure 36: Le déplacement du pieu B5 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	51
Figure 37: Le déplacement du pieu P2 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	52
Figure 38: Le déplacement du pieu P4 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	53
Figure 39: Le déplacement du pieu P6 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	54
Figure 40: Le déplacement du pieu P7 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	54
Figure 41: Le déplacement du pieu P8 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	55
Figure 42: Le déplacement du pieu P1 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité	55
Figure 43:l'interface de programme SPULL Windows.....	57
Figure 44:: Le déplacement latéral du pieu B1 par les méthodes courbe P-Y	58
Figure 45:Le déplacement latéral du pieu B4 par les méthodes courbe p-y	58
Figure 46: Le déplacement latéral du pieu B5 par les méthodes courbe p-y	59
Figure 47: Le déplacement latéral du pieu P2 par les méthodes courbe p-y.....	59
Figure 48: Le déplacement latéral du pieu P4 par les méthodes courbe p-y.....	60
Figure 49: Le déplacement latéral du pieu P6 par les méthodes courbe p-y.....	60
Figure 50: Le déplacement latéral du pieu P7 par les méthodes courbe p-y.....	61
Figure 51: Le déplacement latéral du pieu P8 par les méthodes courbe p-y.....	61
Figure 52: Le déplacement latéral du pieu P1 par les méthodes courbe p-y.....	62
Figure 53: l'interface du logiciel Plaxis 3D	64
Figure 54: Le déplacement latéral du pieu B1 par la méthode numérique	64
Figure 55: Le déplacement latéral du pieu B4 par la méthode numérique	65
Figure 56: Le déplacement latéral du pieu B5 par la méthode numérique	65
Figure 57: Le déplacement latéral du pieu P2 par la méthode numérique.....	66
Figure 58: Le déplacement latéral du pieu P4 par la méthode numérique.....	66
Figure 59: Le déplacement latéral du pieu P6 par la méthode numérique.....	67
Figure 60: Le déplacement latéral du pieu P7 par la méthode numérique.....	67
Figure 61: Le déplacement latéral du pieu P8 par la méthode numérique.....	68
Figure 62: Le déplacement latéral du pieu P1 par la méthode numérique.....	68
Figure 63: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B1.....	69
Figure 64: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B4.....	70
Figure 65: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B5.....	71
Figure 66: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P2.....	72
Figure 67: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P4.....	73
Figure 68: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P6.....	74
Figure 69: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P7.....	74
Figure 70: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P8.....	75
Figure 71: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P1.....	76

II. Liste des tableaux :

Tableau 1:Classification des pieux (Adapté de MCIF 2006)	6
Tableau 2:La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du module du sol constant avec la profondeur.....	16
Tableau 3:Formules des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos (sol homogène $\nu=0.50$)	18
Tableau 4:Résumé des facteurs d'influence d'un pieu chargé latéralement pour le module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Davies et Budhu 1986).....	19
Tableau 5:Résumé du Solutions élastiques pour pieu chargé latéralement (d'après Randolph 1981).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 6:Les valeurs représentatives de (D'après Reese et al 2006)	26
Tableau 7:Les valeurs représentatives de	27
Tableau 8:Les valeurs représentatives de pour les argiles raides	28
Tableau 9:Les valeurs représentatives de pour les argiles raides	29
Tableau 10:Les valeurs représentatives de pour les argiles raides	31
Tableau 11:Les valeurs représentatives de pour les argiles	32
Tableau 12:Les valeurs recommandées de pour l'argile (D'après O'Neill et Gazioglu 1984)	33
Tableau 13:Information d'analyse des pieux rigides dans le site de Bagnolet	38
Tableau 14:Information d'analyse des sites deBagnolet, en France	39
Tableau 15:Information d'analyse des sites dans Southern California Company	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 16:Information d'analyse des pieux rigides dans le site de Southern California	42
Tableau 17: Information d'analyse de site de l'université Texas	46
Tableau 18 : Information d'analyse de pieu dans le site de l'université Texas ...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 19 :l'erreur relative des méthodes théorique de l'élasticité	56
Tableau 20: l'erreur relative des méthodes des courbes P-Y	62
Tableau 21: l'erreur relative des méthodes des courbes P-Y	69
Tableau 22: l'erreur relative des meilleures méthodes dans chaque catégorie.....	76

III. Liste des Symboles

Minuscule latine

e : Cote d'application de l'effort latéral (H_0e : appelé moment)	(m)
h : La distance horizontale entre les jauges de contrainte	(m)
k : Le module de la réaction initial du sol	(kN / m^3)
k_c : Le coefficient de réaction initial avec composants de la cohésion	(kN / m^3)
k_{py} : Constante initiale de module de réaction	(kN / m^3)
r_0 : Le rayon de pieu	(m)
y_0 : Le déplacement latéral en surface du pieu	(m)
y'_0 : La rotation latérale en surface du pieu	(Rad)
z : La profondeur du pieu de la surface du sol	(m)

Majuscule latines

A_c : Le coefficient de l'ajustement d'argile de la courbe P-Y sous chargement statique	
A_s : Facteur pour la prise en compte d'un chargement continu statique	
\bar{A}_s : Le coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique	
B : Le diamètre ou la largeur frontale du pieu	(m)
B_0 : Le diamètre de référence égal à 0.6 m	(m)
\bar{B}_s : Le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y Sous chargement statique	
C : La cohésion de sol	(kPa)
\bar{C} : Le coefficient de la courbe du P-Y	
D : La fiche du pieu dans le sol	(m)
D_c : La profondeur critique du chargement latérale	(m)
D_e : La fiche effective du pieu	(m)
D_r : La densité relative	
E : Le module d'élasticité	(MPa)
E_b : Le module d'élasticité du sol	(MPa)
E_C : Le module caractéristique du sol	(MPa)
E_p : Le module de Young de pieu	(MPa)
F_c : Le facteur d'empirique de sol cohérent	
H_0 : Effort horizontale applique en tête du pieu	(kN)

H_{ult} : La pression ultime aux déplacements (la capacité portante horizontale ultime)	(kN)
I_d : L'indice de plasticité	
$I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: Les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec Sol constant avec la profondeur	
$I'_{UH}, I'_{UM}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}, I'_{UF}$: Les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu Avec sol varie linéairement avec la profondeur	
I_p : Moment d'inertie de la section transversale du pieu	(m^4)
J : Constante empirique établie par (Matlock 1970)	
\bar{J} : Constante empirique égale à 2.5 pour une argile molle et 0.35 pour une argile raide	
K_{H0} : La pente initiale de la courbe de chargement	(kN / m^2)
K_N : Le coefficient de résistance latérale	
K_{qz} et K_{cz} : Coefficient de la résistance latérale (d'après Brinch Hansen 1961)	
K_{qz}^0 et K_{cz}^0 : Coefficients de résistance latérale à la surface du sol (o) (D'après B.Hansen 1961)	
K_{qz}^∞ et K_{cz}^∞ : Coefficients de résistance latérale à grande profondeur (∞) (D'après B.Hansen)	
K_R : La rigidité relative sol-pieu pour un sol constant avec la profondeur	
K'_R : La rigidité relative sol-pieu pour un sol varie linéairement avec la profondeur	
L : La longueur du pieu	(m)
L_0 : La longueur élastique ou la longueur de transfert du pieu	(m)
L_c : La longueur critique du pieu	(m)
M : Moment de flexion du pieu	$(kN.m)$
M_0 : Moment de flexion applique en tête du pieu	$(kN.m)$
M_y : Le moment pour un pieu charge latérale et fixe en tête	$(kN.m)$
P : La résistance latérale de sol	(N / m)
P_l : La réaction du sol limite	$(N.m^{-1})$
P_{uc} : Le composant de la cohésion de la résistance latérale ultime de sol	(N / m)
P_{ult} : La résistance latérale ultime de sol	(N / m)
P_j, Y_j : Les coordonnées de point j de la courbe du P-Y	
P_v, Y_v : Les coordonnées de point v de la courbe du P-Y	
Y : Le déplacement latéral du pieu	(m)
Y' : La rotation latérale du pieu	(Rad)
Y_0 : Le déplacement latéral en tête du pieu	(m)
Y'_0 : La rotation latérale en tête du pieu	(Rad)
Y_{50} : Le déplacement pour la moitié de la résistance du sol ultime	(m)

Z_r : Profondeur de la zone neutre (m)

Minuscules grecques

α : Le coefficient de rhéologique caractérisant le sol donné par Ménard

α_1 et α_2 : Les coefficients numériques d'après Ménard

γ : Le poids volumique du sol (kN / m³)

γ' : Le poids volumique déjaugé du sol (kN / m³)

γ_d : Le poids volumique sec du sol (kN / m³)

ζ : Le coefficient variable avec le type de chargement statique

λ_z : Un facteur empirique de la profondeur critique relative au chargement horizontal

ν : Coefficient de poisson du sol

ξ_{50} : La valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte

σ'_h : La contrainte horizontale (kPa)

τ_{\max} : La résistance maximale de cote du pieu (kPa)

φ : L'angle de frottement interne de sol (degrés)°

ψ : La longueur de chaque élément d'après Poulos

Introduction générale

Introduction Générale :

La conception appropriée des fondations revêt une importance capitale pour la sécurité et la durabilité des ouvrages de génie civil. Lorsque le sol en surface ne présente pas les propriétés mécaniques requises pour supporter les charges, que ce soit à faible capacité portante en raison d'une résistance insuffisante ou de tassements préjudiciables à la structure, l'utilisation de fondations sur pieux devient indispensable. De nombreux ouvrages importants reposent généralement sur des fondations sur pieux, tels que les ponts, les centrales nucléaires, les structures offshore, les tours de grande hauteur, les fondations pour machines, etc.

Dans les zones maritimes, les fondations profondes s'avèrent particulièrement bénéfiques pour assurer la stabilité des constructions maritimes. Cela est particulièrement important lorsqu'il y a des forces latérales dues aux manœuvres d'accostage des bateaux sur des quais installés par des pieux. Dans de telles configurations, il est nécessaire d'analyser la résistance latérale du sol et d'estimer les déplacements latéraux sous l'effet de charges horizontales.

Les conceptions actuelles permettent de réaliser des constructions de plus en plus importantes, pour lesquelles la réponse du sol n'est pas toujours linéaire par rapport au déplacement de la structure. Une analyse efficace de ce problème nécessite de prendre en compte la réponse non linéaire du sol de fondation pour étudier le comportement des fondations sur pieux.

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale statique est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu et par la nature et le comportement du sol. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Les méthodes de calcul de la résistance latérale des pieux verticaux sous charges horizontales sont nombreuses.

L'estimation des déplacements et rotations en tête des pieux sous charges horizontales de service est nécessaire pour le dimensionnement des pieux aux états limites de service. Ce problème a fait l'objet de nombreuses études, et différentes méthodes de calcul ont été développées afin de décrire le comportement du système sol-pieu vis-à-vis du chargement latéral.

Le travail consiste en première étape à interpréter un essai de chargement latéral du pieu et déterminer expérimentalement la courbe de chargement en tête de pieu dans un sol cohérent. En deuxième étape, une étude comparative détaillée des méthodes qui déterminent le comportement du pieu en petits déplacements.

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.

Notre travail est constitué de quatre chapitres.

Le premier chapitre recense brièvement les notions générales concernant les fondations profondes et les pieux.

Le chapitre 2 présente l'évaluation des résultats à partir d'un essai de chargement latéral sur un pieu isolé et l'ensemble des méthodes de calcul concernant le pieu isolé sous chargement latéral dans un sol argileux.

Le chapitre 3 présente la base de données des essais de chargement latéral d'un pieu isolé dans des sols argileux homogène.

Une étude comparative détaillée des méthodes qui détermine le comportement du pieu en petits déplacements étudié dans le chapitre 4 avec un choix de la meilleure méthode dans le cas des sols argileux.

À la fin de ce travail, nous parvenons à établir un classement des méthodes de calcul en termes de qualité de prédiction du comportement du pieu rigide sous charge latérale dans un sol argileux.

Chapitre I

Généralités

Chapitre 1 : Généralités

Introduction :

Les fondations sur des pieux jouent un rôle fondamental pour toute construction solide et durable. Elles sont mises en œuvre pour garantir la stabilisation des ouvrages installés sur des sols instables ou de faible capacité portante.

Les fondations profondes sont particulièrement utiles dans les zones maritimes pour assurer la stabilité des ouvrages maritimes, dans certaines configurations des sol/pieu telles des chocs latéraux dus aux manœuvres d'accostage des bateaux sur les quais sur pieux, il importe d'analyser la résistance latérale du sol et d'estimer les déplacements latéraux sous charges horizontales.

La mise en place de pieux requiert une expertise en ingénierie géotechnique et une étude approfondie des propriétés du sol. Différentes méthodes d'installation sont utilisées en fonction des conditions spécifiques du site. Dans le domaine maritime, il est essentiel de prendre en compte ces techniques de fondation profonde et de pieux pour assurer la stabilité et la durabilité des structures.

1.1 Fondation profonde :

Les fondations profondes s'adaptent à de nombreuses conditions du sol, offrant ainsi une solution polyvalente. Les sols instables, qu'il s'agisse de sols argileux, sableux ou organiques, peuvent poser des défis lorsqu'il s'agit de construire des fondations conventionnelles. Cependant, les fondations sur pieux permettent de surmonter ces difficultés en pénétrant plus profondément dans le sol, atteignant ainsi des couches plus stables. Cela permet d'améliorer la résistance aux mouvements du sol et assure une stabilité à long terme des structures.

Les fondations profondes ont pour fonction de transférer efficacement la charge exercée par la structure porteuse à une profondeur considérable, souvent de plusieurs mètres. Cette profondeur offre une résistance adéquate pour soutenir ces charges, ce qui les distingue des fondations peu profondes. Les fondations profondes se caractérisent par leur capacité à comprimer le sol de manière à supporter des charges supplémentaires de manière efficace et fiable.

Le terme "fondation profonde" est utilisé pour décrire une fondation qui est enfoncée à une profondeur supérieure à sa profondeur critique, généralement équivalente à plus de 10 fois son diamètre. Cette catégorie de fondations comprend principalement les caissons, les parois moulées porteuses (barrettes) et les pieux. Parmi ces options, les fondations sur pieux sont souvent recommandées comme solution de construction.

1.2 Les pieux

Les fondations sur pieux se distinguent par leur stabilité supérieure par rapport à d'autres types de fondations. L'une des premières applications civiles qui a nécessité l'utilisation de pieux était la construction de quais pour le développement des infrastructures portuaires. Les pieux, qu'ils soient en acier, en béton armé ou en bois, sont des éléments verticaux, longs et minces enfoncés profondément dans le sol jusqu'à atteindre une couche de sol stable. Ils sont

généralement disposés en groupes et reliés par une semelle (fig.1). Cette technique garantit une stabilité accrue pour les structures en transférant efficacement les charges vers des couches de sol plus résistantes.

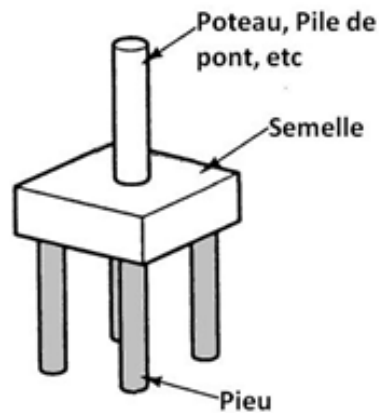


Figure 1: Une semelle sur un groupe de pieu (Fatma zohra et malika Bouyaakoun 2014)

Le rôle des pieux réside dans leur capacité à transmettre les charges de la structure au sol de trois manières distinctes :

- Ils résistent aux efforts verticaux, tels que les charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige, etc.
- Ils supportent les efforts horizontaux ou latéraux, tels que les poussées des terres ou de l'eau, ou encore l'action du vent sur la structure.
- Ils sont également capables de supporter des efforts de traction, où ils jouent un rôle d'ancrage, par exemple dans les fondations de pylônes.

1.3 La classification des pieux

Les pieux peuvent être classifiés de différentes manières en fonction des paramètres d'intérêt. Le tableau 1, tiré du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF 2006), regroupe ces paramètres de classification.

Tableau 1: Classification des pieux (Adapté de MCIF 2006)

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

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

1.3.1 Classification selon la nature de matériau :

Dans la catégorie des pieux, on retrouve différentes natures de matériaux. Les pieux en bois sont utilisés comme pieux à frottement, mais leur résistance structurale limitée nécessite leur utilisation en groupe serré. Ils peuvent présenter des problèmes de décomposition en cas de sécheresse ou d'humification, ainsi que des risques de rupture lors de leur installation par battage.

Les pieux en béton armé sont préfabriqués et peuvent avoir des sections carrées, pentagonales, hexagonales, octogonales, circulaires ou annulaires. Ils sont renforcés par des armatures longitudinales et transversales pour supporter les efforts.

Les pieux en béton précontraint offrent une plus grande résistance au battage et simplifient le bardage grâce à l'élagage en un seul point. Les pieux en béton coulés en place consistent à créer une cavité dans le sol et à la remplir de béton.

Les pieux métalliques, en acier, peuvent avoir des sections pleines (I, H, divers profils) ou creuses (tubes circulaires, octogonaux, caissons).

Enfin, les pieux en anneaux assemblables peuvent être fabriqués en béton armé ou précontraint, avec différents types d'assemblages utilisant des soudures métalliques ou des collages à la résine.

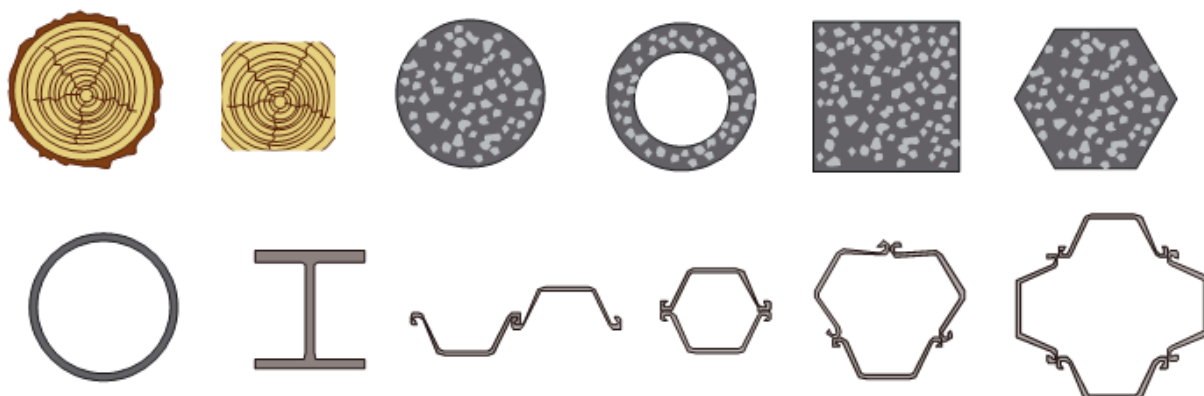


Figure 2: Sections courantes de pieux (Clément Desot et phillipe Relffsteck 2015)

1.3.2 Classification selon la longueur de pieu :

La longueur des pieux peut être classée en deux types : les pieux courts (rigides) comme illustré dans la figure 2, et les pieux longs (flexibles) comme montré dans la figure 3.b. Les auteurs fournissent des domaines dans lesquels chaque type de pieu est utilisé. Entre les pieux courts, qui sont infiniment rigides mais peu courants, et les pieux infiniment longs, qui n'existent pas en réalité, se trouve toute une gamme de pieux réels.

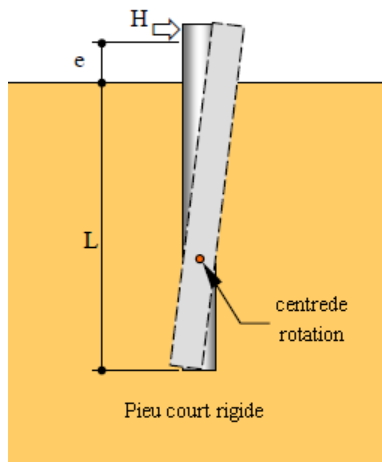


Figure 3: Pieu court rigide (Laouedj et Bouafia 2018)

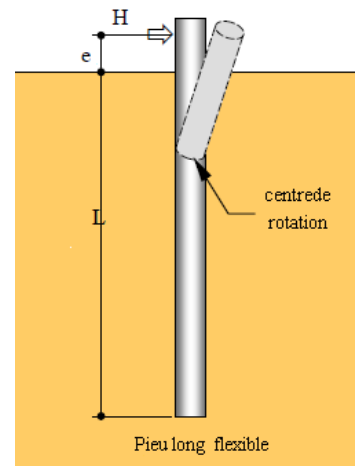


Figure 4: Pieu long flexible (Laouedj et Bouafia 2018)

1.3.3 Classification selon le mode d'installation du pieu :

Il y a généralement deux modes d'installation des pieux : pieux refoulement du sol et ne refoulement pas le sol lors de la mise en place

➤ Fondations refoulant le sol lors de la mise en place :

Un large éventail de pieux est installé en refoulant le sol. Ces pieux peuvent être en bois, en métal ou en béton. Ils présentent différentes formes de sections (voir figure 2). Leur installation peut être réalisée par battage, fonçage (ou vibro fonçage) et vissage, avec utilisation d'un élément (fermé ou non) qui sert de moule et qui est récupéré après le bétonnage.

➤ Fondations ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Les pieux qui ne refoulent pas le sol sont installés dans un forage réalisé dans le sol à l'aide de moyens mécaniques tels que des tarières, des bennes, etc. Ce procédé peut nécessiter un soutènement des parois lorsque les sols ne sont pas suffisamment cohérents et se trouvent sous la nappe phréatique. On utilise une boue de forage bentonitique ou composée de polymères, ou une tarière creuse permettant l'injection simultanée de béton lors de l'extraction du terrain.

1.4 Les critères techniques et économiques lors du choix des pieux :

Les critères techniques et économiques sont pris en compte lors du choix des pieux :

1.4.1 Critères techniques :

- Nature de l'ouvrage, type et importance des charges.
- Longueur maximale des pieux.
- Nature du sol.

- Présence d'eau et éventuelle agressivité.
- Risques de détérioration.
- Contraintes de mise en œuvre et environnementales.
- Disponibilité des matériaux.
- Délais d'exécution souhaités.

1.4.2 Critères économiques :

- Disponibilité des ressources locales et des matières premières (bois, acier, ciment).
- Possibilités d'approvisionnement, d'accès et de transport.
- Disponibilité de la main-d'œuvre.
- Disponibilité du matériel requis.
- Comparaison des coûts entre différents types de pieux techniquement satisfaisants.
- Coût potentiel d'entretien et ses conséquences sur les ouvrages voisins.

Le choix du type de pieu dépend non seulement du coût d'installation, mais également de la nature des sols traversés, de la proximité du roc et de l'importance des charges à supporter.

Conclusion:

Les fondations profondes sont des éléments essentiels pour la construction d'infrastructures solides et durables. Ils permettent de garantir la stabilité et la sécurité des structures en transférant efficacement les charges vers des couches de sol plus résistantes.

La mise en place de pieux requiert une expertise en ingénierie géotechnique et une étude approfondie des propriétés du sol. Différentes méthodes d'installation sont utilisées en fonction des conditions spécifiques du site. Dans le domaine maritime, il est essentiel de prendre en compte ces techniques de fondation profonde sur pieux pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages portuaires.

Chapitre II

**Méthodes de dimensionnement des fondations sur pieu chargé
horizontalement**

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement des fondations sur pieu chargé horizontalement :

Introduction :

La conception des fondations sur pieux soumises à des charges horizontales est d'une importance primordiale afin d'assurer la stabilité et la sécurité des structures face à des forces latérales telles que le vent, le séisme et même pour les ouvrages maritimes comme accostage et amarrage des bateaux sur un quai sur pieux, et la figure 5 en illustre ces quelques exemples.

Le dimensionnement des fondations sur pieu soumises à des charges horizontales vise à évaluer la capacité de résistance des pieux, les déformations prévues et la stabilité globale de la structure. Une conception adéquate est essentielle pour garantir la durabilité et la sécurité.

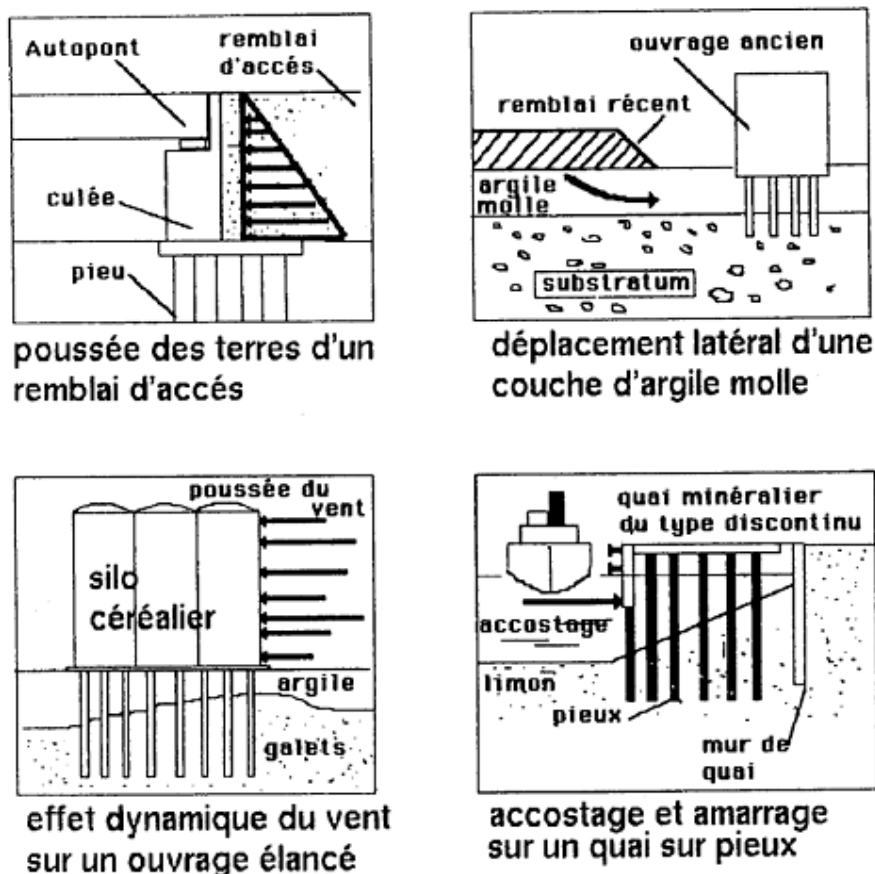


Figure 5: Exemples de chargement latéral des pieux (Bouafia 2018)

Les méthodes de calcul de la résistance latérale des pieux verticaux peuvent être classées en deux catégories distinctes :

1. Les méthodes de calcul de la résistance latérale ultime (grands déplacements) :

Ces méthodes sont utilisées pour déterminer la capacité maximale de résistance des pieuses faces à des charges latérales importantes. Elles prennent en compte les grands déplacements et évaluent la capacité de la fondation à supporter ces forces extrêmes.

2. Les méthodes de calcul de la déviation acceptable sous une charge latérale de travail (petits déplacements) :

Ces méthodes sont utilisées pour évaluer la déformation acceptable d'un pieu sous une charge latérale de travail normale. Elles se concentrent sur les petits déplacements et permettent de déterminer si la déviation du pieu reste dans des limites acceptables pour assurer la stabilité de la structure.

En somme, ces deux catégories de méthodes de calcul offrent des approches distinctes pour évaluer la résistance latérale des pieux verticaux, en fonction des déplacements impliqués et des objectifs spécifiques de conception.

1.5 Comportement du pieu aux grands déplacements :

Ces méthodes aussi appelées des méthodes à la rupture, la particularité de ces méthodes est l'effort horizontal limite H_{ult} et le moment de flexion limite M_{ult} ces valeurs limites de la réaction aux grands déplacements.

L'étude des pieux dans cette méthode se fait à l'état limite ultime (ELU) c'est-à-dire les efforts exercés sur les ouvrages doivent être inférieure à la capacité portante horizontale.

Différentes méthodes de calcul sont utilisées pour évaluer la capacité portante des fondations sur pieux. Ces méthodes peuvent être regroupées en trois grandes catégories :

- **Méthodes théoriques :** Ces méthodes reposent soit sur la théorie de la poussée et de la butée du sol contre des écrans rigides, telles que celles proposées par Pender (1988) et Petrasovits (1972), soit sur un mécanisme de rupture par coin, comme les méthodes développées par Blum (1936), Hansen (1961) et Reese (1974).
- **Méthodes semi-empiriques :** Ces méthodes combinent les résultats théoriques avec des données issues d'essais sur des pieux. Elles ajustent les résultats théoriques en fonction des observations expérimentales. Des exemples de méthodes semi-empiriques sont celles de Broms (1964) et Dembicki (1977).
- **Méthodes empiriques :** Ces méthodes sont basées sur l'observation du comportement des pieux lors d'essais de chargement latéral. Elles s'appuient sur des données expérimentales pour évaluer la résistance latérale des pieux. La méthode de Ménard (1962) est un exemple de méthode empirique.

Par souci de simplicité, les méthodes classiques de calcul supposent que la pointe est libre, ce qui permet à partir des équations de la statique, appliquées en pointe, de déterminer l'effort ultime H_u et le centre de rotation z_r (voir figure 6), et aboutit aux équations générales suivantes:

$$H_u = \int_0^{Z_r} P_u(z) dz - \int_{Z_r}^D P_u(z) dz$$

$$H_u e = - \int_0^{Z_r} P_u(z) z dz + \int_{Z_r}^D P_u(z) z dz$$

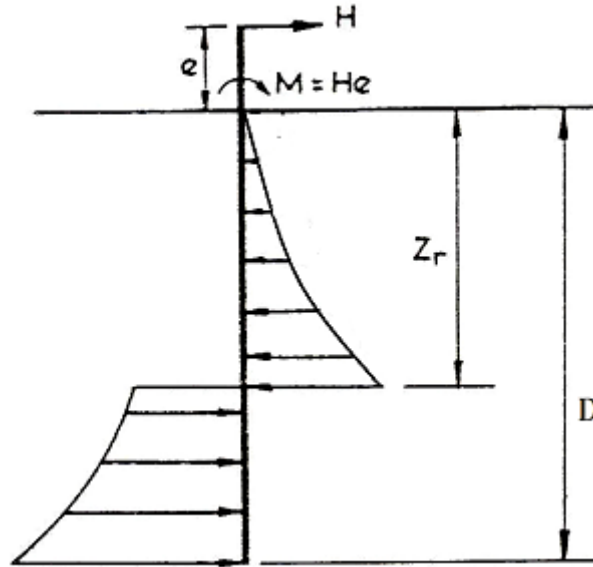


Figure 6: Schéma de mobilisation de la résistance latérale du sol (Bouafia 2018)

Dans notre étude, nous ne nous intéressons pas à la catégorie de chargement latéral mentionnée précédemment. Par conséquent, nous allons nous concentrer sur la présentation de la deuxième catégorie.

1.6 Comportement du pieu aux petits déplacements :

Les pieux sont sujets à des forces latérales ainsi qu'à des moments. Pour dimensionner correctement les pieux soumis à des charges latérales, il est essentiel de prendre en compte les déplacements et les rotations en tête du pieu. À cet effet, différentes méthodes de calcul ont été développées pour résoudre ce problème, et elles peuvent être regroupées en quatre catégories principales.

- ✚ Les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité ;
- ✚ Les méthodes aux modules de réaction qui sont les plus répandues ;
- ✚ Les méthodes numériques basées sur la théorie des éléments finis ;
- ✚ Les méthodes empiriques basées sur les essais sur place.

Chaque groupe de méthodes présente ses avantages et ses limites, et le choix de la méthode appropriée dépendra des spécificités du projet, des données disponibles et des objectifs de conception. Une combinaison de plusieurs méthodes peut également être utilisée pour obtenir des résultats plus précis.

1.6.1 Les méthodes empiriques - Évaluation à partir d'un essai de chargement :

Il est possible d'étudier expérimentalement la réponse d'un pieu soumis à un chargement latéral, sous forme de force horizontale et/ou de moment fléchissant en tête du pieu, en effectuant un ou plusieurs essais de chargement statique.

Cependant, le principe des mesures et l'interprétation d'un essai de chargement latéral de pieu sont plus complexes que pour un essai de chargement axial. Cette démarche permet de mesurer plusieurs paramètres importants :

- Le déplacement et/ou la rotation en tête du pieu, afin de les comparer aux valeurs admissibles définies pour la structure.
- L'effort latéral ultime et/ou le moment de flexion ultime, afin de les comparer aux valeurs nominales prévues dans le projet.
- Les efforts internes maximaux, dans le but de vérifier la résistance du matériau constituant le pieu.

L'essai de chargement statique du pieu isolé sous effort transversal a récemment été normalisé par AFNOR, et il existe deux types d'essais : l'essai préalable et l'essai de contrôle (effectué sur un pieu de l'ouvrage). Les deux essais comprennent huit paliers de chargement égaux à $0.125H_{\max}$, maintenus pendant 30 minutes, suivis d'une décharge par un seul palier maintenu à $0.5H_{\max}$ pendant 15 minutes. Cependant, la charge maximale H_{\max} diffère entre les deux essais.

➤ **L'essai préalable** Déterminer H_{\max} de telle manière que :

- Le moment maximal induit dans le pieu ne dépasse pas $0.8M_G$.
- Le déplacement transversal au niveau du sol soit inférieur à $0.1B$.

➤ **L'essai de contrôle** Déterminer H_{\max} de telle manière que :

- Le moment maximal induit dans le pieu ne dépasse pas $0.8M_G$.
- Le déplacement transversal au niveau du sol y_{sm} ne dépasse pas $1.5y_a$.

L'essai de chargement latéral d'un pieu consiste à appliquer progressivement des charges latérales sur la tête du pieu à l'aide d'un vérin, tout en mesurant les déplacements et/ou les rotations correspondantes. Selon la norme française NF P 94-151, l'essai comprend l'application d'incrément de charge horizontale, chaque incrément durant 30 minutes. L'essai est interrompu lorsque le déplacement horizontal Y_0 du pieu à la surface du sol atteint 10% de B , ou lorsque le déplacement horizontal dépasse 1,5 fois le déplacement horizontal toléré par la structure en service.

Il est important de noter que les critères de détermination de la capacité portante horizontale H_{\max} , basés sur le déplacement ou la rotation de la tête du pieu, ne spécifient pas la vitesse de chargement du pieu, qui peut avoir un impact significatif sur son comportement dans certains

types de sols. Cela explique la diversité des critères basés sur le déplacement ou la rotation du pieu.

La courbe de chargement obtenue lors des essais de chargement de pieux présente généralement une forme hyperbolique, qui peut être décrite par une équation spécifique et illustrée dans la figure 7. En utilisant des méthodes telles que la méthode des moindres carrés, on peut ajuster la courbe en utilisant cette équation pour obtenir la capacité portante horizontale H_u selon le critère hyperbolique.

$$H = \frac{Y_0}{\frac{Y_0}{H_u} + \frac{1}{K_H}} \quad Y_H = \frac{H}{K_H}$$

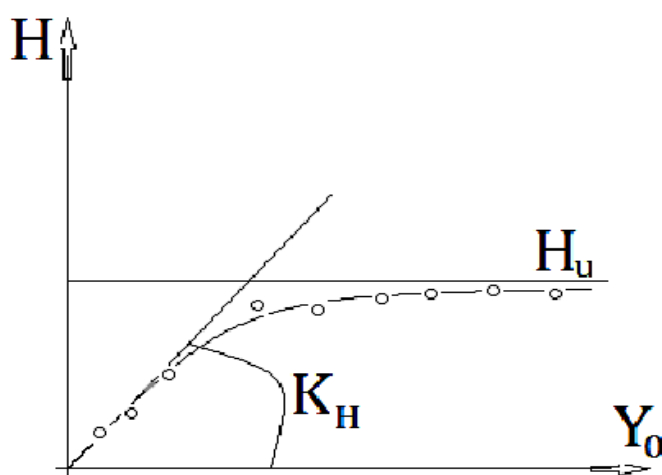


Figure 7: Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement (Bouafia 2018)

1.6.2 Les méthodes de l'élasticité

Les méthodes de l'élasticité sont largement utilisées pour résoudre le problème des pieux soumis à un chargement latéral. Ces méthodes peuvent être divisées en deux catégories principales : la méthode de l'élasticité linéaire et la méthode du continuum élastique basée sur les équations de Mindlin.

La méthode de l'élasticité linéaire, utilisée entre 1960 et 1980, repose sur l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre le sol et le pieu, où le déplacement en un point du pieu est lié à la pression exercée par le sol en ce point. En revanche, la méthode du continuum élastique, basée sur les équations de Mindlin, résout le problème en considérant le sol comme un matériau élastique, continu, isotrope et homogène. (Mindlin 1963)

Les déplacements horizontaux causés par une force ponctuelle dans un massif semi-infini ont été étudiés par Mindlin en 1936. Les équations fondamentales permettant de résoudre le problème sont utilisées pour déterminer les déplacements et les rotations du pieu sous une charge et un moment de flexion appliqués, en prenant en compte des facteurs tels que le module d'élasticité du sol (constant ou variable avec la profondeur) et les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre). (Mindlin 1963)

Le tableau 2 résume les équations développées en fonction des conditions aux limites (tête fixe ou tête libre) pour chaque type de pieu (rigide ou souple), en utilisant la solution fondamentale de Mindlin pour les sols argileux aussi appelle cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur.

Tableau 2:La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du module du sol constant avec la profondeur

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

$I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: Les facteurs d'influence de l'effort et de moment sont déterminés par les chercheurs.

Diverses approches basées sur la théorie de l'élasticité de Mindlin, plusieurs chercheurs ont utilisé cette solution pour étudier le comportement des pieux, parmi ces approches, on retrouve celles proposées par Spillers, Stoll, Poulos, Banerjee, Davis et Budhu. Dans cette étude, nous nous concentrerons sur les méthodes développées par Poulos (1971), Davies et Budhu (1986, 1988), Banerjee-Davies (1978), Baguelin-Frank-said (1977) et Douglas et Davies (1964).

Méthodes de Poulos (1971)

Poulos a décrit le pieu comme une plaque verticale rectangulaire de largeur B , de longueur L et de raideur constante $E_p I_p$ (module de Young et moment d'inertie du pieu) dans un massif de sol ayant un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν . (Poulos (1971))

Le pieu est divisé en $(n + 1)$ éléments, chaque élément est de longueur ψ étant soumise à une contrainte horizontale constante sur sa largeur (figure 8).

En utilisant cette modélisation et en résolvant les équations de Mindlin, Poulos a utilisé les mêmes formules de déplacements et de rotations du pieu sous l'effet d'une charge horizontal et d'un moment de flexion appliqués à la tête du pieu, en tenant compte des conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

Dans le cas d'un module de sol constant en fonction de la profondeur, les facteurs d'influence de l'effort et du moment sont déterminés par Poulos à l'aide de la figure 9. Ces facteurs $I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$ dépendent de l'élanement du pieu (D/B) et de la rigidité relative K_r sol-pieu, exprimée par la relation suivante : (Poulos 1971)

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

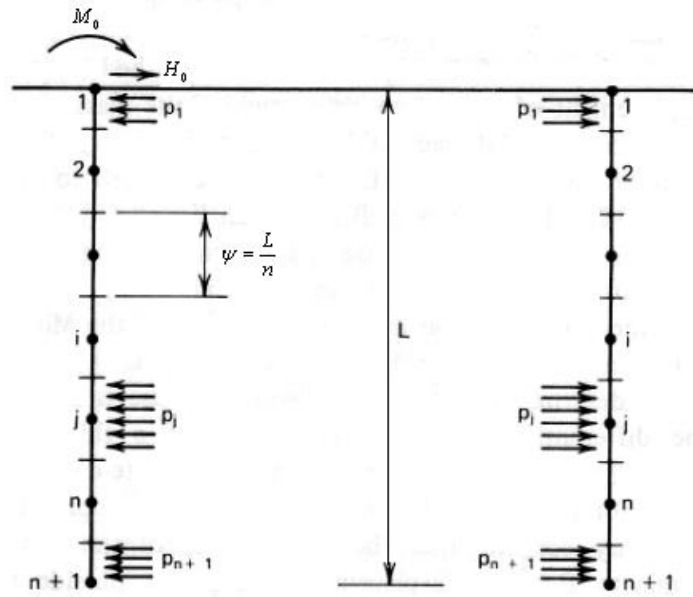


Figure 8: L'action de sol adjacent le pieu (d'après Polous 1971)

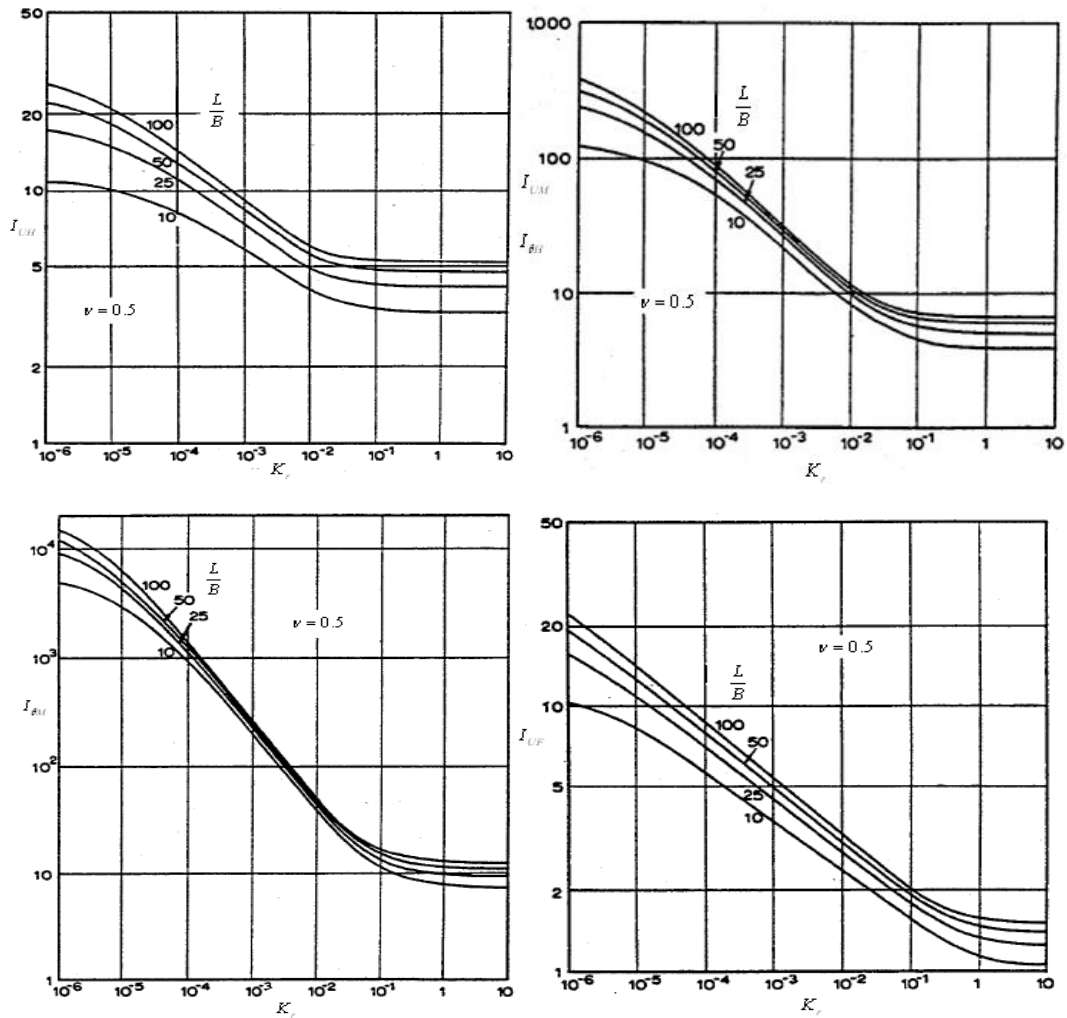


Figure 9: Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{UF} dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Poulos 1971)

Méthodes de Poulos et Hull (1992)

Selon Poulos et Hull, lorsque le pieu est soumis à un effort horizontal et à un moment de flexion appliqués à sa surface, les déplacements et les rotations du pieu à la surface du sol sont exprimés par les équations de Mindlin (1936) dans un massif élastique semi-infini. (Mindlin (1936))

Au-delà d'une certaine longueur critique, notée D_c , qui dépend de la rigidité relative entre le pieu et le sol, le déplacement en tête du pieu cesse de dépendre de la longueur du pieu lui-même. On qualifie un pieu de flexible lorsque sa longueur est supérieure à D_c , de rigide lorsque sa longueur est inférieure à $D_c/3$, et de semi-rigide ou intermédiaire lorsque sa longueur se situe entre ces deux valeurs. (Poulos et Hull (1992))

La fiche effective ou fiche utile du pieu, soit D_e , est égale à D_c en cas d'un pieu flexible et égale à D en cas d'un pieu rigide. Au-delà d'une fiche critique D_c , fonction de la rigidité relative pieu/sol, le déplacement en tête du pieu ne dépend plus de la fiche. La fiche critique est définie dans tous les cas comme suit :

$$\text{Dans un sol homogène} \quad D_c = 4.44 \left(\frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{1/4}$$

Les facteurs d'influence des déplacements (I_{UH} et I_{UM}) et de rotation ($I_{\theta H}$ et $I_{\theta M}$) sont formulés et récapitulés au tableau 3 en fonction de la distribution de la rigidité du sol avec la profondeur, des conditions aux limites en tête du pieu, et de la rigidité relative pieu/sol. (Poulos et Hull (1992))

Tableau 3: Formules des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos (sol homogène $\nu=0.50$)

<i>Facteurs d'influence</i>	<i>Pieu rigide</i>	
	<i>Tête libre</i>	<i>Tête encastrée</i>
I_{UH}	$0.976 + 2.196 \log_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	$0.539 + 0.545 \log_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$
I_{UM} et $I_{\theta H}$	$0.701 + 3.225 \log_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0
$I_{\theta M}$	$1.086 + 6.292 \log_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0

Méthode de Davies et Budhu (1986,1988)

Davies et Budhu ont proposé une méthode de prédiction sur le comportement des pieux soumis à des charges latérales. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Davies et Budhu donnent une expression du déplacement et de rotation du pieu sous un effort et un moment de flexion appliqué sur le pieu selon les conditions aux limites comme les mêmes équations de Poulos. (Davies et Budhu (1986,1988))

Les solutions étaient convenables pour le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur et les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{UF} de l'effort et du moment sont déterminés en fonction de la raideur du pieu K seulement telle que : $K = \frac{E_p}{E_s}$

Tableau 4:Résumé des facteurs d'influence d'un pieu chargé latéralement pour le module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Davies et Budhu 1986)

I_{UH}	$I_{UM} = I_{\theta H}$	$I_{\theta M}$	I_{UF}
$1.3K^{-2/11}$	$2.2K^{-2/11}$	$9.2K^{-8/11}$	$0.8K^{-2/11}$

Méthode de Baguelin-Frank-said (1977) :

La méthode de Baguelin-Frank-Said (1977) est une approche simplifiée pour analyser le comportement des pieux soumis à des charges latérales. Elle utilise des solutions analytiques et des approximations pour estimer les déplacements et les rotations des pieux. Les caractéristiques géométriques du pieu et les propriétés mécaniques du sol sont prises en compte. Les résultats sont présentés sous forme de courbes et de tableaux pour évaluer les déplacements et les rotations en fonction des charges et des caractéristiques du pieu. Cette méthode offre une estimation rapide, mais peut être limitée dans les cas d'interactions complexes entre le pieu et le sol. (Baguelin-Frank-said (1977))

Les figures récapitulent les facteurs d'influence des déplacements (I_{YH} et I_{YM}) pour les différents cas de chargement. Ces facteurs permettent de prendre en compte les effets de divers paramètres tels que la rigidité relative pieu/sol, les conditions aux limites en tête du pieu et la distribution de la rigidité du sol. Ils sont utilisés pour calculer et évaluer les déplacements et les rotations du pieu en fonction de ces paramètres. (Baguelin-Frank-said (1977)).

Méthode de Douglas et Davies (1964):

La méthode de Douglas et Davies (1964) est une approche développée pour estimer la capacité portante des pieux dans les sols cohésifs. Elle prend en compte des paramètres tels que la résistance au cisaillement du sol, la résistance à la compression non drainée, ainsi que la géométrie et les caractéristiques du pieu. Cette méthode permet d'évaluer la capacité du pieu à résister aux charges latérales, en prenant en considération les interactions entre le pieu et le sol.

La méthode de Douglas et Davies repose sur des principes théoriques et des modèles empiriques basés sur des essais en laboratoire et des observations sur le terrain. Elle fournit des résultats pratiques pour les ingénieurs géotechniciens dans la conception et l'analyse des fondations profondes. Cependant, il convient de noter que cette méthode peut avoir des limitations et doit être appliquée avec prudence en tenant compte des conditions spécifiques du site et des propriétés du sol. (Douglas et Davies (1964))

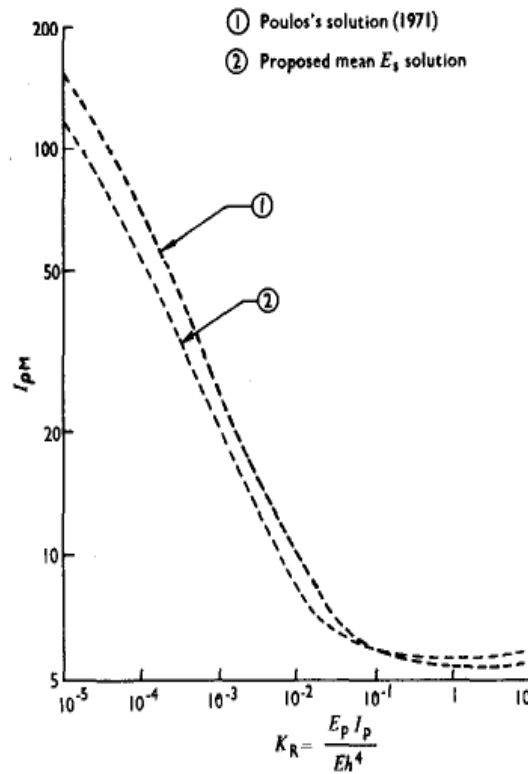
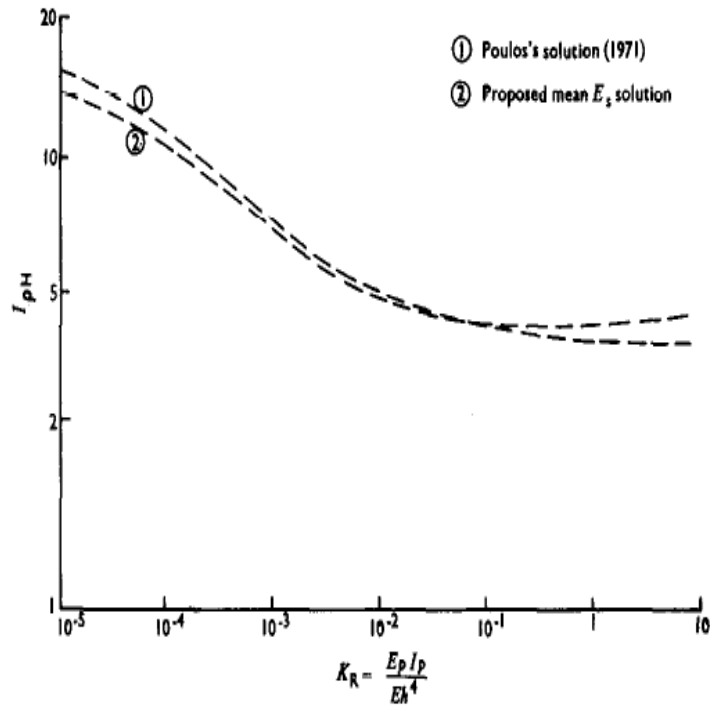


Figure 10: Les facteurs d'influence, dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Baguelin-Frank-said 1977):

Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , I_{OH} , I_{OM} , I_{UF} de l'effort et du moment sont déterminés en fonction de l'élanement de pieu et ils sont déterminés d'après la figure suivante :

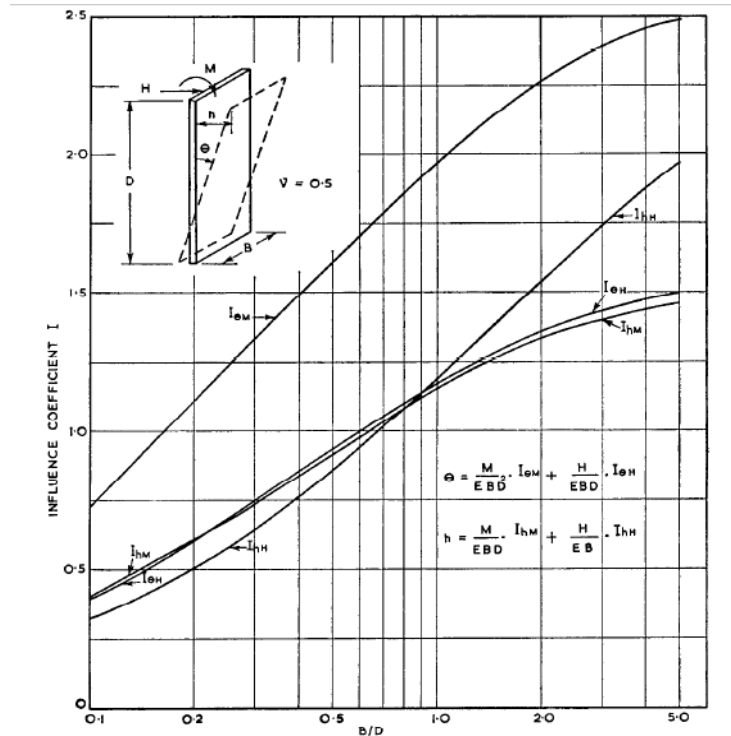


Figure 11: Les facteurs d'influence, I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{UF} dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Douglas et Davies, 1964)

Méthode de Banerjee-Davies (1978)

Banerjee et Davies ont développé une méthode de calcul qui s'appuie sur la solution fondamentale du problème des charges ponctuelles appliquées à la frontière d'un espace élastique semi-infini composé de deux couches.

Les auteurs ont présenté les résultats de leurs calculs sous forme d'abaques en fonction de deux paramètres mécaniques adimensionnels, à savoir la rigidité relative pieu/sol (Kr) et l'indice d'homogénéité (γ). Ces abaques permettent d'obtenir les valeurs des déplacements en fonction de ces paramètres, offrant ainsi une méthode pratique pour évaluer les déplacements dans le système pieu-sol.

Les déplacements en tête du pieu, et la rotation en tête du pieu, peuvent être calculés à partir des équations basées sur la solution fondamentale du problème des charges ponctuelles de Mindlin, lorsque le pieu est soumis à un effort H et un moment de flexion M_0 appliqués à sa surface. (Banerjee-Davies (1978))

La figure 12 présente les facteurs d'influence des déplacements (I_{YH} et I_{YM}) et de rotation ($I_{\theta M}$ et $I_{\theta H}$) pour un pieu libre en tête, en fonction de la marge d'élançement qui varie entre 20 et 60, la rigidité relative pieu/sol (Kr) et l'indice d'homogénéité (γ).

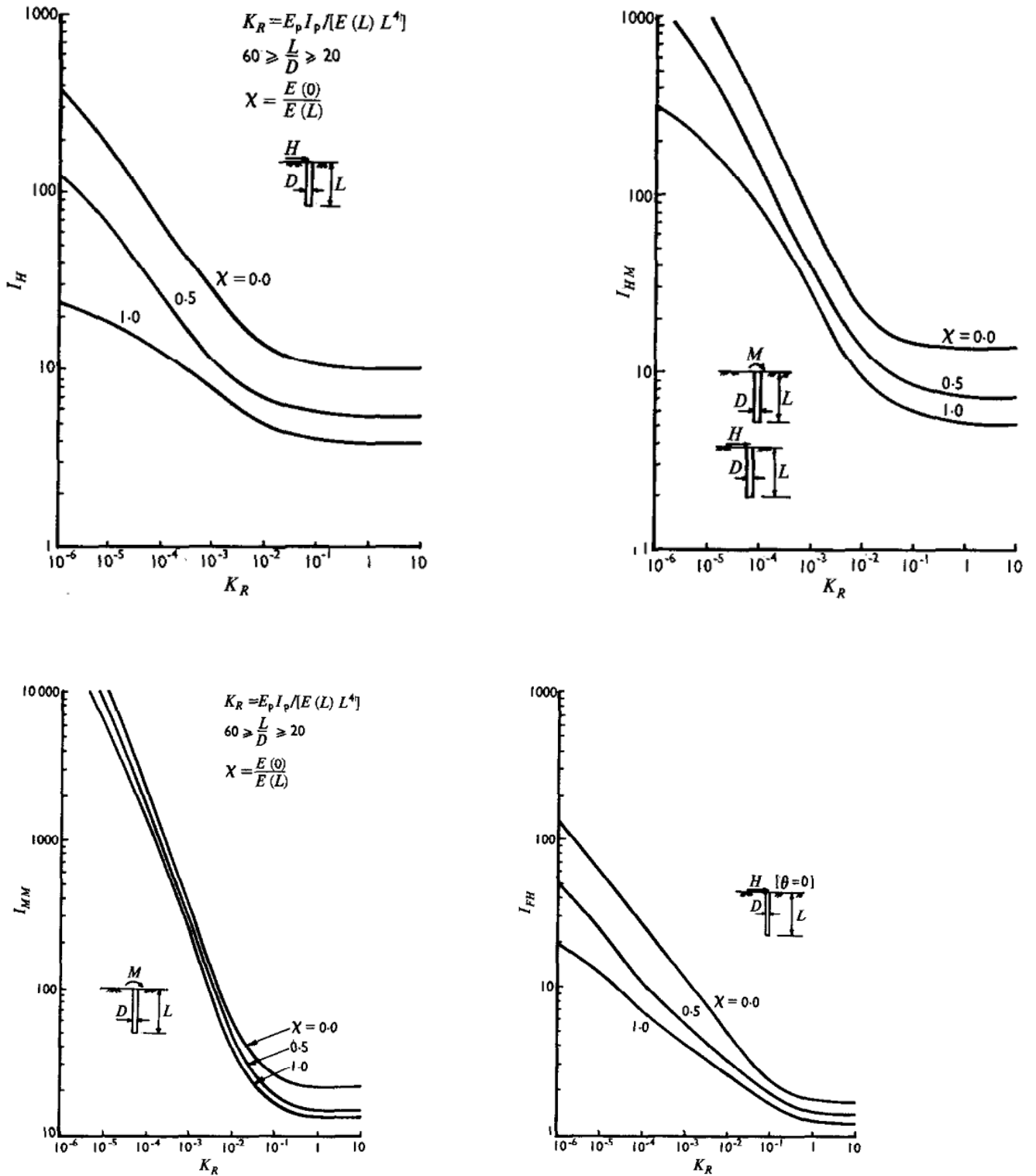


Figure 12: Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{UF} dans le cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (d'après Banerjee-Davies, 1978)

Méthode de Randolph (1981)

Randolph (1981) présente des expressions algébriques simplifiées basées sur des études extensives par les éléments finis et sur les résultats du modèle proposé par Poulos. Randolph a

donné la solution de la déflexion (déplacement) et la rotation en tête d'un pieu ayant une rigidité à la flexion $E_p I_p$ fiché dans un sol homogène et élastique ou un sol non homogène, caractérise par un coefficient de poisson ν et un module de cisaillement G . (Randolph (1981))

Selon l'auteur, l'effet de la variation de module de cisaillement en fonction de la profondeur a été mené en fonction de coefficient de poisson selon l'équation suivant :

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

Le tableau 5 résume les équations développées selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre) pour chaque type de pieu (rigide ou souple). (Randolph (1981))

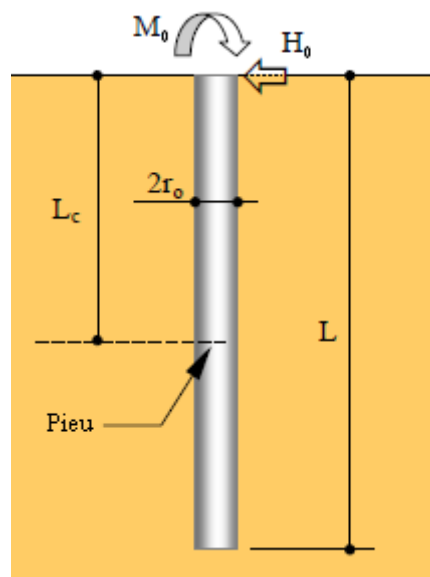


Figure 13: analyse d'un pieu latéralement chargé qui utilise la méthode du continuum élastique (d'après Randolph 1981)

Tableau 5:Résumé du Solutions élastiques pour pieu chargé latéralement (d'après Randolph 1981)

La réponse	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête
Déplacement	$u = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho'_c G_c} \left(\frac{0.27H_0}{0.5L_c} + \frac{0.3M_0}{(0.5L_c)^2} \right)$	$u = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho'_c G_c} \left(0.27 - \frac{0.11}{\sqrt{\rho'_c}} \right) \frac{H_0}{0.5L_c}$
Rotation	$\theta = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho'_c G_c} \left(\frac{0.3H_0}{(0.5L_c)^2} + \frac{0.8\sqrt{\rho'_c}M_0}{(0.5L_c)^3} \right)$	0

Dans ces formules, la longueur du pieu critique L_c est définie comme suit:

$$L_c = 2r_0 \left(\frac{E_{pe}}{G_c} \right)^{2/7} \quad \text{Avec} \quad E_{pe} = \frac{4E_p I_p}{\pi r_0^4}$$

Degré d'homogénéité ρ'_c sur longueur critique de pieu est égal à : $\rho'_c = \frac{G_{0.25L_c}^*}{G_c}$

$G_{0.25L_c}^*$: La valeur de G^* à la profondeur égale à $0.25L_c$.

G_c : Peut être prise comme la valeur de G^* à la profondeur $\frac{L_c}{2}$.

- ✓ La valeur du moment maximum M_{\max} pour un pieu chargé latéralement et libre en tête peut être se rapproché d'utiliser l'expression suivante :
- $$M_{\max} = \frac{0.1}{\rho'_c} H_0 L_c$$

Et se produit à une profondeur égale à $0.25L_c$ Cas du module de sol constant avec la profondeur.

1.6.3 Les méthodes de module de réaction : (des courbes P-Y)

Ces méthodes assimilent le pieu comme une poutre sur appuis élastiques linéaires ou non (théorie de Winkler 1867). Elles permettent de faire des calculs en déplacement, ce qui est un point capital pour le dimensionnement des pieux. Elles nécessitent par contre une détermination préalable des courbes de réactions qui lient, à chaque niveau, le déplacement horizontal du pieu (y) à la réaction exercée par le sol (P).

Cette méthode est considérée comme semi-empirique car elle nécessite des essais en laboratoire ou des essais de charge sur le terrain pour construire les courbes de réaction utilisées dans l'analyse des pieux isolés. Chaque type de sol est associé à des courbes P-Y spécifiques, qui peuvent varier en fonction de la profondeur et des caractéristiques du sol.

Étant donné que la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale varie de manière non linéaire en fonction du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu. Ce module se dégrade davantage à mesure que le déplacement augmente. (Winkler)

Cette méthode a été développée et améliorée par de nombreux chercheurs en se basant sur des essais in situ, des essais en laboratoire, des modélisations physiques ou des simulations numériques. En raison de cette diversité d'approches, il existe une variété de courbes de réaction P-Y utilisées dans cette méthode. (Winkler)

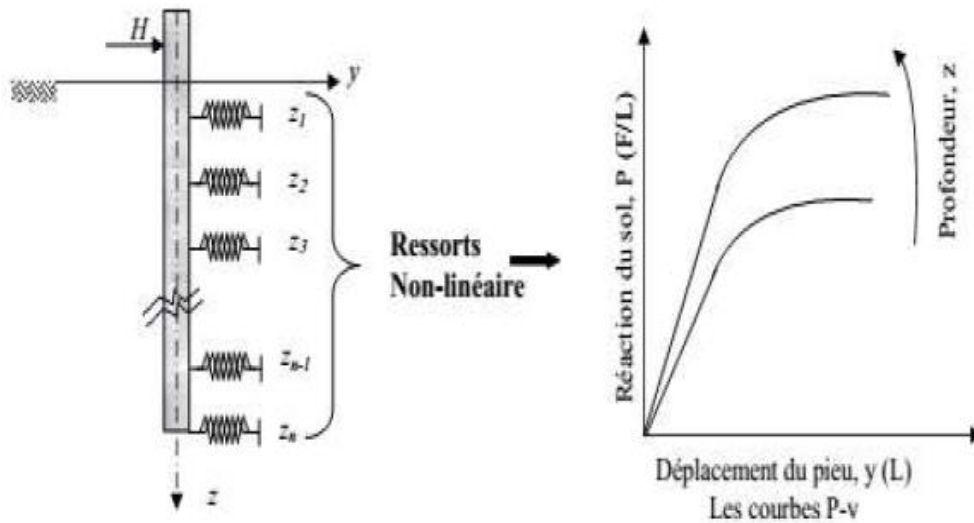


Figure 14: Concept pour problème des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler
(*Martin, P. (2011).*)

La pression p et le déplacement Y d'un point du sol sont liés par un coefficient de réaction du sol, appelé E_s dans le cas d'une charge horizontale.

$$P = E_s \cdot Y(z)$$

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) ;

1.6.3.1 Méthode de Matlock (1970) :

Matlock a exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre $B = 0.324m$ et de longueur $L = 12.8m$ et installé dans un site près du Lac Austin, Texas. Le site est formé de l'argile molle saturée caractérisée par : $C_u = 38.3kPa$ et $\gamma' = 10kN.m^{-3}$, puis il a exécuté le même pieu dans Sabine Pass, Texas. Le site est formé de l'argile molle saturée caractérisée par : $C_u = 14.4kPa$. (Matlock (1970))

Cette méthode permet de déterminer la courbe de réaction pour les sols purement cohérents, précisément les argiles molles sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile molle se fait par les équations recommandées par Matlock. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = \left(3 + \frac{\gamma' z}{C_u} + J \frac{z}{B} \right) C_u B \quad (I.26)$$

$$P_{ult} = 9C_u B \quad (I.27)$$

J : étant une constante établie par (Matlock 1970), égale à 0.5 pour une argile molle et 0.25 pour une argile à consistance moyenne. La valeur de 0.5 est souvent utilisée pour J .

Une fois P_{ult} est 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 :

$$P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/3} \quad (I.28)$$

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

$$Y_{50} = 2.5\xi_{50}B \quad (I.29)$$

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_l - \sigma_r$), 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 Matlock (1970), les valeurs ξ_{50} présentées au tableau 6.

Au-delà de $Y = 8Y_{50}$, la valeur de P demeure constante (la figure 15).

Tableau 6: Les valeurs représentatives de (D' après Reese et al 2006)

Consistance de l'argile	C_u (KPa)	ξ_{50}
Très molle	> 12	0.020
Molle	12 - 24	0.020
Moyenne	24 - 48	0.010
Raide	48 - 96	0.006
Très raide	96 - 192	0.005
Dure	< 192	0.004

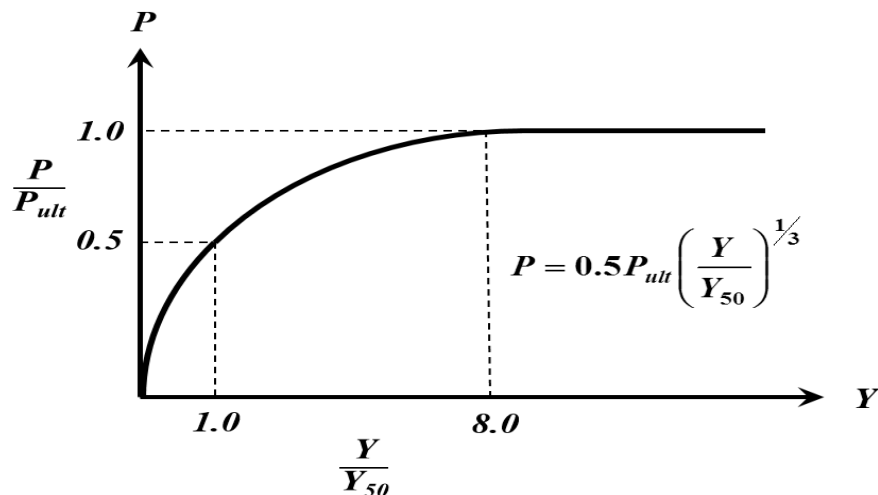


Figure 15: La courbe P-Y selon la méthode de Matlock pour une argile molle sous chargement statique (matlock 1970)

1.6.3.2 Méthode de Welch et Reese (1975) :

Welch et Reese (1972) ont exécuté à Houston, Texas, des tests de charges latérale qui emploient deux pieux circulaires de diamètre $B = 0.254m$, $B = 0.762m$ et de longueur $L = 12.8m$. Le site est formé d'un massif d'argile raide de couleur rouge, la nappe phréatique a été trouvée à 5.5 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Les caractéristiques de ce sol sont comme suit : $\gamma = 19.4kN.m^{-3}$, $C_u = 76kPa$ à surface et $C_u = 163kPa$ au 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. (Welch et Reese (1975))

J : Une constante empirique de valeur égale à 0.5.

Une fois P_{ult} calculer, 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 :

$$P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{1/4} \quad (I.30)$$

Où Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation (I.29).

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_l - \sigma_r$), obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Les valeurs ξ_{50} présentées au tableau I.12.

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

Tableau 7:Les valeurs représentatives de

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

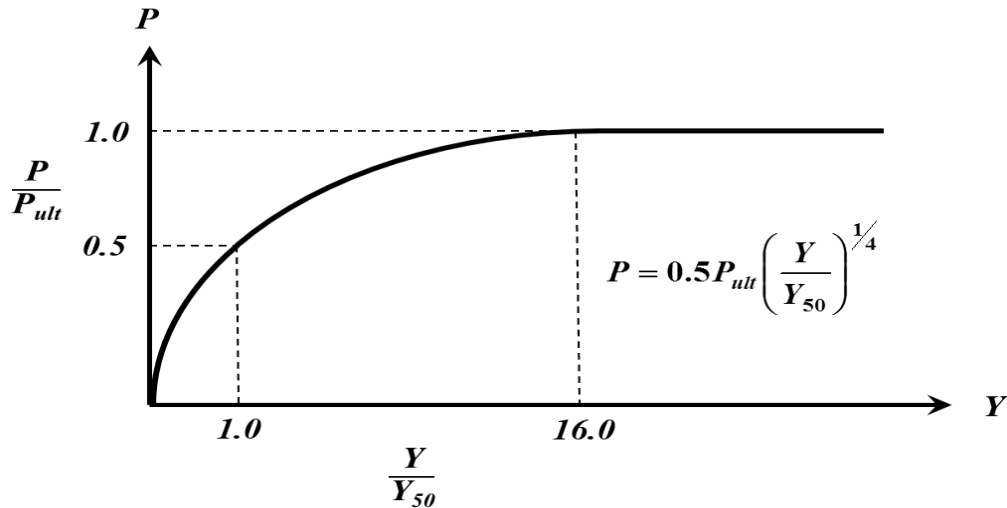


Figure 16: La courbe P-Y selon la méthode de Welch et Reese (1975) pour un chargement statique dans l’argile raide en dessus de la nappe phréatique

1.6.3.3 Méthode de Reese, Cox et Koop (1975) :

Reese et Al (1975) ont exécuté un test de chargement latéral d’un pieu circulaire de diamètre $B = 0.64m$ et de longueur $L = 15.2m$. Le pieu est installé dans une argile raide saturée à un site Manor, Texas. L’argile ayant les caractéristiques suivantes : $\gamma' = 9.78kN.m^{-3}$, $C_u = 96kPa$ à surface et $C_u = 1100kPa$ a le pied du pieu. (Reese et Al (1975))

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 :

$$P_{ut} = 2C_u B + \gamma' Bz + 2.83C_u z \tag{I.31}$$

$$P_{ud} = 11C_u B \tag{I.32}$$

La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l’une ou l’autre de deux équations (I.31) et (I.32). (Reese et Al (1975))

Nous utilisons la valeur appropriée de k_c de tableau 8 pour établissement le module de réaction de la courbe P-Y :

$$P = (k_c z)Y \tag{I.33}$$

Tableau 8: Les valeurs représentatives de pour les argiles raides

Les valeurs pour une cohésion non drainée (kPa)	50-100	100-200	200-400
$k_c (MN/m^3)$ Statique	135.724	271.447	542.893

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

$$Y_{50} = \xi_{50} B \quad (I.34)$$

ξ_{50} Est la déformation à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_l - \sigma_r)$ 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 9.

Tableau 9:Les valeurs représentatives de pour les argiles raides

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

A_c : Coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique à la profondeur z désirée, il est représenté par la figure 17 ou calculé selon l'équation suivante :

$$\frac{z}{B} \leq 3 \quad A_c = \min \left[\left(-0.05 \left(\frac{z}{B} \right)^2 + 0.29 \frac{z}{B} + 0.2 \right), 0.6 \right] \quad (I.35)$$

$$\frac{z}{B} > 3 \quad A_c = 0.6 \quad (I.36)$$

La méthodologie est comme suit :

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

$$0 \leq Y \leq A_c Y_{50} \quad P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} \quad (I.37)$$

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 donnée par la figure I.16.

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

$$A_c Y_{50} \leq Y \leq 6 A_c Y_{50} \quad P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055 P_{ult} \left(\frac{Y - A_c Y_{50}}{A_c Y_{50}} \right)^{1.25} \quad (I.38)$$

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

$$6A_c Y_{50} \leq Y \leq 18A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{6A_c Y_{50}} \right)^{0.5} - 0.411P_{ult} - \left(\frac{0.0625}{Y_{50}} \right) P_{ult} (Y - 6A_c Y_{50}) \quad (I.39)$$

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

$$Y > 18A_c Y_{50} \quad P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{6A_c Y_{50}} \right)^{0.5} - 0.411P_{ult} - 0.75P_{ult} A_c \quad (I.40)$$

La figure 18 est représentée le cas d'intersection entre les courbes P-Y. Cependant, il peut ne pas y avoir une intersection d'une équation avec les autres.

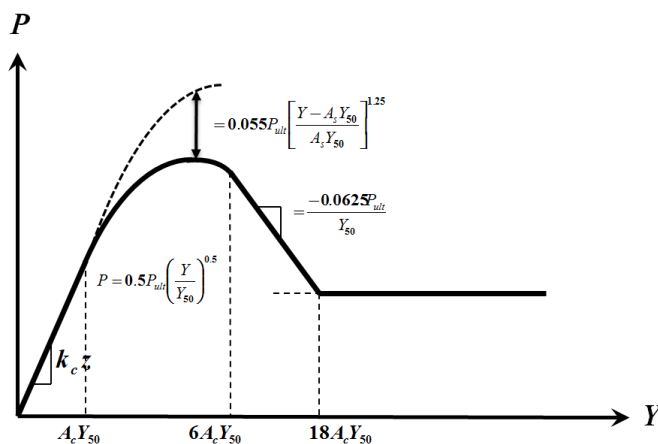


Figure 17:Caractéristique de la courbe P-y pour un chargement statique dans l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique (Reese, Cox et Koop (1975))

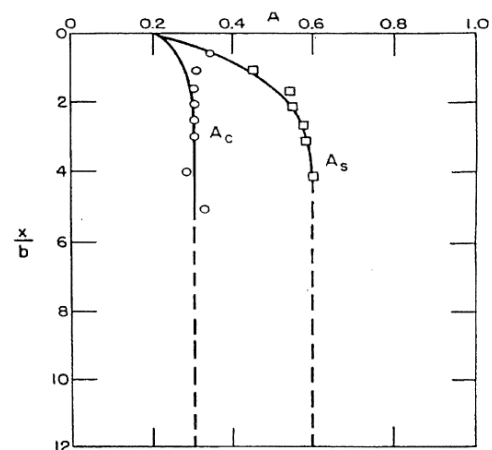


Figure 18:le paramètre empirique en fonction (Reese, Cox et Koop (1975))

1.6.3.4 Méthode de Sullivan, Reese et Fenske (1980) :

Sullivan et Al. (1980) ont proposé une approche unifiée pour le développement des courbes

P-Y dans les argiles. Cette méthode est basée sur les critères d'argile molle proposés par Matlock (1970) et les critères d'argile raide proposés par Reese et al (1975), et par les essais de chargement latéral.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour tous les types d'argile sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile se fait par les équations recommandées par Sullivan et Al. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu l'une des équations :

$$P_{ult} = 2C_a B + \gamma' Bz + 0.833C_a z \quad (I.41)$$

$$P_{ult} = 3C_u B + 0.5C_u z \quad (I.42)$$

$$P_{ult} = 9C_u B \quad (I.43)$$

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

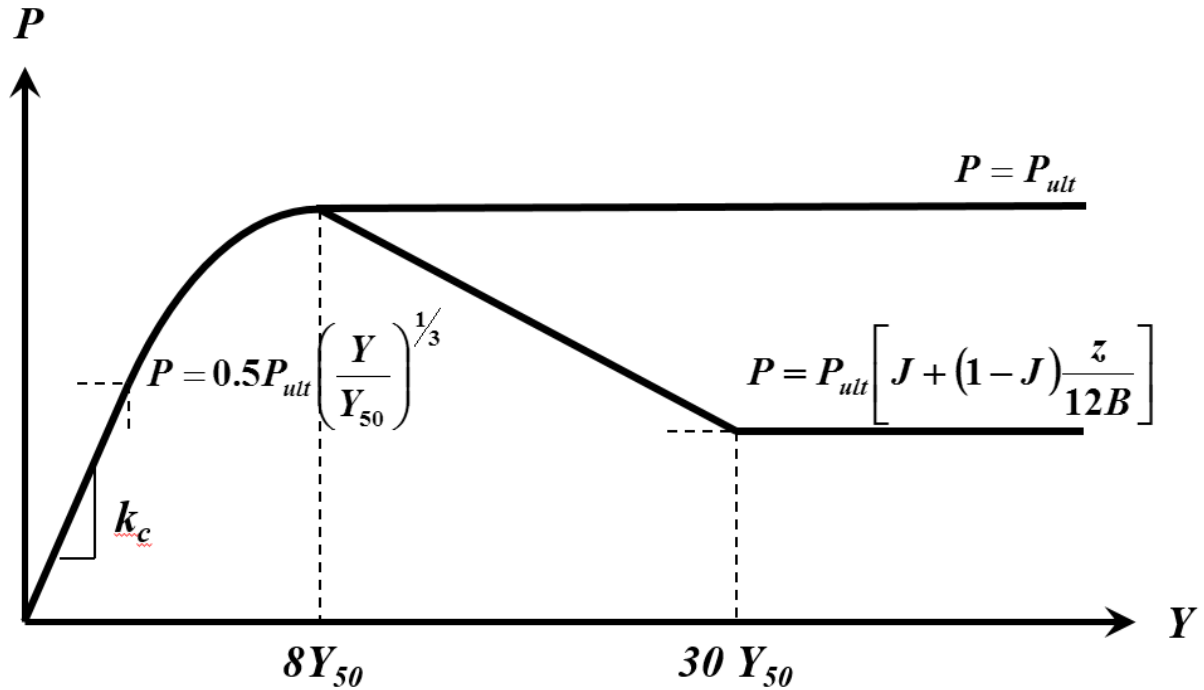


Figure 19: La courbe P-Y selon la méthode de Sullivan et Al pour une argile sous chargement statique

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

O'Neill et Gazioglu (1984) ont développé des courbes P-Y applicable à toutes les argiles. Cette procédure est basée sur le résultat des 21 essais de charge latérale à 11 endroits différents.

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

$$z \leq D_c \quad P_{ult} = F_s C_u B \left(3 + \frac{6z}{D_c} \right) \quad (I.52)$$

$$z \leq D_c \quad P_{ult} = 9F_s C_u B \quad (I.53)$$

F_s : Facteur empirique représente la réduction de la résistance du sol donné par le tableau 11.

Tableau 11: Les valeurs représentatives de pour les argiles

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

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

$$D_c = 0.25L_c \quad (I.54)$$

La longueur critique du pieu L_c est mobilisée et calculée selon l'équation suivante :

$$L_c = 3 \left(\frac{E_p I_p}{E_s \sqrt{B}} \right)^{0.286} \quad (I.55)$$

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

$$Y_{50} = 0.8 \xi_{50} \sqrt{B} \left(\frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{0.125} \quad (I.56)$$

Le module de sol E_s (tableau 12) est évalué pour la cohésion moyenne non drainée entre la surface du sol et de la profondeur L_c .

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique qui est représentée sur la figure 20 est déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 6Y_{50} \quad P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.387} \quad (I.57)$$

$$Y > 6Y_{50} \quad \left\{ \begin{array}{l} z < D_c \quad P = P_{ult} \left[F_s + (1 - F_s) \frac{z}{D_c} \right] \end{array} \right. \quad (I.58)$$

$$z \geq D_c \quad P = P_{ult} \quad (I.59)$$

Tableau 12: Les valeurs recommandées de pour l'argile (D'après O'Neill et Gazioglu 1984)

C_u (KPa)	E_s (MPa)
< 25	0.35
25-50	0.35-1.0
50-100	1.0-3.0
100-200	3.0-10.0
200-400	10.0-35.0
> 400	> 35.0

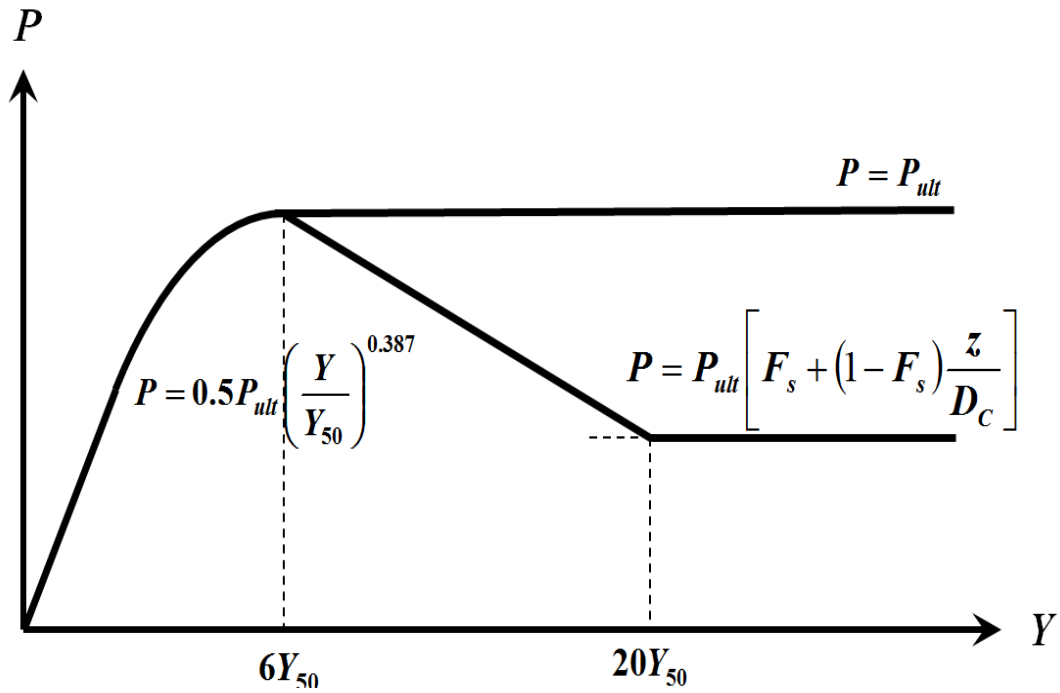


Figure 20: La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gazioglu pour une argile sous chargement statique

1.6.3.6 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 exécuté des tests de chargement latéral des pieux circulaires de diamètre $B = 0.273m$, $B = 1.22m$ et $B = 1.83m$ et de longueur $L = 11.4m$ et installé dans Houston, Texas. Le site est formé de l'argile raide saturée, ces caractéristiques du sol étaient différentes que celle utilisée par Reese et al. (1975).

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 celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = \left(2 + \frac{\gamma' z}{C_u} + 0.4 \frac{z}{B} \right) C_u B \quad (I.60)$$

$$P_{ult} = 9C_u B \quad (I.61)$$

Une fois P_{ult} 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 :

$$P = 1.02P_{ult} \tanh \left[0.537 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.7} \right] \quad (I.62)$$

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

$$Y_{50} = 0.0063 \xi_{50} B \left(\frac{E_p I_p}{E_s L^4} \right)^{-0.875} \quad (I.63)$$

Les valeurs du module de sol E_s qui est évalué pour la cohésion moyenne non drainée sont représentées dans le tableau I.17.

Au-delà de $Y = 8 Y_{50}$, la valeur de P demeure constante (la figure 21).

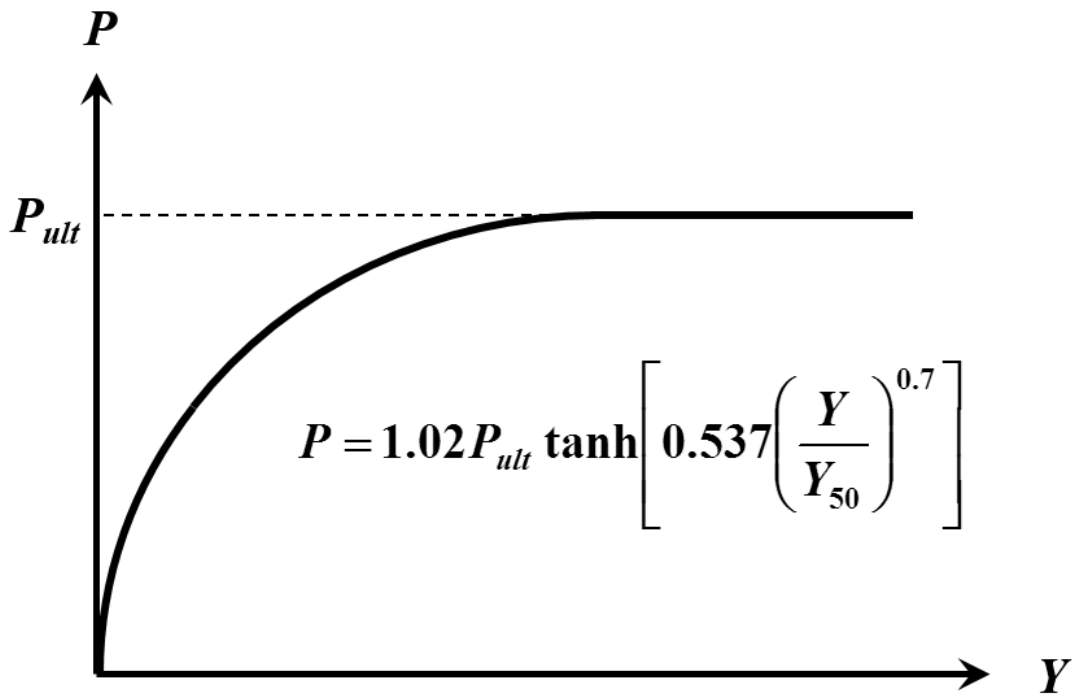


Figure 21: La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Dunnavant pour une argile raide sous chargement statique

1.6.4 La méthode des éléments infinis :

La méthode des éléments finis est en effet l'une des méthodes numériques les plus couramment utilisées pour résoudre des problèmes de mécanique des solides, y compris ceux liés aux pieux chargés latéralement. Cette méthode permet de prendre en compte la continuité et la non-linéarité du sol, ce qui la rend très adaptée à l'analyse de ces problèmes.

Dans le contexte des pieux chargés latéralement, plusieurs recherches ont utilisé la méthode des éléments finis pour obtenir des solutions. Par exemple, Desai et Appel (1976) ont développé une solution en 3D basée sur la méthode des éléments finis pour résoudre le problème des pieux chargés latéralement. Leurs travaux ont permis de modéliser et d'analyser le comportement de pieux soumis à des charges latérales.

D'autres chercheurs, tels que Randolph (1981) et Kuhlemeyer (1979), ont introduit des techniques plus économiques en utilisant la méthode des éléments finis pour intégrer des décompositions en série de Fourier. Cette approche permet de simplifier la modélisation du

problème en utilisant des techniques mathématiques spécifiques pour représenter les comportements complexes du sol.

En utilisant la méthode des éléments finis, il est possible d'obtenir des résultats numériques précis et de comprendre le comportement du pieu sous des charges latérales. Cela peut inclure l'évaluation des déformations, des contraintes, des interactions sol-structure, et d'autres paramètres importants pour la conception et l'analyse des pieux.

Conclusion

Le comportement des pieux chargés latéralement est complexe, avec des réactions non linéaires, des déformations importantes et des influences significatives sur la capacité portante et la stabilité des pieux. Pour une conception et une analyse précises des ouvrages souterrains, il est essentiel de prendre en compte ces aspects.

Des chercheurs ont réalisé des travaux significatifs dans le domaine de l'ingénierie géotechnique en développant des méthodes de calcul pour estimer la capacité portante des pieux et analyser leur réponse aux charges latérales. Leur approche s'appuie sur des modèles analytiques et numériques pour évaluer les déplacements, les déformations et les contraintes induites par les charges latérales. Ils ont considéré différents paramètres, tels que la géométrie du pieu, les caractéristiques du sol et les conditions de chargement, pour fournir des résultats précis et fiables.

Différentes méthodes sont utilisées pour évaluer la capacité des pieux à résister aux charges latérales. Les approches traditionnelles simplifient le processus en utilisant des formules empiriques ou des coefficients basés sur des essais, mais elles peuvent manquer de précision.

Chapitre III

**Présentation de base de données d'un essai de chargement latéral d'un pieu
régie dans un sol cohérent**

Chapitre 03 : Présentation de base de données d'un essai de chargement latéral d'un pieu rigide dans un sol cohérent

Introduction :

L'introduction à la présentation de la base de données d'un essai de chargement latéral d'un pieu rigide dans un sol cohérent permet de mettre en contexte l'importance de cette étude et de fournir un aperçu des objectifs de la collecte des données.

L'essai de chargement latéral d'un pieu rigide dans un sol cohérent est une étape cruciale dans l'évaluation de la capacité portante et du comportement d'un pieu lorsqu'il est soumis à des charges latérales. Comprendre comment le pieu réagit et se déforme sous ces charges est essentiel pour garantir une conception et une construction de fondations efficaces et sécuritaires.

La base de données fournie résulte d'une collecte méticuleuse d'informations lors de l'expérimentation de chargement latéral des pieux rigides dans un sol homogène et cohérent. Elle offre des informations détaillées sur les charges appliquées, les déformations enregistrées et les caractéristiques du sol environnant. Ces données sont d'une importance capitale pour évaluer l'efficacité du pieu, affiner les modèles de calcul utilisés et confirmer les critères de conception adoptés.

1.7 Site de Bagnolet, France :

Kerisel (1965) a rapporté les résultats d'essais de charge latérale statique à court terme réalisés sur trois pieux en forme de caissons fermés. Les pieux illustrés à la Figure 22, étaient formés en soudant deux sections de palplanches ensemble pour former un seul élément. Les trois membres d'essai avaient la même rigidité à la flexion EI , Différentes conditions aux limites et une différente fiche du pieu dans le sol ont été utilisées dans les trois tests. Dans chaque cas, la tête du pieu était libre de tourner, mais la charge latérale était appliquée à des distances différentes au-dessus de la grande surface de sol. Les caissons ont été installés verticalement à l'aide d'un système de vérinage. Les propriétés nécessaires pour analyser ces pieux sont : la fiche D dans le sol, le diamètre B (plus généralement, la dimension perpendiculaire à la direction de l'effort latéral en tête du pieu), la rigidité à la flexion $E_p I_p$, E_p et I_p étant respectivement le module d'élasticité du matériau du pieu et le moment d'inertie de la section étudiée du pieu, ces propriétés des trois pieux sont présentes dans le tableau 13.

Tableau 13: Information d'analyse des pieux rigides dans le site de Bagnolet

	Longueur D (m)	Diamètre B (m)	Rigidité (KN.m ²)	Excentricité e (m)
B1	5.09	0.432	25483.94	1.01
B4	4.15	0.432	25483.94	0.88
B5	2.65	0.432	25483.94	0.70

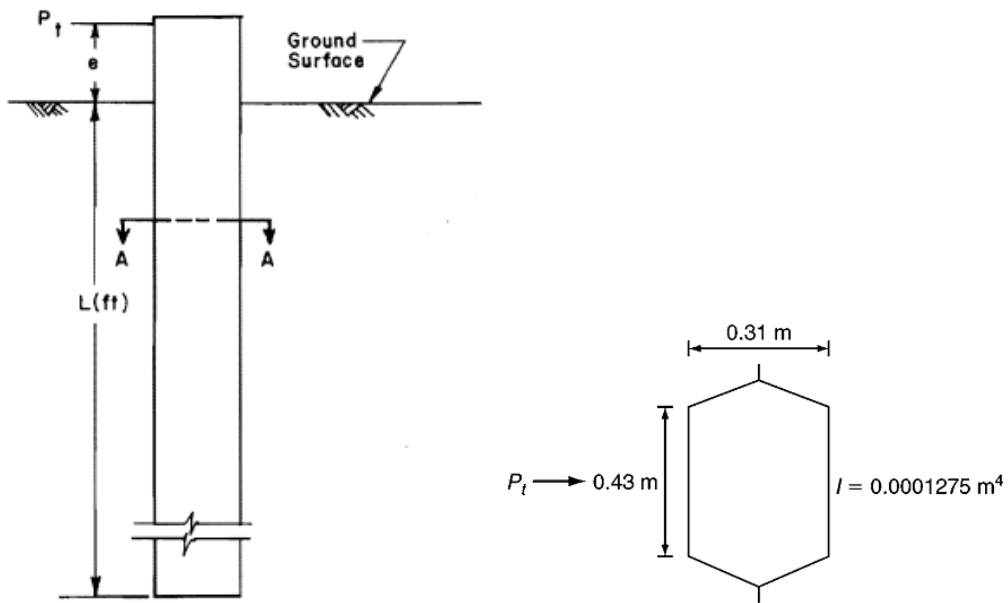


Figure 22:Information pour l'analyse des tests à Bagnolet (Kerisel et all 1965)

Les essais ont été réalisés à Bagnolet, l'est de Paris, en France, dans un dépôt d'argile raide assez uniforme. Toutes les propriétés du sol ont été rapportées, à l'exception de la déformation, à la moitié du déviateur maximal ϵ_{50} . Qui a été obtenue en se basant sur la résistance au cisaillement rapportée. Les propriétés du sol nécessaires pour effectuer une analyse sont : la cohésion C, la déformation, à la moitié du déviateur maximal ϵ_{50} , le poids volumique de sol γ est les propriétés rapportées de l'argile sont indiquées dans le tableau 14. La nappe phréatique se trouvait en dessous des extrémités des pieux, mais le degré de saturation était supérieur à 90%.

Tableau 14:Information d'analyse des sites de Bagnolet, en France

Couches (m)	C (KN/m ²)	γ (kN/m ³)	ϵ_{50}
0	100	17.9	0.005
3.96	125	17.9	0.005
4.70	130	17.9	0.005

La courbe de chargement des trois pieux obtenus par des essais en vrai grandeur sont présentes dans les figures 23 à 25 :

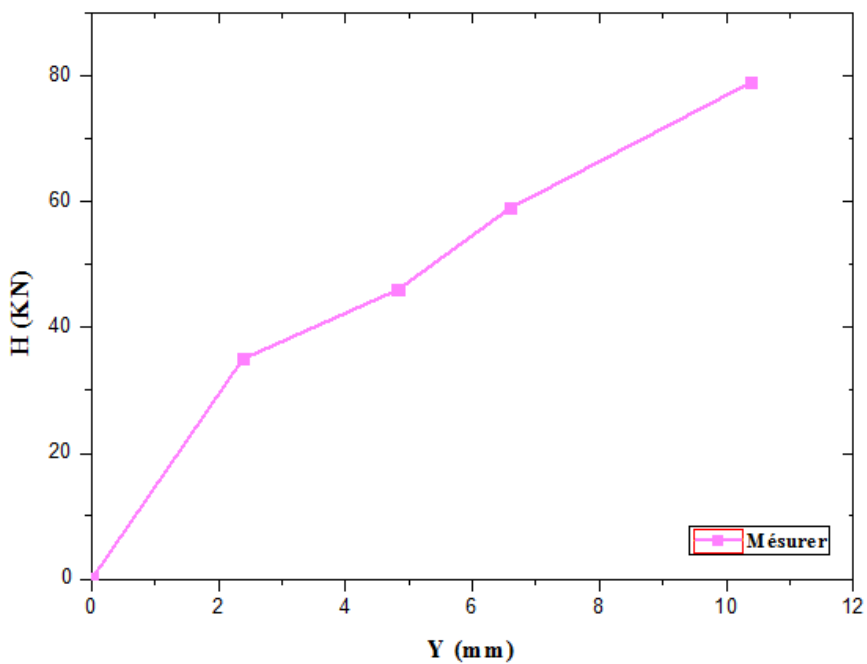


Figure 23:la courbe de chargement de pieu B1 dans le site de Bagnolet (Origine.8)

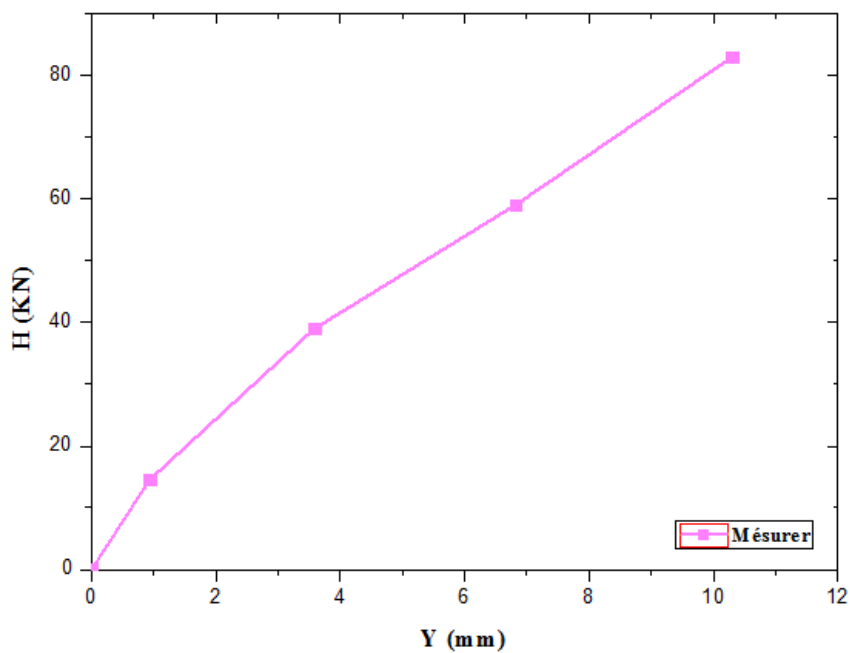


Figure 24:la courbe de chargement de pieu B4 dans le site de Bagnolet (Origine.8)

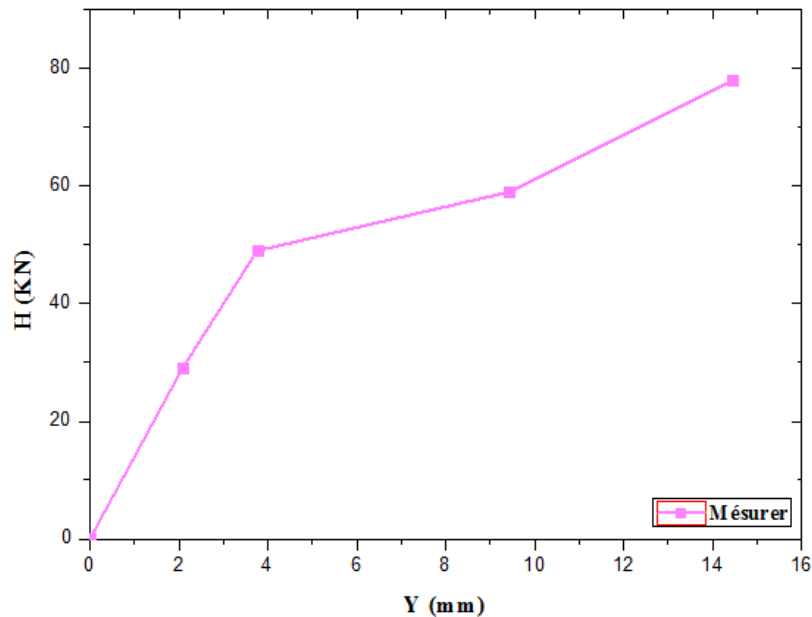


Figure 25: la courbe de chargement de pieu B5 dans le site de Bagnolet (Origine.8)

La pente de la courbe de charge-déformation pour de fortes charges était plus faible pour le pieu d'essai B5 que pour les pieux d'essai B1 et B4, même si le moment appliqué était plus petit.

1.8 Site de Southern California:

La base de données de l'essai de chargement latéral d'un pieu rigide dans un sol cohérent sur le site de Brioude est une ressource précieuse pour évaluer la performance et la capacité portante des pieux dans des conditions spécifiques. Elle contient des données détaillées sur les charges, les déformations et les caractéristiques géotechniques du sol cohérent homogène et des pieux rigides. En résumé, cette base de données est essentielle pour approfondir notre compréhension du comportement des pieux dans des sols cohérents et pour optimiser les projets de fondations.

Bhushan et al. (1978) ont rapporté les résultats des essais de charge latérale statique effectués sur des pieux forés en place pour la ligne de transmission Mesa-Olinda 200 kv de la Southern California Company. Les essais ont été réalisés sur douze pieux en cinq sites, mais seuls les résultats de cinq essais effectués aux sites A et B seront discutés. Les cinq pieux étaient à parois droites et renforcés avec 3% d'acier. La profondeur d'enfouissement était suffisamment faible et EI suffisamment élevé pour que les pieux se comportent comme des éléments rigides. Les charges latérales étaient appliquées de manière progressive, chaque incrément étant maintenu constant pendant au moins 40 minutes.

Pour les deux sites d'essai, les sols étaient des argiles limoneuses et sableuses de faible à moyenne plasticité. La limite de liquidité se situait entre 30% et 58% et l'indice de plasticité entre 15 et 20%. La teneur en eau naturelle était inférieure ou égale à la limite plastique, ce qui indique que le sol était fortement sur-consolidé. Les résistances au cisaillement non-drainé ont été obtenues à partir d'essais de cisaillement non-drainé sur des échantillons intacts. Les

auteurs ont rapporté une grande dispersion des résultats des tests utilisés pour définir la cohésion C . Les propriétés des deux sites sont présentes dans le tableau 15.

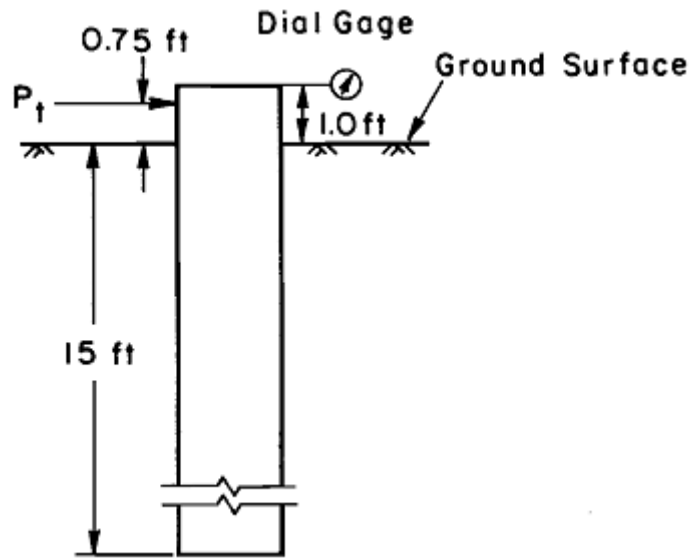


Figure 26: Information d'analyse des pieux dans le site de Southern California Company (Bhushan et al 1978)

Tableau 15 : Information d'analyse des sites dans Southern California Company

	Profondeur (m)	C (kN/m ²)	γ (KN/m ³)	E_s (kN/m ²)
Site A	4.57	263.34165	20.42	49600
Site B	4.88	227.431425	20.42	49800

Les cinq pieux sont des pieux en béton armée forcée coule sur place avec des parois droites et renforcés avec 3% d'acier. Le pieux P2 est installé dans le site A par contre les autres pieux sont installés dans le site B. Les propriétés nécessaires pour analyser de ces pieux comme la fiche du pieu D dans le sol, le diamètre B du pieu et la rigidité à la flexion $E_p I_p$ sont résumés dans le tableau 16.

Tableau 15: Information d'analyse des pieux rigides dans le site de Southern California

	Longueur D (m)	Diamètre B (m)	Rigidité (KN.m ²)	Excentricité e (m)
P2	4.57	1.219	2353247.16	0.23
P4	3.81	1.219	2353247.16	0.23
P6	4.72	1.219	2353247.16	0.23
P7	2.74	0.610	149230.31	0.23
P8	4.72	0.610	145786.53	0.23

Les courbes de chargements des pieux avec les déformations mesurées sont représentés dans les Figures 27 à 31.

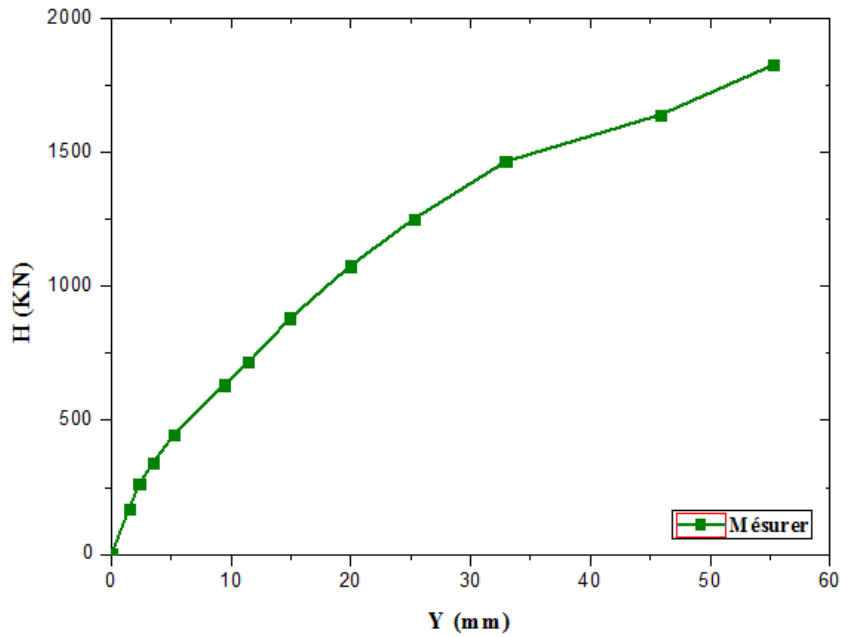


Figure 27 : La courbe de chargement de pieu P2 dans le site A de La Californie du Sud (Origine.8)

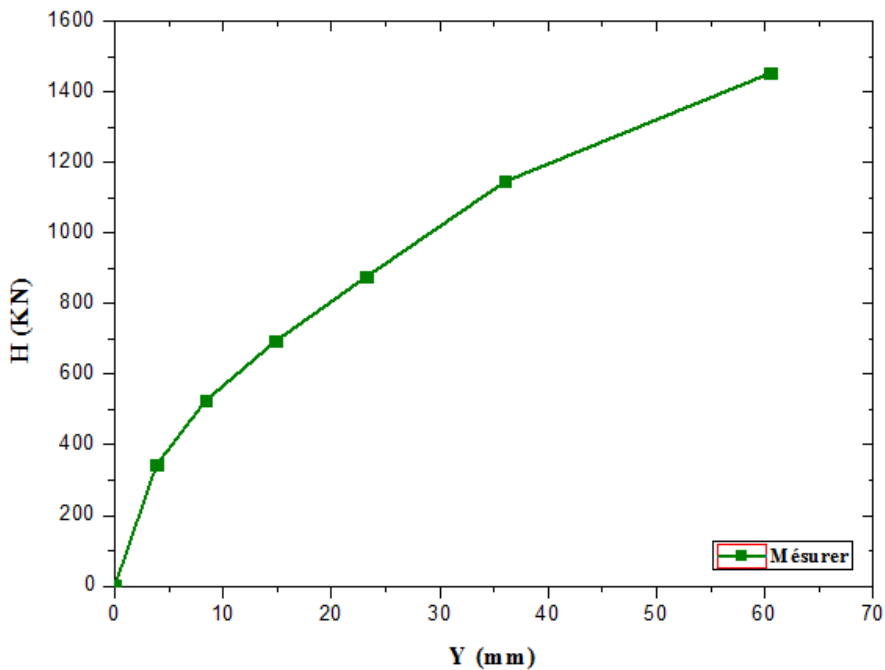


Figure 28:la courbe de chargement de pieu P4 dans le site B de La Californie du Sud (Origine.8)

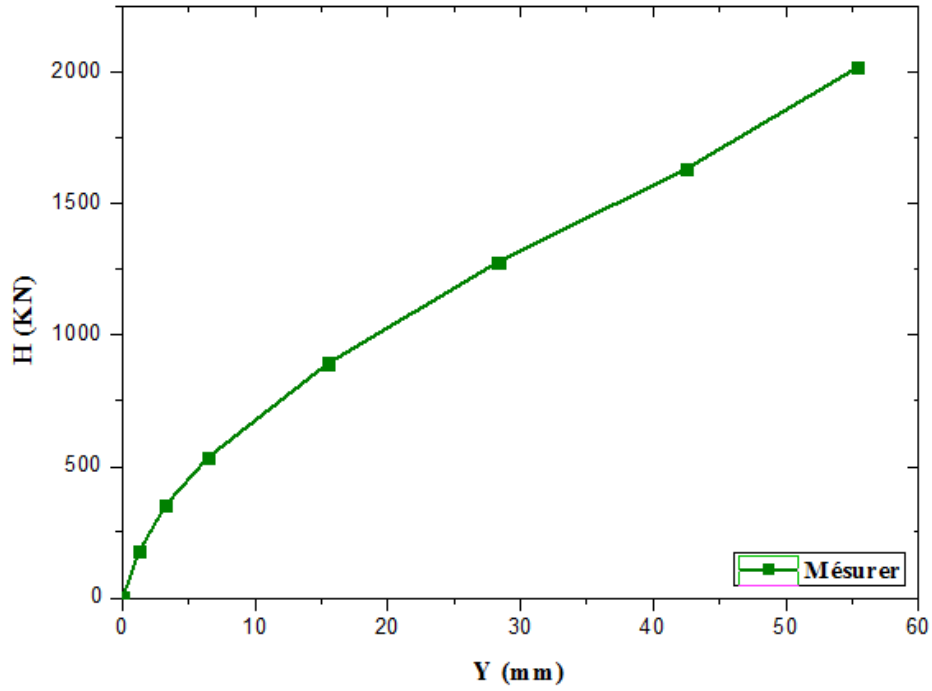


Figure 29:la courbe de chargement de pieu P6 dans le site B de La Californie du Sud (Origine.8)

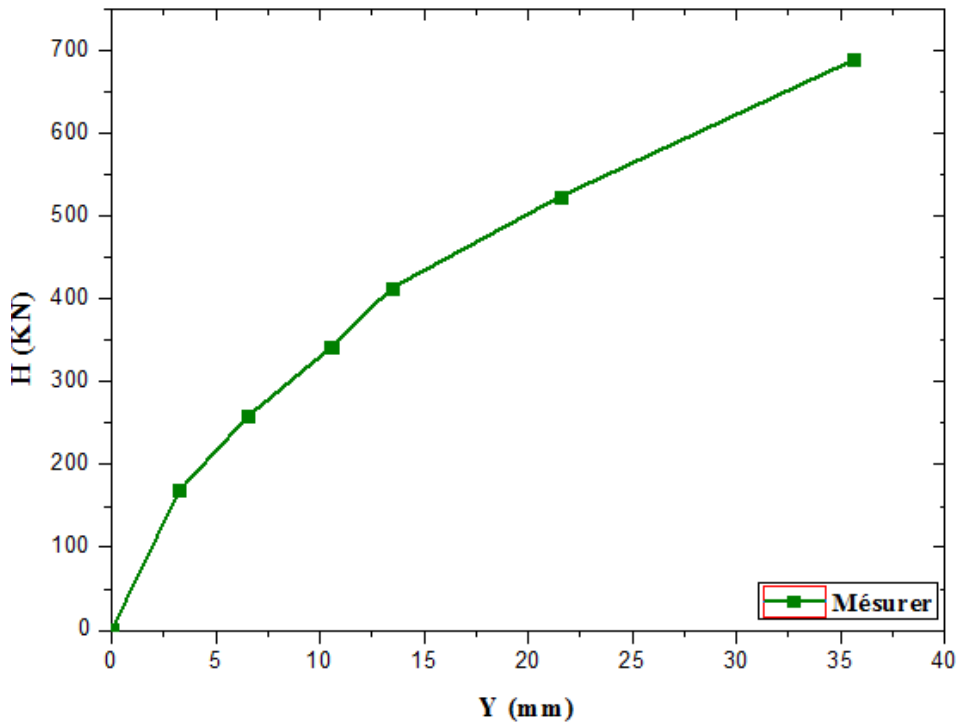


Figure 30:la courbe de chargement de pieu P7 dans le site B de La Californie du Sud (Origine.8)

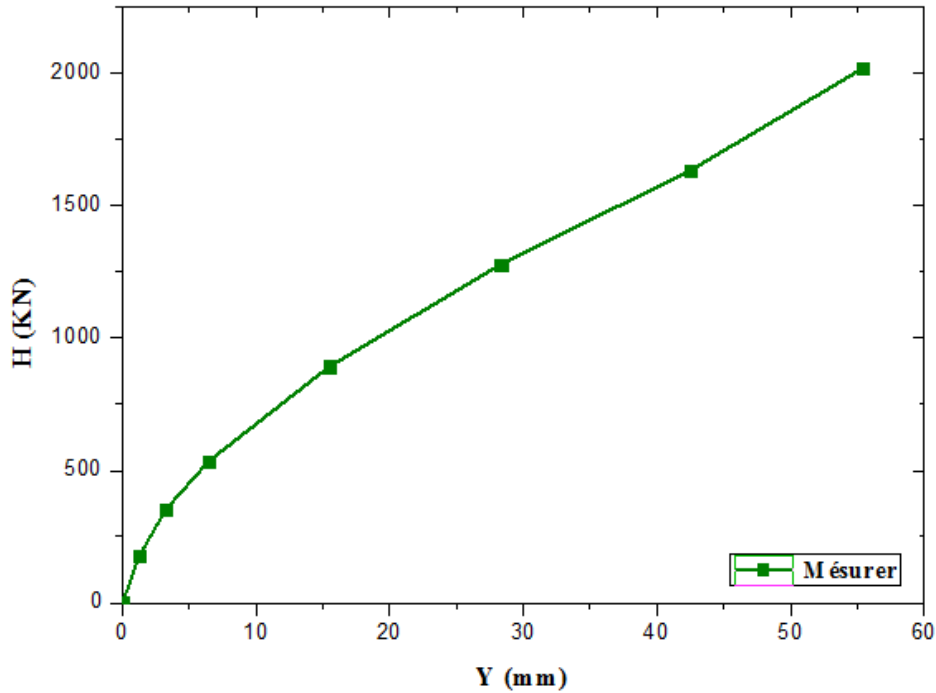


Figure 31: la courbe de chargement de pieu P8 dans le site B de La Californie du Sud (Origine.8)

1.9 Site du campus de l'université Texas A&M

Des essais de charge latérale sur des pieux en béton coulé en place ont été réalisés sur le campus de l'université Texas A&M à Collège Park, au Texas (Kasch et al. 1977 ; Briaud, Smith et Meyer, 1984). La profondeur de la nappe phréatique se situe à 4,3 m de profondeur. Le pieu foré est un pieu en béton coulé en place d'un diamètre de 0,914 m et d'une longueur de 6,10 m avec un élancement de pieu de 6,6, avec une excentricité (e) 0,76 m et une rigidité EI de 432425,21 kN.m²

Les sols sur ce site se composent d'une argile raide à très raide des profondeurs d'intérêt. Le sol a été pré-consolidé par dessiccation au-dessus de la nappe phréatique. Les propriétés moyennes du sol sont les suivantes : limite de liquidité = 50 %, limite de plasticité = 20 %, teneur en eau naturelle = 25 % et poids volumique total = 20,11 kN/m³.

Les propriétés de sol et les caractéristiques de pieu sont également indiquées dans le tableau 3 et La Figure 32 présente la courbe de charge-déformation mesurée de pieu P1

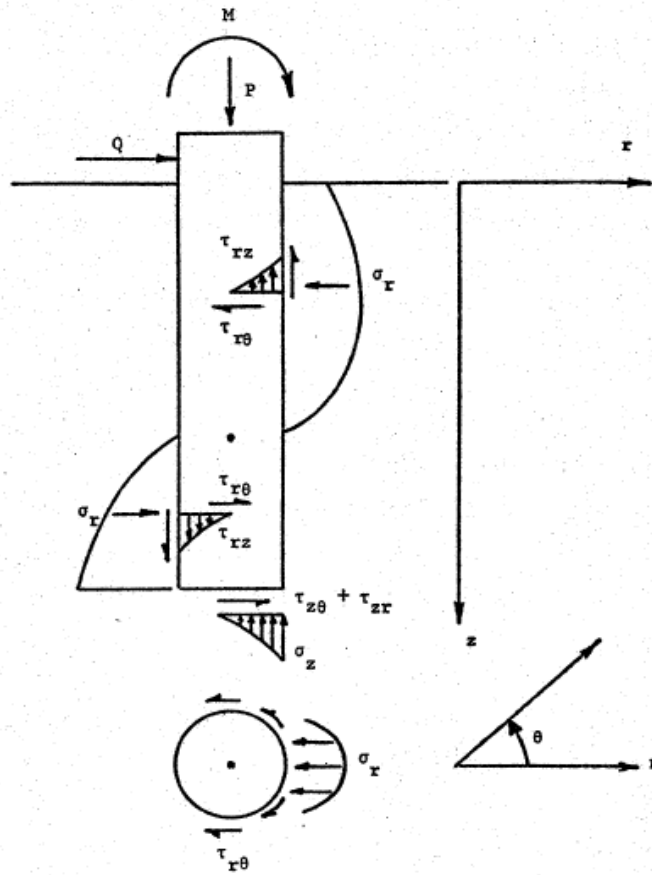


Figure 32: Information d'analyse de pieu dans le site de Texas A&M (Briaud et all 1984)

Tableau 16: Information d'analyse de site de l'université Texas

Couches (m)	C (kN/m ²)	γ (KN/m ³)	Es (kN/m ²)
1	105	20.11	43666.56
2	105	20.11	43666.56

Tableau 17: Information d'analyse de site de l'université Texas

	Longueur D (m)	Diamètre B (m)	Rigidité (KN.m ²)	Excentricité e (m)
P1	6.10	0.914	432425.21	0.76

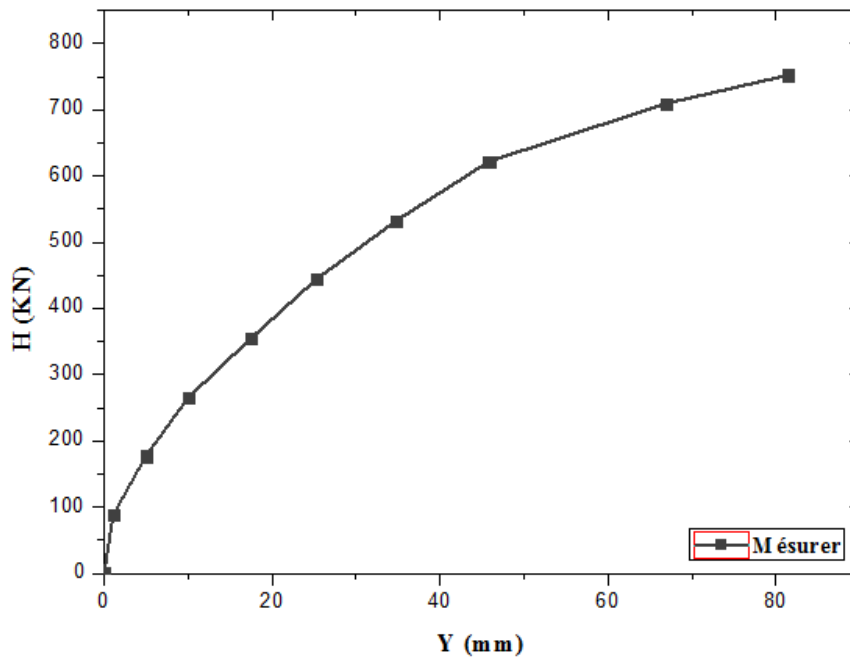


Figure 33: La courbe de chargement de pieu P1 dans le site de Texas A&M (Origine.8)

Conclusion

La base de données présente les résultats d'un essai de chargement latéral sur des pieux rigides installés dans des sols cohérents pratiquement homogène. Cette étude vise à analyser le comportement du pieu sous des charges latérales et à évaluer sa capacité à supporter ces charges.

La base de données importe des informations détaillées sur l'essai de chargement, telles que les charges appliquées, les déformations mesurées, les paramètres du sol et les caractéristiques géométriques du pieu. Des mesures précises ont été prises à différentes étapes de l'essai pour obtenir une compréhension approfondie du comportement du pieu.

Un total de neuf pieux en vraie grandeur, de différents types a été installés dans quatre différents sites pour étudier l'interaction sol-pieu, ainsi la déformation et le déplacement en tête de pieu sous chargement latéral statique.

En résumé, la base de données de ces essais de chargement latéral des pieux rigides dans un sol homogène cohérent constitue une ressource précieuse pour approfondir nos connaissances sur le comportement des pieux dans de telles conditions et pour améliorer les performances et la fiabilité des fondations dans le domaine de l'ingénierie géotechnique.

Chapitre IV

Étude comparative des méthodes de calculs

Chapitre 4 : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une série de comparaisons entre les méthodes théoriques de calcul des pieux soumis à des charges latérales avec la courbe de chargement mesure sur le terrain. À la fin, nous tirerons une conclusion sur la méthode optimale qui permet de prédire précisément le déplacement du pieu sous une charge horizontale.

L'objectif de cette étude est d'évaluer la précision des différentes méthodes exposées dans le chapitre précédent pour prédire le comportement d'un pieu isolé rigide soumis à des forces latérales dans un sol argileux homogène

1.10 Présentation de la comparaison des méthodes :

La comparaison des méthodes montre des différences dans les résultats obtenus pour les courbes de chargement, des méthodes des courbes calculées par rapport à la courbe mesurée.

Cette comparaison se fait avec l'étude statique par l'erreur relative.

$$R = \frac{Y_{0 \text{ calculer}} - Y_{0 \text{ mesurer}}}{Y_{0 \text{ mesurer}}}$$

Pour bien éclairer cette comparaison, on a étudié statistiquement les rapports R et les résultats sont représentés ci-dessus. Pour déterminer la meilleure méthode, il est préférable de choisir celle qui présente l'erreur la plus faible possible, c'est-à-dire la méthode dont les résultats sont les plus proches de zéro en termes d'écart ou d'erreur.

1.11 Les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité

On a utilisé les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité pour calculer le comportement d'un pieu isolé rigide soumis à des forces latérales dans un sol argileux homogène. On a utilisé un logiciel Excel pour effectuer les calculs correspondants à chaque méthode. Ensuite, nous avons comparé toutes les méthodes théoriques avec les résultats mesurés dans chaque cas. Les résultats de notre base de données, qui sont présentés dans les figures suivantes.

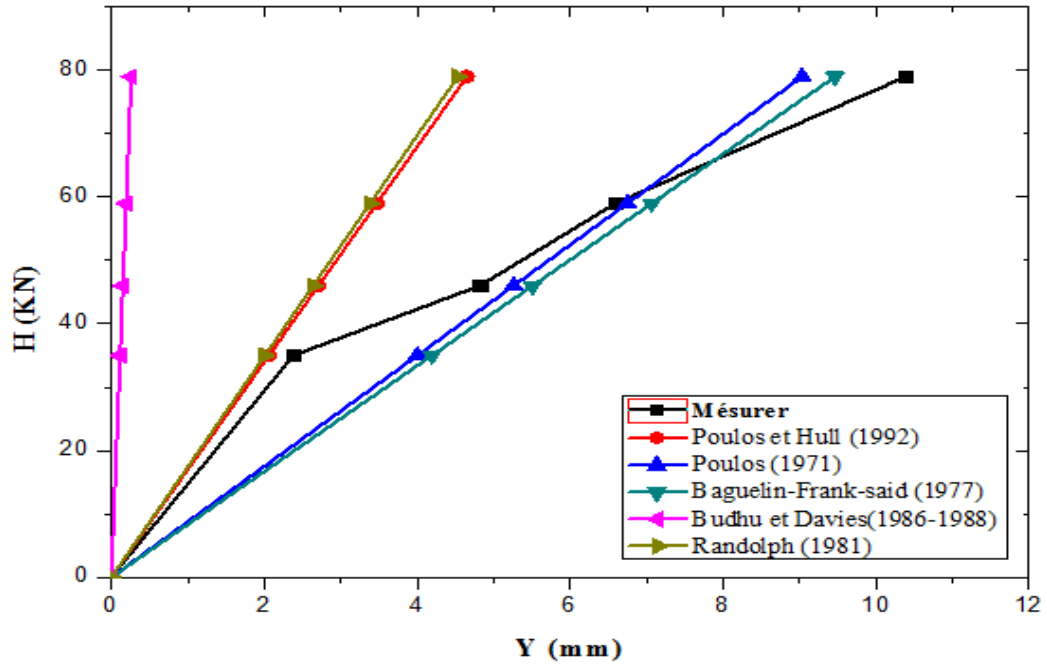


Figure 34:Le déplacement du pieu B1 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

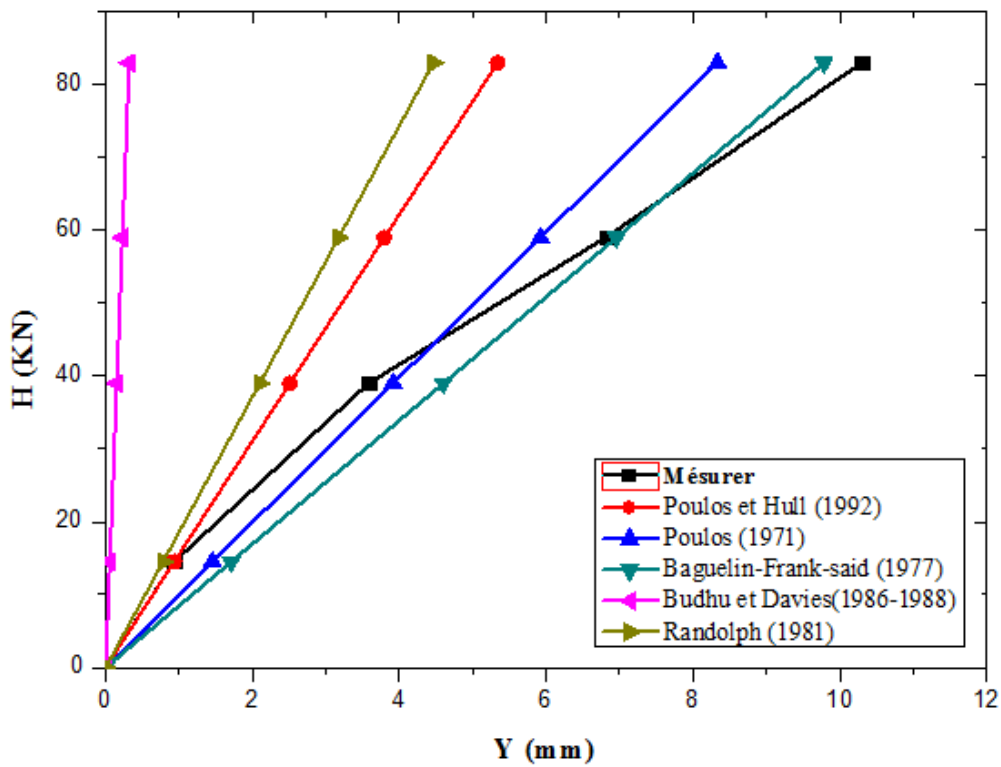


Figure 35:Le déplacement du pieu B4 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

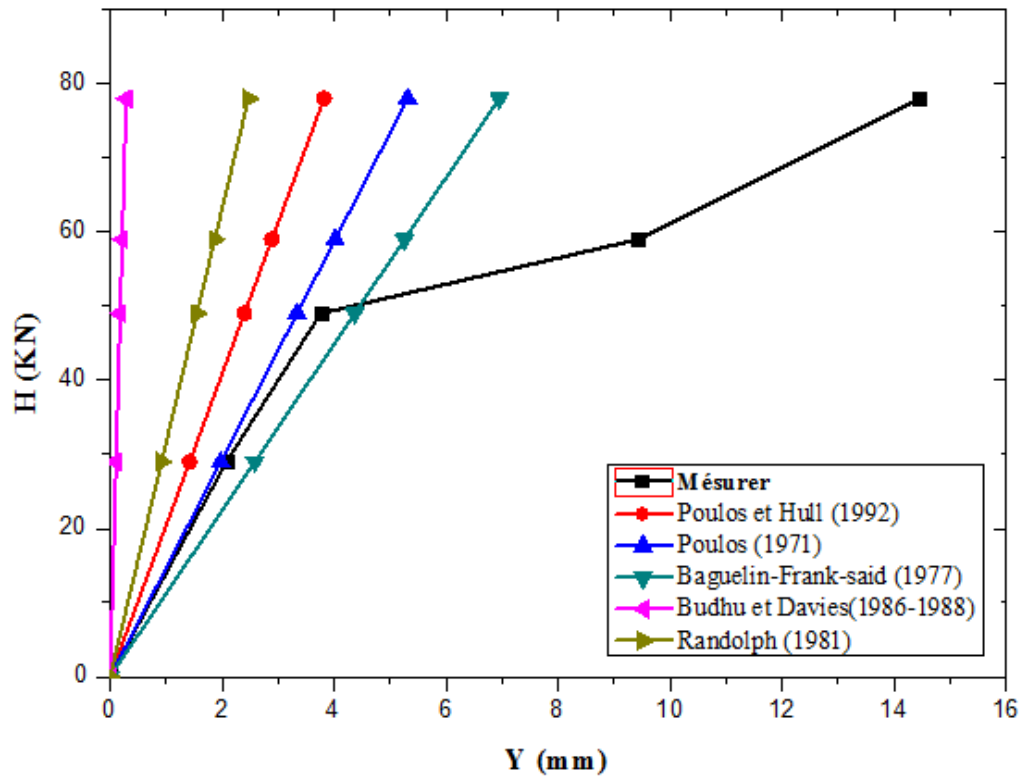


Figure 36: Le déplacement du pieu B5 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

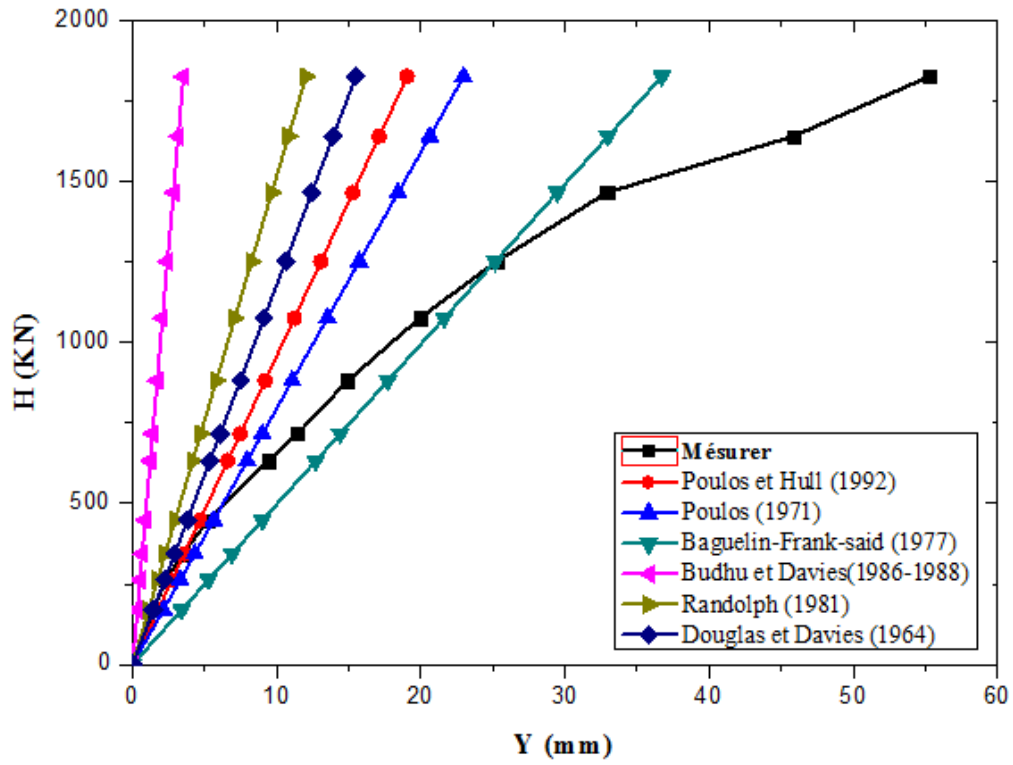


Figure 37: Le déplacement du pieu P2 sous des charges latéral par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

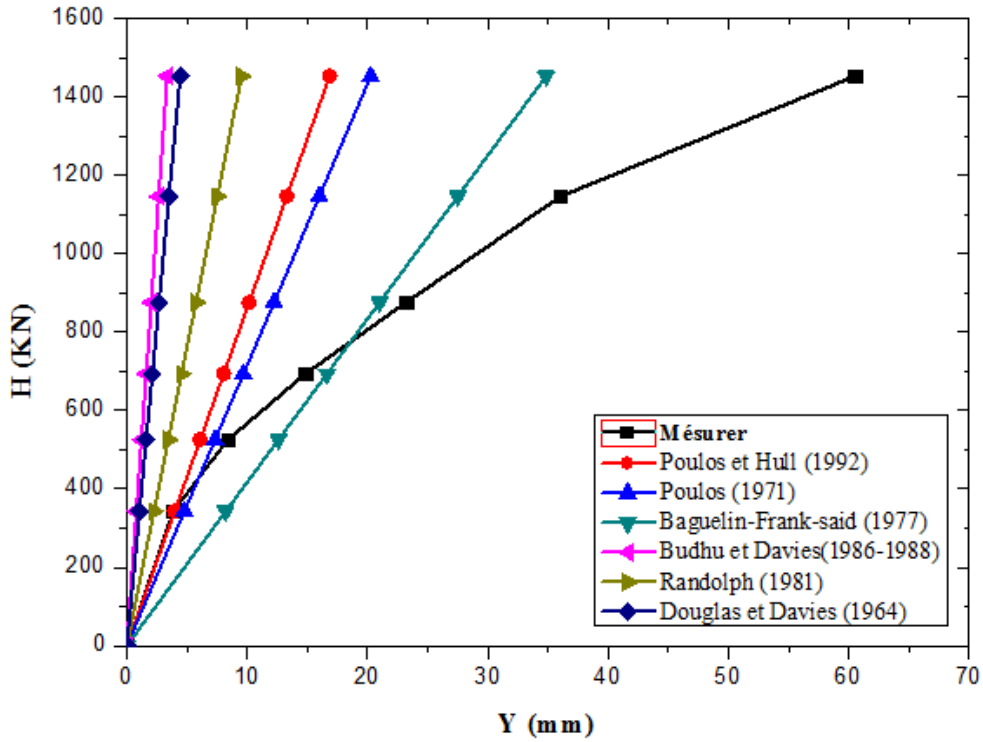


Figure 38: Le déplacement du pieu P4 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

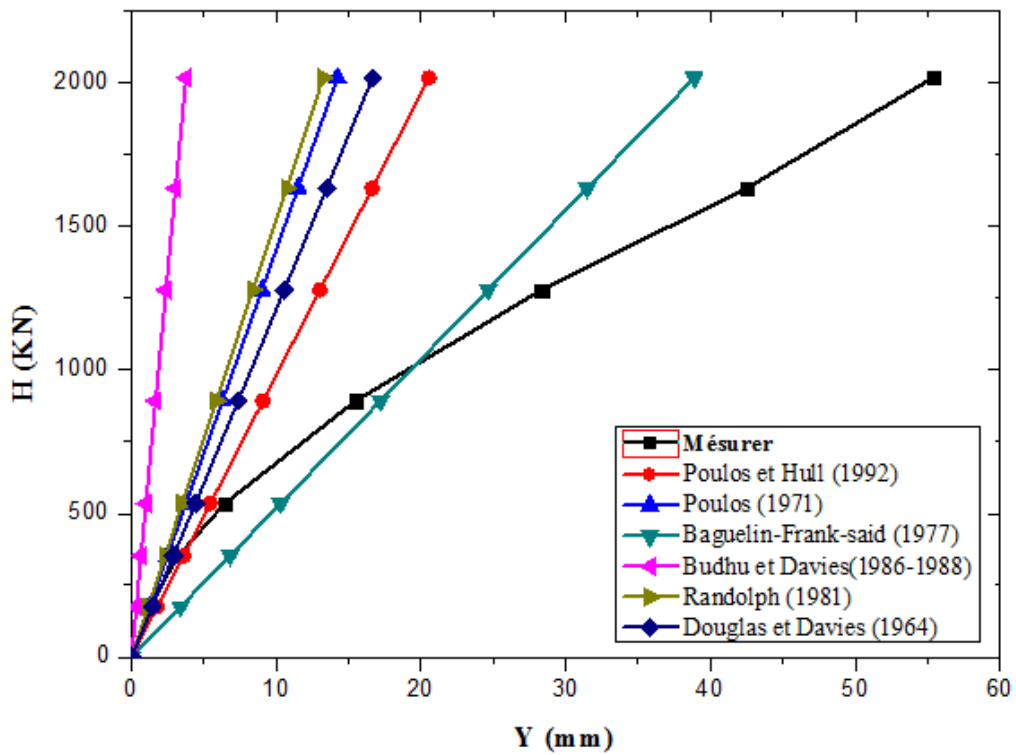


Figure 39: Le déplacement du pieu P6 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité
(Origine.8)

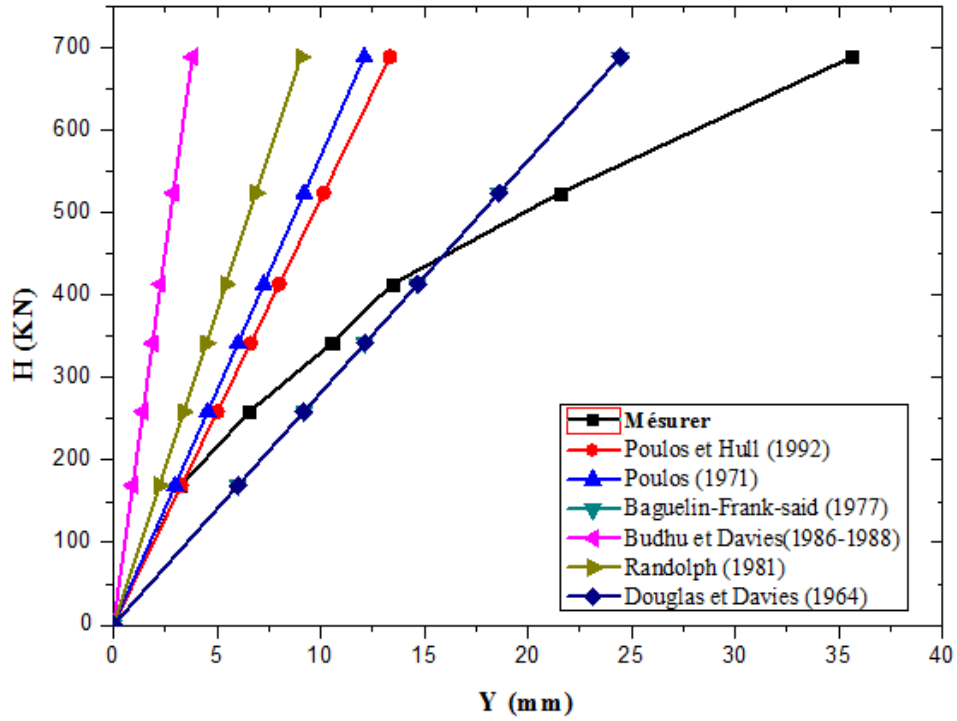


Figure 40: Le déplacement du pieu P7 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité
(Origine.8)

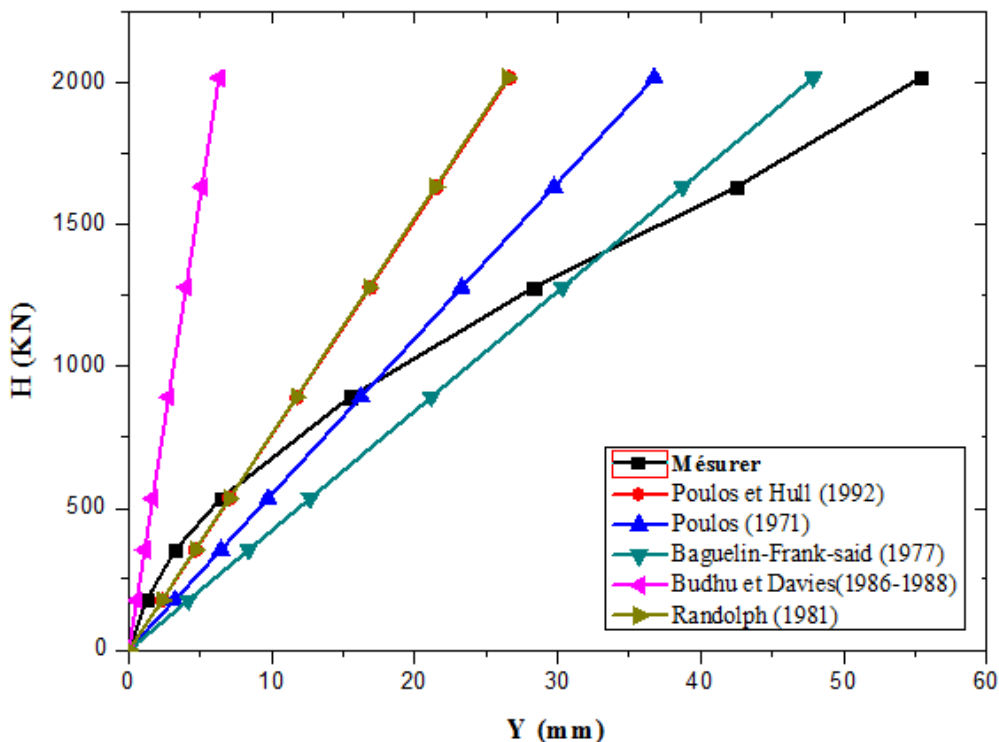


Figure 41: Le déplacement du pieu P8 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

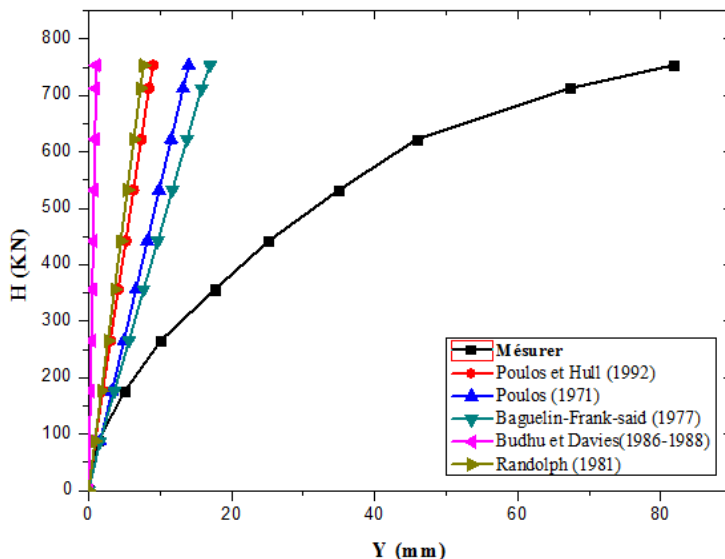


Figure 42: Le déplacement du pieu P1 sous des charges latérales par les méthodes d'élasticité (Origine.8)

Les graphiques fournis mettent en évidence la comparaison des courbes de déplacement du pieu à l'aide de diverses méthodes d'élasticité. Ils offrent une représentation visuelle permettant d'observer et d'analyser les variations entre les courbes des différentes méthodes lorsqu'une charge est appliquée.

On remarque qu'il y a des graphes sont très proches du courbe mesurer tel que la méthode de Baguelin-Frank-said (1977) et la méthode de Poulos (1971) sont les plus fiable et donnent des bonnes résultats que les autres et aussi on a des courbes sont loin à trop loin avec des erreurs élevées à très élevées comme la méthode de Randolph (1981) et de Budhu et Davies(1986-1988) et par rapport la méthode de Douglas et Davies (1964) elle applicable dans quelque pieux et parfois non applicables dans des autres.

Pour déterminer la meilleure méthode entre eux on choisit selon les plus faibles erreurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 18 : L'erreur relative des méthodes théorique de l'élasticité

	B1	B4	B5	P2	P4	P6	P7	P8	P1
Poulos (1971)	16.65	8.44	-34.17	-14.25	-32.05	-48.62	-41,92	32,80	-56.01
Baguelin-Frank-said (1977)	22.18	27.36	-13.87	37.13	16.74	40.55	17,29	72,98	-51.33
Poulos et Hull (1992)	-39.96	-30.53	-52.67	28.84	-43.52	-25.74	-36,04	-3,77	-73.30
Randolph (1981)	-41.48	-41.89	-69.38	-55.05	-68.05	-52.13	-56,65	-4,26	-75.91
Budhu et Davies (1986-1988)	-96.62	-95.84	-96.43	-86.84	-88.73	-86.42	-81,74	-77,20	-96.63
Douglas et Davies (1964)	Non app	Non app	Non app	-42.16	-85.15	-39.80	-72,55	Non app	Non app

Les résultats graphiques et numériques qui décrivent les prévisions du comportement d'un pieu isolé réalisées à l'aide de différentes méthodes d'élasticité indiquent que la méthode de Baguelin-Frank-Said (1977) et Poulos (1971) présentent l'erreur le plus faible par rapport aux résultats réels. Ces méthodes prédites des déplacements plus importants que ceux observés réellement.

1.12 Les méthodes courbes P-Y :

La comparaison entre les méthodes des courbes P-Y concerne l'évaluation et l'analyse des différentes approches utilisées pour modéliser le comportement des sols sous chargement latéral. Ces méthodes sont largement utilisées dans le domaine de la géotechnique pour estimer les caractéristiques de la réaction latérale des pieux.

Les paramètres exigent pour étudier le comportement de pieux rigide sous charge latérale dans un terrain argileux : Poids volumique γ , la cohésion non drainée C_u et le paramètre ε_{50} et le module d'élasticité de sol E_s

Présentation du logiciel SPULL :

L'outil de calcul est le logiciel SPULL (Single Pile Under LatéralLaods), basé sur les courbes de réaction P-Y, développé à l'Université de Blida.

SPULL est un logiciel interactif qui permet d'entrer des données, d'effectuer une analyse d'un pieu soumis à une charge latérale et d'afficher les résultats de l'analyse. Le menu principal de SPULL propose sept sous-menus : Fichier, Données, Édition, Calcul, Graphiques, Fenêtres et Aide.

La version 2.0 du logiciel a été développée en 2011 à l'Université Saâd Dahlab de Blida. L'image présentée à la figure 1.50 représente le schéma du système sol/pieu étudié et indique les dimensions et les couches du sol.

En résumé, SPULL est un logiciel qui facilite l'analyse des pieux latéralement chargés en permettant l'entrée des données, l'exécution des calculs et la visualisation des résultats.

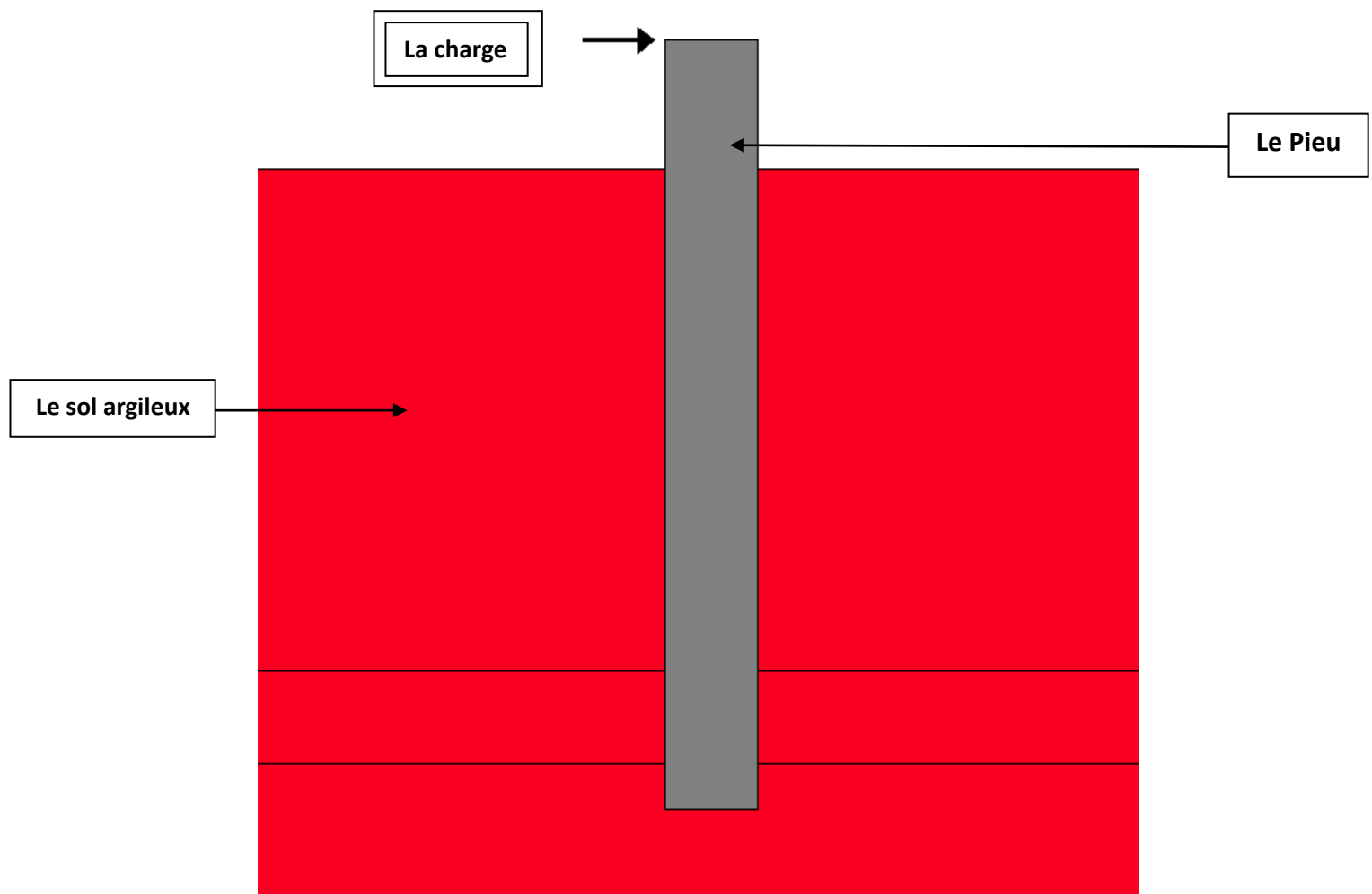


Figure 43:l'interface de programme SPULL Windows

Nous avons employé des approches basées sur les courbes P-Y pour analyser le comportement de notre base de données des pieux rigide isolé dans un sol argileux. Les calculs correspondants pour chaque méthode ont été réalisés à l'aide d'un logiciel SPULL. Par la suite, nous avons confronté les résultats théoriques de toutes les méthodes aux mesures obtenues dans chaque scénario. Les figures suivantes présentent les résultats de notre base de données.

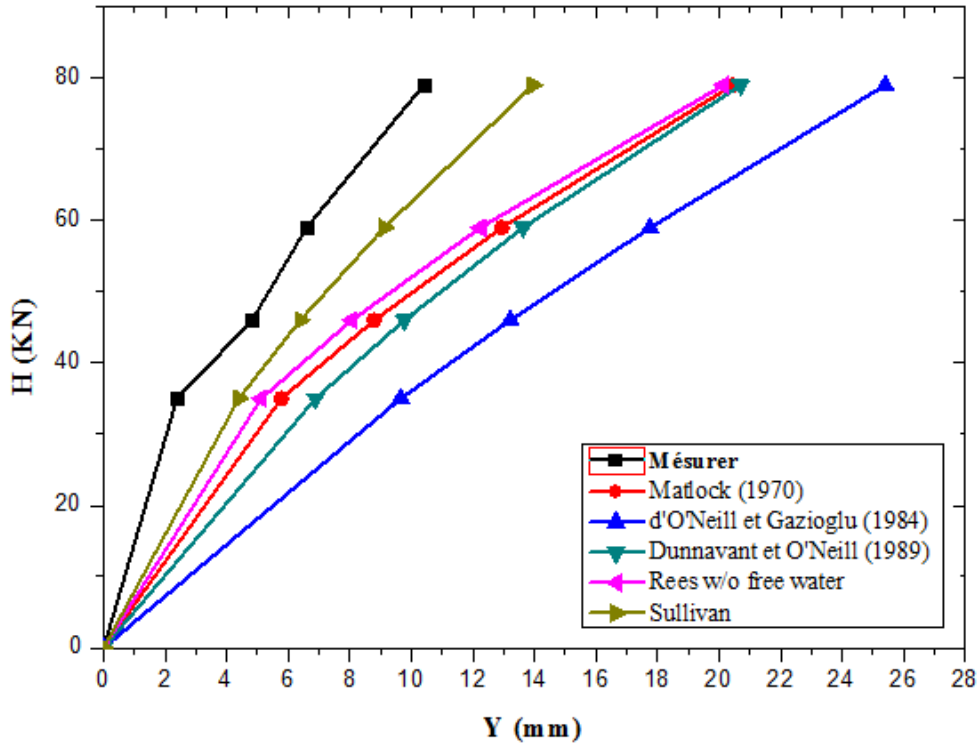


Figure 44.: Le déplacement latéral du pieu B1 par les méthodes courbe P-Y (Origine.8)

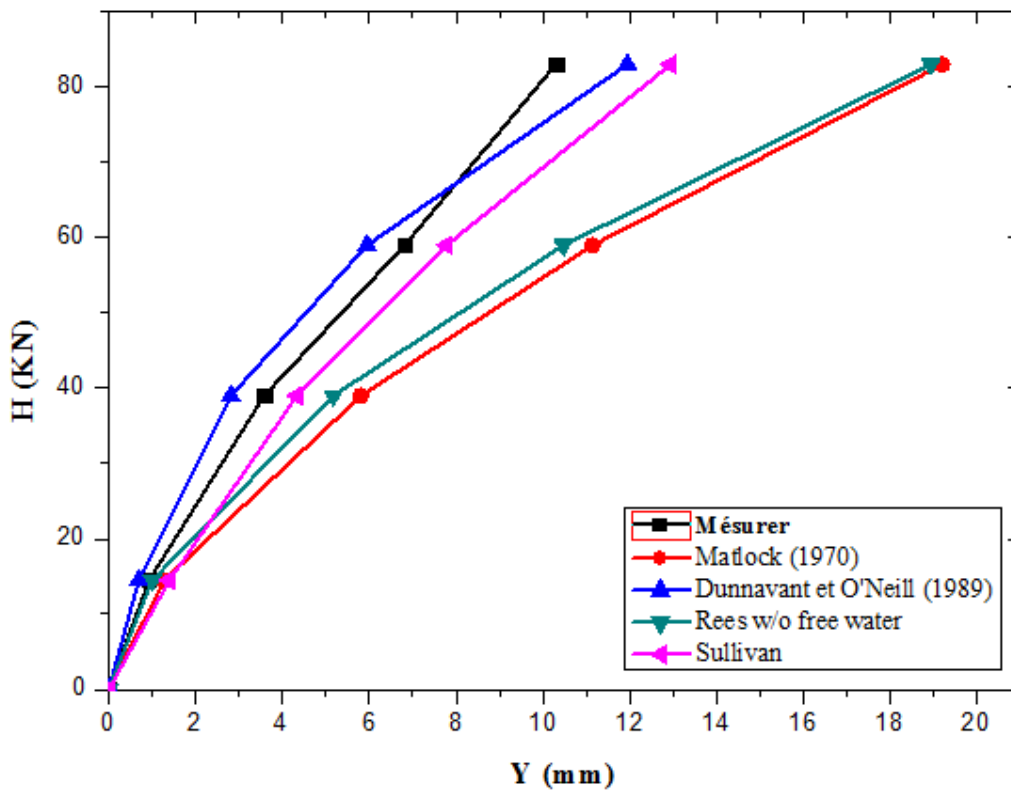


Figure 45:Le déplacement latéral du pieu B4 du par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

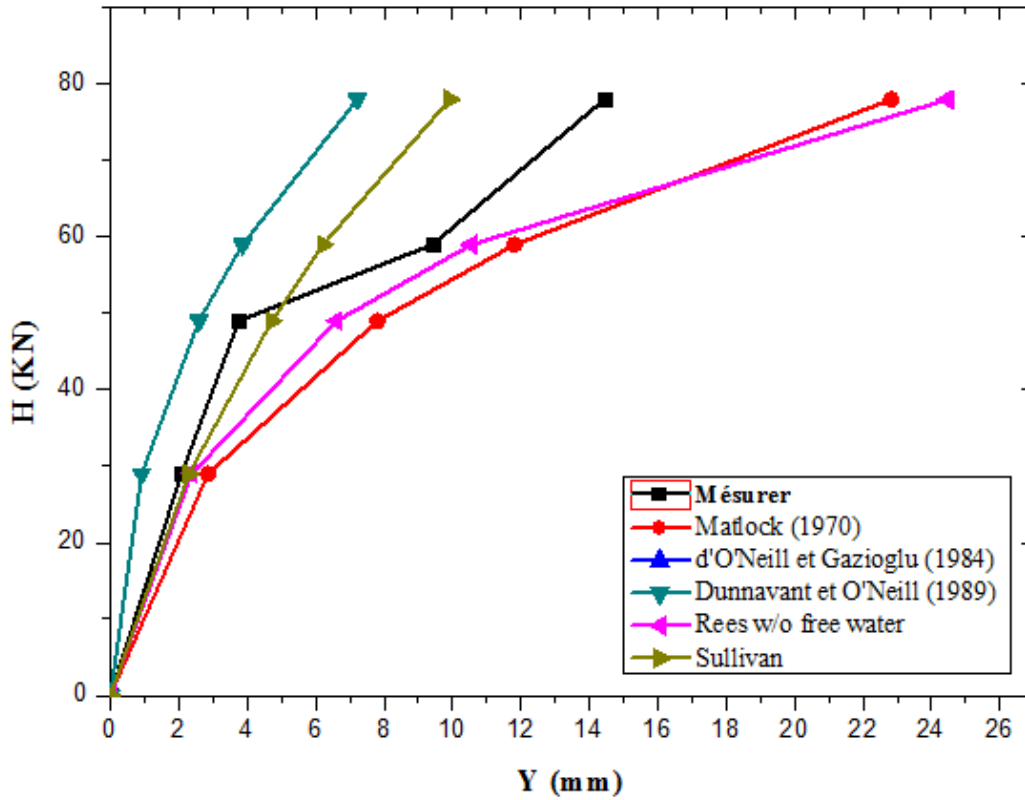


Figure 46: Le déplacement latéral du pieu B5 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

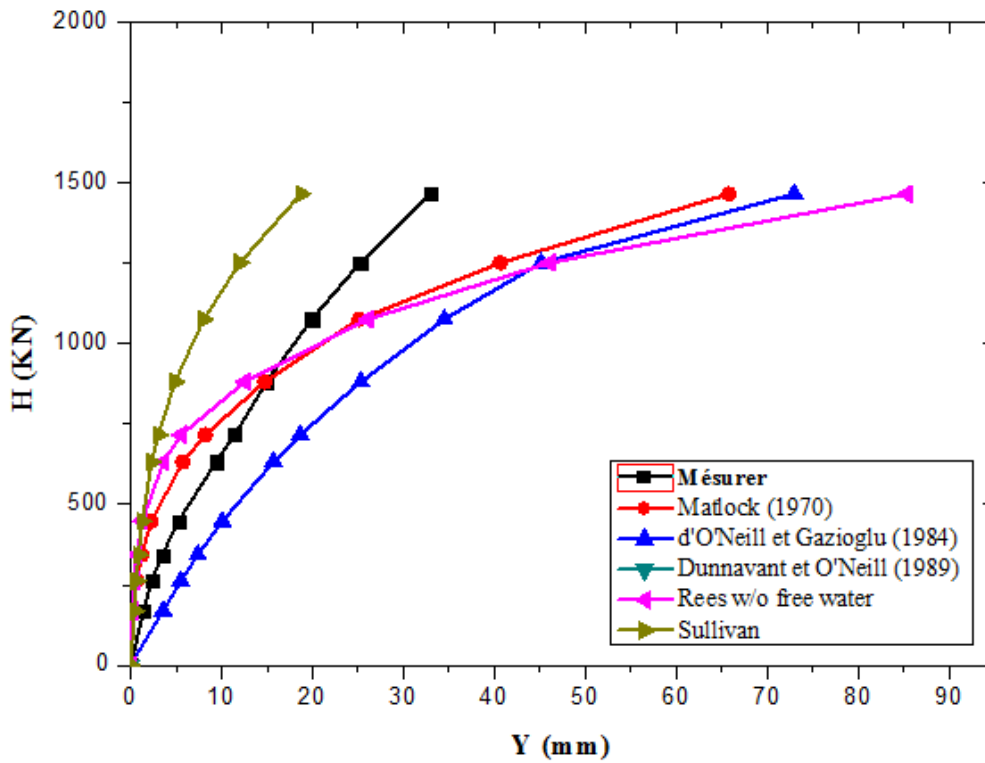


Figure 47: Le déplacement latéral du pieu P2 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

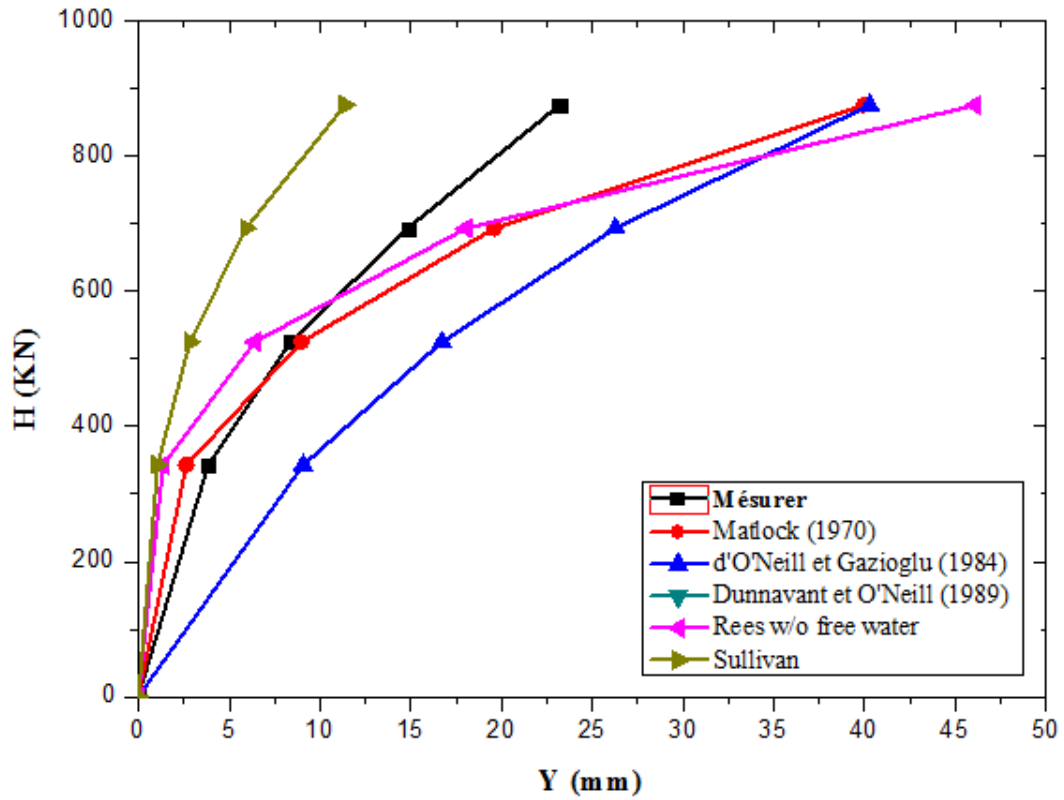


Figure 48: Le déplacement latéral du pieu P4 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

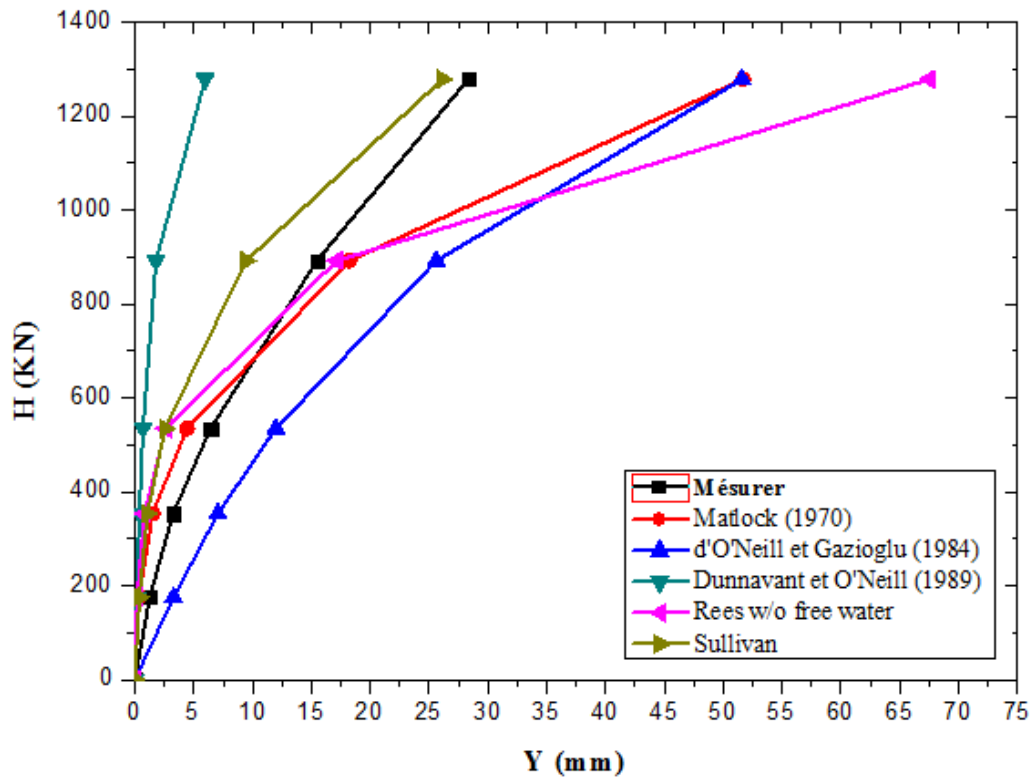


Figure 49: Le déplacement latéral du pieu P6 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

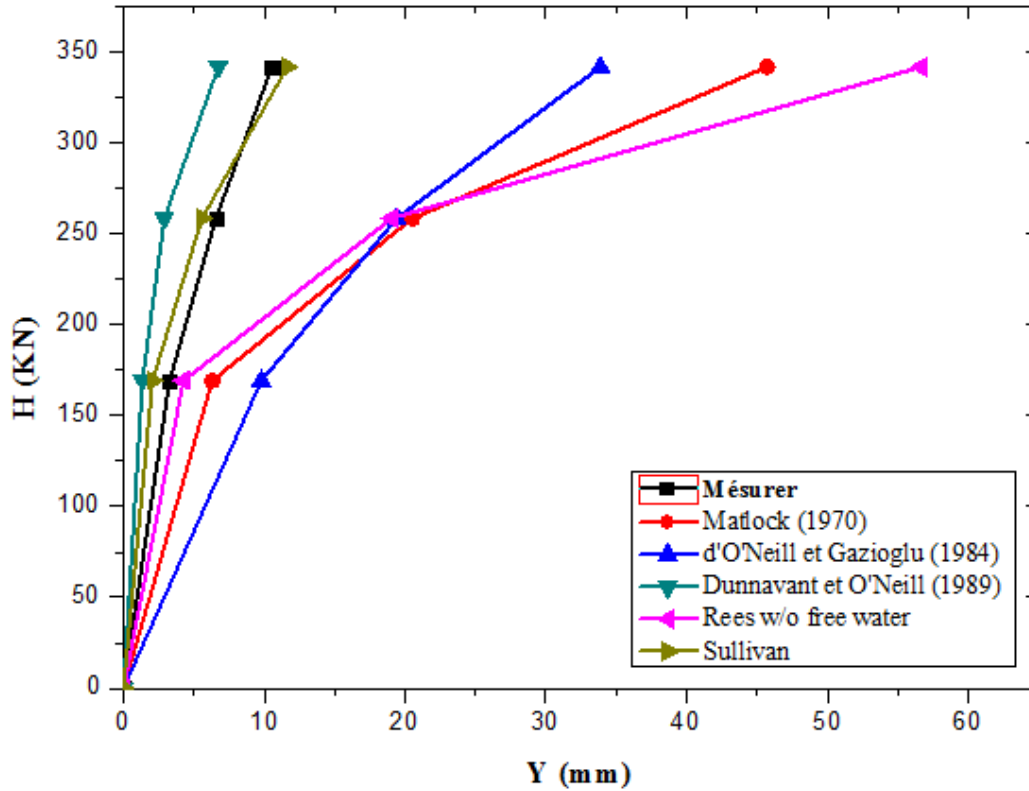


Figure 50: Le déplacement latéral du pieu P7 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

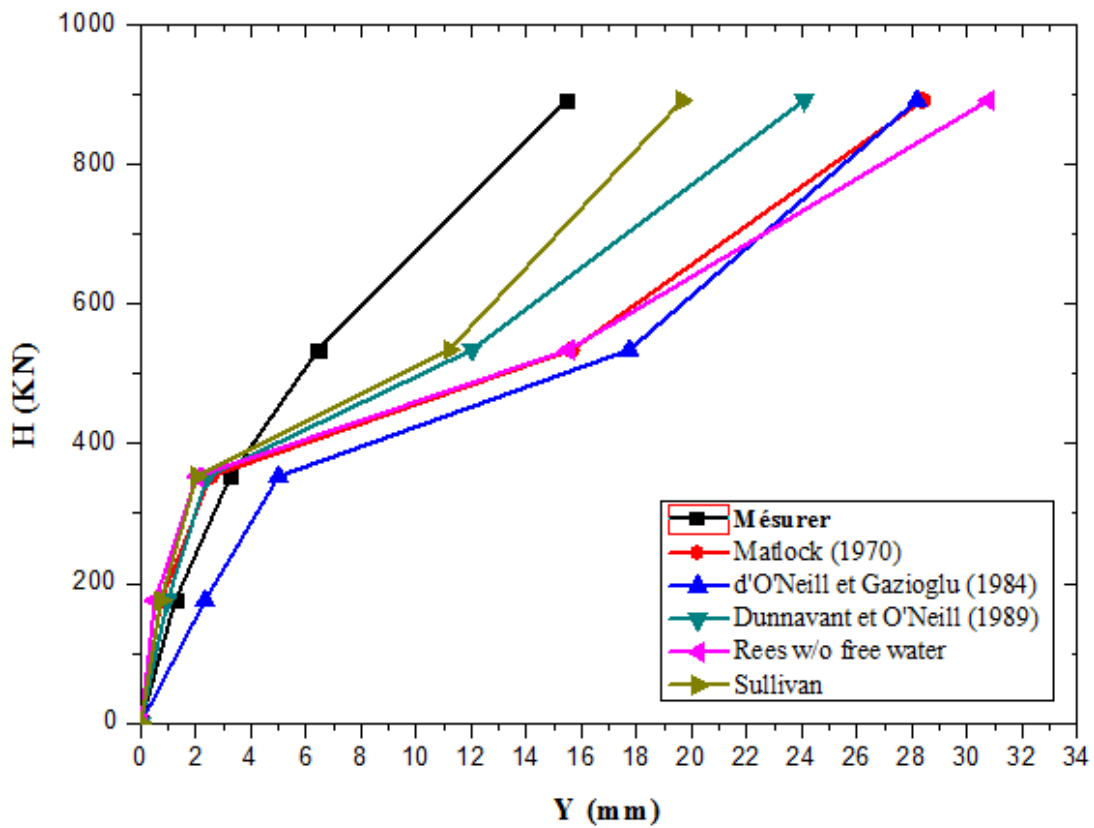


Figure 51: Le déplacement latéral du pieu P8 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

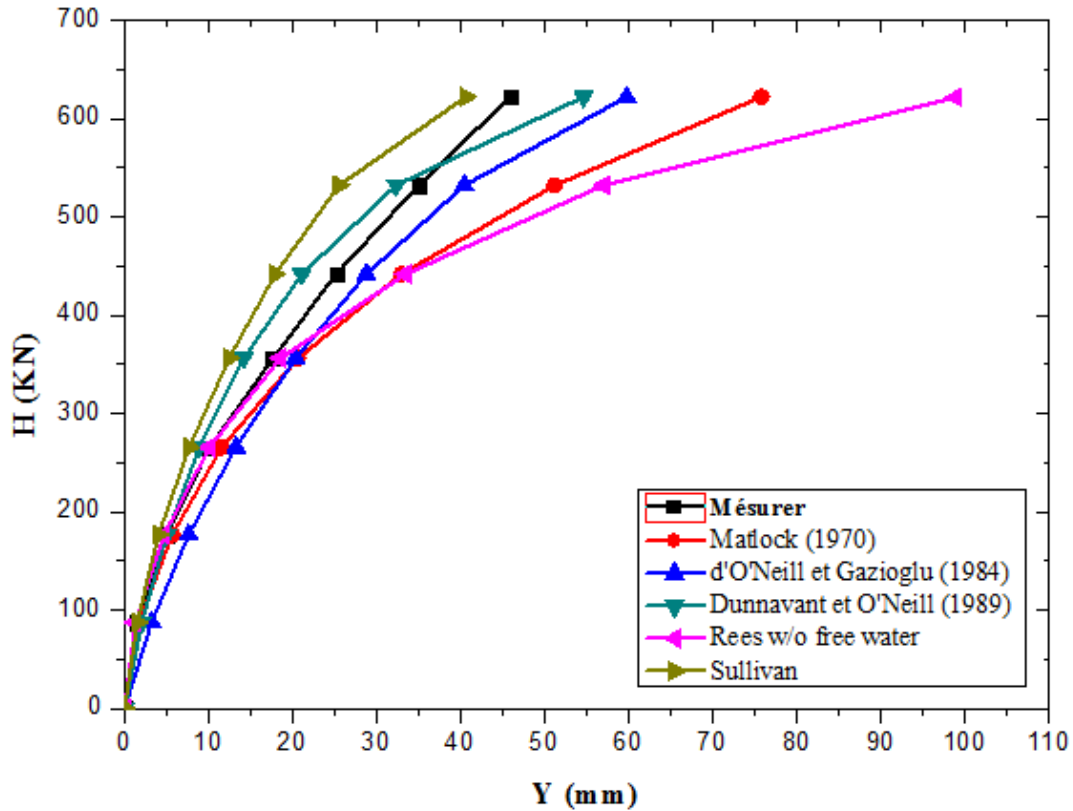


Figure 52: Le déplacement latéral du pieu P1 par les méthodes courbe p-y (Origine.8)

Les illustrations représentent des graphiques comparant les courbes de chargement obtenues à partir des différentes méthodes des courbes P-Y avec la courbe de chargement mesurée. Ce tableau est fourni ci-dessous récapitulant les pourcentages d'erreur associés à chaque méthode.

Tableau 19: l'erreur relative des méthodes des courbes P-Y

	B1	B4	B5	P2	P4	P6	P7	P8	P1
Matlock	2.08	-15.04	-3.34	-21.66	76.65	28.16	365.2 3	31.34	-0.59
Sullivan	- 33.90	-38.70	-49.47	-69.71	-58.58	-44.04	0.247	-9.96	-42.07
Rees	-6.91	-24.42	-13.39	-24.50	131.2	53.30 7	513.8 5	38.24	-1.55
Dunnavant	15.23	-10.84	-76.12	-85.14	90.98	-84.83	- 50.14	28.68	-24.82
Gazioglu	64.86	871.08	1445.4	81.46	96.60	103.2 2	218.8 2	78.89	8.22

On remarque qu'on a 70% des pieux sont bons avec la méthode de Matlock et 30% réalisable avec Sullivan mais il paraît que la plus optimiste c'est de Matlock, car elle possède les plus moins erreurs dans la majorité des pieux, en plus elle donne un déplacement presque superposer sur le déplacement mesuré dans la région des petits déplacements. Et pour les

autres méthodes ne sont pas trop loin de la courbe mesurée mais elles sont des erreurs variables d'une situation à une autre.

En résumé, lors de notre analyse du comportement d'un pieu isolé rigide soumis à des forces latérales dans un sol argileux homogène, nous avons constaté que les méthodes basées sur les courbes P-Y présentaient de légères erreurs. Cependant, parmi ces méthodes, celle de Matlock s'est révélée être la plus fiable.

1.13 La méthode numérique basée sur la théorie des éléments finis :

Définition la théorie des éléments finis :

La théorie des éléments finis (TEF) est une méthode numérique utilisée en ingénierie pour résoudre des problèmes complexes en subdivisant un domaine en éléments géométriques simples. On formule ensuite des équations pour chaque élément et les résultats numériques, permettant ainsi la simulation et l'analyse du comportement de systèmes physiques dans diverses conditions sans avoir besoin de tests fréquents en laboratoire.

Présentation du logiciel Plaxis 3D :

Plaxis 3D est un logiciel sophistiqué et convivial qui permet la modélisation et l'analyse par éléments finis de problèmes géotechniques en 3D, notamment la déformation et la stabilité dans les domaines de la mécanique des sols et de la mécanique des roches. Cet outil trouve de nombreuses applications dans différents domaines tels que les projets d'excavation, les remblais, les barrages, les fondations, les tunnels, et bien d'autres encore. Plaxis 3D offre une large gamme de fonctionnalités puissantes pour résoudre des problèmes géotechniques complexes et est largement utilisé dans l'industrie de l'ingénierie géotechnique.

Les points forts de Plaxis 3d :

- Convivialité de l'interface pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats
- Génération automatique des maillages
- Des jeux prédéfinis de lois de comportement de sol (linéaire élastique, Mohr-Coulomb, ...) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure
- Calcul de coefficients de sécurité (procédure C/ϕ réduction)

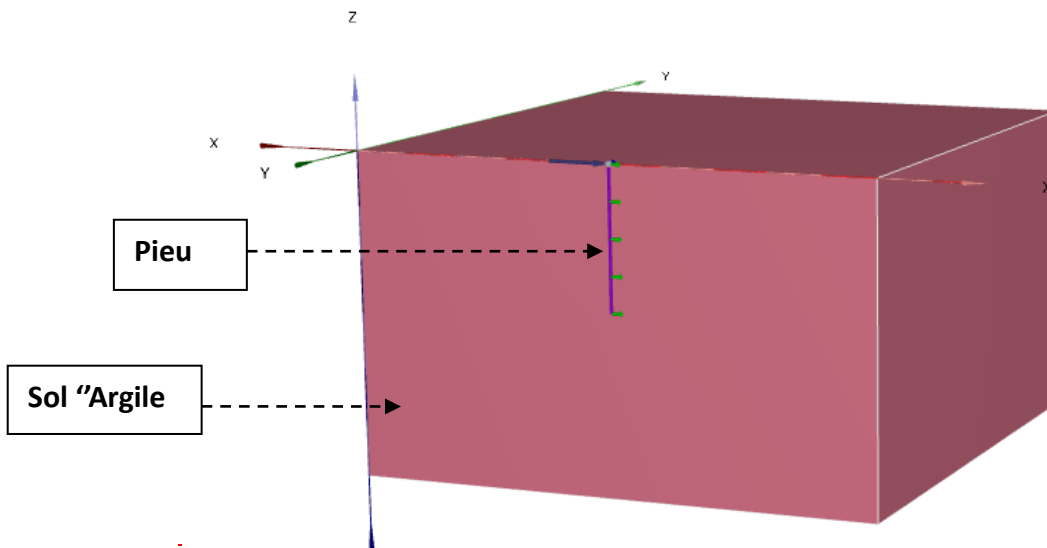


Figure 53: l'interface du logiciel Plaxis 3D

Dans le but d'atteindre l'objectif de notre étude, qui est de modéliser l'interaction sol-pieu sous charge latérale et de simuler le comportement du sol et des pieux, nous avons choisi d'utiliser une méthode numérique avec le logiciel de calcul PLAXIS. Ce logiciel est spécialement conçu pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité dans diverses applications géotechniques. Les courbes de cette méthode introduite dans PLAXIS 3D sont regroupées dans les figures suivantes :

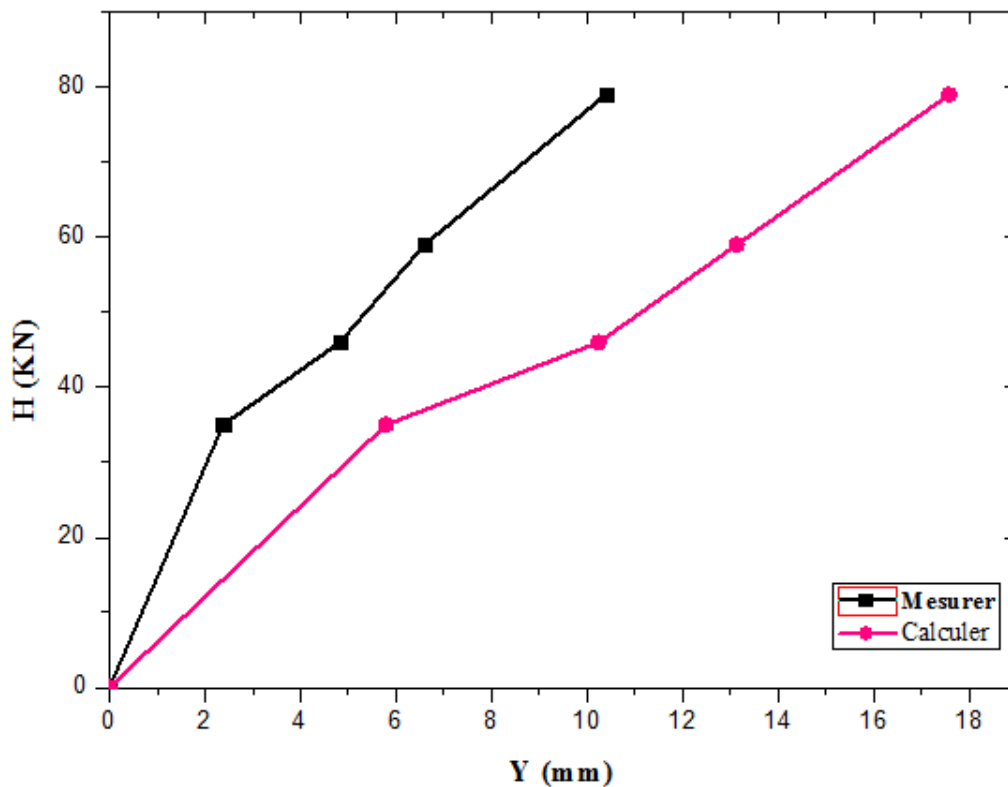


Figure 54: Le déplacement latéral du pieu B1 par la méthode numérique (Origine.8)

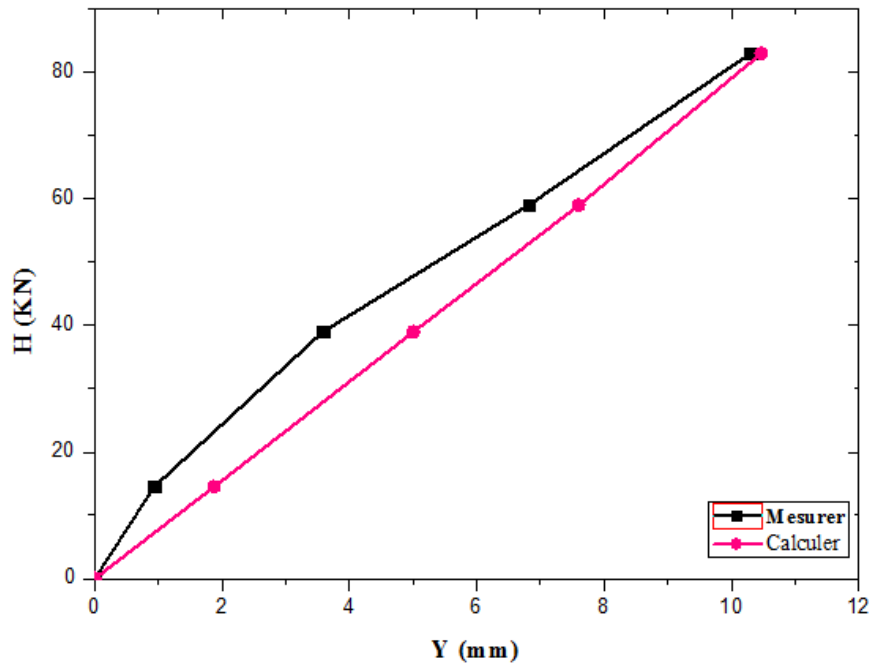


Figure 55: Le déplacement latéral du pieu B4 par la méthode numérique (Origine.8)

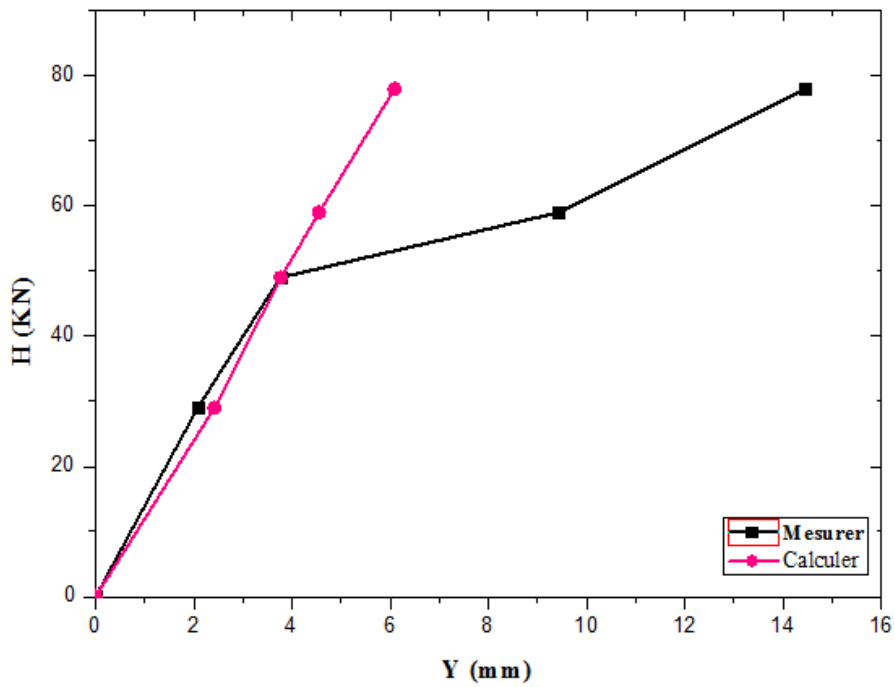


Figure 56: Le déplacement latéral du pieu B5 par la méthode numérique (Origine.8)

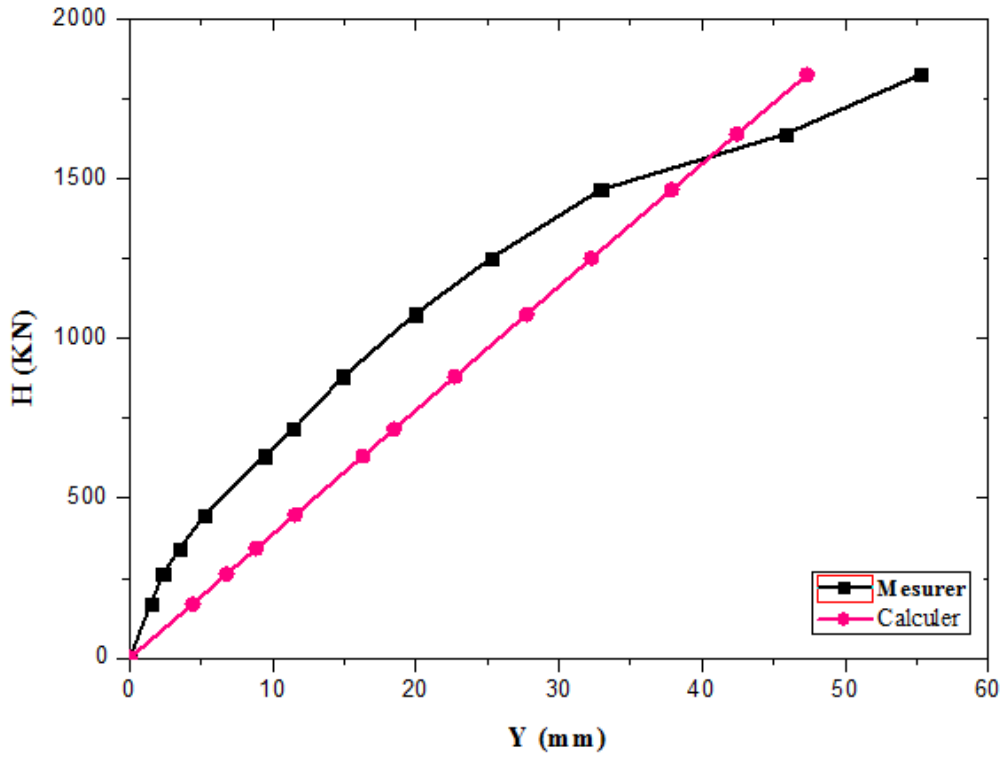


Figure 573 : Le déplacement latéral du pieu P2 par la méthode numérique (Origine.8)

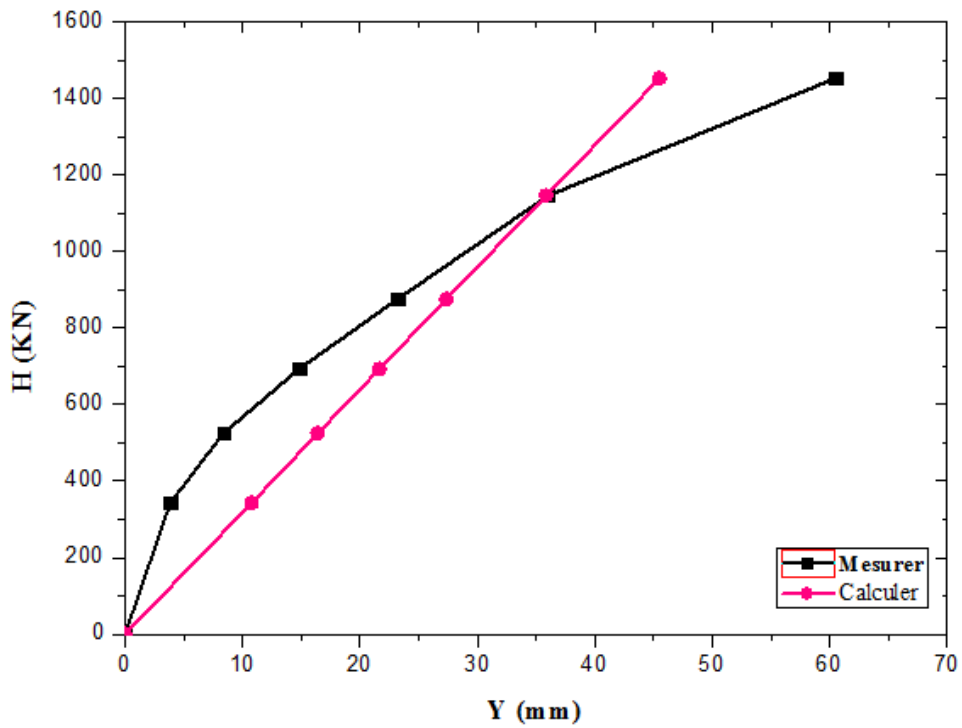


Figure 58: Le déplacement latéral du pieu P4 par la méthode numérique (Origine.8)

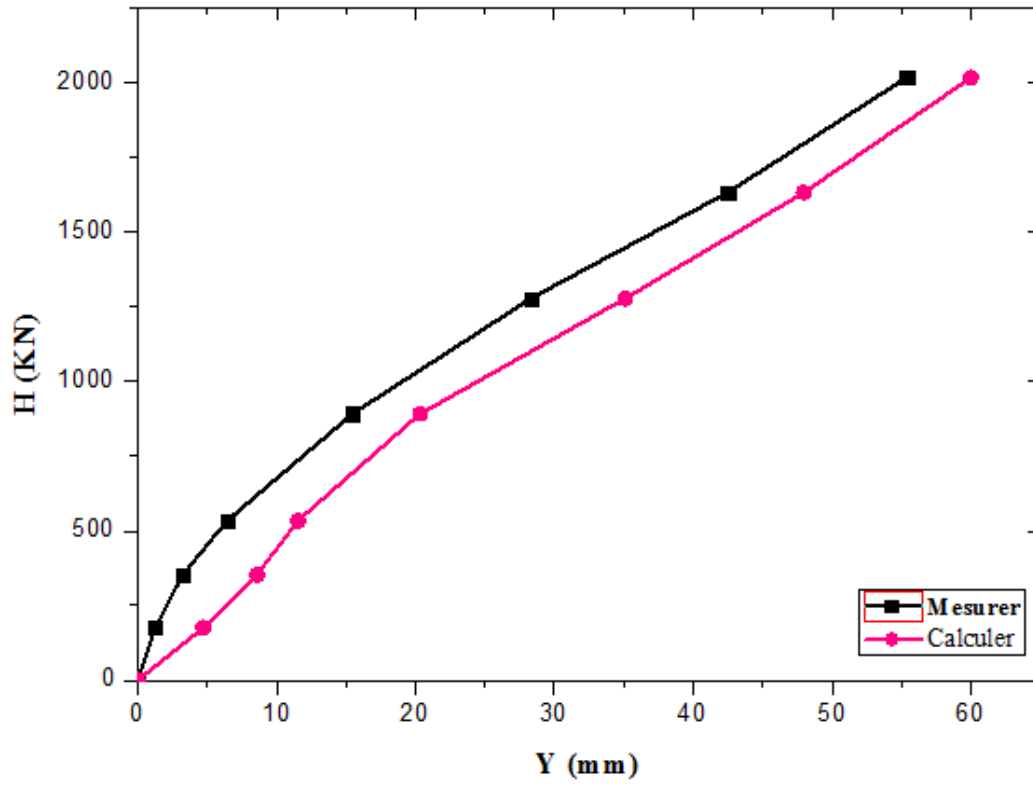


Figure 59: Le déplacement latéral du pieu P6 par la méthode numérique (Origine.8)

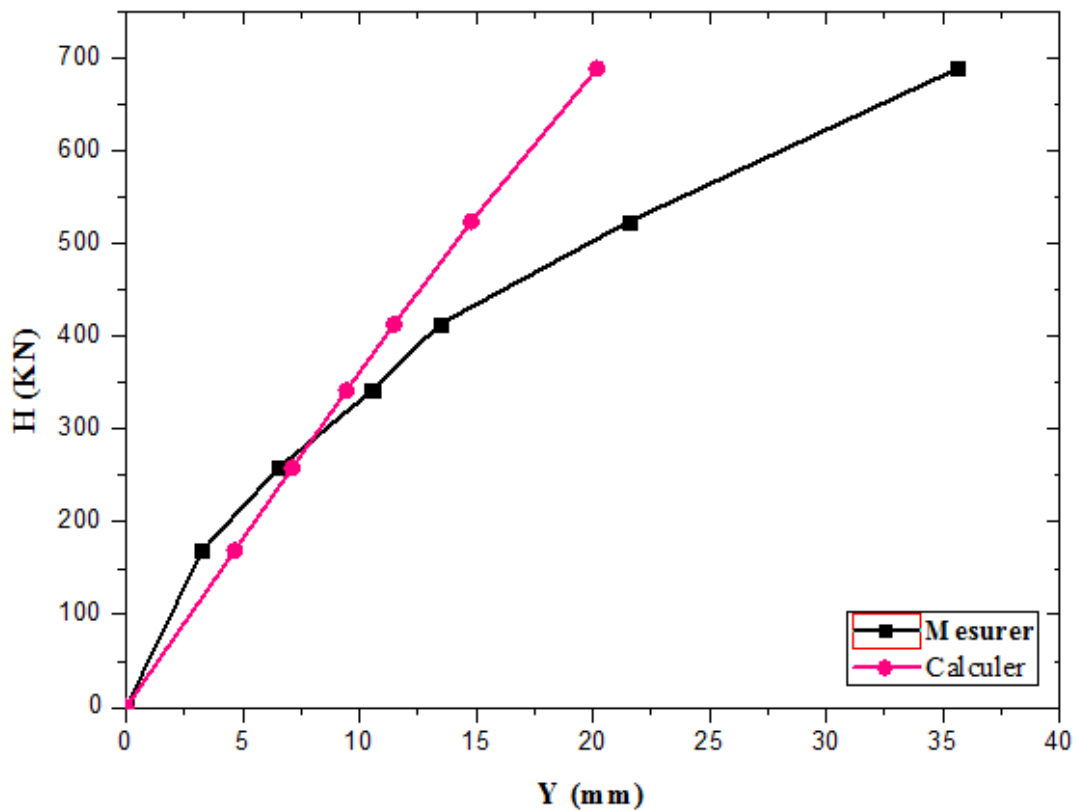


Figure 60: Le déplacement latéral du pieu P7 par la méthode numérique (Origine.8)

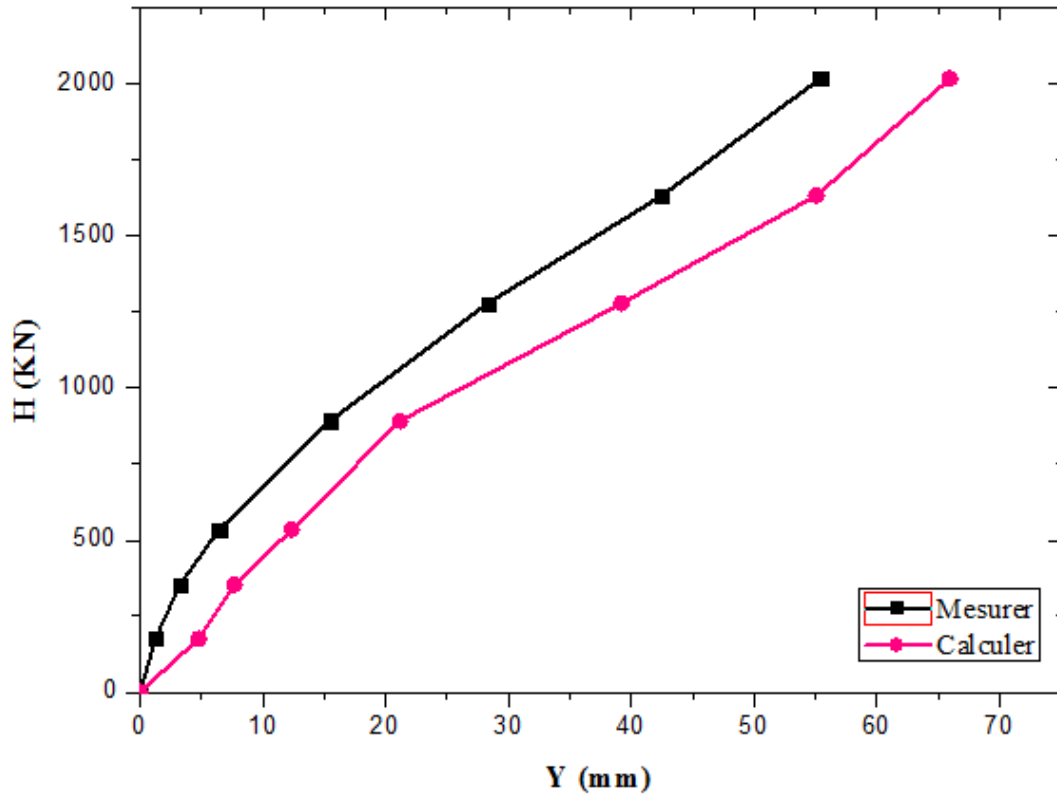


Figure 61: Le déplacement latéral du pieuP8 par la méthode numérique (Origine.8)

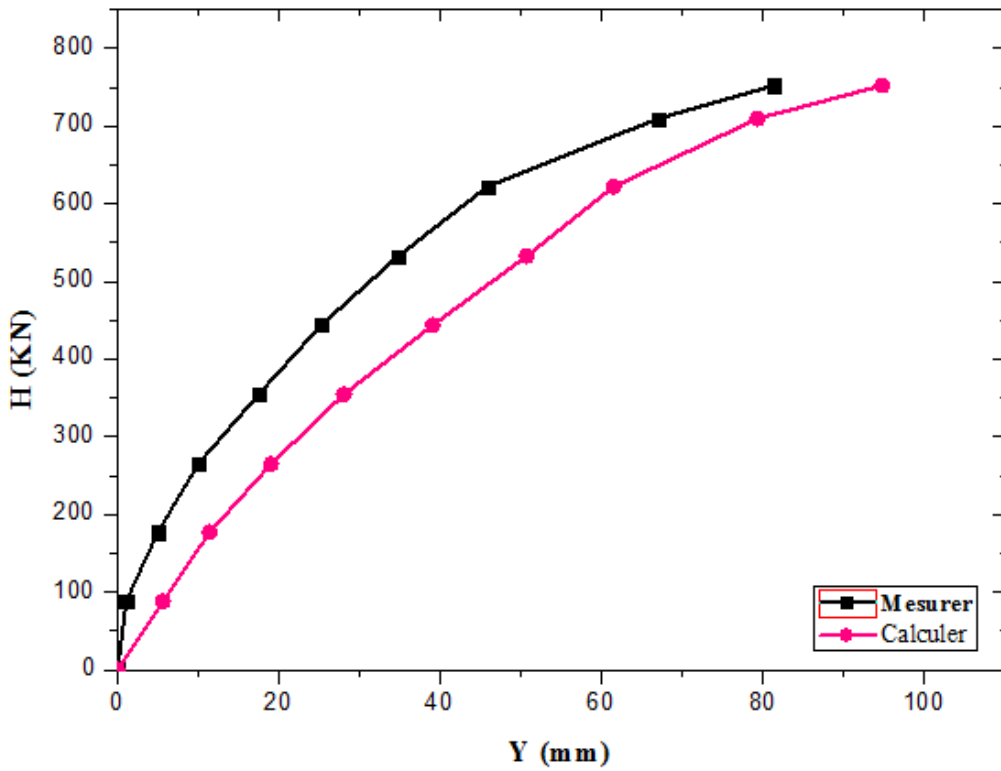


Figure 62: Le déplacement latéral du pieu P1 par la méthode numérique (Origine.8)

Les graphiques présentés permettent de visualiser et de comparer les courbes de déplacement du pieu obtenues à l'aide de la méthode numérique. Ils illustrent les variations entre les courbes calculées et mesurées en réponse à une charge appliquée. Ces graphiques offrent une représentation visuelle claire des différences entre les courbes, facilitant ainsi l'évaluation et la compréhension des résultats obtenus.

Le tableau ci-dessous récapitule les pourcentages d'erreur associés à chaque pieu, offrant ainsi une vue rapide des écarts entre les valeurs théoriques et empiriques. Cette comparaison quantitative fournit une indication de la précision et de la fiabilité de la méthode numérique. Les erreurs de cette méthode sont regroupées dans le tableau 3.

Tableau 20: l'erreur relative des méthodes des courbes P-Y

	B1	B4	B5	P2	P4	P6	P7	P8	P1
Plaxis 3D	84,83	30,83	-18,54	76,25	52,41	85,67	-7,99	90,78	97,29

D'après les illustrations et les résultats numériques, nous pouvons conclure que les déplacements obtenus à l'aide de cette méthode numérique sont légèrement plus grands que les valeurs mesurées.

1.14 Classement des courbes de chargement :

Nous comparons ces différentes courbes de chargement avec celles obtenues expérimentalement dans les trois catégories de méthodes différentes. Nous avons sélectionné la meilleure méthode dans chaque catégorie qui donne de bons résultats afin de déterminer le classement des méthodes.

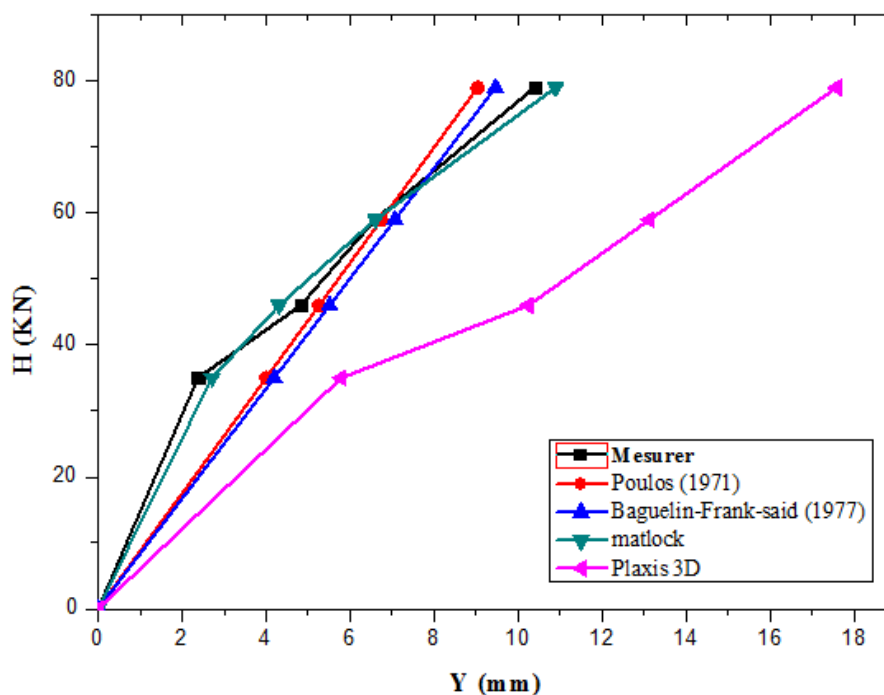


Figure 63: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B1 (Origine.8)

En analysant la figure 63, on peut clairement constater que la méthode des éléments finis présente une importante divergence par rapport à la courbe mesurée et elle est plus optimiste, tandis que les deux méthodes d'élasticité se rencontrent en un seul point. Ce que donne qu'elles sont un peu optimistes dans les petits déplacements par contre sont pessimiste dans les moyennes déplacements. En revanche, la méthode de Matlock est pratiquement indiscernable de la courbe réelle, démontrant ainsi une excellente concordance.

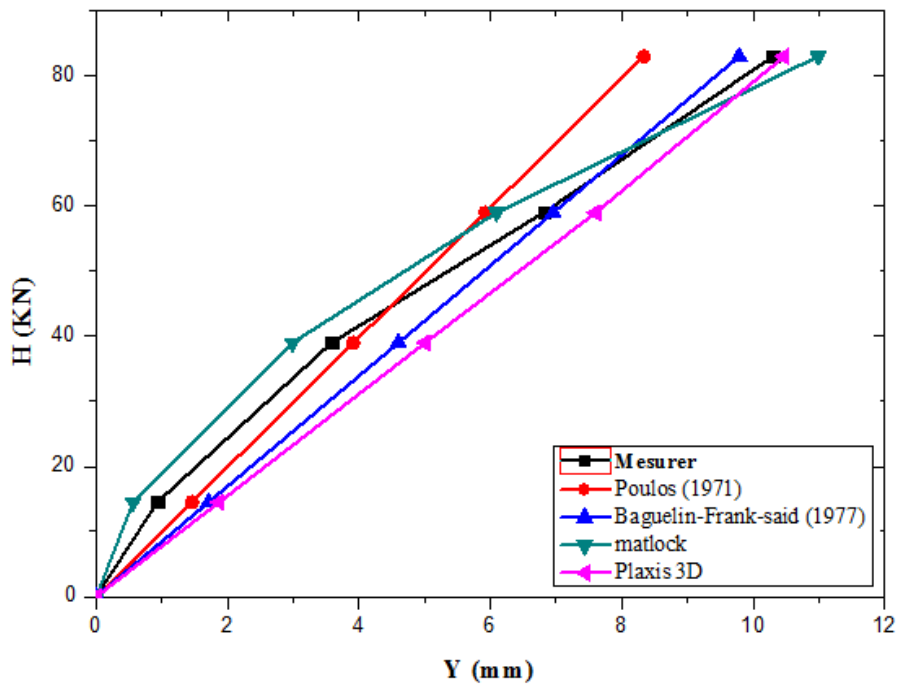


Figure 64: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B4 (Origine.8)

Dans cette figure 64, toutes les courbes se rencontrent avec la courbe mesurée en un seul point, mais celle qui est la plus proche de cette dernière est la méthode de Matlock. Cela indique que la méthode de Matlock présente la meilleure correspondance avec les données mesurées, avec une plus grande précision par rapport aux autres méthodes malgré qu'elle soit un peu pessimiste

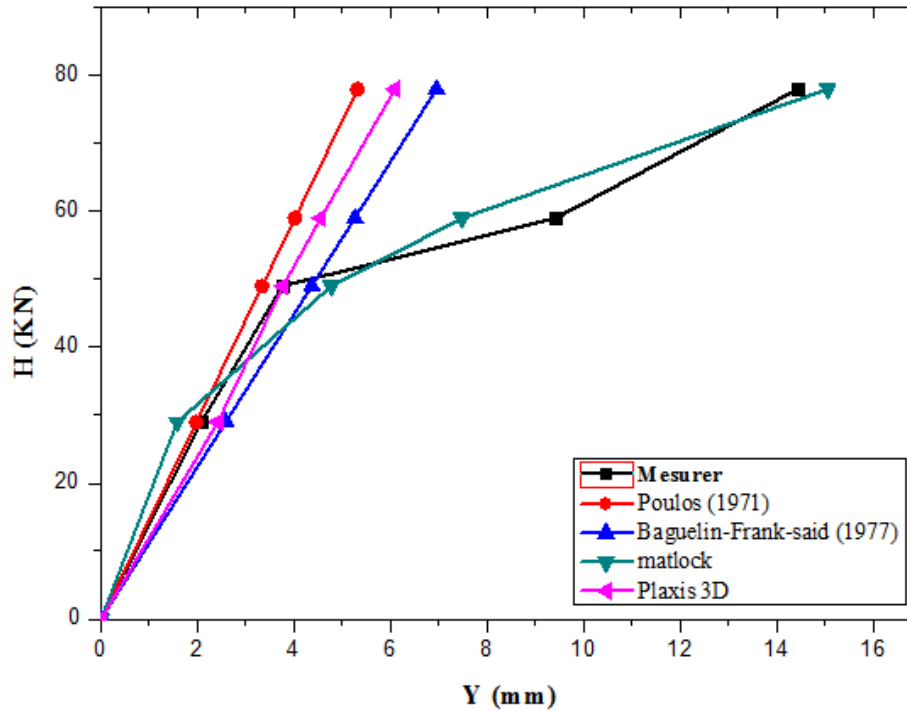


Figure 65: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu B5 (Origine.8)

La figure 65 illustre que la méthode de Poulos (1971) et Baguelin-Frank-said (1977) ainsi que la méthode des éléments finis se croisent avec la courbe mesurée en un unique point. En revanche, la méthode de Matlock présente trois points d'intersection avec la courbe réelle, ce qui dénote une meilleure concordance. Par ailleurs, la courbe correspondant à la méthode de Matlock est étroitement alignée avec la courbe réelle, suggérant une grande précision et une adéquation satisfaisante des résultats obtenus.

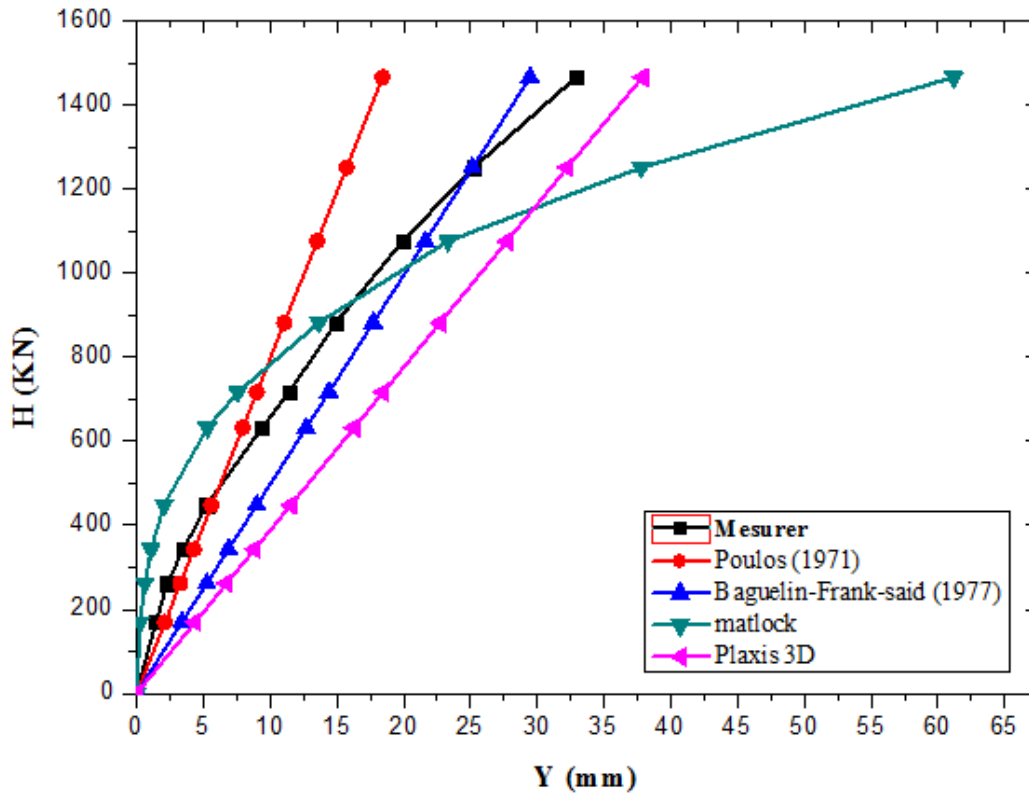


Figure 66: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P2 (Origine.8)

L'illustration de la figure 66 met en évidence que la méthode de Baguelin et la méthode des éléments finis se très bien optimiste et en sécurité par contre la meilleure méthode des courbes P-Y de Matlock est un peu pessimiste dans les petits déplacements par contre sont très optimistes dans les moyennes déplacements. En revanche, La méthode de Poulos est très bien calculée dans les petits déplacements après elle est un peu pessimiste quant on augmente la charge dans ce cas-là on ne peut pas trouver une bonne méthode

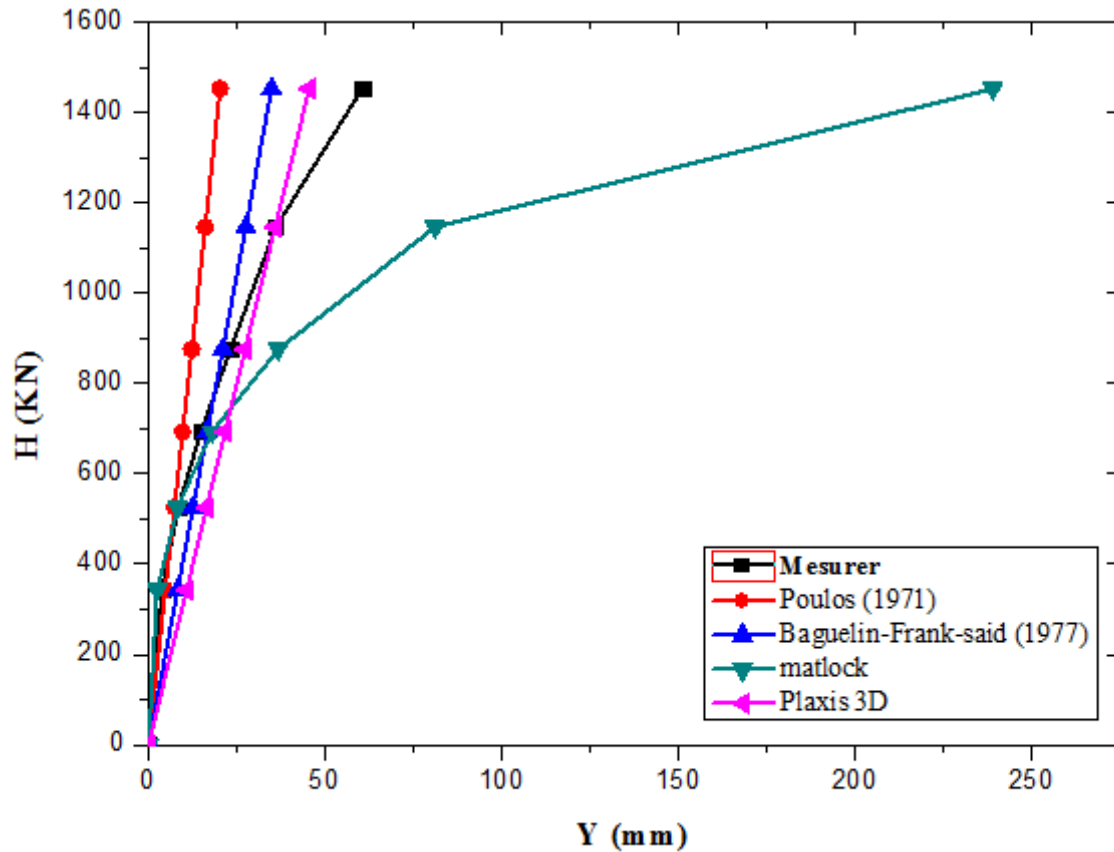


Figure 67: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P4 (Origine.8)

L'illustration de la figure 67 met en évidence que toutes les courbes sont relativement proches les unes des autres dans les petits déplacements par contre de plus en plus augmentation de la charge on trouve que la méthode de Matlock est très optimiste en revanche on peut signifier que la méthode de méthode des élément finis offre une meilleure concordance avec la courbe réelle avec une bonne sécurité, présentant ainsi une précision supérieure par rapport aux autres méthodes.

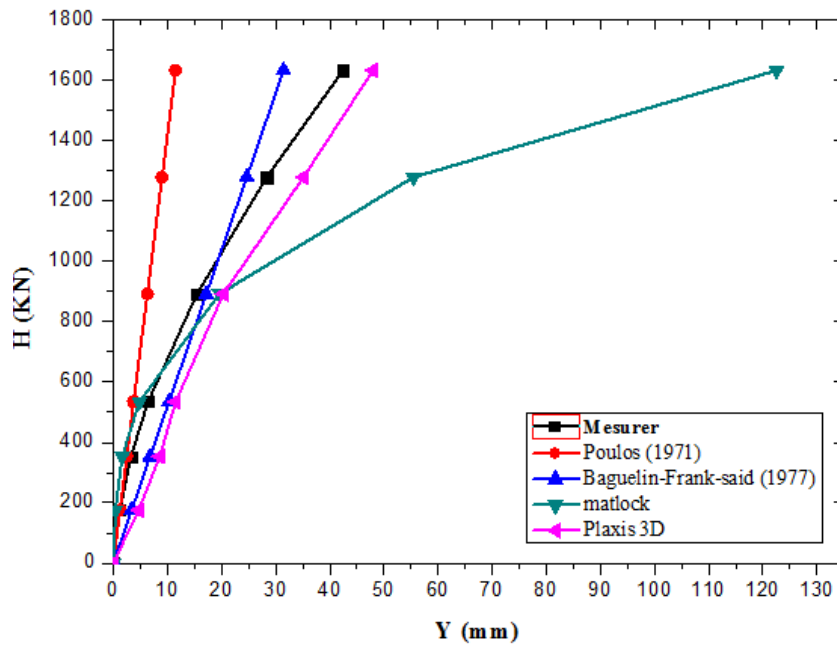


Figure 68: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P6 (Origine.8)

Les résultats mesurés et calculés pour le pieu d'essai P6 sont comparés à la Figure 68. Comme le montre le graphique, La courbe qui se rapproche le plus de la courbe mesurée est celle associée à la méthode de Baguelin et Al. Ensuite, la courbe des éléments finis se rapproche également de la courbe mesurée avec un bon niveau d'optimisation et de sécurité. En revanche, les deux autres méthodes affichent une certaine distance par rapport à la courbe mesurée, ce qui suggère une précision moindre.

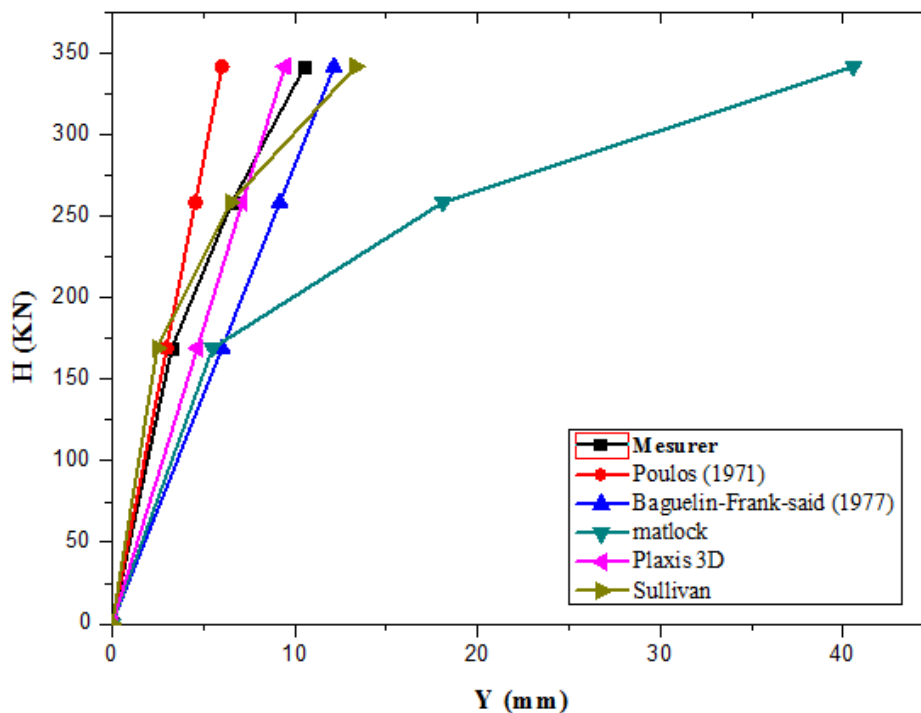


Figure 69: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P7

Les résultats de la courbe de chargement mesurés et calculés pour le pieu d'essai P7 sont comparés à (la Figure 69). Comme le montre le graphique, les déplacements mesurés et calculés pour les petites charges concordent excellent pour toutes les méthodes, par contre le déplacement mesurées et calculées concorde de manière favorable dans les grandes charges. En revanche on peut signifier que la méthode de courbes P-Y proposer par **Sullivan et Al., (1980)** offre une meilleure concordance avec la courbe réelle avec une bonne sécurité, présentant ainsi une précision supérieure par rapport aux autres méthodes.

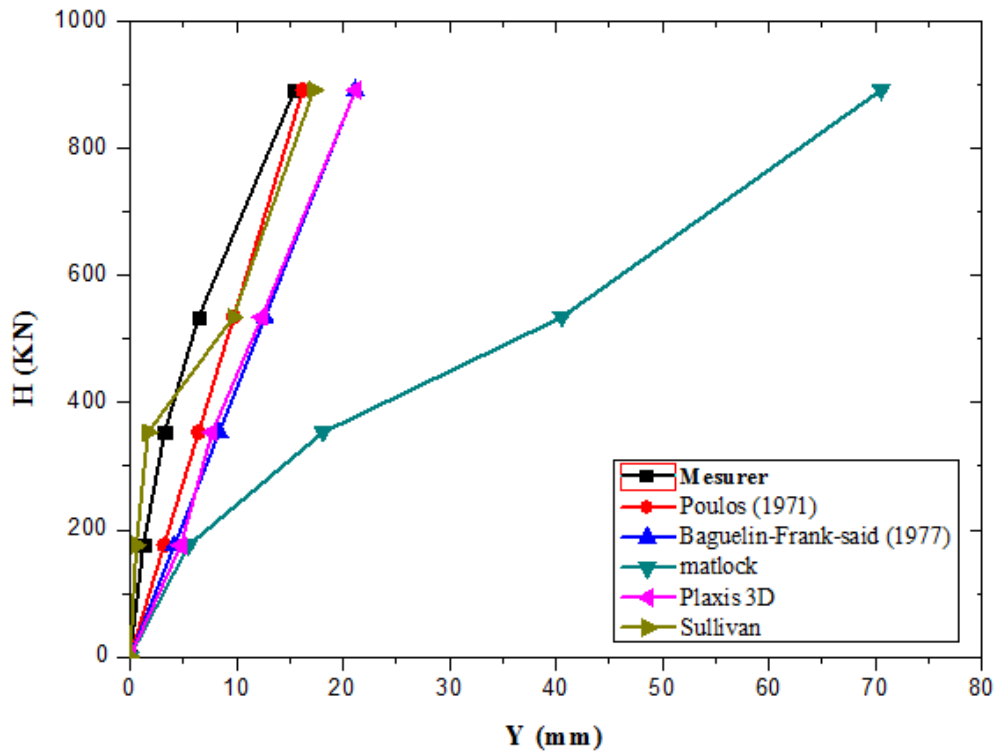


Figure 70: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P8 (Origine.8)

Pour le pieu d'essai P8, les résultats mesurés et calculés sont comparés à la Figure 70. D'après le graphique la méthode de Matlock n'est pas bien indiquant une divergence significative par contre la méthode de Sullivan très proche mais n'est pas en sécurité et les méthodes d'élasticité concordent de manière satisfaisante en revanche la méthode des éléments finis concordent bien et elle est optimiste et en sécurité

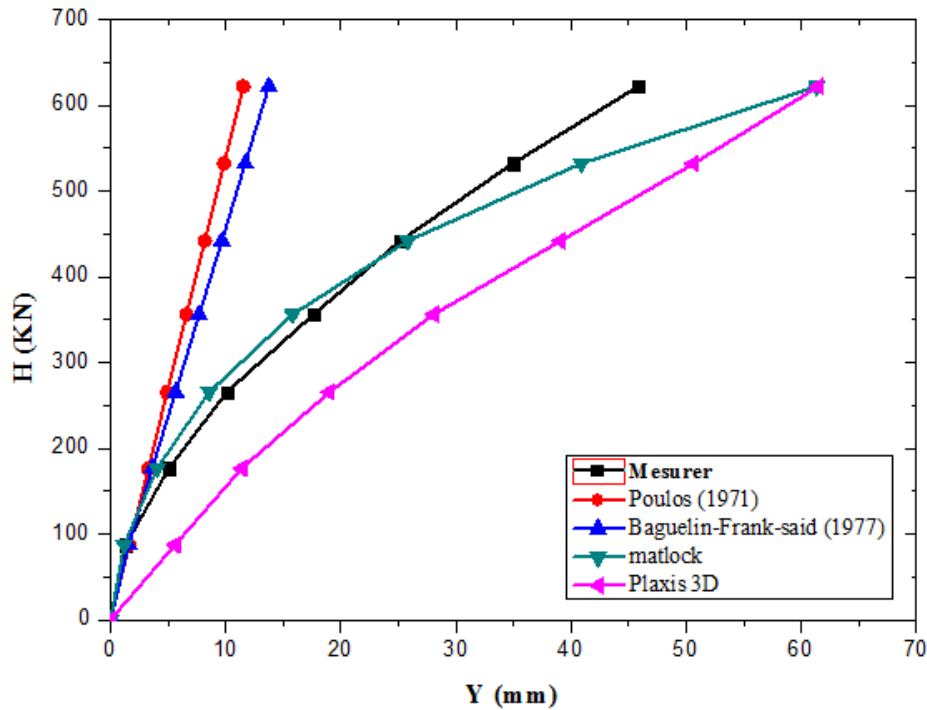


Figure 71: Courbes de chargement expérimental et calculées du pieu P1 (Origine.8)

La figure 71 qui compare les résultats de chargement mesurée avec les calculées montre que les méthodes d'élasticité la méthode de Poulos et Baguelin-Frank-said (1977) se croisent avec la courbe mesurée en un seul point dans la première charge qui sont vraiment très pessimiste tandis que la méthode des éléments finis est plus optimiste De plus, la courbe correspondant à la méthode de Matlock est très proche de la courbe réelle, comme le montre le graphique, les déplacements mesurés et calculés concordent excellent pour toutes les charges latérales sauf dans les grands charges et elles suggérant une précision élevée et une bonne adéquation des résultats.

Tableau 21: l'erreur relative des meilleures méthodes dans chaque catégorie

	B1	B4	B5	P2	P4	P6	P7	P8	P1
Matlock (1970)	2.08	-15.04	-3.34	-21.66	76.65	28.16	365.23	31.34	-0.59
Poulos (1971)	16.65	8.44	-34.17	14.25	-32.05	-48.62	-41,92	32,80	-56.01
Baguelin-Frank-said (1977)	22.18	27.36	-13.87	37.13	16.74	40.55	17,29	72,98	-51.33
Elément finis	84,83	30,83	-18,54	76,25	52,41	85,67	-7,99	90,78	97,29

D'après les courbes comparatives et le tableau des résultats, on constate que les méthodes de courbes P-Y sont les meilleures pour calculer et étudié les déplacements des pieux isolés sous une charge latérale dans un sol argileux homogène, en particulier la méthode de Matlock

(1970), qui est la plus précise et qui fournit des résultats précis et fiables. Après on peut classer que la méthode des éléments finis donne aussi une bonne résultat et une bonne optimisation avec un calcul en sécurité. En revanche les méthodes de l'élasticité malgré que sont de méthodes basées sur de principe mathématique reste toujours loin de la réalité et non applicable dans des sols hétérogènes.

Conclusion :

D'après les résultats des analyses présentées dans ce chapitre, et d'après la comparaison qu'on a fait pour les courbes de chargement mesurées avec celui qui sont calculés dans les différentes méthodes et catégories étaient adéquats pour prédire le comportement des pieux soumis à des charges latérales dans des sols argileux homogènes.

Ce chapitre nous a permis de constater la variété des méthodes d'estimation de la résistance latérale des pieux isolés rigides par l'interprétation des courbes de chargement. D'après l'interprétation et l'analyse statistique des courbes de chargement, nous avons constaté que les méthodes des courbes P-Y se révèlent être les plus efficaces pour le calcul et l'étude des déplacements des pieux isolés soumis à une charge latérale dans un sol argileux homogène. En particulier, la méthode de Matlock (1970) se distingue en tant que la plus précise, fournissant des résultats fiables et précis. Dans la majorité des cas, cela est vrai. Cependant, il existe des situations où cette affirmation n'est pas valable. On peut ensuite considérer que la méthode des éléments finis offre également de bons résultats et une optimisation satisfaisante, avec des calculs sécurisés. En revanche, les méthodes basées sur l'élasticité, bien qu'elles reposent sur des principes mathématiques, restent souvent éloignées de la réalité et ne sont pas applicables dans des sols hétérogènes.

On recommande donc la méthode de Matlock (1970) pour utilise au future pour calculer le chargement d'un pieu isolé rigide dans des sols argileux homogènes.

Conclusion

Conclusion :

La complexité de l'interaction entre les pieux et le sol sous l'influence de charges latérales découle de la nature tridimensionnelle du phénomène et de la multitude de paramètres essentiels liés aux pieux et aux caractéristiques du sol. Dans certaines configurations de structures soutenues par des pieux, il peut se produire des situations où ces éléments sont soumis à des forces horizontales, telles que les charges sismiques, les forces,

Le travail consiste en une première étape d'interprétation des essais de chargement latéral des pieux rigides installés dans un sol argileux. L'objectif est de déterminer la meilleure méthode qui donne un bon résultat expérimentalement comme les courbes P-Y, ainsi que les méthodes d'élasticités et les méthodes des éléments finis comparions avec des résultats mesurés

Dans notre étude, nous disposons d'une base de données comprenant trois sites. Le premier site comporte trois pieux, le deuxième en compte cinq et le dernier n'en a qu'un. Nous avons également les caractéristiques de chaque pieu ainsi que les propriétés du sol de chaque site. Nous avons appliqué des charges horizontales pour calculer le déplacement de ces pieux.

Tout d'abord, nous avons recueilli toutes les méthodes pertinentes pour notre cas d'étude concernant un sol argileux homogène. Nous avons identifié trois catégories. La première catégorie concerne les méthodes élastiques, comprenant six méthodes numériques. La deuxième catégorie concerne les méthodes des courbes P-Y, avec cinq méthodes réalisables grâce au logiciel SPULL. Enfin, la dernière catégorie ne comprend qu'une seule méthode utilisant les éléments finis, réalisée avec PLAXIS 3D.

Après avoir effectué les calculs à l'aide de ces méthodes, nous avons constaté que parmi les méthodes élastiques, la méthode de Poulos (1971) est meilleure dans 35% des cas, tandis que la méthode de Baguelin-Frank-Said (1977) est meilleure dans 65% des cas.

Par conséquent, nous concluons que cette dernière méthode est la plus appropriée pour notre catégorie. De plus, la méthode de Douglas et Davies (1964) est applicable à certains pieux, mais pas à d'autres. En générale les méthodes d'élasticité restent théoriques et non pas bien applicables et n'assurer pas la garante et la sécurité.

En ce qui concerne la deuxième catégorie, les courbes P-Y, les résultats indiquent que la méthode de Matlock (1970) est meilleure dans 70% des pieux, tandis que la méthode de Sullivant (1980) est meilleure dans 30% des cas. Il est clair que la méthode de Matlock (1970) est la plus fiable, en revanche les autres méthodes des courbes P-Y ne sont pas bien et ne donnent pas des bons résultats

Pour la méthode des éléments finis, elle peut être parfois bonne et fiable avec une optimisation très sécurité, mais parfois moins appropriée.

À la fin de ce travail, on a fait une comparaison entre les meilleures méthodes de chaque catégorie comme la méthode de Poulos (1971) et la méthode de Baguelin-Frank-Said (1977) dans la catégorie des méthodes d'élasticité et la méthode Matlock (1970) et Sullivant (1980) dans la catégorie des méthodes des courbes P-Y, avec aussi la méthode des éléments finis.

En conclusion, les méthodes basées sur les courbes P-Y sont les plus performantes et les plus précises, on a trouvé la méthode Matlock (1970) qui est la meilleure méthode applicable pour des pieux rigides dans des sols argileux homogène mais malgré ça elle ne reste pas excellente et elle donne dans des cas un mauvais résultat et très optimiste par rapport aux autres méthodes ou aux résultats mesurés

On conseille d'utiliser la méthode Matlock (1970) pour des pieux rigides dans des sols argileux homogènes

Bibliographie

Bibliographie

Ali BOUAFI A. (2010). *Introduction à la Dynamique des Sol.* 1er edition. Alger : OPU (Office des Publications Universitaires).

Ali BOUAFI A. 2016. *Mécanique des Sols Appliquée - Problèmes Résolus.* 5e. Alger : OPU (Office des Publications Universitaires), p. 165.

Addaci, O. (2012). *Analyse numérique par la méthode des éléments finis d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale* (Doctoral dissertation, géotechnique Batna Université de Batna 2).

Ali BOUAFI A. Des fondations, c. P., & des soutènements, e. T.

Baguelin, F., Frank, R., & Said, Y. H. (1977). Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Geotechnique*, 27(3), p.p. 405-434.

Bhushan, K., Fong, P. T., & Haley, S. C. (1979). Lateral load tests on drilled piers in stiff clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(8), p.p. 969-985.

Bond, A. J., Schuppener, et all (2013, June). Eurocode7: geotechnical design worked examples. In *Workshop "Eurocode (Vol. 7)*.

Bouafia, A. (2000). *Mécanique des sols appliqués: Problèmes résolus.* Office des publications universitaires.

BOUAFIA, A. (2018). Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus. *Polycopié, Université Saâd Dahleb de Blida.*

BOUAFIA, A. (2018). Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus. *Polycopié, Université Saâd Dahleb de Blida.*

Bouafia, A. (2011). *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques.* 2e. Alger : Pages Bleues Internationales.

Bouafia, A. (2011). *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques.* 2e. Alger : Pages Bleues Internationales.

BOUAFIA, A. PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT DANS LE SABLE EN CENTRIFUGEUSE.

Briaud, J. L., Smith, T., & Meyer, B. (1984). Laterally loaded piles and the pressuremeter: comparison of existing methods. In *Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance.* ASTM Internationa

Briaud, J. L., Tucker, L., & Smith, T. (1983). *PRESSUREMETER DESIGN OF LATERALLY LOADED PILES. INTERIM REPORT* (No. FHWA/TX-84/28+ 340-3).

Davies, T. G., & Budhu, M. (1986). Non-linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays. *Geotechnique*, 36(4), p.p. 527-538.

Davies, T. G., & Budhu, M. (1987). Discussion: Non-linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays. *Géotechnique*, 37(4), p.p. 529-532.

Desodt, C., & Reiffsteck, P. (2020). *Géotechnique-2e éd.: Exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours.* Paris : Dunod.

DiGioia, A. M., Davidson, H. L., & Donovan, T. D. (1983). Design of laterally loaded drilled piers. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, (1), p.p. 186-194.

Douglas, D. J., & Davis, E. H. (1964). The movement of buried footings due to moment and horizontal load and the movement of anchor plates. *Geotechnique*, 14(2), p.p. 115-132.

GUETTAFI, N. (2021). *Contribution à la modélisation de l'interaction sol fondation par la méthode des éléments finis* (Doctoral dissertation, géotechnique Batna, Université de Batna 2).

Kerisel, J. (1965). Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay. In *Proceeding of symposium on bearing capacity of settlement of foundations*, Duke University, Durham, NC (pp. 45-52).

Laouedj, A., & Bouafia, A. (2017). Pieux isolés sous charges latérales–Construction des courbes PY à partir de l'essai SPT. *Revue Française de Géotechnique*, (152), 4.

Laouedj, A. (2018). *Apport de l'essai spt au dimensionnement des pieux isolés sous charge latérale monotone-analyse expérimentale et numérique des courbes de réaction PY* (Doctoral dissertation, géotechnique tizi ousou, Université Mouloud Mammeri).

Martin, P. (2011). *Géotechnique appliquée au BTP.* Editions Eyrolles.

Meyer, B. J., & Reese, L. C. (1979). *Analysis of single piles under lateral loading* (No. FHWA-TX-79-38+ 244-1 Intrm Rpt.). TX: Center for Highway Research, University of Texas at Austin.

Mezazigh, S., & Levacher, D. (1998). Laterally loaded piles in sand: slope effect on py reaction curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), p.p. 433-441.

O'Neill, M. W., Dunnavant, T. W., & Belleman, C. J. (1989, June). Cyclic behavior of natural overconsolidated clay in two loading modes. In *Foundation Engineering: Current Principles and Practices* (pp. 106-120). ASCE.p. 390.p. 408. Vol. Tome II.

Picard, M. H. (2012). *Comportement et modelisation py des argiles sensibles du Québec: études expérimentale et paramétrique* (Doctoral dissertation, géotechnique Université Laval).

Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design* (Vol. 397). New York: Wiley.

Randolph, M. F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Geotechnique*, 31(2), p.p. 247-259.

Remaud, D. (1999). *Pieux sous charges latérales: étude expérimentale de l'effet de groupe* (Doctoral dissertation, Ecole Doctorale Sciences pour l'Ingenieur de Nantes; Centrale Nantes; Université de Nantes).

Sullivan, W. R., Reese, L. C., & Fenske, C. W. (1980). Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay. In *Numerical methods in offshore piling* (pp. 135-146). Thomas Telford Publishing.

Résumé :

Lors de la conception d'un pieu soumis à une charge latérale statique, il est important de prendre en compte à la fois les caractéristiques mécaniques du pieu et les propriétés et le comportement du sol. Il existe de nombreux paramètres à étudier lors du dimensionnement, ce qui rend le processus complexe. De plus, il existe de nombreuses méthodes de calcul pour déterminer la résistance latérale des pieux verticaux soumis à des charges horizontales.

Il est nécessaire d'estimer les déplacements et les rotations à la tête du pieu lorsqu'il est soumis à des charges horizontales de service, afin de concevoir les pieux selon les limites de service. Ce problème a été étudié en profondeur, et différentes méthodes de calcul ont été développées pour décrire le comportement du système sol-pieu sous chargement latéral.

Le travail à effectuer consiste tout d'abord à interpréter une base de données des essais de chargement latéral du pieu et à déterminer expérimentalement la courbe de chargement à la tête des pieux rigides dans un sol cohérent homogène. Ensuite, une étude comparative détaillée des différentes méthodes de calcul sera réalisée pour déterminer le comportement du pieu à petits déplacements. Finalement, ce travail aboutira à un classement des méthodes de calcul en fonction de leur capacité à prédire précisément le comportement du pieu sous charge latérale.

Abstrat:

In the design of a pile subjected to static lateral load, it is important to consider both the mechanical characteristics of the pile and the properties and behavior of the soil. There are numerous parameters to study during the design process, which makes it complex. Furthermore, there are several calculation methods available to determine the lateral resistance of vertical piles under horizontal loads.

Estimating displacements and rotations at the pile head under service horizontal loads is necessary for designing piles based on serviceability limit states. This issue has been extensively studied, and different calculation methods have been developed to describe the behavior of the soil-pile system under lateral loading.

The work to be carried out consists firstly in interpreting a database of lateral pile loading tests and experimentally determining the loading curve at the head of rigid piles in homogeneous cohesive soil. Next, a detailed comparative study of different calculation methods will be carried out to determine the behavior of the pile at small displacements. Finally, this work will result in a ranking of calculation methods according to their ability to accurately predict pile behavior under lateral loading.

الملخص

في تصميم ركيزة تتعرض لحمل جانبي ثابت، من المهم أن نأخذ في الاعتبار الخصائص الميكانيكية للركيزة وخواص وسلوك التربة. هناك العديد من المعلمات التي يجب دراستها أثناء عملية التصميم، مما يجعلها معقدة. علاوة على ذلك، هناك عدة طرق حسابية متاحة لتحديد المقاومة الجانبية للركائز العمودية تحت الأحمال الأفقية.

من الضروري تقدير الإزاحة والدوران على رأس الركيزة عند تعرضه الأحمال أفقية من أجل تصميم الركائز وفقاً لحدود الخدمة. تم دراسة هذه المشكلة بشكل متعمق، وتم تطوير أساليب حساب مختلفة لوصف سلوك نظام التربة-الركيزة تحت التحميل الجانبي

العمل الذي يتعين القيام به يتضمن أولاً تفسير قاعدة بيانات اختيارات التحميل الجانبي للركيزة وتحديد منحنى التحميل بشكل تجريبي في رؤوس الركائز الصلبة في تربة متماسكة متجانسة. بعد ذلك يتم إجراء دراسة مقارنة مفصلة للأساليب المختلفة للحساب للتحديد لسلوك الركيزة في الانحرافات الصغيرة في النهاية سيؤدي هذا العمل إلى تصنيف أساليب الحساب وفقاً لقدرتها على تنبؤ سلوك الركيزة بدقة تحت التحميل الجانبي

Annexe

Introduction :

Un bureau d'étude en géotechnique marine est spécialisé dans l'étude des sols et des structures sous-marines. Il utilise des connaissances en géologie, en génie civil et en ingénierie maritime pour évaluer les risques géotechniques et fournir des recommandations. Les ingénieurs géotechniciens marins collectent des données sur les fonds marins, effectuent des analyses approfondies et utilisent des techniques telles que le forage, les essais in situ et la modélisation numérique. Leur expertise est essentielle dès les premières phases d'un projet, permettant d'optimiser la conception et de minimiser les risques. Les bureaux d'étude en géotechnique marine contribuent ainsi à la réalisation de structures sûres et durables dans des environnements maritimes complexes.

La plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) axée sur les fondations et les pieux révolutionne l'ingénierie marine. Cette technologie permet aux ingénieurs d'explorer et de simuler de manière immersive les caractéristiques géotechniques des fonds marins et le comportement des fondations et des pieux. La réalité virtuelle offre une expérience tridimensionnelle réaliste, permettant une meilleure compréhension et une analyse précise. Les ingénieurs peuvent ajuster les paramètres de conception, simuler différentes configurations et évaluer les performances des fondations et des pieux. La collaboration entre les équipes est facilitée grâce au partage de modèles en temps réel. Cette plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle ouvre de nouvelles possibilités pour la conception de structures marines efficaces, sûres et durables.

Les activités de ce bureau d'étude :

- Essais in situ mesurer les propriétés mécaniques des sols et des roches sous-marins
- Modélisation numérique des logiciels de modélisation numérique pour simuler le comportement des structures et des fondations dans les conditions géotechniques spécifiques du site
- Étude des fonds marins cartographier le sous-sol marin et collecter des données sur les caractéristiques géologiques, géomorphologiques et géotechniques des fonds marins.
- Permet aux ingénieurs d'explorer de manière immersive et interactive les caractéristiques géotechniques des fonds marins et de simuler le comportement des fondations et des pieux.
- La réalité virtuelle facilite la compréhension des conditions géotechniques complexes, optimise les conceptions, réduit les risques de construction et favorise la collaboration entre les équipes d'ingénierie.
- Cette approche contribue à des conceptions plus précises, sûres et efficaces dans le domaine de l'ingénierie marine.
- Surveillance géotechnique Le bureau d'étude peut également proposer des services de surveillance géotechnique pendant la construction ou l'exploitation d'un projet

- **Recommandations techniques :** Sur la base des analyses et des évaluations, le bureau d'étude fournit des recommandations techniques pour la conception et la construction des structures marines

BMC est l'acronyme de "Business Model Canvas". Il s'agit d'un outil visuel largement utilisé pour décrire et analyser le modèle économique d'une entreprise ou d'un projet. Le BMC propose une représentation synthétique et structurée des éléments clés qui constituent le modèle économique d'une entité.

Le Business Model Canvas se présente sous la forme d'une matrice composée de neuf blocs distincts qui couvrent tous les aspects importants du modèle économique :

1. Segment de clientèle : les différents groupes de clients visés par l'entreprise.
2. Proposition de valeur : les produits, services ou avantages uniques offerts aux clients.
3. Canaux de distribution : les canaux utilisés pour atteindre les clients et leur fournir les produits ou services.
4. Relation avec les clients : le type de relation établi avec les clients (personnalisée, en libre-service, etc.).
5. Sources de revenus : les différentes sources de revenus générées par l'entreprise.
6. Ressources clés : les actifs et ressources nécessaires pour faire fonctionner l'entreprise.
7. Activités clés : les actions principales nécessaires pour exécuter le modèle économique.
8. Partenaires clés : les entités ou organisations externes avec lesquelles l'entreprise collabore.
9. Structure de coûts : les coûts associés à l'exploitation de l'entreprise.

Les étapes du Business Model Canvas (BMC) pour créer une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) axée sur les fondations et les pieux

Segment de clientèle (Customer Segments)

- Les différents types de clients ou d'utilisateurs intéressés par le bureau d'étude en géotechnique marine avec une plateforme de modélisation en réalité virtuelle (VR) axée sur les fondations et les pieux
 - Entreprises de génie civil pour optimiser la conception des fondations et des pieux, évaluer la stabilité des structures et minimiser les risques géotechniques
 - Bureaux d'étude géotechnique pour mener des études approfondies des sols marins, modéliser les fondations et les pieux, et fournir des recommandations techniques aux clients pour garantir la stabilité des structures offshore.

- Entreprises d'ingénierie maritime pour analyser les contraintes géotechniques spécifiques aux projets marins, simuler les performances des fondations et des pieux, et optimiser la conception des structures pour assurer leur stabilité
- Sociétés d'exploitation pétrolière et gazière pour évaluer la stabilité des structures offshore, optimiser les fondations et les pieux pour les plates-formes de forage, et minimiser les risques géotechniques associés à leurs activités.
- Universités et centres de recherche pour effectuer des simulations, mener des études de cas et former les étudiants et les chercheurs aux défis géotechniques marins.
- Sociétés d'énergie éolienne offshore : Les sociétés qui se spécialisent dans l'énergie éolienne en mer recherchent des services de géotechnique marine pour évaluer la stabilité des fondations des éoliennes et étudier les conditions géotechniques du site afin d'optimiser la conception des structures.
- Entreprises de télécommunications sous-marines : Les entreprises impliquées dans la pose de câbles de télécommunications sous-marins nécessitent des études géotechniques pour évaluer la résistance du sol et déterminer les méthodes de pose optimales pour assurer la fiabilité des câbles.

Il est important d'adapter la communication, les fonctionnalités et les services de la plateforme en fonction des besoins spécifiques de chaque segment de clientèle. Une approche personnalisée et une compréhension approfondie des besoins des clients sont essentielles pour atteindre et servir efficacement ces segments de clientèle

Proposition de valeur (Value Proposition)

1. Définissez quelles sont les valeurs que vous proposez à vos clients grâce à l'utilisation de la plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR)
 - ✓ Expertise spécialisée : Un bureau d'étude en géotechnique marine offre une expertise spécialisée dans l'évaluation des sols et des structures sous-marines, en se concentrant sur les caractéristiques géotechniques des fonds marins. Leur connaissance approfondie de ces environnements complexes leur permet de fournir des analyses précises et des recommandations pertinentes pour garantir la stabilité et la durabilité des structures marines.
 - ✓ Évaluation des risques géotechniques : Les bureaux d'étude en géotechnique marine sont en mesure d'identifier et d'évaluer les risques géotechniques associés aux projets en milieu marin. En utilisant des techniques de collecte de données avancées et des analyses approfondies, ils peuvent anticiper les défis potentiels liés aux conditions géotechniques marines spécifiques et proposer des mesures d'atténuation appropriées.
 - ✓ Optimisation des conceptions : Grâce à leur expertise en géotechnique marine, les bureaux d'étude peuvent optimiser les conceptions des structures marines, y compris les fondations et les pieux. En analysant les conditions géotechniques spécifiques du site, ils peuvent recommander des solutions techniques

adaptées, assurant ainsi une performance optimale des fondations et des pieux dans des environnements marins exigeants

- ✓ La plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) axée sur les fondations et les pieux offre une proposition de valeur unique pour les projets offshore.
- ✓ Elle permet une visualisation immersive du site marin, une modélisation détaillée des fondations et des pieux, ainsi que la simulation des performances et l'analyse des risques en milieu marin. Grâce à cette plateforme, les acteurs impliqués dans les projets offshore peuvent mieux comprendre les défis géotechniques spécifiques à l'environnement marin, optimiser la conception des structures, réduire les risques et améliorer la stabilité des fondations et des pieux en mer. En favorisant la collaboration et la communication, cette solution offre des avantages précieux pour assurer le succès des projets offshore.

Canaux de distribution (Channels)

Les canaux de distribution pour une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux peuvent être diversifiés et adaptés en fonction du marché cible et des parties prenantes impliquées. Voici quelques exemples de canaux de distribution possibles :

- La plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux peut être distribuée à travers divers canaux pour atteindre les clients potentiels.
- Ces canaux comprennent les ventes directes, les partenariats avec des bureaux d'étude géotechnique, la distribution via des plateformes en ligne, la participation à des salons et événements sectoriels, ainsi que la collaboration avec des intégrateurs systèmes.
- En utilisant une combinaison de ces canaux, l'entreprise peut accroître la visibilité de la plateforme et faciliter son adoption par les acteurs du secteur de la construction offshore et de l'ingénierie marine.

Relation client (Customer Relationships)

1. Déterminez comment vous allez interagir et entretenir des relations avec vos clients.

- La relation client est essentielle pour assurer le succès d'une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux.
- Il est important d'établir un engagement préalable avec les clients, de leur fournir une formation et une assistance technique, de personnaliser la plateforme selon leurs besoins, de maintenir une communication régulière et de fournir un support après-vente. En mettant l'accent sur une relation client solide, l'entreprise peut fidéliser les clients, gagner leur confiance et maintenir une réputation positive dans le domaine de la modélisation géotechnique marine en VR.

Sources de revenus (Revenue Streams)

1. Identifiez les différentes sources de revenus pour votre activité de plateforme modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR).
 - Les sources de revenus d'une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux peuvent inclure la vente de licences d'utilisation, des modèles Freemium avec des fonctionnalités gratuites et des fonctionnalités avancées payantes, des services de consultation, des services de personnalisation et de développement sur mesure, des partenariats et intégrations avec d'autres fournisseurs, ainsi que des services de formation et de support technique payants. Les sources de revenus peuvent être adaptées en fonction du marché cible et des caractéristiques spécifiques de la plateforme.

Ressources clés (Key Resources)

- Les ressources clés d'une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux comprennent le logiciel et l'infrastructure technologique, les données géotechniques et marines précises, l'expertise en géotechnique marine, une équipe de développement et de support technique, des partenariats et collaborations stratégiques, ainsi que la propriété intellectuelle associée à la plateforme. Ces ressources sont essentielles pour assurer le développement, la maintenance et le bon fonctionnement de la plateforme.
- Organismes et institutions : Organisations professionnelles et Instituts de recherche
- Études de cas et rapports antérieurs
- Outils de modélisation et de simulation

Activités clés (Key Activities)

Déterminez les activités principales que vous devez réaliser pour la plateforme de la réalité virtuelle

- Développement logiciel : La plateforme nécessite un développement continu pour améliorer les fonctionnalités, ajouter de nouvelles capacités, optimiser les performances et corriger les éventuels bugs. Cela implique la programmation, la conception d'interfaces utilisateur conviviales et la mise en œuvre de fonctionnalités avancées pour la modélisation géotechnique marine en VR.
- Collecte et intégration des données : Les données géotechniques et marines sont essentielles pour la modélisation précise des fondations et des pieux. Les activités consistent à collecter et à intégrer des données provenant de différentes sources, telles que des relevés géotechniques, des études marines,

des bases de données, pour fournir des informations fiables et actualisées aux utilisateurs de la plateforme.

- **Modélisation et simulation** : Les activités de modélisation impliquent la création de modèles 3D détaillés des fondations, des pieux et des environnements marins spécifiques. Cela comprend la définition des paramètres géotechniques, la simulation des performances sous différentes conditions, l'évaluation des déformations, des contraintes et des risques potentiels.
- **Visualisation immersive** : L'activité clé consiste à fournir une expérience de visualisation immersive en réalité virtuelle. Cela implique la création d'environnements virtuels réalistes, la représentation visuelle des modèles 3D, la gestion des interactions utilisateurs et l'optimisation de l'expérience utilisateur pour une compréhension précise et intuitive des données géotechniques
- **Formation et support** : L'activité de formation consiste à fournir une assistance technique et des sessions de formation aux utilisateurs de la plateforme. Cela comprend l'enseignement de l'utilisation de la plateforme, l'interprétation des résultats, la résolution des problèmes et l'accompagnement des utilisateurs pour une utilisation efficace de la plateforme.
- **Maintenance et mise à jour** : Les activités de maintenance impliquent la surveillance, la maintenance et la mise à jour régulières de la plateforme pour assurer sa performance et sa fiabilité. Cela comprend l'application de correctifs de bugs, l'amélioration des fonctionnalités, l'optimisation des performances et la prise en compte des commentaires des utilisateurs.

Ces activités clés sont essentielles pour le bon fonctionnement de la plateforme de modélisation géotechnique marine en VR sur les fondations et les pieux. Elles permettent de fournir une expérience utilisateur de qualité, des résultats précis et de maintenir la plateforme à jour pour répondre aux besoins évolutifs des utilisateurs

Partenariats clés (Key Partnerships)

- Les partenariats clés pour une plateforme de modélisation géotechnique marine en réalité virtuelle (VR) sur les fondations et les pieux incluent des collaborations avec des bureaux d'étude géotechnique, des entreprises d'ingénierie offshore, des fournisseurs de données géotechniques, des universités et centres de recherche, ainsi que des intégrateurs de solutions.
- Ces partenariats renforcent l'expertise, l'innovation et l'adoption de la plateforme, en fournissant des retours d'expérience, des données fiables, des connaissances spécialisées et des intégrations avec d'autres solutions.
- Universités et instituts de recherche permet au bureau d'étude d'accéder aux dernières avancées scientifiques et technologiques

- Entreprises d'ingénierie maritime permettent une intégration plus complète des études géotechniques dans les projets d'ingénierie maritime, garantissant une conception solide et adaptée aux conditions
- Organisations gouvernementales et réglementaires permet au bureau d'étude de rester à jour avec les réglementations et les exigences en matière de géotechnique marine

Structure des coûts (Cost Structure)

1. Analysez les coûts liés à ce bureau :
2. Frais d'établissement (frais de création) : 50000.00 da
3. Frais d'ouverture de compteurs (compteurs d'eau, électricité, gaz) 50000.00 da
4. Logiciel et formation 1100000.00da
5. Eléments de communications (carte visite ; brochures ; logo ; site internet ...) 60000.00da
6. Travaux et aménagements 500000.00da
7. Matériel, outillage, casque VR, machines 250000.00da
8. Matériel de bureau fournitures, ordinateurs, imprimantes, chaises ... 1000000.00da

Il est important de noter que ces chiffres sont des estimations générales et peuvent varier en fonction des choix individuels, des spécifications techniques et des fournisseurs sélectionnés. Il est recommandé de consulter des experts du secteur et d'obtenir des devis personnalisés pour évaluer les coûts précis associés aux logiciels et au matériel pour un bureau d'étude de géotechnique marine avec une plateforme de modélisation géotechnique marine en VR sur les fondations et les pieux

Investissements et financements

Projet : bureau d'études spécialisé en géotechnique marine avec une plateforme de modèle.
Porteur de projet : ATAMINA NISRINE OLISSAL

INVESTISSEMENTS	Montant à hors taxes
Immobilisations incorporelles	1 650 000,00
<i>Frais d'établissement</i>	<i>500 000,00</i>
<i>Frais d'ouverture de comptes</i>	<i>50 000,00</i>
<i>Logiciels, formations</i>	<i>1 100 000,00</i>
<i>Dépôt marque, brevet, modèle</i>	
<i>Droits d'entrée</i>	
<i>Achat fonds de commerce ou parts</i>	
<i>Droit au bail</i>	
<i>Cautions ou dépôt de garantie</i>	
<i>Frais de dossier</i>	
<i>Frais de notaire ou d'avocat</i>	
Immobilisations corporelles	1 810 000,00
<i>Enseigne et éléments de communication</i>	<i>60 000,00</i>
<i>Achat immobilier</i>	
<i>Travaux et aménagements</i>	<i>500 000,00</i>
<i>Matériel</i>	<i>250 000,00</i>
<i>Matériel de bureau</i>	<i>1 000 000,00</i>
Stock de matières et produits	
Trésorerie de départ	
TOTAL BESOINS	3 460 000,00
FINANCEMENT DES INVESTISSEMENTS	Montant à hors taxes

FINANCEMENT DES INVESTISSEMENTS	Montant à hors taxes
Apport personnel	3 460 000,00
<i>Apport personnel ou familial</i>	<i>897 000,00</i>
<i>Apports en nature (en valeur)</i>	<i>2 563 000,00</i>
Emprunt <i>taux durée mois</i>	-
<i>Prêt n°1 (nom de la banque)</i>	-
<i>Prêt n°2 (nom de la banque)</i>	-
<i>Prêt n°3 (nom de la banque)</i>	-
Subvention n°1 (libellé)	-
Subvention n°2 (libellé)	-
Autre financement (libellé)	
TOTAL RESSOURCE	3 460 000,00

Salaires et charges sociales

Projet : Bureau d'études spécialisé en géotechnique marine avec une plateforme de modélisation en réalité virtuelle

Porteur de projet : ATANINA NISRINE CUISSAL

Statut juridique : Micro-entreprise
Bénéfice de l'Acre : Oui
Statut social du (des) dirigeant(s) : Travailleur non salarié

	Année 1	Année 2	Année 3
Rémunération du (des) dirigeants <i>/ augmentation</i>	700 000,00	700 000,00	700 000,00
Charges sociales du (des) dirigeant(s)	528 000,00	1 267 200,00	1 520 640,00
Salaires des employés <i>/ augmentation</i>	440 000,00	440 000,00	440 000,00
Charges sociales employés	316 800,00	316 800,00	316 800,00

Plan de financement à trois ans

Projet : bureau d'études spécialisé en géotechnique marine avec une plateforme de modélisation en réalité virtuelle

Porteur de projet : ATANINA NISRINE CUISSAL

	Année 1	Année 2	Année 3
Immobilisations	3 460 000,00		
Acquisition des stocks			
Variation du Besoin en fonds de roulement	394 520,55	78 904,11	94 684,93
Remboursement d'emprunts	-	-	-
Total des besoins	3 854 520,55	78 904,11	94 684,93
Apport personnel	3 460 000,00		
Emprunts	-		
Subventions	-		
Autres financements			
Capacité d'auto-financement	751 200,00	971 999,00	1 870 558,00
Total des ressources	4 211 200,00	971 999,00	1 870 558,00
Variation de trésorerie	356 679,45	893 094,89	1 775 873,07
Excédent de trésorerie	356 679,45	1 249 774,34	3 025 647,41

