

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

École 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 et Master en Sciences de la Mer

Option : Gestion et Protection du Littoral

Thème :

**Dimensionnement des fondations sur pieux sous charge horizontale –  
Étude comparative des méthodes de calcul dans un sol sableux saturé**

Présenté par :

**SALMI Qaysar**

**SEDDIKI Ilies**

Soutenu le 04-11-2021 devant le jury composé de :

M. OTMANI Housseyn	Maitre de conférence B	Président
M. LAOUEDJ Abdesselem	Maitre de conférence B	Promoteur
M. FERNANE Lounes	Maître-Assistant A	Examineur

**Année universitaire : 2020 - 2021**

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

École 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

De Master en Sciences de la Mer

Option : Gestion et Protection du Littoral

Thème :

**Dimensionnement des fondations sur pieux sous charge horizontale –  
Étude comparative des méthodes de calcul dans un sol sableux saturé**

Présenté par :

**SALMI Qaysar**

**SEDDIKI Ilies**

Soutenu le 04-11-2021 devant le jury composé de :

M. OTMANI Housseyn	Maitre de conférence B	Président
M. LAOUEDJ Abdesselem	Maitre de conférence B	Promoteur
M. FERNANE Lounes	Maître-Assistant A	Examineur

**Année universitaire : 2020 - 2021**

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

École 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 en Sciences de la Mer

Option : Gestion et Protection du Littoral

Thème :

**Dimensionnement des fondations sur pieux sous charge horizontale –  
Étude comparative des méthodes de calcul dans un sol sableux saturé**

Présenté par :

**SALMI Qaysar**

**SEDDIKI Ilies**

Soutenu le 04-11-2021 devant le jury composé de :

M. <b>OTMANI Housseyn</b>	Maitre de conférence B	Président
M. <b>LAOUEDJ Abdesselem</b>	Maitre de conférence B	Promoteur
M. <b>FERNANE Lounes</b>	Maître-Assistant A	Examineur

**Année universitaire : 2020 - 2021**

## **REMERCIEMENT**

*Alhamdu lillah le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonte d'entamé et de terminer ce mémoire.*

*Nous remercions vivement M. OTMANI Housseyn. D'avoir accepté de présider le jury en dépit de ses multiples occupations.*

*L'expression de nos remerciements les plus sincères d'adresse à notre examinateur Monsieur M. FERNANE Lounes. qui a chaleureusement accepté de faire partie du jury. Nous sommes certains de pouvoir compter son esprit critique constructif pour nous aider, par son discussion, à mieux cerner la problématique de ce travail.*

*Nous exprimons notre sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre encadreur Dr. Laouedj Abdesslem, Il a fait preuve d'une grande disponibilité, il nous a fourni un soutien constant et une aide précieuse. Il a toujours su nous conseiller durant l'élaboration de ce travail de recherche, nous faisant profiter ainsi de ses compétences théoriques et de son expérience.*

*Nos sentiments de reconnaissance et nos remerciements chaleureux vont également à tous les membres de nos familles frères et sœurs, et à nos chers parents en particulier pour leur tendresse et affection, leur dévouement et sacrifices.*

## ***Dédicace***

*A nos chers parents source d'amour et d'affection ;  
A nos chers frères et sœurs source de joie et de bonheur ;  
A toutes nos familles et nos amis et à toute nos frère salafis;*

# Table de matière

Introduction général .....	2
<b>Chapitre 01 : Etude bibliographique</b>	
1.introduction .....	6
2.Les fondations.....	6
3. Les pieux .....	9
3.1. Définition.....	9
3.2. Le rôle des pieux.....	10
3.3.Classification des pieux.....	10
4.Comportement du pieu .....	14
4.1. Comportement du pieu en petits déplacements.....	14
5.Conclusion.....	33
<b>Chapitre 02 : Présentation de la base des données d'un essai de chargement lateral d'un pieu dans le sable</b>	
1. Introduction .....	35
2.Déscription du site.....	36
2.1.Localisation .....	36
2.2.Profile de site .....	37
3.Essais utilisés.....	40
3.1.L'essai de pénétration standard (SPT).....	41
3.2.L'essai de pénétration statique (CPT).....	42
3.3.L'essai pressiométrique (PMT).....	43
3.4.L'essai dilatométrique (DMT) .....	44
4.Description de pieu.....	45
4.1.Géométrie de pieu .....	45
4.2.Matériaux.....	47
5.Matérielle .....	48
5.1.Jauges de contrainte.....	48
5.2.Inclinomètre de pente .....	49
5.3.Cellules de charge.....	49
5.4.Système d'acquisition de données .....	49
6.Descriptions du chargement.....	49
6.1.Descriptions de chargement d'un pieu isolé .....	49
6.2.Technique de chargement... ..	52

<b>7.Conclusion.....</b>	<b>52</b>
--------------------------	-----------

### **Chapitre 03 :la coonstruction des courbes P-Y**

<b>1.Introduction .....</b>	<b>55</b>
<b>2.Déscription de la méthodologie de construction des courbes P-Y .....</b>	<b>55</b>
<b>2.1. La détermination des profils du déplacement .....</b>	<b>56</b>
<b>2.2. La détermination des profils de la réaction du sol.....</b>	<b>57</b>
<b>3.Construction des courbes de réaction P-Y .....</b>	<b>65</b>
<b>4.Procédure d'interprétation des essais .....</b>	<b>66</b>
<b>5.Présentation des résultats des pieux instrumentés.....</b>	<b>69</b>
<b>6.Comparaison des différentes courbes de moments interpolés .....</b>	<b>69</b>
<b>7.Double integration.....</b>	<b>71</b>
<b>8.Double dérivation .....</b>	<b>73</b>
<b>9.Les courbes de réaction P-Y .....</b>	<b>73</b>
<b>10.Interprétation des courbes P-Y .....</b>	<b>74</b>
<b>11.Conclusion.....</b>	<b>76</b>

### **Chapitre 04 : Dimentionement des pieux sous charge lateral par les methode des courbes de reaction P-Y**

<b>1. Introduction .....</b>	<b>78</b>
<b>2.Caractéristiques du modèle.....</b>	<b>78</b>
<b>2.1.Caractéristiques dimensionnelles du pieu.....</b>	<b>78</b>
<b>3. présentations du logiciel utilisé.....</b>	<b>84</b>
<b>3.1.Présentation de programme SPULL .....</b>	<b>82</b>
<b>3.2.L'exécution du programme .....</b>	<b>83</b>
<b>4.Les résultats des méthodes .....</b>	<b>85</b>
<b>4.1.Les méthodes Bouafia .....</b>	<b>86</b>
<b>4.2.Méthode SIMPSON .....</b>	<b>92</b>
<b>4.3.Méthodes par Reese et al (1974) .....</b>	<b>108</b>
<b>4.4.Sand (Georgiadis).....</b>	<b>110</b>
<b>4.5.Méthode d'Ismaïle Nabile.....</b>	<b>112</b>
<b>4.6.Méthode O'Neill et Nurchison .....</b>	<b>114</b>
<b>4.7.Méthode O'Neill (API) par l'essai SPT .....</b>	<b>100</b>
<b>4.8.Méthode de PMT Fascicule 62 .....</b>	<b>102</b>
<b>4.9.Méthode de DMT Garb et Borden .....</b>	<b>104</b>

<b>4.10.Méthode de DMT Robertson.....</b>	<b>106</b>
---	------------

### **Chapitre 05 : Etude comparative des methodes de calcule**

<b>1.Introduction .....</b>	<b>118</b>
<b>2.Comparaison par apporte aux types d’essais .....</b>	<b>118</b>
<b>2.1.Comparaison des méthodes de calcul basées sur l’essai DMT.....</b>	<b>118</b>
<b>2.2.Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur l’essai CPT .....</b>	<b>120</b>
<b>2.3.Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur l’essai PMT .....</b>	<b>121</b>
<b>2.4.Comparaison des méthodes de calcul basées sur l’essai SPT.....</b>	<b>122</b>
<b>2.5.Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur les essais de laboratoire.....</b>	<b>123</b>
<b>3.Comparaison entre les meilleures méthodes de calcul dans chaque essai .....</b>	<b>125</b>
<b>4.Conclusion.....</b>	<b>127</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>128</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>130</b>
<b>Annexe.....</b>	<b>134</b>

## Liste des figures :

<b>Figure 1:</b> Schéma représentatif des types de fondations (“fondations-recap,” n.d.).....	7
<b>Figure 2 :</b> Les types de fondation superficielle (“Les différents types de fondations : Les différents types de fondations   Techniques de l’Ingénieur,” n.d.).....	8
<b>Figure 3:</b> schéma représentatif d'une Fondation profonde (“Les types de fondation - Le guide de la Maçonnerie,” n.d.) .....	9
<b>Figure 4 :</b> pieux en bois <a href="http://www.grumare.com/pilotes/">http://www.grumare.com/pilotes/</a> .....	11
<b>Figure 5 :</b> pieux en béton (“pieux en béton armé,” n.d.).....	12
<b>Figure 6 :</b> pieux en béton précontraint [ <a href="https://fr.vecteezy.com/photo/1986875-pieux-en-beton-precontraint">https://fr.vecteezy.com/photo/1986875-pieux-en-beton-precontraint</a> ] .....	12
<b>Figure 7 :</b> Pieux en béton coulés en place [ <a href="https://bouassidageotechnics.com/2017/02/27/conventional-methods-estimating-the-settlement-of-single-piles/">https://bouassidageotechnics.com/2017/02/27/conventional-methods-estimating-the-settlement-of-single-piles/</a> ].....	13
<b>Figure 8:</b> Pieux métalliques (nicolas, n.d.).....	13
<b>Figure 9 :</b> Représentation schématique d'un essai de chargement latéral de pieu (d’après Frank 1995) .....	16
<b>Figure 10 :</b> le coefficient de l’ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique.....	20
<b>Figure 11:</b> le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique .....	20
<b>Figure 12:</b> La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable (d’après Rees et al. 1974) .....	22
<b>Figure 13 :</b> Les coefficients $C_1, C_2$ et $C_3$ en fonction de l’angle de frottement interne .....	24
<b>Figure 14 :</b> les valeurs de $K_s$ en fonction de la densité relative et de l’angle de frottement interne.....	24
<b>Figure 15 :</b> La courbe P-Y selon la méthode de Murchison et O’Neill pour un sable sous chargement statique .....	25
<b>Figure 16:</b> Le mécanisme de la charge latérale.....	27
<b>Figure 17:</b> La forme caractéristique de courbe P-Y d’après Simpson et Brown (2003) .....	32
<b>Figure 18 :</b> Image satellitaire du pont Roosevelt .....	37
<b>Figure 19:</b> Profil du pieu isolé et les caractéristiques du sol.....	38
<b>Figure 20 :</b> Vue en plan de programme de pieux d’essai et la jetée dans le site.....	39
<b>Figure 21:</b> Schéma explicatif de profile de site.....	39
<b>Figure 22 :</b> Courbe d’essais de pénétration standard .....	42
<b>Figure 23 :</b> Les courbes d’essais coniques .....	43
<b>Figure 24 :</b> Les courbes de l’essais pressiométrique.....	44
<b>Figure 25 :</b> Courbe d’essais dilatométrique.....	45
<b>Figure 26 :</b> Disposition de l'instrument d'essai de charge sur un seul pieu .....	46
<b>Figure 27 :</b> profil du pieu unique et caractéristique du sol.....	47
<b>Figure 28 :</b> Coupe transversale d’un pieu isolé.....	48
<b>Figure 29 :</b> La courbe de rigidité en fonction du moment.....	48
<b>Figure 30 :</b> Courbe de chargement de pieu isolé mesuré au niveau de la charge, pont Roosevelt, quai 16 Nord. ....	51
<b>Figure 31 :</b> Photo de pieux durant le chargement.....	51
<b>Figure 32 :</b> Les courbes du moment des 05 charges .....	52
<b>Figure 33:</b> Le développement méthodologie dans les courbes P-Y (d’après Reese et Van Impe 2001) .....	56
<b>Figure 34 :</b> Procédure pour réduire le profil de moment pour P utilisant polynomiale par morceaux.....	59
<b>Figure 35 :</b> L’ajustement du profil de moment par trois équations polynomiales (d’après Randolph, 2001). ....	59
<b>Figure 36 :</b> L’ajustement du profil de moment par Hermite .....	62
<b>Figure 37:</b> Fonctions de forme linéaires (d’après Wilson, 1998).....	63
<b>Figure 38 :</b> La relation entre la force appliquée et la réaction du sol (d’après Coutinho, 2006). ....	65
<b>Figure 39 :</b> Schéma de principe de la procédure d’interprétation de l’essai de chargement latéral d’un pieu isolé.....	68
<b>Figure 40 :</b> Les courbes P-Y des couches de sol construites à partir des données expérimentales .....	69
<b>Figure 41 :</b> Les comparaisons des méthodes d’ajustement pour calculé la résistance latérale.....	71
<b>Figure 42 :</b> Les comparaisons entre les méthodes d’ajustement pour le profil de moment du premier chargement latéral.....	72
<b>Figure 43 :</b> Les courbes P-Y à différente profondeurs. ....	74

<b>Figure 44</b> : La forme de la fonction hyperbolique des courbes P-Y .....	75
<b>Figure 45</b> : Courbe de module de réaction initiale $E_{tj}$ .....	75
<b>Figure 46</b> : La courbe de la réaction du sol ultime $P_{ult}$ .....	76
<b>Figure 47</b> : La boîte de dialogue de propriété du pieu .....	83
<b>Figure 48</b> : La boîte de dialogue des conditions en tête et en pointe du pieu.....	84
<b>Figure 49</b> : la boîte de dialogue des couches du sol et leur caractéristique. ....	84
<b>Figure 50</b> : L'image explicative de SPULL montrant les dimensions du pieu et les couches du sol .....	85
<b>Figure 51</b> : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai DMT .....	118
<b>Figure 52</b> : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai CPT.....	120
<b>Figure 53</b> : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai PMT.....	121
<b>Figure 54</b> : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai SPT .....	122
<b>Figure 55</b> : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur les essais de labo .....	124
<b>Figure 56</b> : Comparaison entre les les meilleur courbes de chargements calculées basées sur les différents essais. ...	125

### Liste des tableaux :

<b>Tableau 1</b> : Classification des pieux (Adopté du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (MCIF) 2006).....	10
<b>Tableau 2</b> : Les valeurs représentatives de $K_s$ pour les sables .....	21
<b>Tableau 3</b> : Valeurs des paramètres KE et KN des pieux souples.....	31
<b>Tableau 4</b> : Les valeurs recommandées de module de réaction de la courbe P-Y.....	32
<b>Tableau 5</b> : Résultat de l'essai de chargement de déflexion.....	50
<b>Tableau 6</b> : Comparaison entre les équations d'interpolation.....	70
<b>Tableau 7</b> : Les caractéristiques géométriques du modèle du pieu. ....	78
<b>Tableau 8</b> : La rigidité du pieu en fonction de la charge.....	79
<b>Tableau 9</b> : Propriété du sol par essais in situ d'après Pedro F. Ruesta and Frank C. Townsend.....	81
<b>Tableau 10</b> : Propriétés mécanique du sol par essais de laboratoire.....	82
<b>Tableau 11</b> : Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y par l'essai DMT .....	119
<b>Tableau 12</b> : Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y par l'essai CPT.....	120
<b>Tableau 13</b> : Les écarts de calcul des méthodes des courbes P-Y par l'essai PMT.....	121
<b>Tableau 14</b> : Les ecarts de calcul des méthodes des courbes P-Y par l'essai SPT.....	123
<b>Tableau 15</b> : Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y basées sur les essais de laboratoire .....	124



# **INTRODUCTION GENERAL**

Dans la plupart des projets de construction, que ce soit en structure, en hydraulique ou en génie maritime, on utilise le sol soit comme matériau, soit comme assise porteuse. Les spécialistes des divers secteurs d'activité du génie civil, en générale utilisent donc des théories et des techniques développées en géotechnique.

Les fondations sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configurations en fonction de la nature du sol et de la structure, mais il ne sera exposé que les configurations traditionnelles souvent rencontrées dans les chantiers, lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, une des solutions consiste à réaliser des fondations profondes.

Le rôle de l'ingénieur consiste à développer des techniques innovantes en tenant compte des contraintes techniques.

La bonne conception et le bon dimensionnement des fondations constituent un élément très important dans la sécurité et la durabilité des ouvrages. Il existe deux grands types de fondations, qui sont : superficielles et profondes selon l'importance de l'ouvrage et la capacité portance du sol.

En effet, les ouvrages fondés sur des pieux sont usuellement conçues pour supporter les efforts axiaux, certains ouvrages sont soumis à des efforts de renversement, tels que les forces horizontales (Sollicitation sismique, Poussée des terres, L'effort du vent ou l'action des houles et des courants sur la plateforme de forage pétrolier en plein mer (offshore), Accostage et amarrage des bateaux sur un quai sur pieux, etc.) , qui donnent naissance à des efforts de flexion dans les pieux supportant ces ouvrages et dont leur calcul constitue une phase essentielle dans leur dimensionnement.

L'analyse de la réponse latérale d'un système de fondation sur pieux était depuis plusieurs décennies un thème fécond d'étude et de recherche aussi bien numérique qu'expérimentale, en vue en premier lieu de comprendre le phénomène de la réponse latérale, et en deuxième lieu de mettre au point des méthodes pratiques de dimensionnement des pieux.(Laouedj, 2018)

Les études expérimentales de chargement des pieux en vraie grandeur présentent une approche pragmatique séduisante, malheureusement éclipsée en pratique par son coût élevé et la difficulté, voire l'impossibilité de mener une étude paramétrique élucidant des effets séparés des paramètres clés dans cette interaction complexe sol/pieu.

Notre travail consiste en première étape à interpréter un essai de chargement latéral d'un pieu dans un sol pulvérulent saturé et déterminer expérimentalement les courbes P-Y (P est l'effort latéral appliqué sur le pieu et Y est le déplacement du pieu) ainsi que le module de réaction et la résistance latérale du sol autour du pieu.

En deuxième étapes, une étude comparative détaillée, en comparant les déplacements calculés en tête du pieu par des méthodes courantes de construction des courbes P-Y dans un sol sableux, à ceux mesurés au cours d'essais de chargement de pieux.

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 latéral dans un sol sableux saturé.

**CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## 1. Introduction

Avant d'aborder la conception et le dimensionnement des fondations, il est nécessaire de connaître les différentes techniques de fondations couramment utilisées en Génie Civil. Ce chapitre comporte une classification des différentes techniques de fondations courantes, présente par la suite les différents types de fondations, et finit par quelques règles de conception issues de l'expérience des ingénieurs.

## 2. Les fondations

Une fondation est un élément intermédiaire entre la structure et le sol, assurant la transmission des charges de la structure au sol. Il est nécessaire que le sol supporte la charge transmise, et qu'en plus la structure manifeste des déplacements qui ne perturbent pas son fonctionnement normal

La conception d'une fondation consiste à choisir le type de fondations, en effet, la capacité portante de sol naturel qui oriente le choix du type de fondations. Lorsque celle-ci est suffisante, il est avantageux et économiquement d'opter pour des fondations superficielles telles que les semelles et les radiers. Ces éléments de fondation permettent de répartir la charge afin que la pression appliquée soit inférieure à la capacité portante du sol. Par contre, quand la qualité de sols est l'usage de fondations superficielles démesurées ou impossibles à construire, il est préférable de choisir des fondations profondes, c'est-à-dire des pieux. Quel qu'en soit le type, les pieux reportent la charge en profondeur jusqu'à un sol de meilleure capacité portante ou même jusqu'au roc.

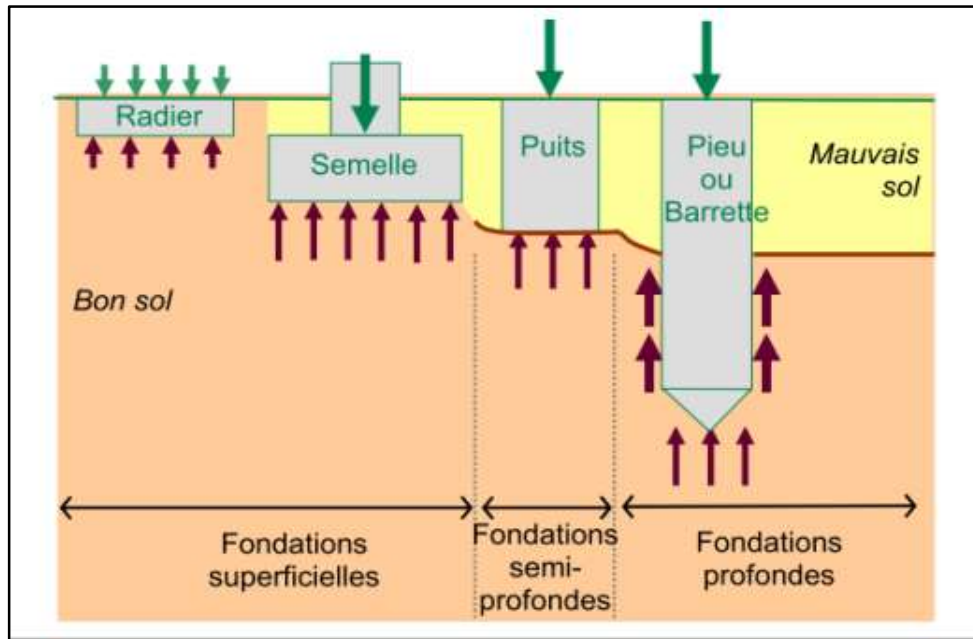
On définit communément trois types de fondations (figure 1) :

- Les fondations superficielles si l'élançement vertical :  $D/B < 4$
- Les fondations semi-profondes :  $4 \leq D/B \leq 10$
- Les fondations profondes :  $D/B > 10$

Avec :

D : est la profondeur d'enfoncement du pieu sur le sol (ou la fiche).

B : est le diamètre.

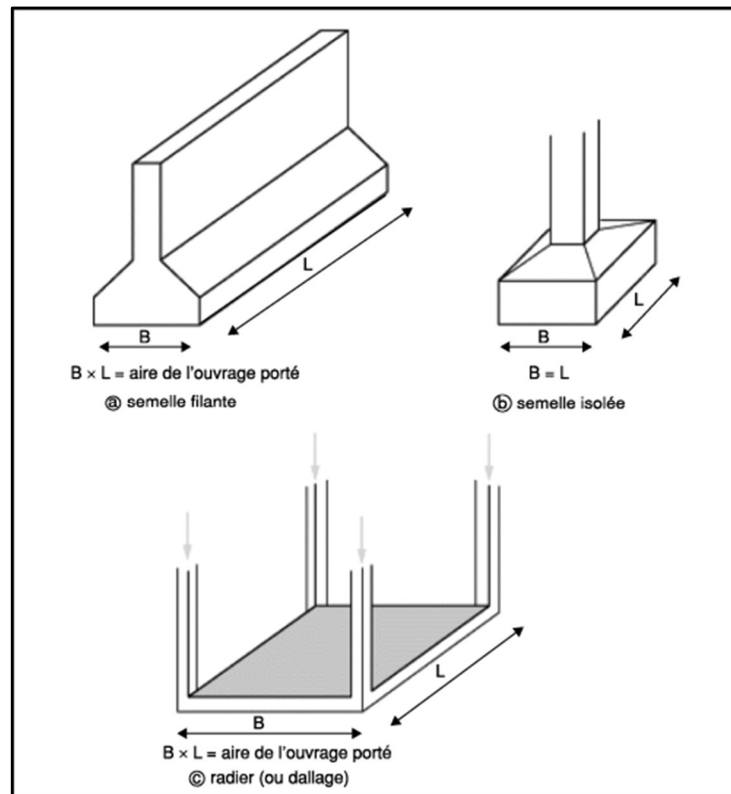


**Figure 1:** Schéma représentatif des types de fondations (“fondations-recap,” n.d.)

### 2.1. Fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles, ils sont représentés dans la figure 2 :

- a) Les semelles filantes ou continue, généralement lorsque la largeur  $B$  est plus petite devant la longueur  $L$  ( $L/B > 5$ ), les semelles de murs de soutènement en font partie.
- b) Les semelles isolées, dans le cas contraire des semelles filantes les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes les deux au plus de quelques mètres. Cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L=1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;
- c) Les radiers ou dallages est une fondation sous forme de dalle de grandes de dimensions ; cette catégorie inclut les radiers généraux, les radies sous forme cellulaire ou caisson et radier nervurer.



**Figure 2 :** Les types de fondation superficielle (“Les différents types de fondations : Les différents types de fondations | Techniques de l’Ingénieur,” n.d.)

## 2.2. Fondations semi-profondes

Pour ce cas, et en fonction de son projet, l’ingénieur choisit de prendre en compte ou non les frottements axiaux. Ce type de fondation est utilisé pour la reprise d’efforts horizontaux. On peut citer les fondations d’éoliennes, de piles de ponts, etc.

On distingue principalement les puits creusés à la main ou mécaniquement en général en forme cylindrique en béton armé coulé sur place, de grand diamètre ( $B$  de 2 à 3 m environ), d’une fiche  $D$  dépassant 3 m.

## 2.3. Fondations profondes

Lorsque la qualité de sols est médiocre ou les ouvrage transmettant une surcharge lourde au sol, les ingénieurs optent comme solution les fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance.

Une fondation profonde est conçue pour transmettre des charges à des couches de sol plus profondes, soit un sol de forte compacité ou encore le socle rocheux.

On appelle fondation profonde, une fondation descendue à une profondeur supérieure à sa profondeur critique, qui dépassant en général 10 diamètres ( $D > 10 \cdot B$ ).

Cette catégorie de fondations regroupe essentiellement :

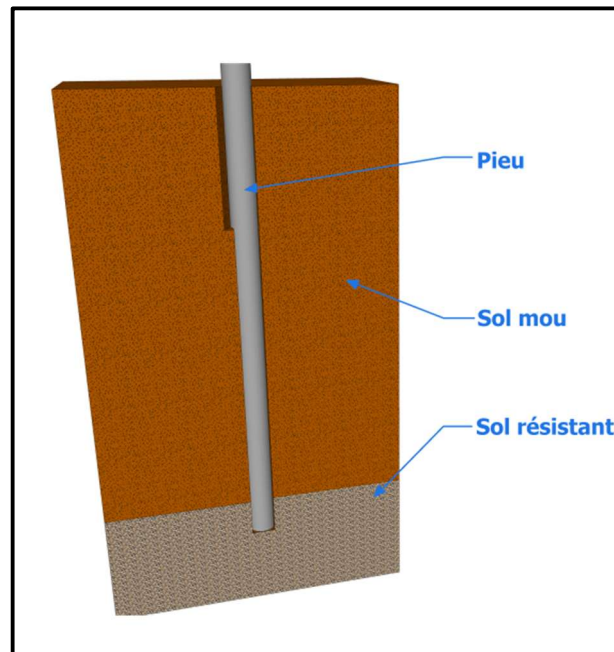
- ❖ Les caissons
- ❖ Les parois moulées porteuses (barrettes)
- ❖ Les pieux

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

### 3. Les pieux

#### 3.1. Définition

Les pieux sont des éléments élancés de construction longs, généralement encastrés dans le sol sur une grande profondeur. Les pieux sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle. Les trois parts principales d'un pieu sont : la tête, la pointe et le fût qui compris entre la tête et la pointe. ("Les pieux," n.d.).



**Figure 3:** schéma représentatif d'une Fondation profonde ("Les types de fondation - Le guide de la Maçonnerie," n.d.)

### 3.2. Le rôle des pieux

Ils sont utilisés pour résister et transmettre des charges de la structure au sol de trois façons différentes :

- Des efforts verticaux (charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige, ...)
- Des efforts horizontaux ou latéraux (comme par exemple les poussées des sols, des vagues, des courants ou l'action du vent sur la structure, ...)
- Des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes)

### 3.3. Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 1, (adopté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF 2006).

**Tableau 1** : Classification des pieux (Adopté du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (MCIF) 2006)

Critères de Classification	Différents pieux
Mode d'installation	Battu, foré tubé, vissé.
Nature de matériau	Acier (métallique), béton, bois, béton précontraint.
Géométrie et forme	Vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	Long (flexible), court (rigide)
Type de structures	Tour, machinerie, bâtiment, pont.
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	Friction, pointe

#### 3.3.1. Classification selon mode d'installation

Cette étude a donc été réalisée sur des modèles afin de déterminer l'influence du pieu étudié et leur mode d'installation sur leur comportement.

Parmi les méthodes d'installation des pieux :

- battage : s'effectue grâce à la chute d'une masse de fonte ou en fer ou mouton, qui provoque l'enfoncement du pieu dans le sol.
- Foré Tubé : Ce mode est assimilé à l'installation du pieu dans un forage (sans refoulement de sol).
- Vissé : c'est l'action du vérin à avec refoulement de sol

### 3.3.2. Classification selon la nature de matériau du pieu

#### a) Le pieu en bois

Le bois employé est : le chêne blanc ou noir, le hêtre, le châtaignier, l'orme, l'aulne, le sapin maritime, le pin sylvestre, le greenheart, le teck. Les pieux en bois battus dans le sol sont surtout utilisés comme pieux à frottement, mais à cause de leur résistance structurale limitée, il est préférable de les utiliser en groupe relativement serré.

- Problème de décomposition en cas de sécheresse/humification
- Problème de rupture lors d'une installation par battage
- Tête et pied protégés par casque et sabot



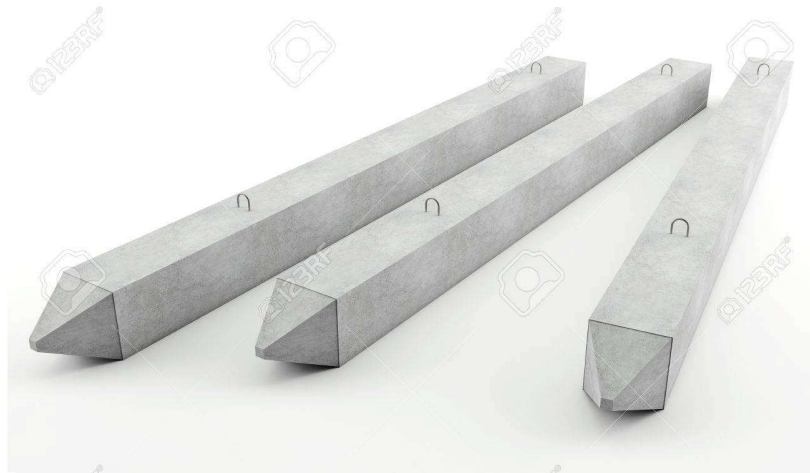
**Figure 4** : pieux en bois <http://www.grumare.com/pilotes/>

#### b) Le

#### pieu en béton armé

Les pieux préfabriqués en béton armé (figure 5) sont de section carrée, pentagonale, hexagonale, octogonale, circulaire ou annulaire.

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



**Figure 5 :** pieux en béton (“pieux en béton armé,” n.d.)

### c) Pieux en béton précontraint

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



**Figure 6 :** pieux en béton précontraint [<https://fr.vecteezy.com/photo/1986875-pieux-en-beton-precontraint>]

### d) Pieux en béton coulés en place

C’est un type de pieux très utilisé actuellement. Le principe consiste à réaliser dans le sous-sol une cavité ayant la section demandée et la profondeur nécessaire, et à la remplir de béton.

La méthode employée pour obtenir ce résultat caractérise les différents types de pieux coulés en place.



**Figure 7 :** Pieux en béton coulés en place [<https://bouassidageotechnics.com/2017/02/27/conventional-methods-estimating-the-settlement-of-single-piles/>]

#### e) Pieux métalliques

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



**Figure 8:** Pieux métalliques (nicolas, n.d.)

## 4. Comportement du pieu

Du fait des progrès réalisés dans la connaissance du comportement des fondations profondes, on admet actuellement que les pieux verticaux peuvent résister à des efforts horizontaux. Les efforts doivent rester inférieurs à la capacité de résistance latérale du sol, mais de plus, les déplacements du pieu ne doivent pas compromettre le fonctionnement normal de l'ouvrage.

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 peuvent être divisées en deux catégories : en grands déplacements et en petits déplacements. (Laouedj, 2018).

### 4.1. Comportement du pieu en petits déplacements

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. Depuis des décennies, diverses méthodes ont été développées pour l'analyse du comportement de pieux chargés latéralement en petits déplacements.

Ces méthodes peuvent être classées selon les catégories suivantes :

- Les méthodes de l'élasticité linéaire ;
- Les méthodes empiriques ;
- Les méthodes numériques ;
- Les méthodes du module de réaction (ou méthodes des courbes P-Y).

#### 4.1.1. Les méthodes de l'élasticité

Les méthodes de l'élasticité linéaire ont été utilisées largement entre 1960 et 1980 pour résoudre le problème de pieu soumis à chargement latéral. Dans de telles méthodes, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E$  et un coefficient de poisson. Les méthodes du continuum élastique sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force horizontale enterrée dans un massif élastique semi-infini. (Laouedj, 2018).

À partir de cette solution, les expressions du déplacement  $Y_0$  et de rotation  $Y_0'$  du pieu sous un effort  $H_0$  et/ou un moment de flexion  $M_0$  appliquée en tête du pieu sont données selon les conditions suivantes :

- Le module d'élasticité du sol (constant ou linéaire avec la profondeur)
- Les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre)

$Y_0$ : Le déplacement latéral en tête du pieu ( $m$ )

$Y_0'$  : La rotation latérale en tête du pieu ( $Rad$ )

$H_0$ : Effort horizontale applique en tête du pieu ( $kN$ )

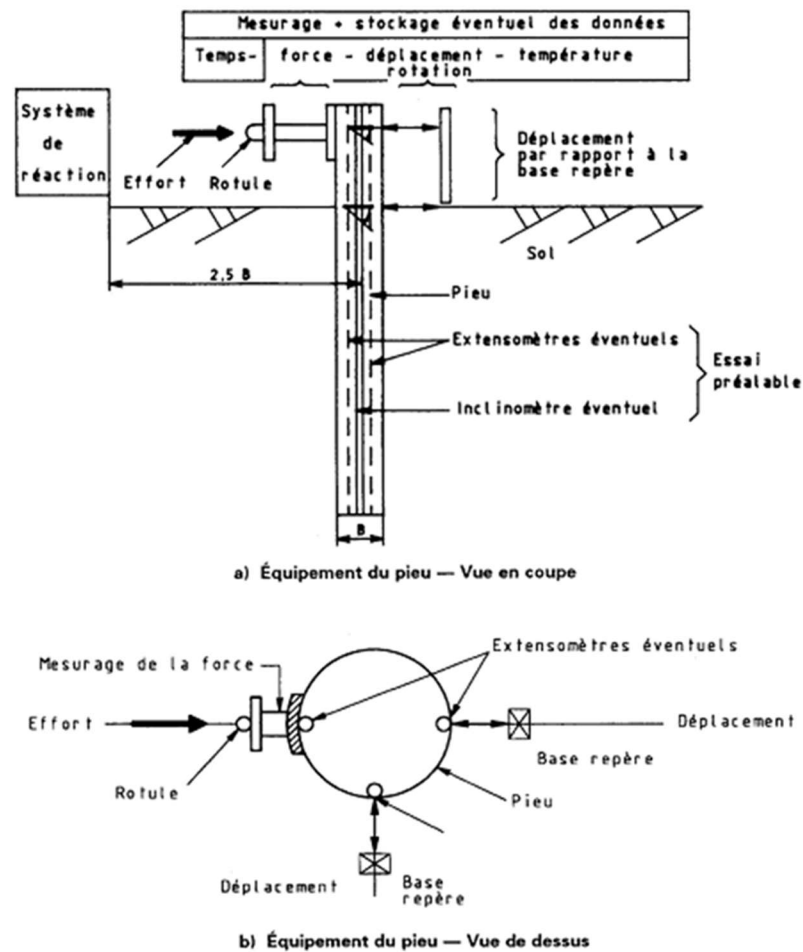
$M_0$ : Moment de flexion applique en tête du pieu ( $kN.m$ )

#### 4.1.2. Les méthodes empiriques

Il est possible d'analyser expérimentalement la réponse d'un pieu au chargement latéral sous forme d'une force horizontale et/ou moment fléchissant en tête du pieu à l'aide d'un essai de chargement statique.

L'essai de chargement consiste à appliquer par le biais d'un vérin des incréments de charge latérale en tête du pieu, et à mesurer les déplacements et/ou les rotations correspondantes. L'essai selon la norme française (NF P 94-151) consiste à appliquer des incréments de charge horizontale, chacun durant 30 minutes. L'essai est arrêté dès qu'on atteint un déplacement horizontal  $Y_0$  du pieu en surface du sol égal à 10 % de  $B$ , ou à 1.5 fois le déplacement horizontal toléré par l'ouvrage en service.

La compilation des résultats d'essais de chargement latéral de pieu en vraie grandeur permet de dégager des conclusions très intéressantes quant à la prévision du comportement des pieux dans des configurations simples (Bouafia, 2011).



**Figure 9 :** Représentation schématique d'un essai de chargement latéral de pieu (*d'après Frank 1995*)

#### 4.1.3. Les méthodes numériques

Au cours des dernières années, cette méthode est devenue plus largement utilisée en raison de la disponibilité et de la puissance de calcul des ordinateurs. Les principaux avantages de ce procédé sont que la continuité du sol, ainsi que la non-linéarité du sol, peuvent être prises en compte.

Actuellement, la méthode des éléments finis a été principalement utilisée dans la recherche sur des pieux chargés latéralement.

Il y'a plusieurs exemples de recherches sur des pieux chargés latéralement en utilisant la méthode des éléments finis. Desai et Appel (1976) ont développé une solution éléments finis 3D pour le problème du pieu latéralement chargé. Randolph (1981) et Kuhlemeyer (1979) ont introduit un procédé plus économique en utilisant la méthode des éléments finis en intégrant des techniques décompositions en série de Fourier.(Laouedj, 2018).

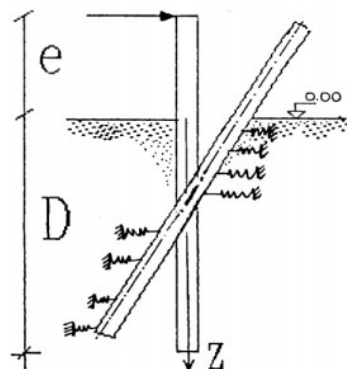
#### 4.1.4. Les méthodes du module de réaction (ou méthodes des courbes P-Y)

La méthode du module de réaction, connue aussi sous le nom de méthode de Winkler, semble actuellement être la plus largement utilisée dans une conception des pieux chargés latéralement. La méthode a été introduite par Winkler (1867) pour analyser la réponse d'une poutre horizontale sur une fondation élastique, une série de ressorts horizontaux indépendants transmettent les efforts au sol.

Cette méthode relie la réaction du sol (P) au déplacement du pieu (Y) sous un chargement latéral statique, avec un coefficient de la proportionnalité dit Module de réaction  $E_s$  ( $P=EY$ ), et comme toutes les courbes de chargement du sol, cette courbe de réaction fait apparaître une partie linéaire au voisinage de l'origine. Ce concept a été développé en premier par McClelland et Focht (1958).

Dans la réalité, le rapport entre la pression du sol et le déplacement du pieu est non linéaire

Le schéma suivant représente un sol discrétisé en des ressorts lors d'un chargement latéral



##### 4.1.4.1. Les courbes P-Y pour les sols sableux cimentés (C-φ)

###### a) Méthode d'Ismail (1990)

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

Profondeur (0–3.0)m                       $\gamma = 17.9kN.m^{-3}$                        $C = 20kPa$                        $\varphi = 35^\circ$

Profondeur (3.0–5.5)m                       $\gamma = 19.1kN.m^{-3}$                        $C = 0kPa$                        $\varphi = 43^\circ$

C : La cohésion effective de sol (KPa)

$\gamma$  : Le poids volumique du sol ( $kN / m^3$ )

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

$$\varphi \leq 15^\circ \quad P_{ult} = 1.5B \left( 2C \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_v \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$\varphi > 15^\circ \quad P_{ult} = \frac{\varphi}{10} B \left( 2C \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_v \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$\varphi$  : L'angle de frottement interne de sol (degrés) $^\circ$

$P_{ult}$  : La résistance latérale ultime de sol ( $N / m$ )

$\sigma_v$  : La contrainte verticale totale ( $kPa$ )

Une fois  $P_{ult}$  calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée  $P$ , tout en faisant varier le déplacement  $Y$ , selon l'équation suivante :

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

$Y$  : Le déplacement latéral du pieu ( $m$ )

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

$$Y_{50} = 2.5\xi_{50}B$$

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

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

La procédure proposée par Ismaël a montré que le sable limoneux cimenté est comporte en tant que le sol purement cohérent plus que le sol pulvérulent.

## 4.1.4.2. Les courbes P-Y pour les sols pulvérulents (sols Sableux)

## 4.1.4.2.1. Les courbes de réaction P-Y à partir des essais de laboratoire

## a) Méthode de Reese, Cox et Koop (1974)

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

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

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

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

$K_0$  : Le coefficient de pression des terres au repos ( $N.m^{-2}$ )

$K_a$  : Le coefficient de pression des terres actives ( $N.m^{-2}$ )

$z$  : La profondeur du pieu de la surface du sol ( $m$ )

Les paramètres  $\alpha'$  ;  $\beta'$  ;  $K_0$  et  $K_a$  sont déterminés comme la méthode de Parker et Reese (1970).

$$\beta' = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

On détermine le point  $w$  par les coordonnées suivantes :

$$P_w = \bar{A}_s P_{ult}$$

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

$P_w, Y_w$  : Les coordonnées de point  $w$  de la courbe du P-Y

Le point  $v$  a les coordonnées suivantes :

$$P_v = \bar{B}_s P_{ult}$$

$$Y_v = \frac{B}{60}$$

$P_v, Y_v$  : Les coordonnées de point  $v$  de la courbe du P-Y

$\bar{A}_s$  : Coefficient de l'ajustement sous chargement statique représenté par la figure 10.

$\bar{B}_s$  : Coefficient non dimensionnel sous chargement statique représenté par la figure 11.

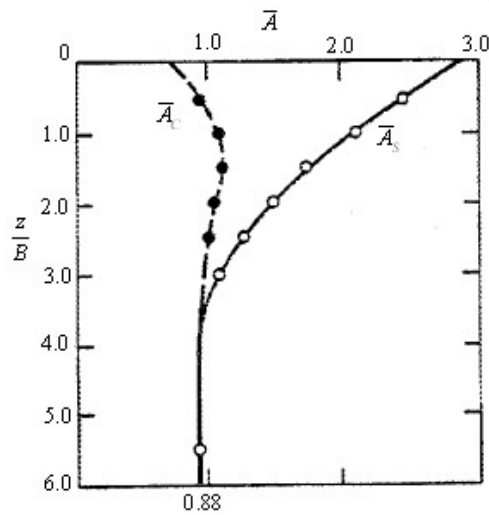


Figure 10 : le coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique

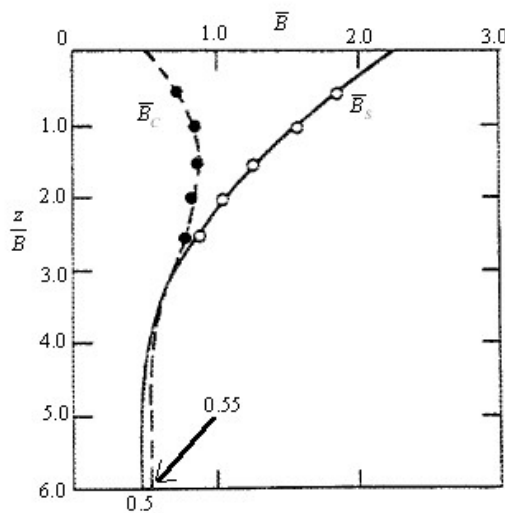


Figure 11: le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique

La méthodologie des calculs est comme suit :

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

$$P = (k_s z)Y$$

$K_s$ : Le coefficient de réaction latérale du sol ( $N/m^3$ )

Nous utilisons la valeur appropriée de  $k_s$  de tableau 2 pour établissement le module de réaction de cette équation.

**Tableau 2** : Les valeurs représentatives de  $K_s$  pour les sables

Les valeurs représentatives de $k_s$ (MPa / m)	Lâche $D_r < 35$	Moyen $35 < D_r < 65$	Dense $D_r > 65$
<b>Au-dessous de la nappe phréatique</b>	<b>5.43</b>	<b>16.30</b>	<b>33.90</b>
<b>Au-dessus de la nappe phréatique</b>	<b>6.79</b>	<b>24.43</b>	<b>61.00</b>

$D_r$  : La densité relative.

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

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

$C$  : Le coefficient de la courbe du P-Y

$n$  est le pouvoir de la section parabolique définie par :

$$n = \frac{P_v}{mY_v}$$

$m$  : Taux d'augmentation linéaire avec la profondeur

Le coefficient de la courbe P-Y  $\bar{C}$  est défini par :

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

$P_v, Y_v$  : Les coordonnées de point  $v$  de la courbe du P-Y

- 3) Déterminer le point  $j$  par les coordonnées suivantes :

$$P_j = k_s z Y_j$$

$$Y_j = \left( \frac{\bar{C}}{k_s z} \right)^{1/n-1}$$

$P_j, Y_j$  : Les coordonnées de point  $j$  de la courbe du P-Y

- 4) Établir la troisième portion de la courbe P-Y (un segment droit passant par le point  $v$  jusqu'à au point  $w$ ) et de pente  $m$ .

$$m = \frac{P_w - P_v}{Y_w - Y_v}$$

- 5) Établir la dernière portion de la courbe P-Y (un segment de droite horizontale passant par le point  $w$ ). La figure 12 représente l'intersection entre les courbes P-Y.

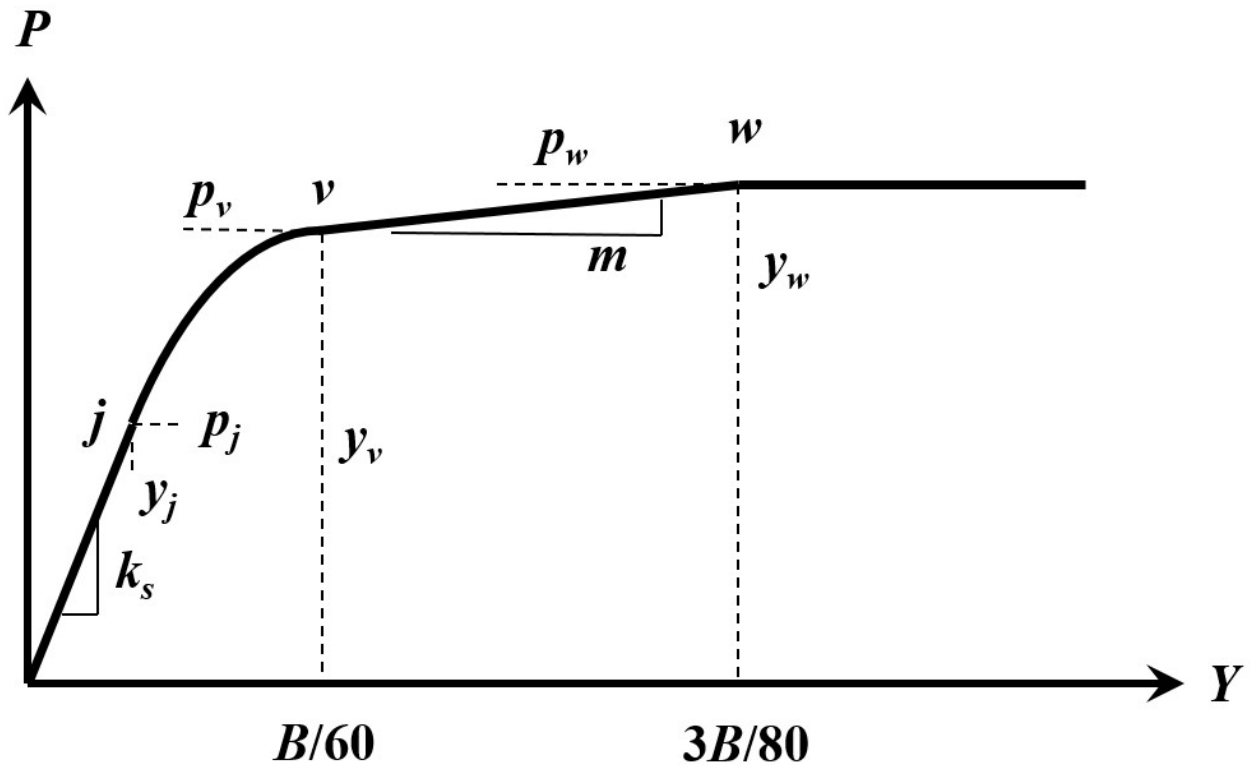


Figure 12: La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable (d'après Rees et al.1974)

### b) Méthode d'O'Neill et Murchison (1983)

O'Neill et Murchison ont proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y dans le sable basé sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974). Cette modification a été acceptée par le règlement American (A.P.I). Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison et al (1984). À partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi empirique établies ont permis de donner l'allure générale des courbes P-Y. Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

La réaction latérale du sol pour le sable est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique (figure 15)), elle est approchée à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante :

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

$\mu = 1$  pour les pieux circulaires ou prismatiques et  $\mu = 1.5$  pour les pieux coniques ou H-pieux.

$A_s$  : Facteur pour la prise en compte d'un chargement continu statique, la valeur retenue est celle étant le plus grand nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$A_s = \text{Max}\left\{\left(3 - 0.8 \frac{z}{B}\right), 0.9\right\}$$

Le module initial de la réaction du sol  $K_s$  est déterminé par un abaque de figure 14 en fonction de l'angle de frottement et de la densité relative du sable.

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

$$P_{us} = (C_1 z + C_2 B) \gamma' z$$

$$P_{ud} = C_3 B \gamma' z$$

$P_{ud}$  : Le composant du frottement de la résistance latérale ultime de sol ( $N / m$ )

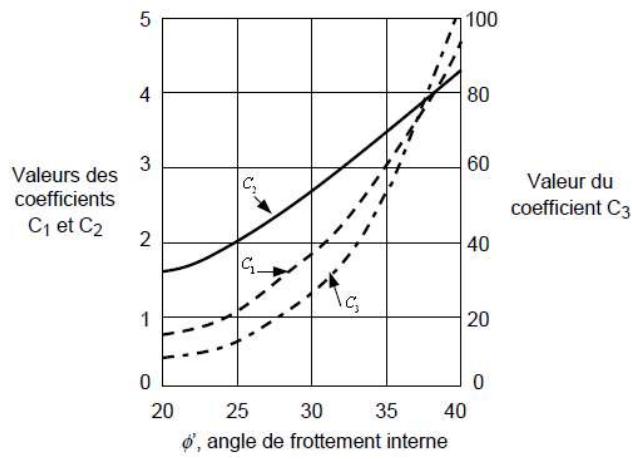
$P_{us}$  : Le composant de la cohésion de la résistance latérale ultime de sol ( $N / m$ )

$C_1, C_2$  et  $C_3$  : Les coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont en fonction de l'angle de frottement du sable (figure 13) ou par les formules suivantes :

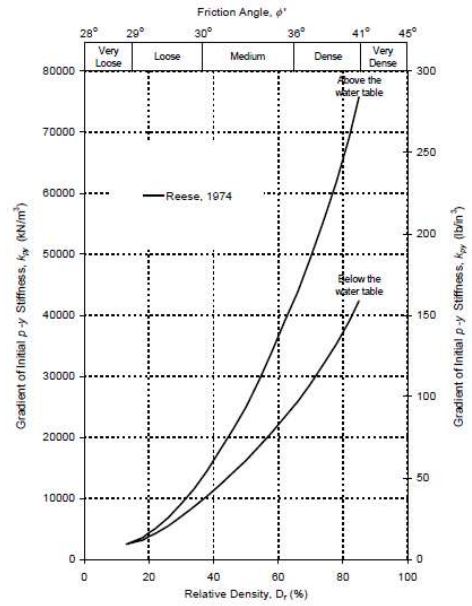
$$C_1 = 0.115 * 10^{0.0405\phi}$$

$$C_2 = 0.571 * 10^{0.022\phi}$$

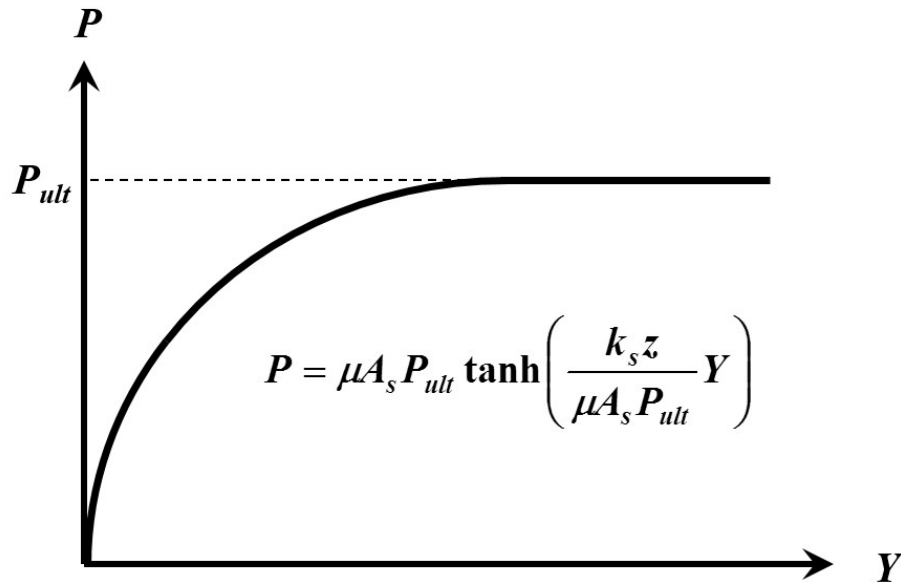
$$C_3 = 0.646 * 10^{0.055\phi}$$



**Figure 13 :** Les coefficients  $C_1, C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne



**Figure 14 :** les valeurs de  $K_s$  en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement interne



**Figure 15 :** La courbe P-Y selon la méthode de Murchison et O'Neill pour un sable sous chargement statique

### c) Méthode de Georgiadis et al (1992)

L'équipe a réalisé des essais sur un modèle réduit centrifugé de pieu dans un sable très dense compacté manuellement et de poids volumique  $16.3 \text{ kN.m}^{-3}$ .

Le pieu est équipé de jauges sur leur fiche, les courbes de réaction P-Y en fonction du déplacement sont obtenues expérimentalement en effectuant pour obtenir les conditions aux limites et une double dérivation et une double intégration des courbes.

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

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{K} + \frac{Y}{P_{ult}}}$$

Pour les sables, en se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que la raideur  $K$  augmente proportionnellement avec la profondeur telle que :

$$K = n_h z$$

$n_h$  Est un coefficient de réaction qui est déduit de la densité du sable.

Pour la résistance ultime du sol  $P_{ult}$ , la valeur est le minimum de deux équations établies par Reese et al (1974).

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

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

$A$  : Un facteur de profondeur qui dépend du rapport  $z/D$ . Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Reese et al. (1974) recommandent entre 0.9 et 3.

#### 4.1.4.2.2. Les courbes de réaction P-Y à partir des essais in-situ

##### 4.1.4.2.2.1. Les courbes P-Y par l'essai pressiométrique de Milanos (PMT)

###### a) Méthode de Briaud, Smith et Meyer (1983)

Briaud et al ont exécuté des tests de chargement latéral qui emploient un pieu foré circulaire, dans un site sableux de diamètre et de longueur.

Cette méthode été développée par Briaud, Smith et Meyer (1981) à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Ils considèrent que la courbe P-Y est faite par une courbe de réaction frontale normale Q-Y et d'une courbe de réaction latérale du frottement F-Y. Les courbes Q-Y et F-Y peuvent être obtenues point par point à partir de la courbe pressiométrique. La réaction exercée par le sol sur le pieu est calculée par l'équation :

$$P = Q + F$$

$F$  : La réaction latérale du frottement ( $N/m$ )

$Q$  : La réaction frontale normale ( $N/m$ )

Avec

$$Q = \frac{P^*}{\chi} S_f B$$

$$F = S_l B \tau_s$$

$x$  : La profondeur de rotation ( $m$ )

$\tau_s$  : La contrainte de cisaillement du sol obtenir à partir de la courbe pressiométrique ( $kPa$ )

$S_f$  : Facteur de forme pour la réaction de pression est égal à  $\pi/4$  pour pieux circulaires et 1.33 pour les pieux carrés.

$S_i$  : Facteur de forme pour la réaction de pression est égal à 0.79v pour pieux circulaires (1.0 compte tenu de la contre butée supplémentaire de cisaillement derrière le pieu) et 1.76 pour les pieux carrés (2.0 compte tenu de la contre butée supplémentaire de cisaillement derrière le pieu).

La contrainte de cisaillement du sol obtenu à partir de la courbe pressiométrique par le procédé sous-tangente.

$$\tau_s = \frac{\Delta V}{V} \left( 1 + \frac{\Delta V}{V} \right) \frac{\Delta P}{\Delta \left( \frac{\Delta V}{V} \right)}$$

$\tau_s$ : La contrainte de cisaillement du sol obtenir à partir de la courbe pressiométrique ( $kPa$ )

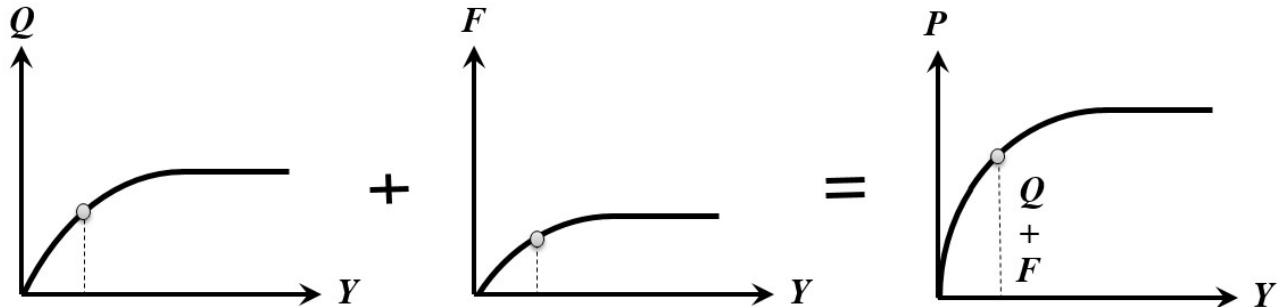


Figure 16: Le mécanisme de la charge latérale

**b) Méthode de Bouafia (2007)**

Bouafia a interprété cinq tests de chargement horizontal des pieux isolés dans deux sols sableux. La forme des courbes P-Y obtenue est donnée par l'expression suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_{ult}}}$$

$E_{ti}$  : Le module de réaction initial ( $MPa$ )

Le module de réaction est défini en fonction de module pressiométrique telle que :

$$E_{ii}(z) = 0.28E_m(z)K_R^{-0.55}$$

$K_R$  : La rigidité latérale du pieu peut être définie comme suit :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_C D^4}$$

$E_p$  : Module d'élasticité

$I_p$  : Moment d'inertie

Où  $E_C$  est le module caractéristique du sol évalué comme une valeur moyenne du module pressiométrique  $E_m$  le long du pieu.

$$E_C = \frac{1}{D} \int_0^D E_m dz$$

$E_m$  : Le module pressiométrique (module de Ménard) (MPa)

Pour la résistance ultime du sol  $P_{ult}$  était corrélée à la pression limite nette comme suit :

$$P_{ult} = 3P_L^* B \sqrt{K_R}$$

$P_L$ : La réaction du sol limite ( $N.m^{-1}$ )

$K_R$  : La rigidité relative sol-pieu pour un sol constant avec la profondeur

#### 4.1.4.2.2.2. Les courbes P-Y par l'essai dilatométrique (DMT)

##### a) Méthode de Robertson, Davies et Campanella (1989)

Robertson et al. (1989) ont proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y qui utilise la même forme et l'équation de la rigidité

Proposé par Matlock (1970). Pour les sols pulvérulents basés sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974) avec des paramètres obtenus par l'essai dilatomètre DMT.

Pour les sols pulvérulents, la détermination des courbes P-Y par la méthode de Robertson (1989) avec l'essai dilatométrique est basée sur les mêmes étapes de la méthode de Reese et al (1974) avec  $Y_{50}$  est le déplacement pour lequel 50 % de  $P_{ult}$  est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = \frac{4.17\gamma' z \sin \varphi}{F_{\varphi} E_D (1 - \sin \varphi)} B$$

Le facteur empirique  $F_{\varphi}$  du sol pulvérulent est égal à 2.

#### **b) Méthode de Gabr et Borden (1988)**

Gabr et Borden (1988) ont proposé une courbe de réaction P-Y basé sur la méthode de Murchison et O'Neill (1984) et sur des paramètres obtenus par l'essai DMT. L'équation de la courbe P-Y est une fonction tangente hyperbolique.

La résistance latérale ultime et les autres facteurs sont calculés par les équations recommandées par Murchison et O'Neill (1984) sauf que le module initial de la réaction du sol est déterminé par l'équation suivant :

$$k_s = \frac{6.5(p_{0_{DMT}} - \sigma'_{h0})}{0.00685}$$

$\sigma'_{h0}$  : La contrainte horizontale (kPa)

### **4.1.4.2.2.3 Les courbes P-Y par l'essai de pénétration statique (CPT)**

#### **a) Méthode de Bouafia (2014)**

Bouafia proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y dans des sols sableux basés sur l'essai CPT, cette méthode est basée sur le même principe de la méthode proposée basée sur l'essai PMT. La courbe P-Y est formulée en fonction hyperbolique caractérisée par un module de réaction initiale et une résistance latérale définie en fonction de la résistance pénétrométrique nette conformément aux équations :

$$E_{ii} = K_E q_c^*$$

$$P_{ult} = K_C q_c^* B$$

$q_c^*$  La résistance pénétrométrique nette est déterminée par l'équation suivante :

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma'_{v0}(z)$$

Avec :

$$K_E = \begin{cases} 0.1K_R^{-1.1} & K_R > 2.1 \times 10^{-2} \\ 7.0 & K_R \leq 2.1 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$K_C = \begin{cases} 1.4K_R^{0.83} & K_R > 2.1 \times 10^{-2} \\ 0.06 & K_R \leq 2.1 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$K_E$  : le module de réaction numéro, (ou Le nombre modulaire).

$K_C$  : le facteur de résistance latérale.

La rigidité latérale du pieu peut être définie comme suit :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{q_{ce}^* D^4}$$

$K_R$  : La rigidité relative sol-pieu pour un sol constant avec la profondeur

$q_{ce}^*$  est la résistance pénétrométrique équivalente nette évaluée comme suite :

$$q_{ce}^* = \frac{1}{D_e} \int_0^{D_e} q_c^* dz$$

#### 4.1.4.2.2.4. Les courbes P-Y par l'essai de pénétration standard (SPT)

##### a) Méthode de Bouafia et Laouedj (2017)

Bouafia Laouedj ont présenté une méthode pratique de définition directe des courbes P-Y à partir de l'essai SPT dans les sables, à partir de l'analyse inverse d'une base de données mondiale de 44 essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur dans des sols sableux. La courbe P-Y est formulée en fonction hyperbolique caractérisée par un module de réaction initiale et une résistance latérale définie en fonction de nombre de coups de l'essai SPT.

De telles valeurs permettent de définir directement les courbes P-Y en fonction de la profondeur. Ces derniers paramètres des courbes P-Y, à savoir le module initial de réaction et la réaction latérale limite sont définies respectivement par les équations suivantes :

En outre, les valeurs trouvées de KE et KN dépendent de la position de la courbe P-Y par rapport au niveau de la nappe d'eau, extraits du tableau 3.

**Tableau 3:** Valeurs des paramètres KE et KN des pieux souples

Au-dessus de la nappe	En dessous de la nappe phréatique
KE = 318.0	KE = 171.4
KN = 25.3	KN = 16.0

### b) Méthode de Simpson et Brown (2003)

Simpson et Brown ont réalisées des tests de chargement latéral statique qui emploient six pieux circulaires de diamètre et de longueur, Les pieux sont installés dans Alabama, dans la province sud du Piedmont. Le sol du site est formé de limon argileux ou sableux.

Ils ont proposés une méthode pour le développement des courbes P-Y dans les sols résiduels basée sur les essais in situ (DMT, CPT, SPT et PMT).

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

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

$\zeta$  une constante égale à -0.23.

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique est représentée sur la figure 17 et déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 0.001 B \quad P = E_s BY$$

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

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

$E_s$  : Le module d'Young de l'acier (MPa)

Le module de réaction de la courbe P-Y est calculé selon les équations présentées au tableau 4.

**Tableau 4:** Les valeurs recommandées de module de réaction de la courbe P-Y

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

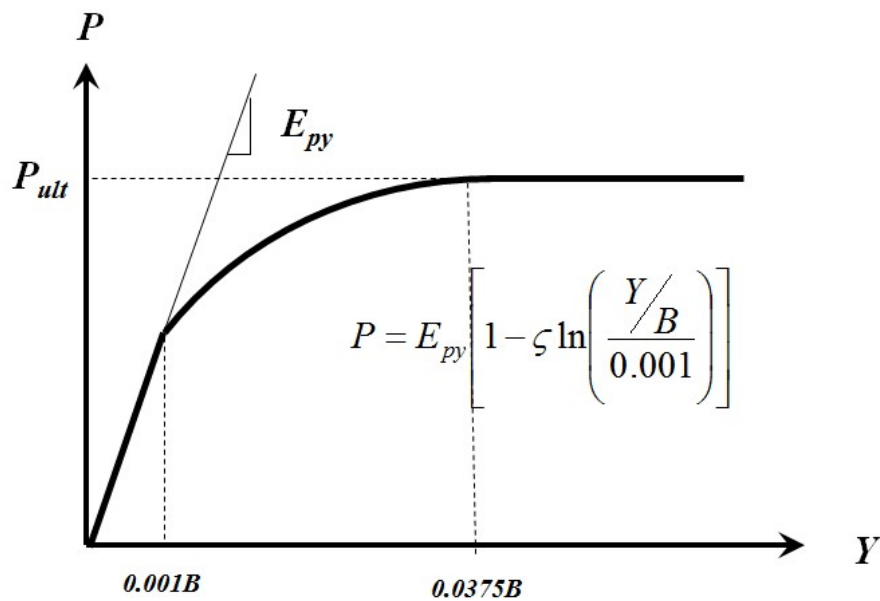
$E_s$  : Le module d'Young de l'acier (MPa).

$E_M$  : Le module pressiométrique (module de Ménard) (MPa).

$q_c$  : La résistance à la pénétration de la pointe (kPa).

$E_D$  : Le module dilatomètre (MPa).

$N_{SPT}$  : Le nombre de coups de l'essai SPT.



**Figure 17:** La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Simpson et Brown (2003)

**c) Méthode API par l'essai SPT**

Cette méthode ne permettant pas une construction directe de la courbe P-Y, il a été alors procédé par corrélation des paramètres géotechniques sur lesquels se basent ce méthode, telles que la densité et l'angle de frottement interne du sable, avec l'essai SPT (le nombre de coups  $N_{spt}$ ).

Le règlement américain API (2014) a proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y qui utilise la même forme et l'équation proposé par O'Neill et Murchison (1983), pour les sols

pulvérulents avec une corrélation des paramètres géotechniques avec les paramètres obtenus par l'essai de Pénétration Standard SPT.

La densité relative des sols sableux a été estimée en utilisant la corrélation empirique présentée par Kulhawy et Mayne (1990) :

$$D_r = \left[ \frac{(N_{SPT}^1)_{60}}{40} \right]^{0.5}$$

En outre, l'angle de frottement  $\phi$  peut être estimé en fonction de la densité relative par l'équation suivante,  $D_r$  étant exprimée par rapport à l'unité :

$$\phi = 16D_r^2 + 0.17D_r + 28.4$$

## **5. Conclusion**

Les fondations sur pieux peuvent être soumises à des efforts latéraux d'origines diverses, ce qui mobilise des réactions latérales dans le sol qui s'opposent au mouvement latéral du pieu. Il existe plusieurs méthodes pour modéliser le comportement d'un pieu sous une charge latérale. Ce chapitre est une synthèse bibliographique des méthodes analytique et numérique celle du calcul aux petits déplacements appliquée au problème des pieux chargés horizontalement.

La méthode du module de réaction est aujourd'hui à la base de toutes les réglementations géotechniques (nationales et internationales). Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal).

Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie par une formulation simple basée sur des paramètres mécaniques, c'est-à-dire, la modélisation du sol par des courbes P-Y suppose que chaque couche de sol est indépendante.

**CHAPITRE 02 : PRESENTATION DE LA BASE DES DONNES  
D'UN ESSAI DE CHARGEMENT LATERAL D'UN PIEU DANS  
LE SABLE**

## **1. Introduction**

Pour un pieu isolé, le chargement latéral est un problème d'interaction sol-structure, de sorte que la déflexion du pieu dépend de la réponse du sol et que la réponse du sol dépend de la déflexion du pieu (Reese, 1984). En plus, ce comportement est plus complexe, en raison de deux conditions de contrainte, définies dans une zone de champ proche de contraintes élevées, un comportement du sol non linéaire (le grand déplacement se situe dans une région proche du pieu) et dans une zone éloignée de contraintes et de déformations relativement faibles (Ooi et Duncan, 1994).

Le Département de Transportation Florida construit une nouvelle structure de pont pour le remplacement de l'ancien pont Roosevelt existant sur la rivière St Lucie, Autoroute 1, en Floride. Un essai en vraie grandeur instrumenté chargé latéralement et libre en tête, de seize pieux en béton précontraint et un essai de pieu isolé ont été réalisés à l'aide d'un pilier de pont (Pier 16 N) pour un système de réaction.

Le sol est un matériau complexe avec une grande variabilité due à une combinaison de processus géologique, environnemental et chimique faisant de la modélisation du sol une tâche difficile. Cette variabilité et les conditions de contrainte in situ ont conduit à l'adoption des essais 'in-situ pour déterminer les propriétés du sol.

La détermination des propriétés du sol peut être basée sur des analyses de sol par une approche directe. Une approche indirecte ou une combinaison des deux. L'approche directe évalue la performance de la fondation principalement par des méthodes empiriques directement à partir des mesures in situ sans calcul des paramètres intermédiaires du sol. L'approche indirecte conduit à des méthodes de conception en corrélant les résultats in situ avec les paramètres tels que l'angle de frottement, la résistance au cisaillement, l'unité de poids, densité relative, etc. Ces paramètres sont alors appliqués aux problèmes de solution aux limites (Campanella et al. 1989).

Dans les pieux chargés latéralement, l'approche indirecte et les "méthodes par défaut", telles que celles proposées par Reese et al. (1974) ou O'Neill et al. (1983) sont souvent utilisées pour déterminer les courbes P-Y pour le sable saturé.

## **2. Description du site**

### **2.1. Localisation**

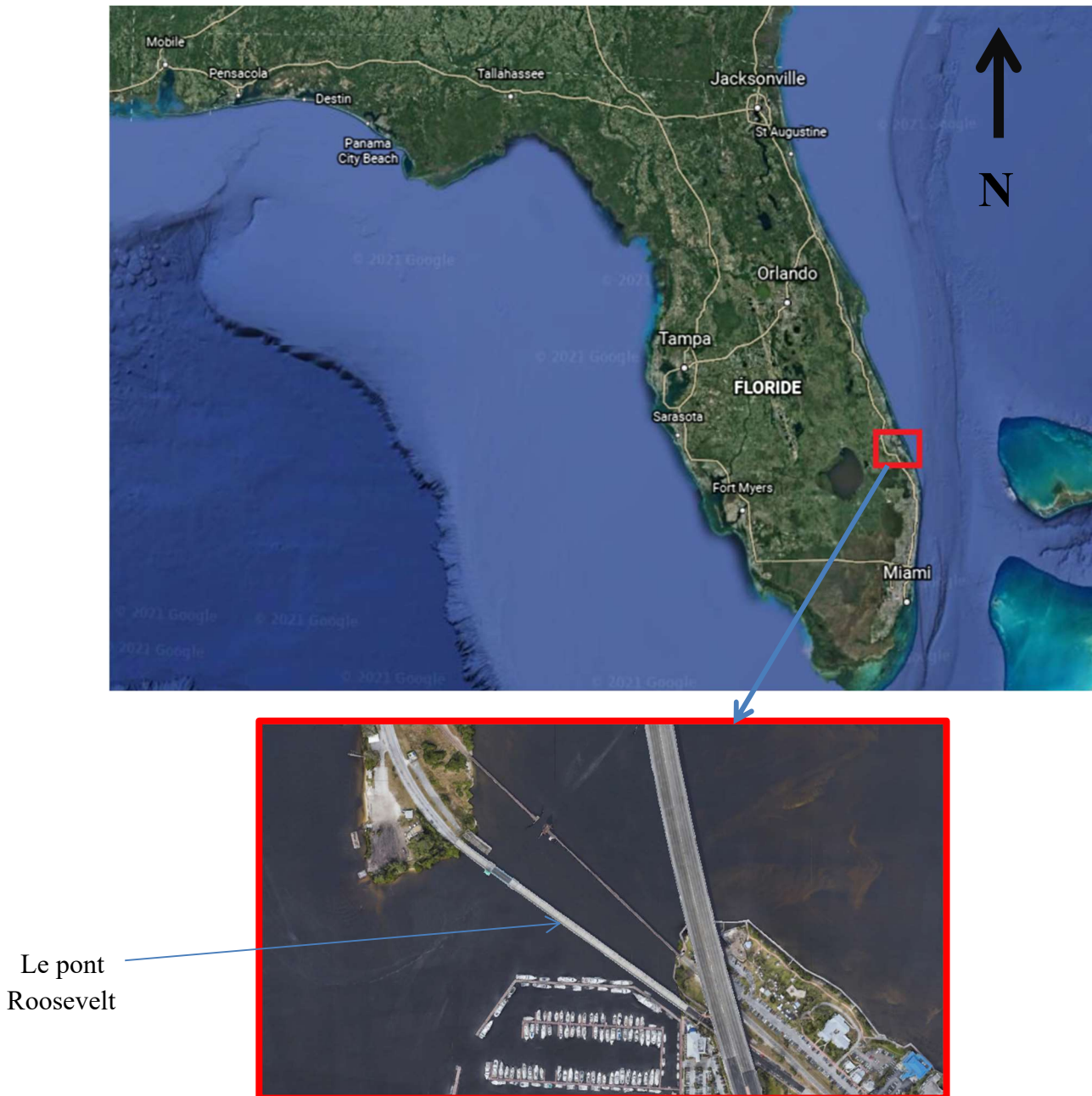
La Floride (en anglais : Florida) est un État au sud-est des États-Unis, sur la côte du Golfe du Mexique, mesurant environ 700 km de long, qui s'avance vers le sud entre l'océan Atlantique à l'est et le golfe du Mexique à l'ouest. Elle s'étend entre 31°0' et 24°33' de latitude nord, et entre 80°03' et 87°50' de longitude ouest. D'une superficie de 151 940 km<sup>2</sup>, la Floride est le 22<sup>e</sup> état par la taille et le deuxième à l'est du Mississippi. Son extension maximale d'est en ouest est d'environ 580 km. Elle se prolonge au sud par un archipel d'îles, les Keys, et à l'ouest par le Panhandle de Floride.

La Floride est bordée au nord par les États américains de l'Alabama et de Géorgie. La longueur totale de ses frontières est d'environ 2 900 km. Elle est séparée des Bahamas et de Cuba par le détroit de Floride.

Le littoral de la Floride est très étendu 1 930 km. Avec toutes les baies et les caps, on obtient une longueur cumulée d'environ 13 600 km. Aucun autre État américain, hormis l'Alaska, n'a de littoral plus long. Cependant, en dehors des baies, la côte occidentale présente peu de sites portuaires favorables en raison de la présence de hauts-fonds ; le port de Tampa fait exception. Les rivages orientaux offrent de faibles profondeurs. Son tracé est très irrégulier et bordé par des lagunes (Indian River, environ 200 km de longueur) et des lidos.

Le marnage est plus grand sur la côte orientale avec environ 1,8 mètre contre 0,6 mètre dans le golfe du Mexique. Le Gulf Stream est le courant marin qui naît au détroit de Floride de la rencontre entre les eaux du golfe du Mexique et de l'océan Atlantique.

Le pont Roosevelt est un pont segmentaire principal routier traversant le St. Lucie River à Stuart, Floride. Il a été construit pour remplacer le vieux pont Roosevelt. Le nouveau pont, achevé en 1996, est surélevé et beaucoup plus long que l'ancien pont-levis jumeaux. La travée en direction sud de l'ancien pont est toujours fonctionnelle pour la circulation routière et maritime et elle est désormais à double sens pour ce qui est maintenant connu sous le nom de route Dixie, route de comté 707. Le nouveau pont Roosevelt de haut niveau mesure environ un mille de long et est composé de deux sections à trois voies parallèles l'une à l'autre. Le pont en direction nord a été achevé en premier et abritait deux voies de circulation nord et sud jusqu'à ce que le deuxième pont soit terminé. En raison du volume de trafic et de la visibilité élevés.

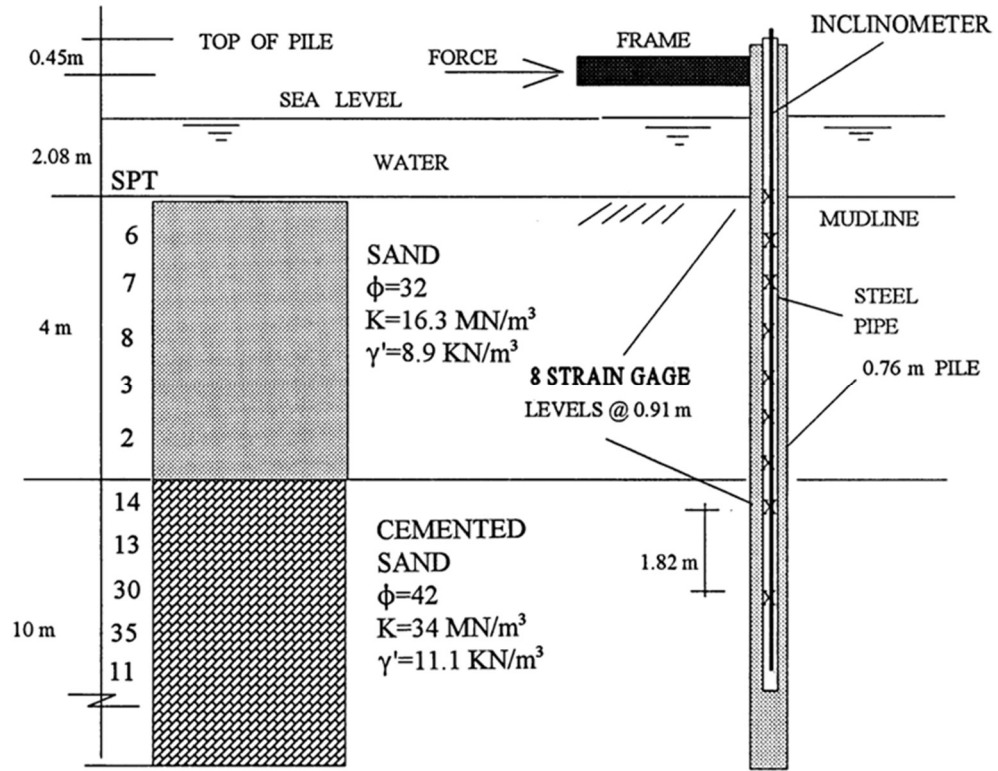


**Figure 18** : Image satellitaire du pont Roosevelt

## **2.2. Profile de site**

Le site de test comme indiqué sur la figure 19 a environ 2 m d'eau et deux couches bien définies de sol sans cohésion : un sable fin et sable partiellement cimenté difficile à pénétrer. La couche superficielle de 3,0 à 4,5 m de sable fin légèrement limoneux contient des fragments de coquille occasionnels, avec les valeurs N de l'essai standard (SPT) compris entre 2 et 14, et de la valeur de  $\Phi$  32° et valeur de K égale 16.3 MN/m<sup>3</sup> et de  $\gamma'$  égale à 8.9 KN/m<sup>3</sup>.

La figure 19 présente une disposition schématique de l'essai de charge d'un pieu isolé avec les propriétés du sol estimées à partir des tests de sol in-situ à proximité du pieu.



**Figure 19:** Profil du pieu isolé et les caractéristiques du sol

Sous-jacent à la couche meuble existe un sable fin partiellement cimenté avec des couches discontinues de calcaire sableux faiblement cimenté à cimenté avec les valeurs N de l'essai SPT comprises entre 11 et 35 et valeurs de  $\Phi$  estimée environ de  $42^\circ$ , valeur de K égale  $34 \text{ MN/m}^3$ .

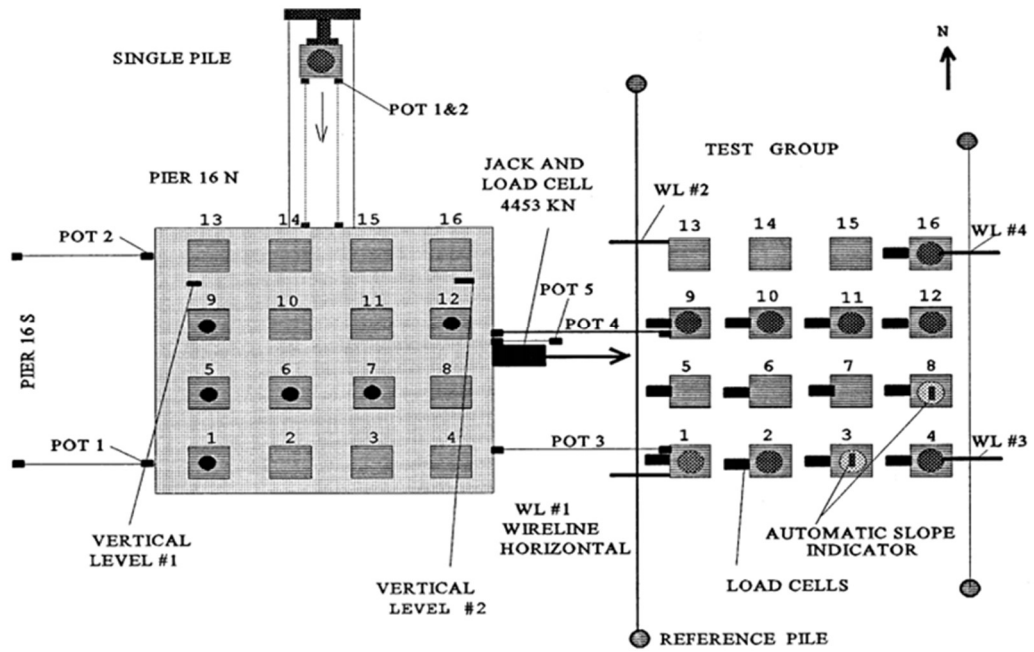


Figure 20 : Vue en plan de programme de pieux d'essai et la jetée dans le site

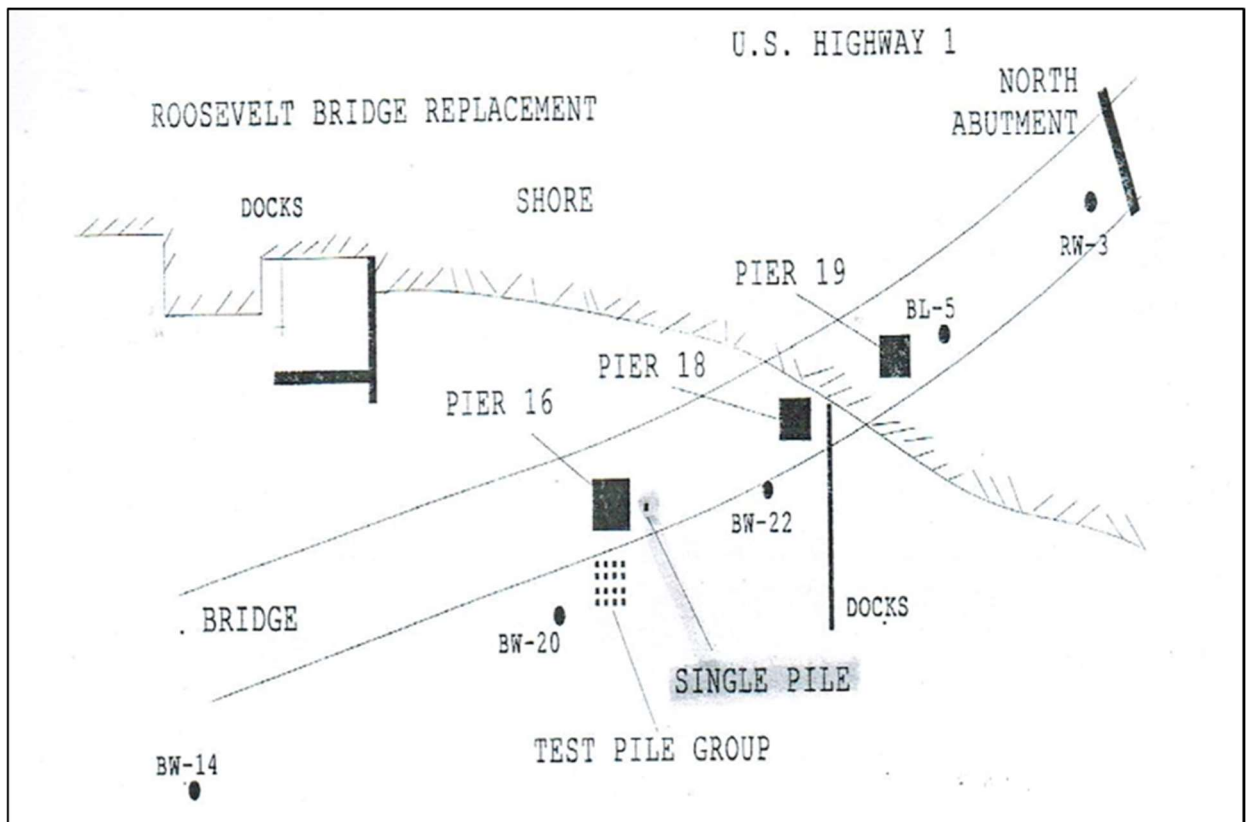


Figure 21: Schéma explicatif de profile de site

### 3. Essais utilisés

#### 3.1. Les principaux essais de laboratoires sont comme suit :

- les caractéristiques de rupture (La cohésion de sol " $C$ " et l'angle de frottement interne de sol " $\varphi$ ") d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante. En vitesse lente et de conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  et la cohésion effective  $C'$ , paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

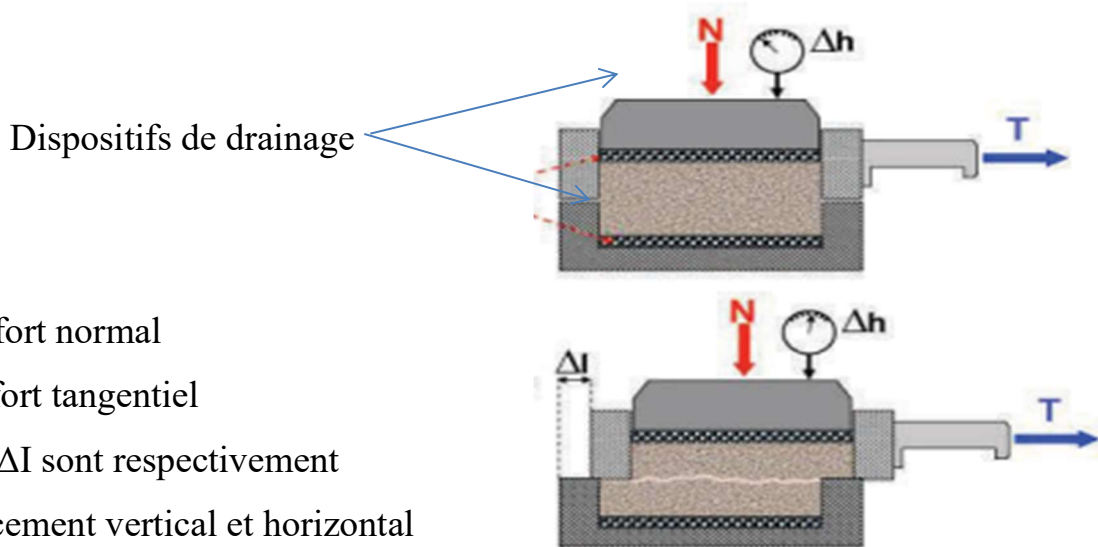


Schéma représentatif d'un essai de cisaillement

- les valeurs du poids volumique du sol " $\gamma$ " et du coefficient de la réaction laterale du sol " $K$ " sont déterminer par des lois de corrélations géotechniques

### **3.1. Les principaux essais in situ sont comme suit :**

Quatre types d'essais in situ ont été sélectionnés pour déterminer les propriétés du sol sur le site du projet :

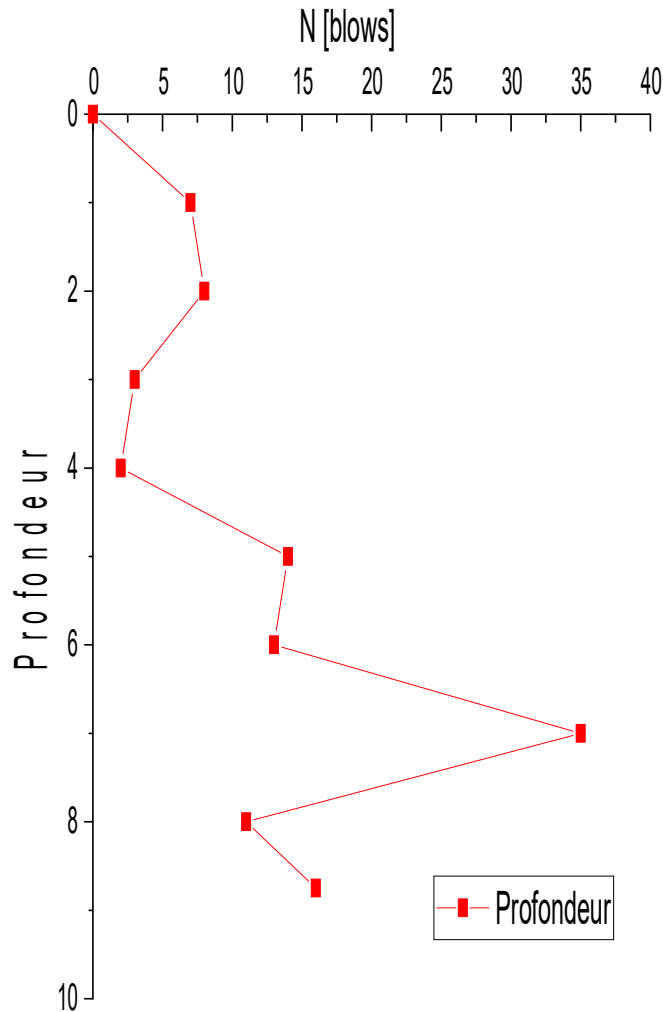
La pénétration standard et la pénétration par le sol. Propriétés du sol sur le site du projet : essai de pénétration standard (SPT), essai de pénétration au cône (CPT), essai au dilatomètre (DMT), et l'essai pressiométrique (PMT). La sélection était basée sur la disponibilité, la polyvalence, l'adéquation au type de sol et les recommandations de la littérature pour les essais latéraux, type de sol, et les recommandations de la littérature pour les pieux chargés latéralement.

Tous ces tests ont des avantages et des inconvénients avec le respect des uns par rapport aux autres.

#### **L'essai de pénétration standard (SPT)**

Le SPT est le test in-situ le plus commun qui peut approcher la résistance du sol avec une pénétration dynamique et d'obtenir un échantillon perturbé du sol. Même s'il existe de nombreuses sources d'écarts qui limitent son utilisation, la valeur N du SPT peut être utilisée comme un paramètre d'indexation pour déterminer la résistance et la compressibilité approximatives du sol. La résistance et la compressibilité approximatives des sols non cohésifs à des fins de conception préliminaire. Le SPT peut être non conservateur sur sols contenant des graviers grossiers, des galets ou des rochers.

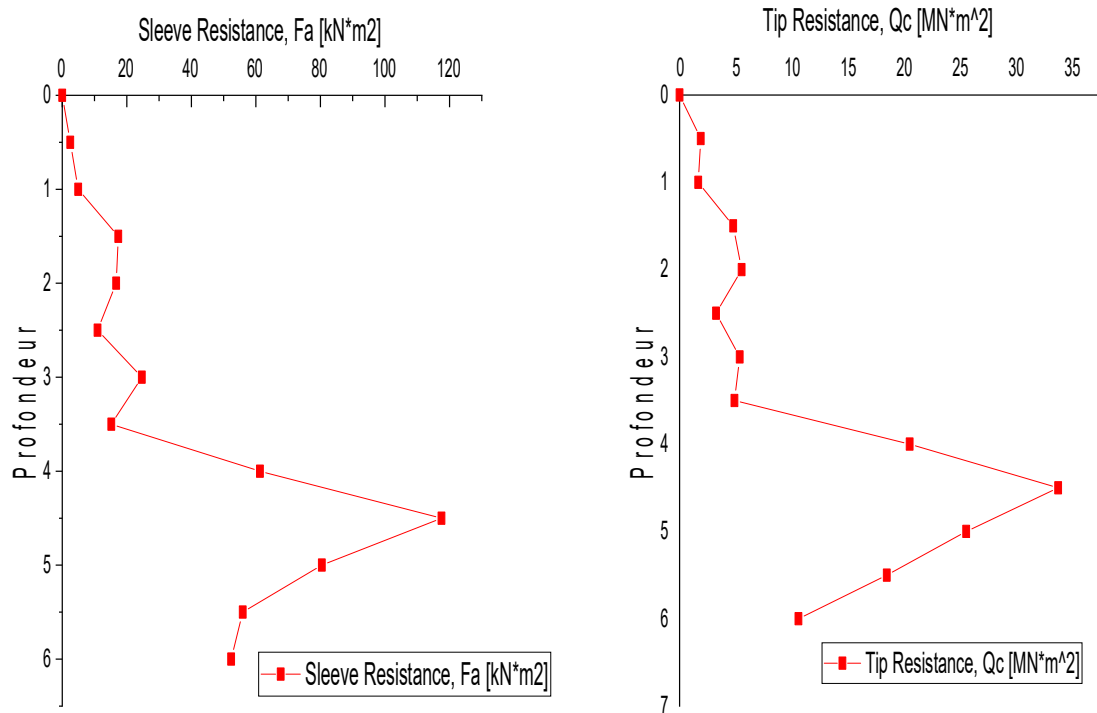
- Une couche superficielle de sable fin limoneux avec des fragments de coquille occasionnels (l'épaisseur de la couche varie de 3 à 5 m, les valeurs N SPT entre 4 et 26, et  $\phi$  entre 30 et 38 degrés).
- Un sable fin partiellement cimenté avec des couches discontinues de calcaire sableux faiblement cimenté à cimenté sous-jacent à la couche molle (les valeurs N du SPT varient entre 12 et 100+ et  $\phi$  entre 40 et 46 degrés).



**Figure 22 :** Courbe d'essais de pénétration standard

### L'essai de pénétration statique (CPT)

Le CPT fournit une méthode rapide pour déterminer le profil du sol est d'estimer les propriétés techniques avec une influence quasi nulle. Les paramètres les plus utiles mesurés par le test sont la résistance de pointe,  $q_c$  et la résistance latérale,  $f_s$ . Le CPT est plus fiable que le SPT et devient un test plus populaire ces derniers temps. Cependant, pour les sables cimentés, la SPT a tendance à briser les liens cimentaires entre les particules de sol pendant le test, comme le battage de pieux, alors que le CPT produit moins de perturbation pendant l'essai, ce qui entraîne des résultats anormalement élevés.



*Figure 23 : Les courbes d'essais coniques*

**L'essai pressiométrique (PMT)**

Le PMT présente un avantage pour la conception de fondations profondes en raison de la relation entre ces fondations et la structure in situ. Le PMT est un type plus récent et peut être exploité plus rapidement.

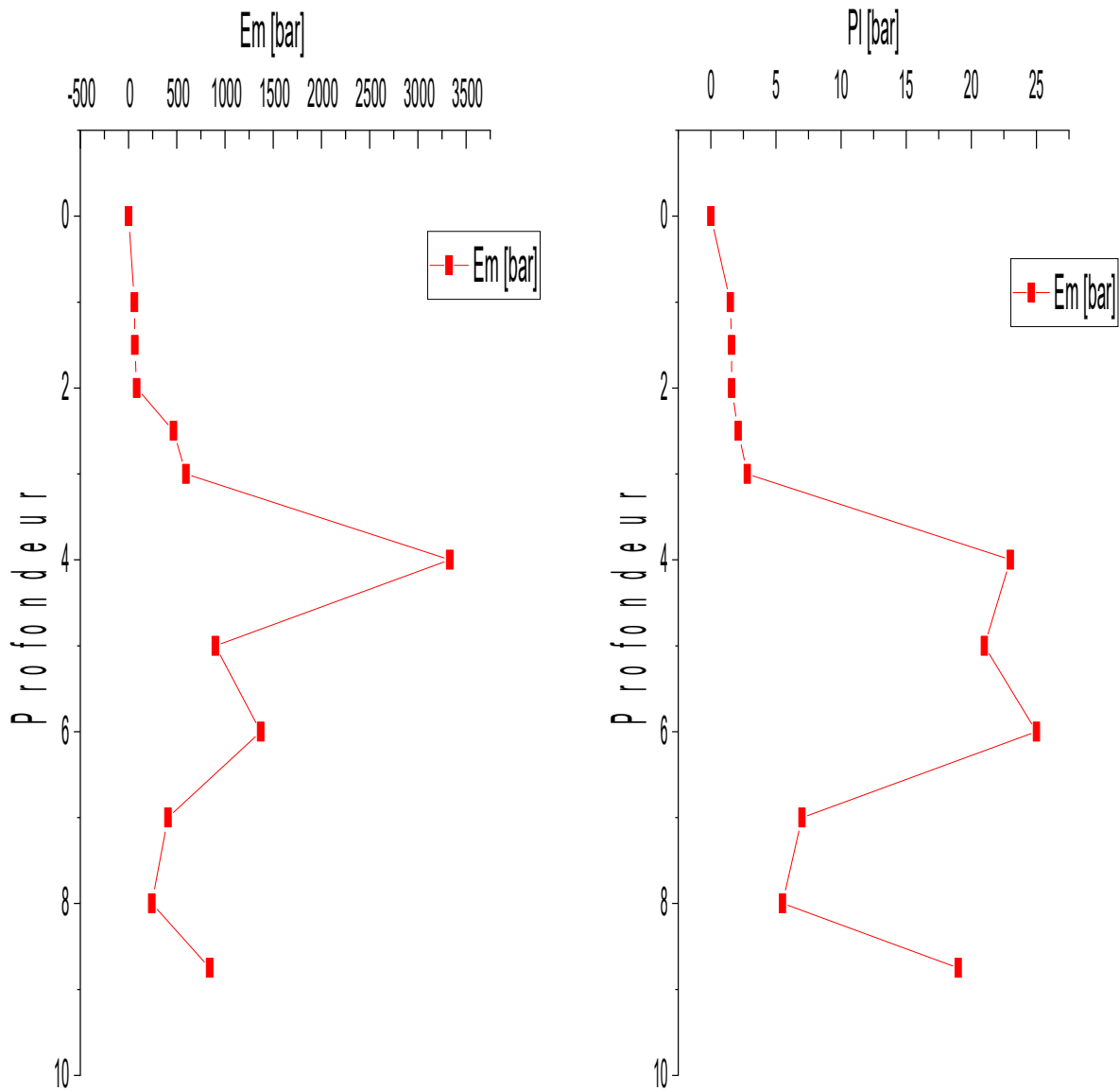


Figure 24 : Les courbes de l'essai pressiométrique

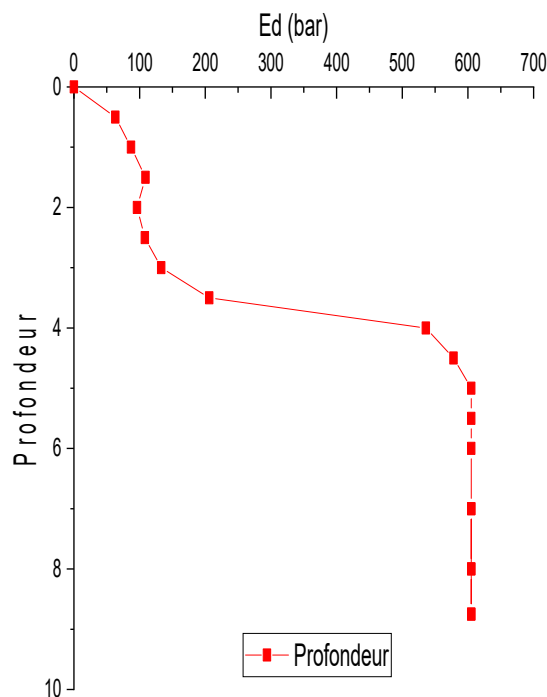
### L'essai dilatométrique (DMT)

Enfin, les teste dilatomètres ont été corrélés à de nombreuses propriétés du sol et peuvent fournir une estimation raisonnable de la contrainte horizontale et du rapport de sur-consolidation.

Le DMT semble être très utile dans la gamme de comportement élastique du sol. La forme en lame réduit le cisaillement et la déformation volumétrique. Associée aux autres tests de pénétration. Le CPT, le PMT, et le DMT peuvent être réalisés dans une large gamme de sols. Cependant, ils ne

peuvent pas être utilisés pour pénétrer dans des sols très durs ou du gravier (SPT  $N > 40$ ) ou pour obtenir des échantillons de sol.

En comparant les valeurs des essais (SPT, CPT, DMT et PMT) pour la couche supérieure. Le rapport de friction était compris entre 1,2 et 2. Les valeurs  $N$  de l'essai SPT  $N$  corrélées à partir du CPT auraient augmenté de 2,5 fois. Les lectures corrigées du dilatomètre ont augmenté d'un facteur 2-3, le module DMT (ED) de 2-3 et l'indice de contrainte horizontale (KD) de 4-5. Le module pressiométrique (EM) et la limite de pression (PL) ont augmenté entre 5 et 8 fois. La couche de sable cimenté ne connaît pas d'augmentation marquée ; les augmentations maximales sont d'environ 1,5 fois.



**Figure 25 :** Courbe d'essais dilatométrique

#### **4. Description de pieu**

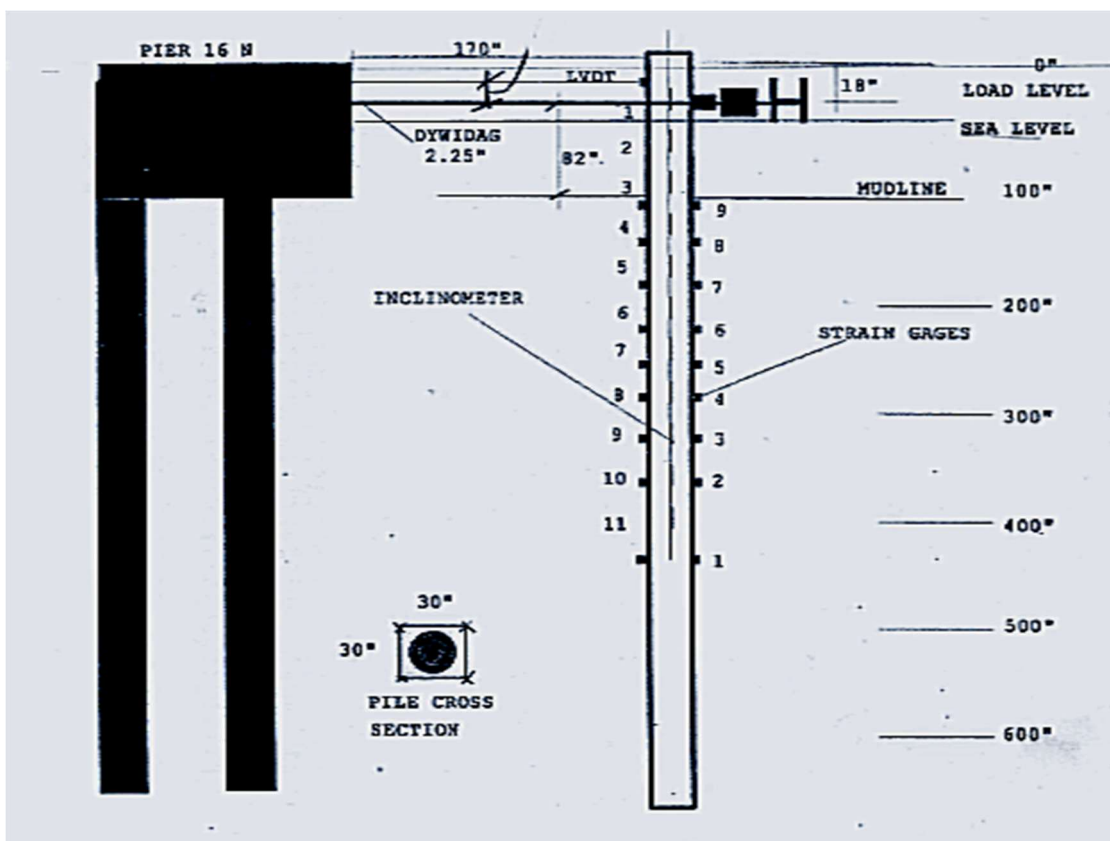
##### **4.1. Géométrie de pieu**

Le pieu isolé en vraie grandeur en béton précontraint a été instrumentés avec des jauges de contrainte et d'inclinomètre. Le pieu est de largeur 76 cm et a une longueur d'environ 16,5 m.

Le pieu a été vidé avec un tuyau en polychlorure de vinyle (PVC) de 46 cm. Après la pose, l'instrumentation a été réalisée en insérant un tuyau en acier de 35,6 cm et de 1cm d'épaisseur, avec des jauges de contrainte attachées dans le vide, puis en insérant un boîtier d'inclinomètre de pente à l'intérieur du tuyau en acier et en coulant à la fois le boîtier et le tuyau en acier après le battage.

Des entretoises d'espacement ont été fixées au tuyau inséré et à la gaine pour assurer le centrage correct dans le pieu. Le tuyau instrumenté par 9 niveaux de jauges de contrainte (uniquement pour la flexion) fixées à la surface extérieure et placées tous les 91.5cm, à l'exception de la dernière, à 72 pouces (182cm).

Les déformations et les rotations sur le profil de pieu ont été mesurées à l'aide d'inclinomètres de pente et de potentiomètres. Les charges totales appliquées ont été mesurées avec une cellule de charge de 4,45 MN (500 tonnes) et les charges individuelles ont été mesurées avec dix cellules de charge de 445 kN (50 tonnes) sur chaque pieu instrumenté.



**Figure 26** : Disposition de l'instrument d'essai de charge sur un seul pieu

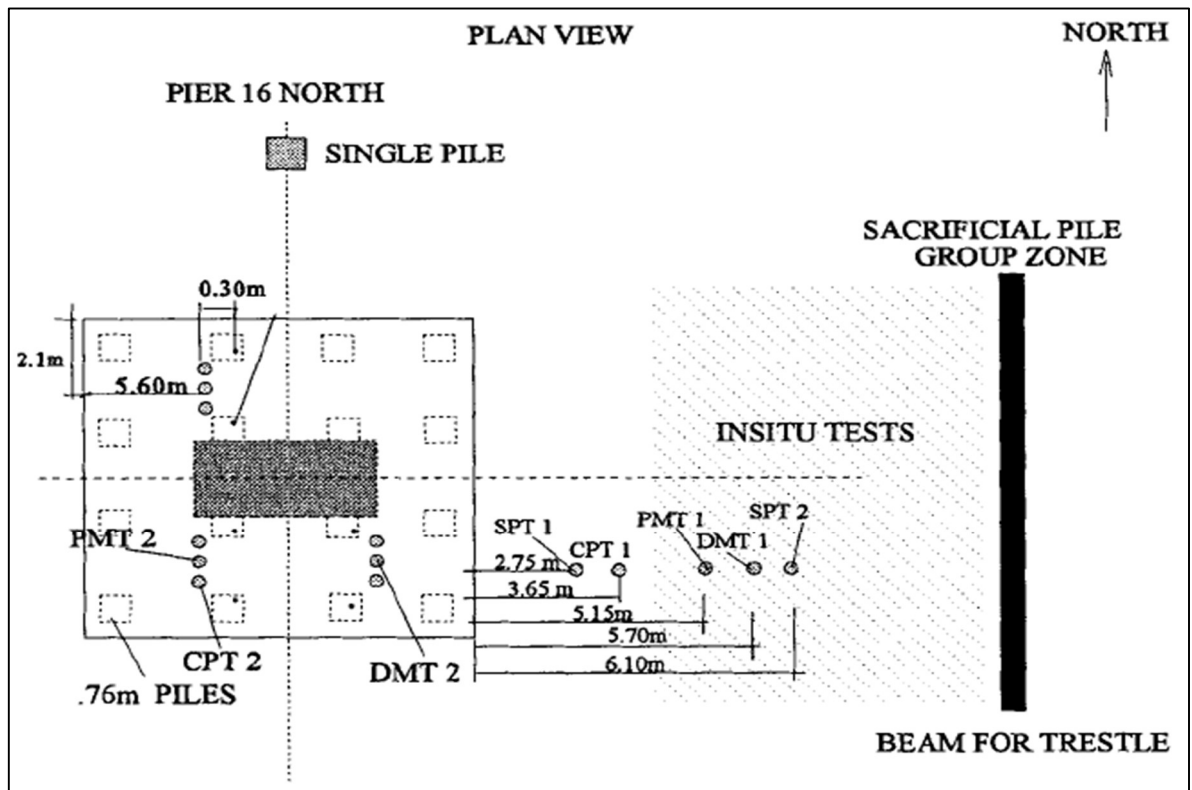


Figure 27 : profil du pieu unique et caractéristique du sol

#### 4.2. Matériaux

La section transversale de pieu et quelques matériaux spécifications d'instruments sont présentés dans la figure 28.

Le béton est de Ciment Classe V (conception à 28 jours). Cependant, le pieu a été submergé pendant plus de 10 mois avant l'essai.

Acier de précontrainte : ASTM A-416, Grade 270.

La rigidité du pieu ( $E_p I_p$ ) pour la section transversale de pieu est de  $2,3 \cdot 10^{12}$  KN.m<sup>2</sup> et de moment de fissuration a été considéré comme 790.89 KN.m et le moment ultime  $1,4 \cdot 10^3$  KN.m

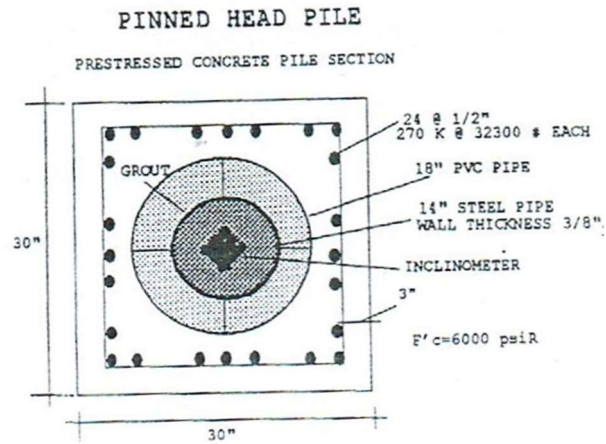


Figure 28 : Coupe transversale d'un pieu isolé

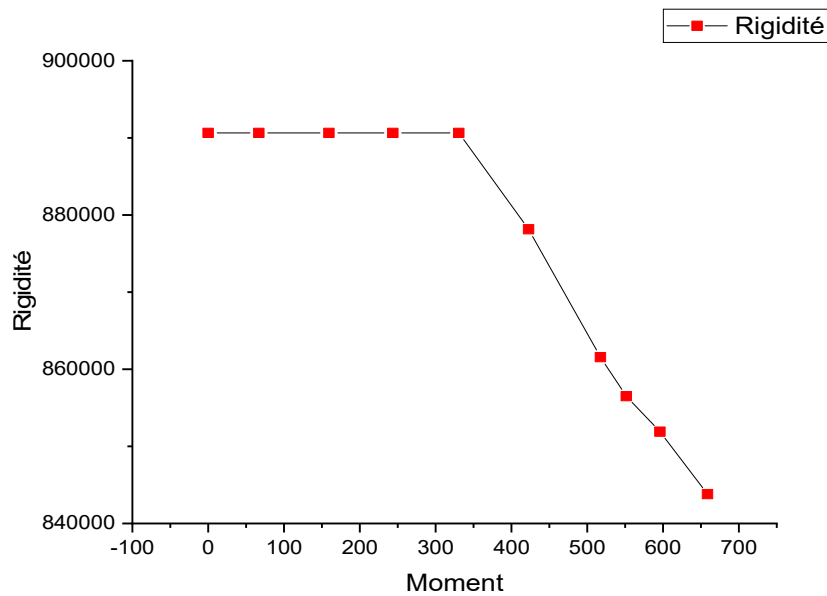


Figure 29 : La courbe de rigidité en fonction du moment

## 5. Matérielle

### 5.1. Jauges de contrainte

Les jauges de contrainte ont été installées à l'extérieur des tuyaux par Measurements Group, Raleigh, N.C. Les jauges ont été étalonnées avant l'installation en tenant compte de la flexion de la rigidité de la section transversale des tuyaux en acier. Les jauges utilisées pour les contraintes de flexion

étaient les jauges MM CEA-06-500UW-350 Les jauges de contrainte ont été collées à la surface du tuyau avec l'adhésif.

Originellement, les jauges étaient spécifiées dans une configuration de pont, c'est-à-dire quatre jauges par niveau. Cependant, il a été décidé que des jauges de 350 ohms pourraient donner plus de précision en raison de la tension d'excitation plus élevée.

Le niveau de jauge de flexion était composé d'un pair de jauges de chaque côté du tuyau. Toutes les jauges étaient sensibles à la déformation dans la direction verticale. Les jauges de déformation en flexion ont été installées de manière à annuler les effets axiaux et de température. Elles ont été positionnées sur l'axe extrême de pieu, c'est-à-dire à 90° de l'axe neutre.

### **5.2. Inclinomètre de pente**

L'objectif principal d'un inclinomètre est de surveiller les changements d'inclinaison du boîtier par rapport à sa position initiale. Tous les pieux instrumentés du programme de test de charge avaient d'un boîtier d'inclinomètre pour mesurer la rotation du pieu. Il a été suggéré de remplir le caisson de l'inclinomètre avec de l'eau avant le rainurage pour réduire les effets de la chaleur d'hydratation. L'axe du boîtier était aligné avec la direction de la charge.

Ce projet incluait deux types d'inclinomètres : manuel et automatique. Douze lectures d'une profondeur d'un mètre ont été prises avec l'inclinomètre manuel et autre profondeur

### **5.3. Cellules de charge**

Des cellules de charge de 100 kips (50 tonnes) ont été installées pour chaque pieu instrumenté, en plus du capteur de charge de 1000 kips (500 tonnes) sur le vérin.

### **5.4. Système d'acquisition de données**

Le système électronique d'acquisition de données. System 4000, a été fourni par Measurements Group, Inc. Sa, il est pour le but de stocker les lectures des jauges de contrainte de chaque niveau pour chaque charge incrémentale durant le chargement de pieu.

## **6. Descriptions du chargement**

### **6.1. Descriptions de chargement d'un pieu isolé**

Le programme d'essai de charge latérale a été réalisé par Law Engineering sous la supervision de l'Université de Floride. Cette section présente les procédures et les observations faites pendant les essais de charge.

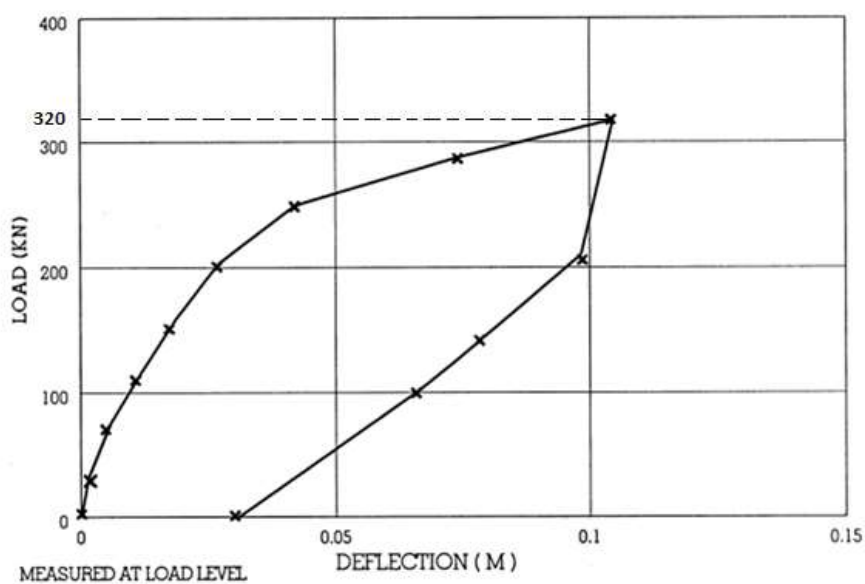
Le programme de test de chargement du pieu isolé a débuté à 13h15 et a terminé à 18h05, le 7 novembre 1995. Une séquence de chargement incrémentiel (45 kN) a été appliquée au pieu pendant 15 min avec des lectures prises à 1, 10 et 15 min.

## **6.2. Technique de chargement**

La charge de rupture correspond à 320 kN. Trois lectures ont été prises pour chaque charge incrémentale, les incréments de charge sont présentés dans le tableau 5.

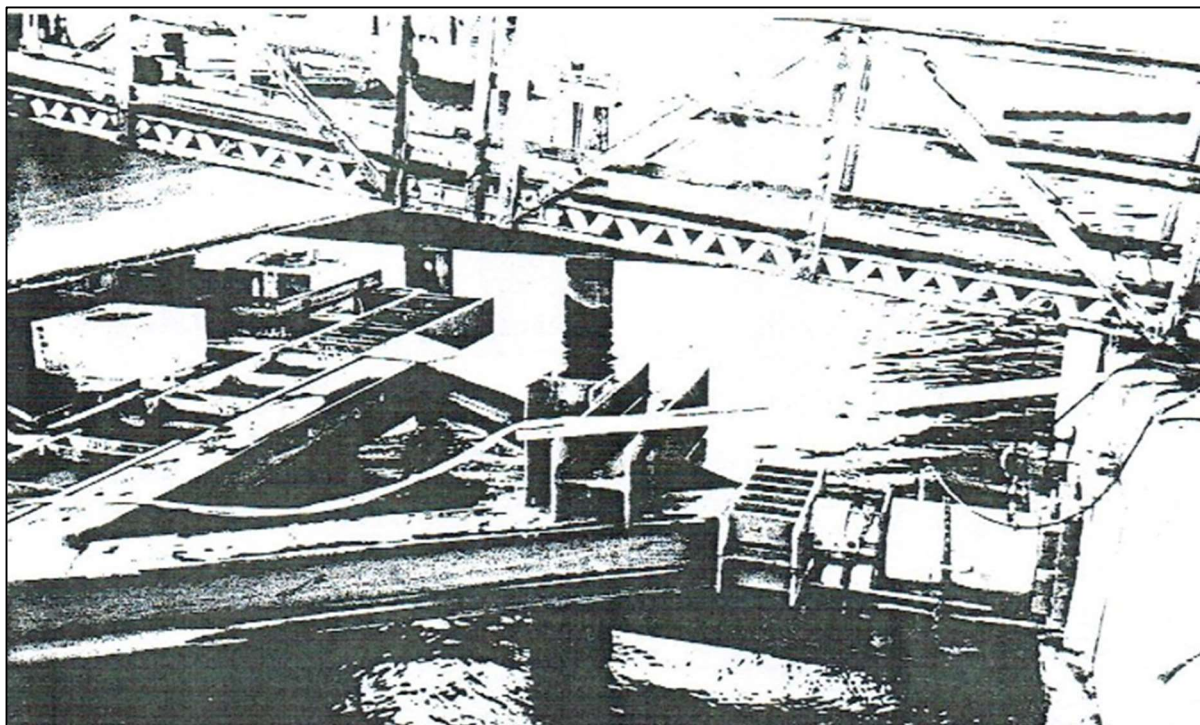
**Tableau 5** : Résultat de l'essai de chargement de déflexion

NOMBRE DE CHARGE	TEMP	MANOMÈTRE DE PRESSION kN/m <sup>2</sup>	CHARGE KN	DEFLECTION LVDT (mm)	DEFLECTION AU POINT DE CHARGEMENT (mm)
0	13 :15	0	0	0	0
1	13 :28	152.2895648	1.64110529	1.5	1.5
2	13 :34	326.3347818	3.821752046	6	5.5
3	14 :02	493.1281147	5.889994329	12.1	11.6
4	14 :22	667.1733316	8.070641085	19.3	18.2
5	14 :35	841.2185486	10.25128784	27.4	26.4
6	14 :55	1029.767534	12.58930086	42.9	41.1
7	15 :57	1189.308982	14.50017688	75.4	59.4
8	17 :30	1305.339127	16.05135859	101.6	102.1
9	17 :45	870.2260847	10.61098215	100.8	96
10	17 :50	536.6394189	6.429535795	75.9	72.6
11	18 :00	435.1130424	5.170605709	68.3	65.2
12	18 :05	0	0	25.4	15.4



**Figure 30 :** Courbe de chargement de pieu isolé mesuré au niveau de la charge, pont Roosevelt, quai 16 Nord.

Malgré les difficultés, des informations importantes ont été obtenues et sont analysées Une disposition d'un pieu isolé est présentée dans la figure 31.



**Figure 31 :** Photo de pieux durant le chargement

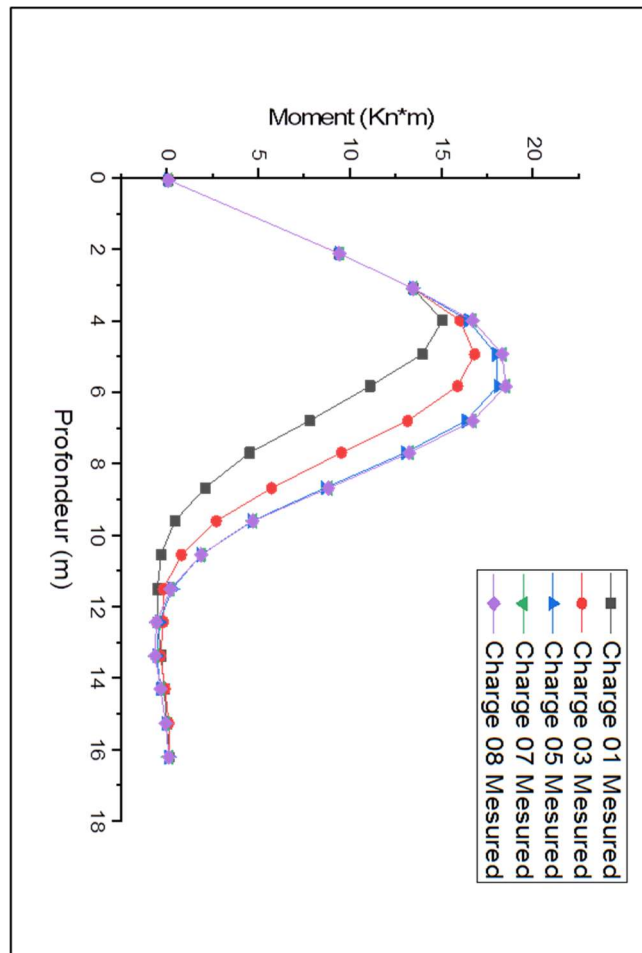


Figure 32 : Les courbes du moment des 05 charges

## 7. Conclusion

Un pieu isolé et un groupe de 16 pieux en vraie grandeur en béton précontraint espacés de 3 diamètres ont été soumis à un chargement latéral statique.

Le pieu isolé a été instrumenté avec des jauges de contrainte et d'inclinomètre. Le pieu est de largeur 76 cm et a une longueur d'environ 16,5 m.

La fondation a été installée dans un terrain sableux recouvrant par un sable partiellement cimenté dans le projet de remplacement du pont Roosevelt en Floride.

Des essais géotechniques in-situ telle que l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration statique (CPT), l'essai dilatométrique (DMT) et l'essai pressiométrique (PMT) ont été utilisés pour établir le profil du sol ainsi que des essais de laboratoire pour déterminer les courbes P-Y. Après les tests, les données des jauges de contrainte et de l'inclinomètre ont été réduites à des courbes P-Y "mesurées"

## **Chapitre 02    présentation de la base des données d'un essai de chargement latéral d'un pieu dans le sable**

Et tout cela est considéré comme la clé principale pour travailler sur des programmes Mathématiques à l'étape prochaine qui est considérée comme une étape mathématique et informatique plus que technique.

# **CHAPITRE 03 : LA CONSTRUCTION DES COURBES P-Y**

## 1. Introduction

Pendant longtemps, les ingénieurs ont hésité à prendre en compte la résistance latérale des terrains vis-à-vis des efforts horizontaux pour la conception et le calcul des fondations sur pieux. Actuellement, la méthode de la courbe P-Y est largement utilisée pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales. Cette méthode relie la réaction du sol (P) au déplacement du pieu (Y) sous un chargement latéral statique le long du pieu.

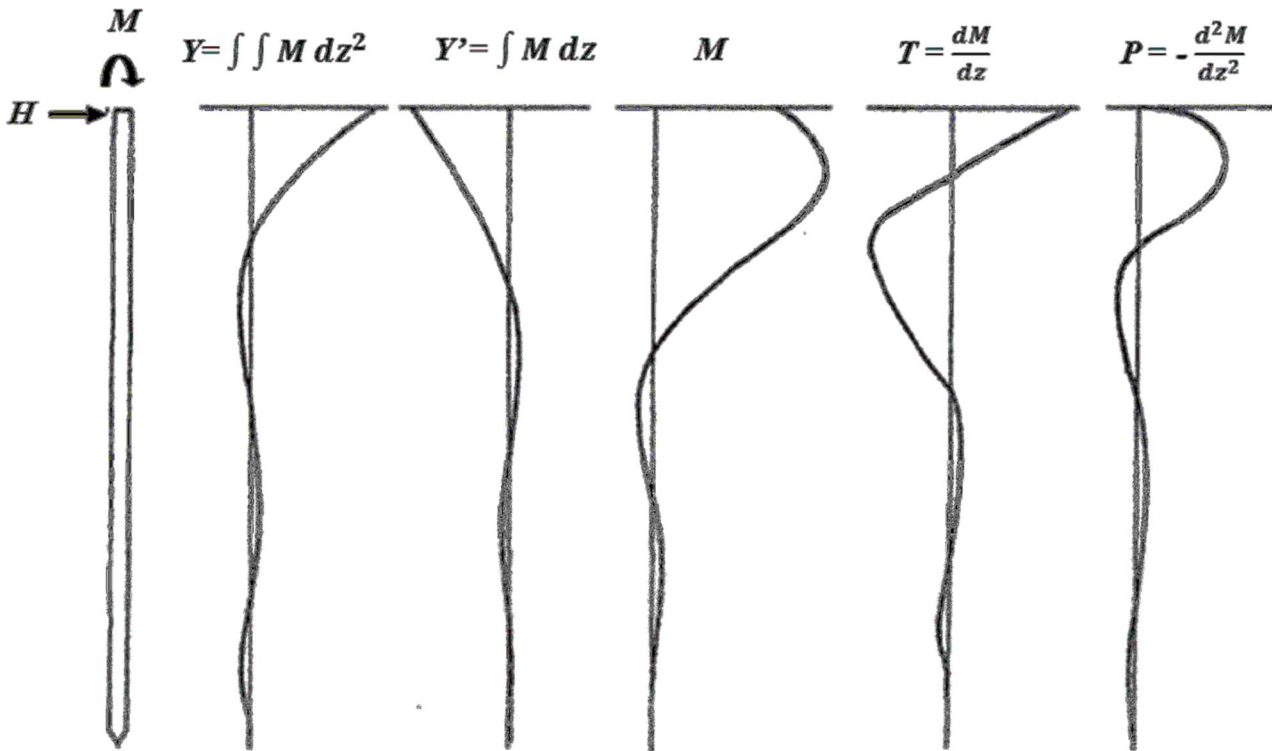
Les essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur présentent un intérêt scientifique évident puisqu'ils fournissent un outil d'analyse du phénomène de chargement latéral des pieux. On expose dans ce qui suit, les différentes méthodes d'interprétation de l'essai de chargement dans un terrain sableux. Ensuite, on présente les résultats d'interprétation de la base de données.

## 2. Description de la méthodologie de construction des courbes P-Y

Construction expérimentale des courbes P-Y à l'aide des lectures des jauges de contrainte à partir des essais de chargement des pieux en vraie grandeur sous un effort latéral donné, et ce en trois étapes figure 33 :

- La détermination des profils du moment en fonction de la profondeur à partir du profil expérimental de la déformation axiale pour un effort donné.
- La détermination des profils du déplacement en fonction de la profondeur, à l'aide de technique de la double intégration des profils de moment  $M(z)$  par rapport à la profondeur.
- La détermination des profils de la réaction du sol en fonction de la profondeur, en utilisant la technique de la double dérivation des profils du moment.

La principale difficulté dans ce type d'analyse est l'interprétation des profils de moment fléchissant et la définition des conditions aux limites. Un mauvais lissage des moments fléchissant entraînera d'importantes perturbations lors de la double dérivation et un mauvais choix des conditions limites influencera fortement la précision de la double intégration.



**Figure 33:** Le développement méthodologie de la construction des courbes P-Y (d'après Reese et Van Impe 2001)

**2.1. La détermination des profils du déplacement**

Les déplacements latéraux des pieux en fonction de la profondeur, pour chaque effort latéral appliqué à la tête du pieu, peuvent être déduits à partir des lectures des jauges de contrainte à l'aide de l'équation :

$$Y = \frac{1}{E_p I_p} \int \left( \int M(z) dz \right) dz + Y'_0 z + Y_0$$

$E_p$  : Module d'élasticité

$I_p$  : Moment d'inertie

$M$  : Moment de flexion du pieu ( $kN.m$ )

Ou obtenus à partir des instruments de l'inclinomètre à l'aide de l'équation.

$$Y = \int Y' dz + Y_0$$

Donc, les déplacements peuvent être obtenus en double intégration de moment  $M(z)$  en fonction de la profondeur ou par une seule intégration de la rotation  $Y'$ .

Deux conditions aux limites sont nécessaires pour déterminer les deux constantes  $C_1$  et  $C_2$  impliquées dans la double intégration.

$$\left\{ \begin{array}{l} Y(D) = C_2 + C_1 D + \int_0^D \int_0^D (\phi(z) dz) dz \\ Y'(D) = C_1 + \int_0^D (\phi(z)) dz \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y(D) = y_0 + y_0' D + \frac{1}{EI} \int_0^D \int_0^D (M(z) dz) dz \\ Y'(D) = y_0' + \frac{1}{EI} \int_0^D (M(z)) dz \end{array} \right.$$

Où  $C_1$  est la rotation du pieu en surface  $Y'_0$  (La rotation latérale en tête du pieu (Rad)), et  $C_2$  est le déplacement du pieu en surface  $Y_0$  (Le déplacement latéral en tête du pieu (m)).

$\phi$  est La courbure des jauges des contraintes ( $m^{-1}$ ).

Du fait que les pieux étudiés sont plutôt souples  $D \geq 3L_0$ , on suppose que la pointe est au repos, c'est-à-dire que le déplacement et la rotation en point sont nuls.

## 2.2. La détermination des profils de la réaction du sol

Après avoir obtenu les profils du moment en fonction de la profondeur, la réaction du sol est calculée par double dérivation des données de moment par rapport à la profondeur en utilisant l'équation :

$$P = - \frac{d^2 M}{dz^2}$$

Mathématiquement, les doubles intégrations de profil de moment par rapport à la profondeur n'auront pas à induire des écarts numériques, par contre, la double dérivation de profil de moment se traduirait par une amplification des erreurs, ce qui donne P grossière.

Par conséquent, plusieurs techniques ont été proposées pour minimiser les écarts numériques, comme l'ajustement de courbe polynomiale globale d'ordre élevé (Reese et Welch, 1975), Ajustement de la courbe polynomiale par morceaux (Matlock et Ripperger, 1956), Spline cubique (Dou et Byrne, 1996), Spline quantique (Bouafia et Garnier, 1991), méthode des résidus pondérés (Wilson, 1998).

### 2.2.1. L'ajustement de la courbe de moment par polynomial ordre élevé

L'ajustement de profil de moment par polynomiale de degré élevé a été utilisé par Reese et Welch (1975). L'équation d'ajustement par polynomiale en fonction de la profondeur z est :

$$M(z) = \sum_{i=1}^{n+1} p_i z^{n+1-i}$$

Où  $n+1$  est l'ordre du polynôme,  $n$  est le degré du polynôme, et  $3 \leq n \leq 16$  le nombre de coefficients pour être en forme, et le degré la plus grande puissance de la variable prédictive.

Par exemple, un troisième degré (cubique) polynôme est donné par l'équation suivant :

$$M(z) = p_1 z^3 + p_2 z^2 + p_3 z + p_4$$

### 2.2.2. L'ajustement de la courbe de moment par polynôme de cinquième degré

Selon Wilson (1998), un polynôme d'ordre cinq avec un exposant de 2.5 au lieu de 2 sur le terme quadratique, comme indiqué dans l'équation, à condition que le profil du P plus raisonnable. La forme non entière du polynôme donnera une résistance zéro à la surface du sol. La valeur du P peut alors être obtenue en double différenciation de l'équation en fonction de la profondeur z.

$$M(z) = a + bz + cz^{2.5} + dz^3 + ez^4 + fz^5$$

Où a, b, c, d, e, f sont des constants inconnus de la courbe.

L'avantage de la méthode est la simplicité d'application. Cependant, la technique inapplicable que si la tendance du profil de moment peut être capturée, en particulier les points de données du profil du moment près de la surface du sol.

### 2.2.3. L'ajustement de la courbe de moment par courbe polynomiale par morceaux

L'ajustement de la courbe polynomiale par morceaux cubiques a été utilisé pour les données de moments discrets par Matlock et Ripperger (1956) et Dunnavant (1986). Le mode opératoire décrit par Dunnavant (1986) est présenté dans la figure 34 où un polynôme par morceaux cubiques dans une case de cinq points de profil de moment mesurés successifs est employé pour l'ajustement et en utilisant la technique des moindres carrés. L'ajustement est tous les cinq points de données successifs de moment le long de la longueur de pieu sont interpolés à une courbe polynomiale d'ajustement cubique.

La réaction de sol des trois points supérieurs et trois points inférieurs sont obtenus à partir d'ajustement de la courbe polynomiale par morceaux cubiques locaux du moment en utilisant de cinq points hauts, et de cinq points bas, respectivement. Le point d'application de la charge ou une valeur connue de moment au-dessus de la surface du sol sont également inclus dans l'ajustement du profil du moment.

Cette méthode nécessite au moins cinq points des jauges de contrainte employés aux cinq différentes profondeurs dans le pieu.

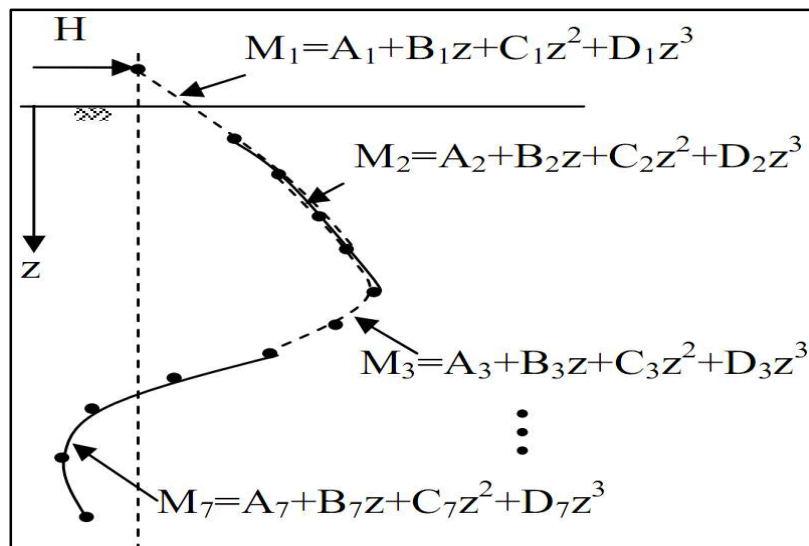


Figure 34 : Procédure pour réduire le profil de moment pour P utilisant polynomiale par morceaux

Les données expérimentales du moment fléchissant sont ajustées avec une série des équations polynomiales. Randolph (2001) a utilisé trois polynômes distincts, liés par la continuité des première et seconds dérivés, ils ont été approchés par utilisation de la régression des moindres carrés à des valeurs discrètes le déplacement dans la tête du pieu.

La longueur libre du pieu au-dessus de la surface du sol a été ajustée par une fonction linéaire, ce qui a entraîné une pression nulle. La fiche du pieu a été ajustée par deux polynômes de quatrième degré, comme le montre la Figure 35.

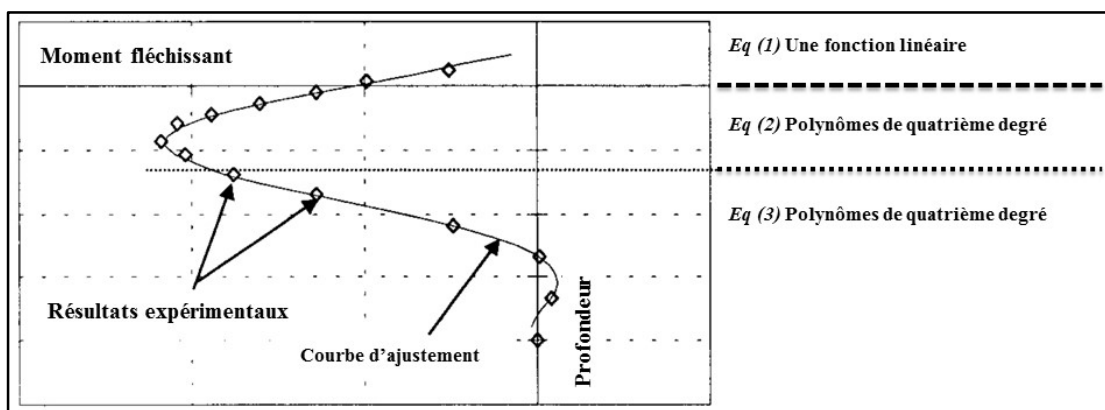


Figure 35 : L'ajustement du profil de moment par trois équations polynomiales (d'après Randolph, 2001).

### 2.2.4. L'ajustement de la courbe de moment par Polynômes Rationnels

L'ajustement de profil de moment par polynôme rationnel est donné par l'équation d'ajustement en fonction de la profondeur  $z$ .

$$M(z) = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} p_i z^{n+1-i}}{z^m + \sum_{i=1}^m q_i z^{m-i}}$$

Où  $n$  est le degré du polynôme de numérateur et  $1 \leq n \leq 5$ , tandis que  $m$  est le degré du polynôme dénominateur et  $1 \leq m \leq 5$ . On note que le coefficient associé à  $z^m$  est toujours égal à 1. Cela rend le numérateur et le dénominateur unique, lorsque les degrés de polynômes sont les mêmes.

L'ajustement par rationnels est décrit en termes de degré du numérateur / le degré du dénominateur. Par exemple, une équation rationnelle quadratique / cubique est donnée par :

$$M(z) = \frac{p_1 z^2 + p_2 z + p_3}{z^3 + q_1 z^2 + q_2 z + q_3}$$

### 2.2.5. L'ajustement de la courbe de moment par Séries de Fourier

La série de Fourier est une somme des fonctions sinus et cosinus qui décrit un signal périodique. Il est représenté soit par la forme trigonométrique ou la forme exponentielle. L'équation d'ajustement par série de Fourier en fonction de la profondeur  $z$  est :

$$M(z) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \cos(nwz) + b_i \sin(nwz)$$

Où le modèle  $a_0$  un (intercepter) le terme constant dans l'ajustement,  $w$  est la fréquence fondamentale du signal,  $n$  est le nombre de termes (harmoniques) de la série, et  $1 \leq n \leq 8$ .

En 2006, Lin et Liao ajustés les données avec l'utilisation d'une série de Fourier. Lin et Liao utilisé les données d'inclinomètre pour déterminer expérimentalement le profil de déplacement de pieu. Chaque point de données de déplacement a été combiné avec un terme en cosinus pour arriver à une série de Fourier avec un certain nombre de termes égal au nombre de points des données. Cependant, la différenciation de cette série peut conduire à des fonctions mal conditionnées pour les profils du moment, d'effort tranchant et de la réaction du sol. Ce problème est évité en utilisant une technique de somme Césaro dans la série de Fourier qui garantira la convergence.

### 2.2.6. L'ajustement de la courbe de moment par Somme des Sines

L'ajustement de profil de moment par le modèle du somme des sinus s'adapte à des fonctions périodiques, et il est donné par l'équation suivant :

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

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

### 2.2.7. L'ajustement de la courbe de moment par Modèles Gaussiens

La fonction gaussienne est rencontrée dans nombreux domaines de la science et de l'ingénierie. Par exemple, les pics gaussiens peuvent décrire les spectres d'émission de ligne et des essais de concentration chimiques. L'ajustement de profil de moment par le modèle gaussien correspond des fonctions des pics et il est donné par l'équation suivant :

$$M(z) = \sum_{i=1}^n a_i \exp\left[-\left(\frac{z - b_i}{c_i}\right)^2\right]$$

Où  $a$  est l'amplitude,  $b$  est le centriole (emplacement),  $c$  est lié à la largeur du pic,  $n$  est le nombre de pics à poser et  $1 \leq n \leq 8$ .

### 2.2.8. L'ajustement de la courbe de moment par Spline

L'ajustement par Spline cubique est peut-être l'interpolation la plus simple des données de moment. La Spline cubique naturelle est simple à mettre en œuvre, a dérivée deux fois avec une continuité par morceaux, et prend la seconde dérivée nulle aux extrémités des données. Mais puisque la Spline s'adapte à chaque point exactement, elle est sujette à des bruits de haute fréquence lors de la différenciation.

Dou et Byrne (1996) ont utilisé Splines cubiques pour obtenir des relations de P-Y lors des essais dynamiques du modèle réduit sous gradient hydraulique. Une Spline quantique a été employée par Bouafia et Garnier (1991) pour interpoler les points du profil de moment pour calculer P.

**2.2.9. L’ajustement de la courbe de moment par Hermite**

Interpolation Hermite ou PCHIP (Piecewise cubic Hermite interpolating polynomial) est développée en assimilant les valeurs dérivées de la fonction d’interpolation et les valeurs dérivées données aux points donnés.

$$f(x_i) = y_i, \quad f'(x_i) = y'_i, \quad f''(x_i) = y''_i, \dots, \quad f^{(m)}(x_i) = y^{(m)}_i$$

La fonction est calculée une fois que les données de la première dérivée sont égales aux valeurs données. L’interpolant Hermite cubique est donnée par :

$$M_i(z) = \sum_{k=0}^3 a_k^i (z - z_i)^k$$

$$M_i(z) = M_i + M_i' + \frac{3s_i - M'_{i+1} - 2M_i'}{z_{i+1} - z_i} - \frac{2s_i - M'_{i+1} - M_i'}{(z_{i+1} - z_i)^2}$$

$$s_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{z_{i+1} - z_i}$$

Où

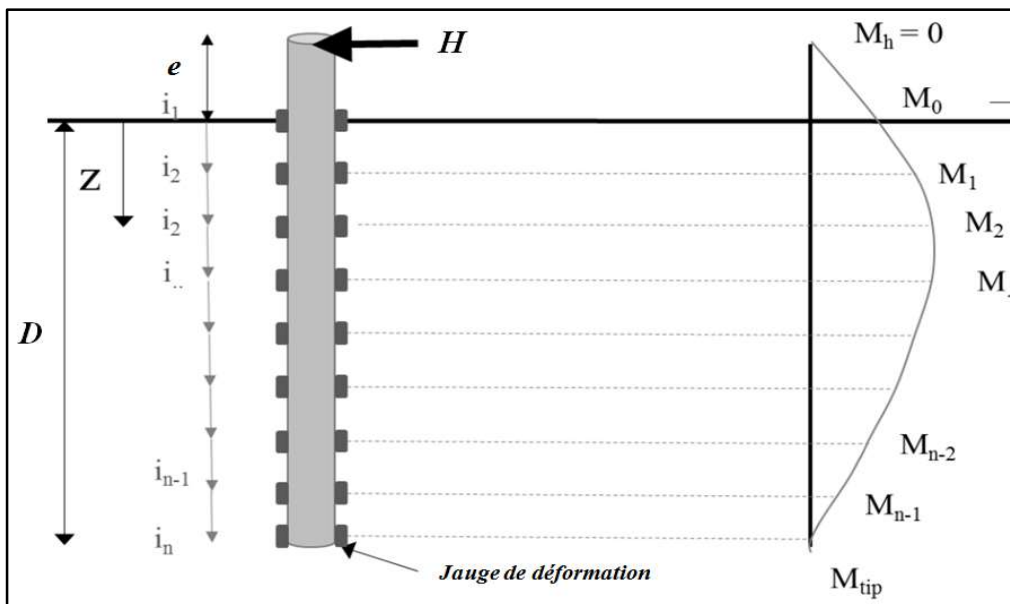


Figure 36 : L’ajustement du profil de moment par Hermite

**2.2.10. L’ajustement de la courbe de moment par Méthode de Résidus Pondérés**

La méthode de Résidus pondérés WR (Weighted Residuals) a été introduite par Wilson (1998) pour calculer la dérivée P. Cette méthode n’est pas une méthode d’interpolation ; il s’agit plutôt d’une méthode de dérivation numérique basée sur la minimisation de résidus pondérés, comme cela est souvent utilisé dans le procédé d’éléments finis.

L'idée principale de la méthode WR est de trouver une fonction approximative d'un  $a(z)$  pour représenter la fonction réel  $u(z)$  sur certains intervalles  $z = [0, l]$ . Généralement,  $u(z) \neq a(z)$ , et la différence peut être définie comme résidu par l'équation  $a(z) - u(z) = R(z)$ . Alors que  $R(z)$  ne peut pas être égal à zéro quel que soit le rang de  $z$ ,  $a(z)$  peut être choisi de telle sorte qu'est de zéro au sens moyen de l'application de la condition suivante :

$$\int_0^l R(z)\psi(z)z = 0$$

$\psi(z)$  Est une fonction de pondération. Cela pourrait être considéré comme  $u(z) = a(z)$  « Faiblement ».

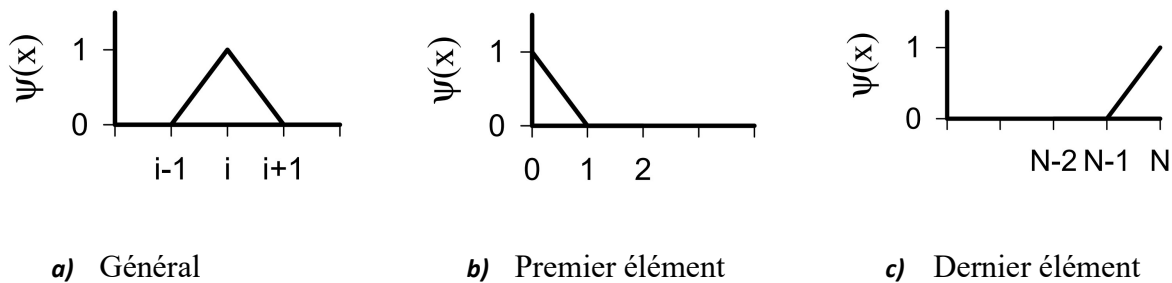


Figure 37: Fonctions de forme linéaires (d'après Wilson, 1998).

La méthode de WR est utilisée pour obtenir un profil d'effort tranchant en dérivant le profil de moment. Ensuite, une autre dérivée, sur le profil d'effort tranchant obtenu les résultats de profil de P. Comme décrit par Wilson (1998), le pieu peut être considéré comme des éléments finis discrétisés. Si  $M(z)$  représente la distribution réelle de moment de flexion de pieu en fonction de la profondeur, alors  $M(z)$  est connu au niveau des nœuds d'élément. Ensuite,  $T(z)$  comme la première dérivation de la distribution de moment de flexion peut être obtenue comme suit :

$$\int_0^l [T(z) - M'(z)]\psi(z)z = 0 \quad \longrightarrow \quad (1)$$

Les deux fonctions  $M(z)$  et  $T(z)$  peuvent être écrits comme des combinaisons formées des fonctions linéaires du type éléments finis, comme la fonction linéaire montrée dans la figure 37. Pour chaque nœud long de pieu, la fonction de pondération  $\psi(z)$  est prise pour la forme de fonction linéaire pour générer un système d'équations linéaires pour obtenir les coefficients de  $T(z)$ . Cela peut s'écrire :

$$M(z) = \sum_{i=0}^n M_i \psi(z) \quad \longrightarrow \quad (2)$$

$$T(z) = \sum_{i=0}^n T_i \psi(z) \quad \longrightarrow \quad (3)$$

Où :

$i$  est le numéro des nœuds et  $0 \leq i \leq n$ .

$M_i$  est le moment mesuré.

$Z$  est la profondeur.

$\psi(z)$  Est la fonction de forme pour les nœuds  $i$ .

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), Wilson (1998) mis au point un système d'équations qui peut être utilisé pour résoudre les valeurs de  $T(z)$  à chaque nœud. Après le profil d'effort tranchant est obtenu, une autre dérivation sur les résultats de ce profil fait pour obtenu le profil de réaction du sol.

### 2.2.11. L'ajustement de la courbe de moment par B-Spline

Coutinho (2006) a ajusté le profil de moment avec l'utilisation de B-Spline par morceaux pour obtenir un profil de déplacement, et résolu une intégrale de Volterra pour une forme fonctionnelle pour obtenir le profil de la réaction du sol. L'intégrale de Volterra à résoudre, comme montre Coutinho (2006), est sous la forme suivante :

$$H(e+z) - M(z) = \int_0^z P(\xi)(z-\xi) d\xi$$

$H$  est la force appliquée sur le pieu.

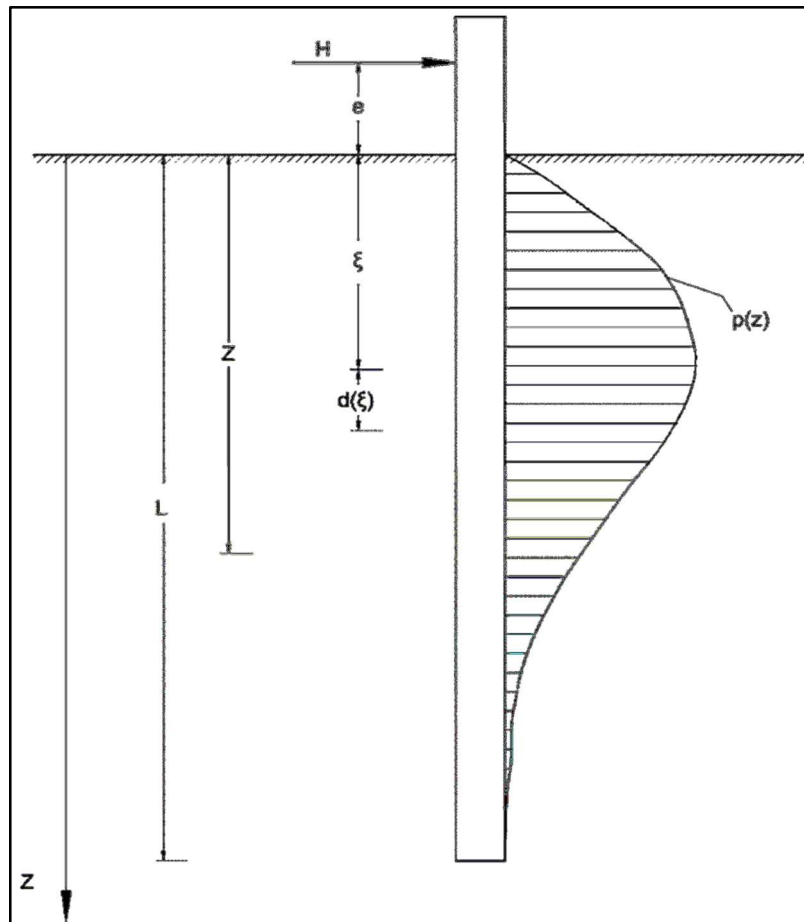
$e$  est la cote de la force appliquée.

$M(z)$  est le moment à la profondeur  $z$ .

$P(\xi)$  est la réaction du sol par unité de longueur de la profondeur  $\xi$  comme montre la figure 38. Cette équation peut être résolue en intégrant approximativement par l'utilisation d'un développement en série.

Étant donné que le processus d'ajustement par Spline emploie une régression des moindres

carrés pour minimiser les résidus, les points de données pour le profil peuvent être minimisés en utilisant un seul résiduel cumulé.



**Figure 38 :** La relation entre la force appliquée et la réaction du sol (d'après Coutinho, 2006).

On utilise les méthodes précédentes pour l'interpolation,

À court des calcule on a utilisé les logiciels Origine et Matlab comme des outillés mathématique.

Pour l'obtention des courbes de réaction P-Y.

### 3. Construction des courbes de réaction P-Y

Les procédures de double dérivation et double intégration précédemment décrites permettent de calculer, à chaque incrément de chargement latéral  $H$  (k) un couple  $(P(z), Y(z))$  relatif à une profondeur de mesure  $z_i$ . Les courbes P-Y sont donc définies le long du pieu à chaque couche de profondeur  $z_i$ . Le principe de cette construction est présenté par la figure 06 et la figure 07.

Pour que les courbes P-Y aient une signification physique, il faut que les points  $Y = 0$  et  $P=0$  de changement de signe se trouvent à la même profondeur. De plus, dans le cas d'un sol de densité constante on doit obtenir une augmentation du module sécant avec la profondeur. La cohérence physique des courbes de réaction obtenues de l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé est

assurée. Par la suite, les courbes P-Y ainsi construites à partir des essais de chargement latéral seront appelées courbes expérimentales.

Vu le caractère laborieux des procédures d'ajustement, d'intégration et de dérivation, on utilise des programmes développés pour chaque méthode d'ajustement pour obtenir une minimisation des écarts ou des écarts des courbes théoriques par rapport aux données expérimentales. Les programmes sont par exemple : Le Programme Origine Pro, le logiciel Matlab, Microsoft Office Excel.

#### 4. Procédure d'interprétation des essais

Douze méthodes numériques ont été utilisées pour dériver la réaction du sol P à partir des données de moment. Ces méthodes incluent la méthode de polynomiale d'ordre élevé, la méthode de polynôme de cinquième degré de Wilson (1998), la courbe polynomiale par morceaux, la Série d'équations polynomiales de Randolph (2001), la méthode de polynômes Rationnels, les séries de Fourier, la méthode des Somme des Sines, la méthode de Gaussiennes, la méthode de Résidus Pondérés, la méthode de Spline cubiques, la Spline quantique et enfin la fonction B-Spline.

Pour déduire les courbes de réaction P-Y, les profils du déplacement en fonction de la profondeur sont d'abord obtenus par double intégration des profils du moment ou par une seule intégration de profil de rotation d'inclinomètre. Les profils de déplacement sont peu sensibles à la variation du profil de moment et peu sensibles au choix de la fonction d'ajustement des moments.

Les profils de la réaction du sol sont très sensibles à la variation du profil de moment et la valeur de P dépend sensiblement de la fonction retenue pour ajuster les valeurs expérimentales  $M(z)$ . Une comparaison des réactions du sol calculée par l'ajustement des profils des moments montre une différence significative selon la technique numérique utilisée.

La validation du choix de réaction du sol se fait par une vérification, après la double dérivation. On doit définir des critères pour choisir la fonction d'ajustement  $M^*(z)$  des points expérimentaux.

##### a) Le critère d'allure

Il y a des oscillations dans le calcul des réactions du sol en utilisant les différentes méthodes d'ajustement. L'effort tranchant calculé en fonction de la profondeur, montre que les changements de pente de point à point au moment des données conduisent des oscillations dans l'effort calculé. Ces oscillations sont amplifiées encore d'avantage sur la seconde dérivée.

Se base sur les résultats tels que ceux de la figure 41, les méthodes d'interpolation ajustent aux données de moment sont apparus pour fournir l'estimation la plus raisonnable de résistance du sol

pour les profils des moments.

### b) Le critère d'équilibre statique

Un autre critère plus objectif est l'équilibre statique des pieux sous l'effort latéral. Il a été proposé par Bouafia (1991), comme suit

$$M(z) = M^*(z) - M(0) + H \cdot e$$

Donc le bilan des forces horizontales donne :

$$\frac{H - \frac{dM^*}{dz}}{H} \leq \varepsilon_1$$

Le bilan des moments donne :

$$\frac{H \cdot e - M^*(0)}{H \cdot e} \leq \varepsilon_2$$

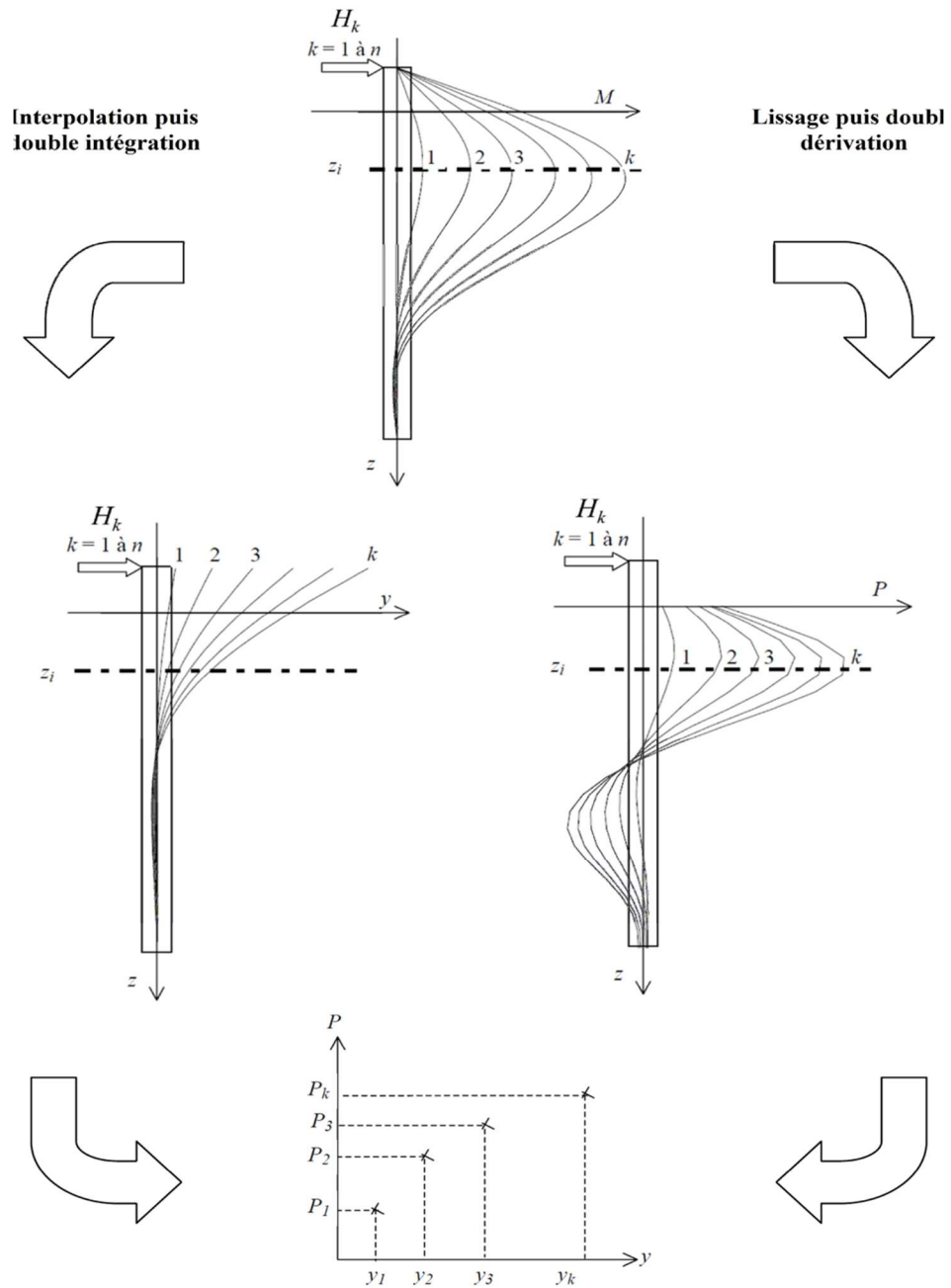
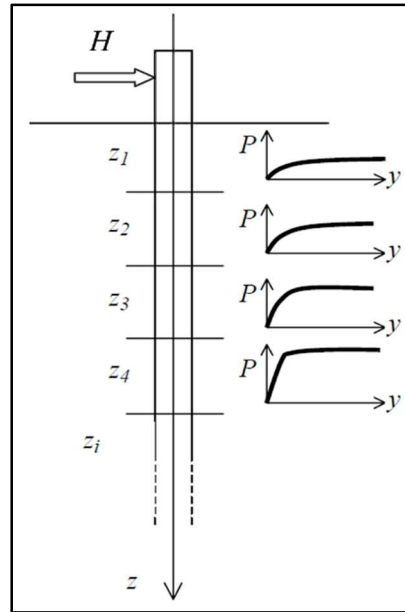


Figure 39 : Schéma de principe de la procédure d'interprétation de l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé.



**Figure 40 :** Les courbes P-Y des couches de sol construites à partir des données expérimentales

### c) Le critère de l'allure de réaction du sol au niveau du sol

Dans le cas d'un sol pulvérulent on doit avoir une réaction du sol à la surface du sol égale à zéro. On ne trouve jamais  $P(0)=0$ , mais on fixe une tolérance pour des faibles valeurs.

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

$\varepsilon = 5$  ou  $10 \%$

Dans le cas d'un sol cohérent (argiles saturées), ce critère n'est pas applicable.

## 5. Présentation des résultats des pieux instrumentés

L'utilisation d'un pieu isolé instrumenté soumis à un chargement latéral nous permet d'acquérir un nombre très important de données brutes. Elles se présentent sous la forme de l'évolution du moment fléchissant en fonction de la profondeur, du déplacement en deux points sur la partie émergée du pieu en fonction de la charge appliquée.

Nous présenterons les diverses procédures pour transformer les données expérimentales en courbe P-Y, ainsi que la procédure utilisée pour les interpréter.

## 6. Comparaison des différentes courbes de moments interpolés

Le profil de l'évolution des moments, en fonction de la profondeur, est interpolé par différentes méthodes, interpolation par polynôme ordre élevé par Série de Fourier, par Polynôme Rationnel et par modèles Gaussiens.

Il peut être intéressant de comparer ces méthodes par rapport aux valeurs mesurées pour vérifier le fait qu'il n'y a pas d'écart important sur la valeur des moments qui va en découler.

L'interpolation est faite par le logiciel Origin, c'est un logiciel pour importer, représenter, explorer, analyser et interpréter les données scientifiques pour environnement Microsoft Windows développé par OriginLab. ("OriginPro - Avis, notes, prix et abonnements - Capterra France 2021," n.d.)

La figure 42 permet de constater qu'il n'y a que très peu de différence entre ces méthodes d'interpolation des moments. Cependant, on observe un léger écart au niveau du moment maximum.

Les méthodes d'interpolation donnent quasiment les mêmes valeurs du moment maximum. Il existe un écart de l'ordre de 1.5 % entre le moment maximum expérimental et les moments maximums interpolés. La double dérivation pourra produire des valeurs légèrement inférieures à cet endroit puisque la courbure est très légèrement diminuée.

**Tableau 6:** Comparaison entre les équations d'interpolation

	Les équations	Mement mesuré	Mement calculé	Epsilant 01
1	Poly 05	92.352	474	4.13253638
2	Poly 04	92.352	510	-4.52234927
3	Poly09	92.352	445	-3.81852044
4	Bigau ssian	92.352	437	-3.73189536
5	GaussAmp	92.352	418	-3.52616078
6	invs poly	92.352	420	-3.54781705
7	GCAS	92.352	269	-1.91276854
8	Extreme	92.352	443	-3.79686417

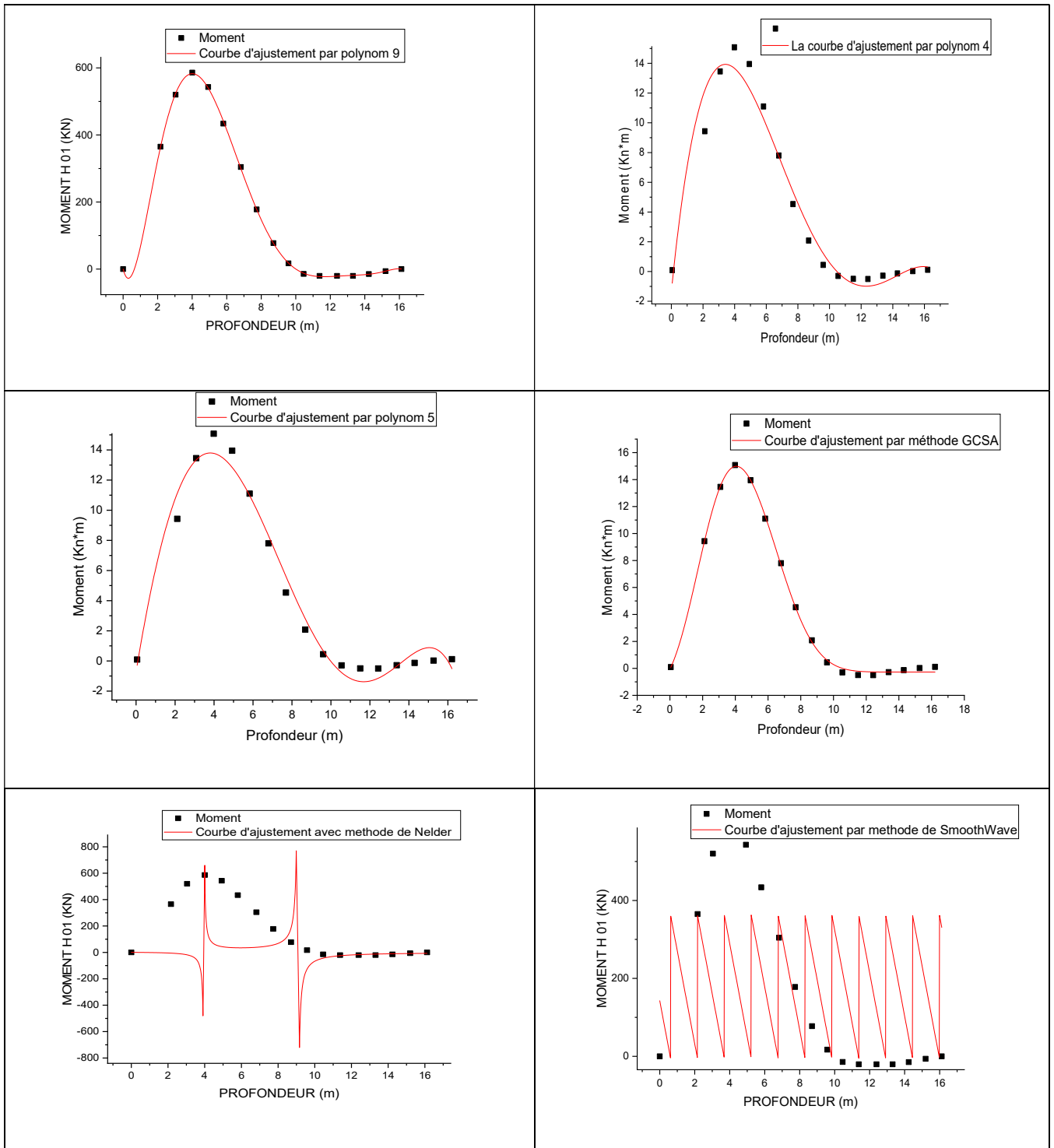
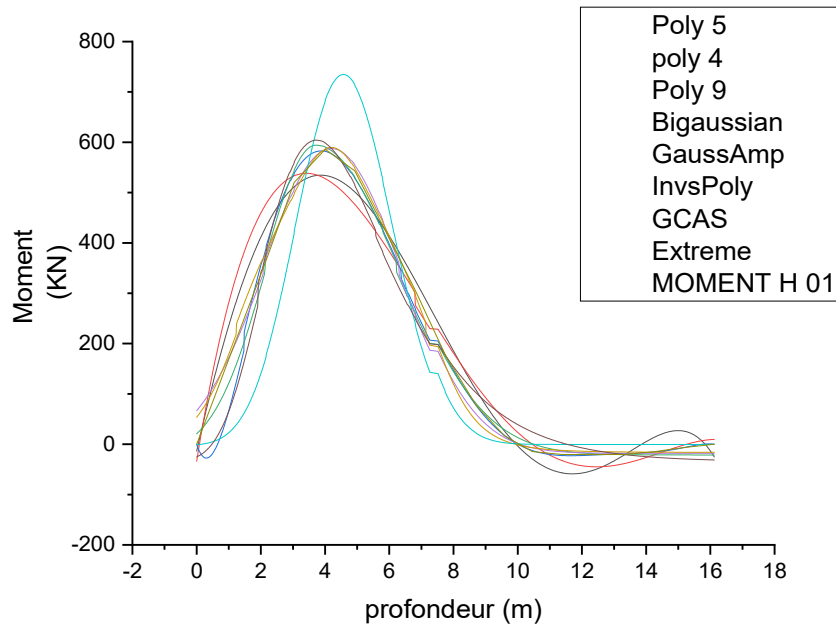


Figure 41 : Les comparaisons des méthodes d'ajustement pour calculé la résistance latérale réalisé par Origine



**Figure 42 :** Les comparaisons entre les méthodes d'ajustement pour le profil de moment du premier chargement latéral

## 7. Double intégration

Nous avons vu qu'il faut effectuer une double intégration du profil des moments pour obtenir l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur. Mathématiquement, la double intégration revient à calculer la surface bornée par la courbe des moments.

Il existe de nombreuses méthodes d'intégration numérique (méthode des trapèzes, de Simpson, de Newton Côtes, intégration analytique...) (Nougier, 2001). Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients, la méthode des trapèzes est la plus simple, alors que la méthode de Simpson ou de Newton-Côtes sont plus précises. Cependant, le résultat de l'intégration numérique est peu sensible à la qualité du lissage. Il est possible dans notre cas d'interpoler le nombre fini de points de mesures des moments par un polynôme. L'approximation sera faite par la méthode des moindres carrés et ensuite, nous effectuerons une intégration analytique.

L'évolution des moments en fonction de la profondeur comporte deux extremums. Pour interpoler une courbe présentant cette caractéristique, il est nécessaire d'utiliser un polynôme de degré impair. Un polynôme de degré au moins égal à 7 permet d'obtenir une bonne précision lors de l'interpolation.

Les conditions aux limites nous permettent de déterminer les deux constantes d'intégration. Une attention particulière sera portée aux conditions limites retenues, car elles peuvent avoir une

influence importante sur la précision de la double intégration.

La première constante d'intégration sera prise égale au déplacement en tête ; au niveau du point d'application de la charge déduite de la mesure obtenue par les deux capteurs de déplacement. La seconde constante sera prise égale à zéro ce qui correspond au déplacement en pied nul.

### 8. Double Dérivation

Les profils de réaction du sol, en fonction de la profondeur, seront obtenus en effectuant une double dérivation de la courbe des moments .Toutefois, la double dérivation est plus délicate. Mathématiquement, cela revient à calculer la courbure de la courbe.

Cependant, nous n'avons accès qu'à une courbe de moment discrète, c'est à dire composée de plusieurs points distincts. L'interpolation du nombre fini de points de mesure doit répondre à plusieurs critères. La fonction d'interpolation doit être dérivable deux fois. La dérivée seconde de cette fonction doit pouvoir modéliser une fonction relativement complexe et ne pas être perturbée par de légères variations de courbure.

Le choix du paramètre d'ajustement est validé en vérifiant l'équilibre statique. Le pieu est soumis à deux efforts, la charge latérale appliquée en tête de pieu et/ou un moment en tête. Ces dernières sont calculées après avoir dérivé deux fois la courbe des moments lissée. On considère que les profils des réactions du sol sont validés si les écarts relatives sur l'équilibre statique des moments et des efforts tranchants sont inférieures à 10%.

### 9. Les courbes de réaction P-Y

La double intégration permet d'obtenir, à partir de la courbe des moments, l'évolution du déplacement du pieu en fonction de la profondeur, et la double dérivation permet d'obtenir le profil des réactions du sol. Grâce à ces données, il est possible, pour une profondeur  $z_i$  donnée et un incrément de charge  $H_j$ , d'obtenir la réaction du sol et le déplacement du pieu associé ( $P_{i,j}$ ,  $Y_{i,j}$ ). La courbe P-Y à une profondeur  $z_i$  sera composée de plusieurs couples ( $P_{i,j}$ ,  $Y_{i,j}$ ). La construction des courbes P-Y peut être résumée par la figure 43.

L'interprétation des données expérimentales pour chaque pieu a permis de construire les courbes de réaction à différentes profondeurs. L'ensemble des courbes P-Y des pieux instrumentés et les profils des moments avec la double intégration et la double dérivation sont présentés à l'annexe C. une non linéarité prononcée se manifeste même aux petits déplacements avec augmentation du module de réaction du sol avec la profondeur. En outre, au-delà d'un déplacement de 1% de B environ, on constate l'apparition d'une asymptote horizontale de réaction du sol.

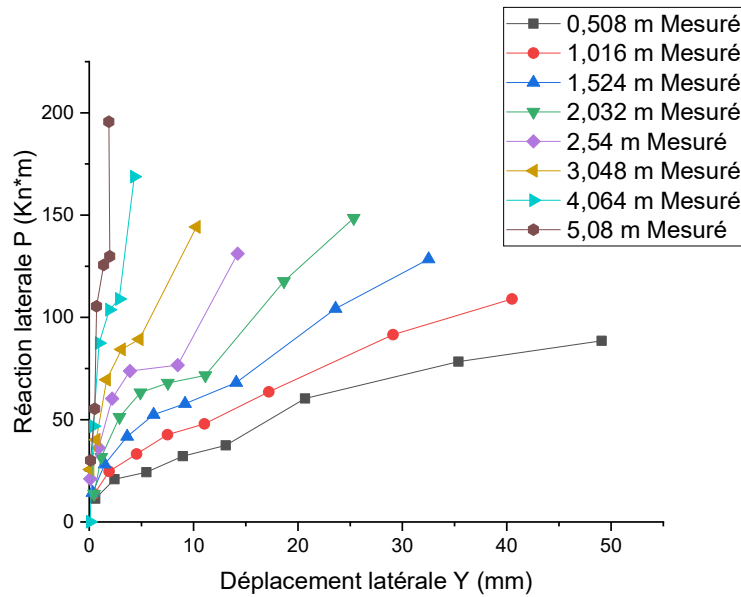


Figure 43 : Les courbes P-Y à différentes profondeurs.

**10. Interprétation des courbes P-Y**

L'étude générale d'un pieu chargé latéralement consiste à déterminer les efforts internes d'un pieu isolé ayant une fiche D, un diamètre B et une rigidité à la flexion  $E_p I_p$ , fiché dans un sol non homogène formé de N tranches, chaque tranche est caractérisée par une courbe de réaction latérale  $P=f(Y)$ . L'ensemble des courbes de réaction ont été ajustées par une fonction hyperbolique, cette formulation est souvent utilisée pour décrire le comportement élastoplastique du sol ainsi que les courbes de réaction latérale. La forme de la fonction est la suivante :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{y}{P_{ult}}}$$

La fonction hyperbolique peut être exprimée en termes du module de réaction initial et la réaction du sol ultime  $P_{ult}$ .

Le paramètre  $E_{ti}$ , représente le module de la tangente initial de la courbe P-Y et peut être figuré à partir des valeurs mesurées sur le terrain, la courbe  $E_{ti}$  en fonction de la profondeur est représenté dans la figure 45, , Cependant, la résistance ultime  $P_{ult}$  sera estimée à partir de la courbe extrapolation appropriée, en raison de l'incapacité à obtenir des déformations suffisamment importantes pour développer une résistance ultime dans le domaine la courbe  $P_{ult}$  en fonction de la profondeur est présenté dans la figure 46. La Figure 44 montre la forme typique d'une courbe hyperbolique. La forme de la fonction est la suivante :

$$P = \frac{Y}{a+bY}$$

Où :

$$\frac{dP}{dY} \Big|_{y=0} = E_{ti} \Rightarrow a = \frac{1}{E_{ti}}$$

$$\lim_{x \rightarrow +\infty} P(z) = P_{ult} \Rightarrow b = \frac{1}{P_{ult}}$$

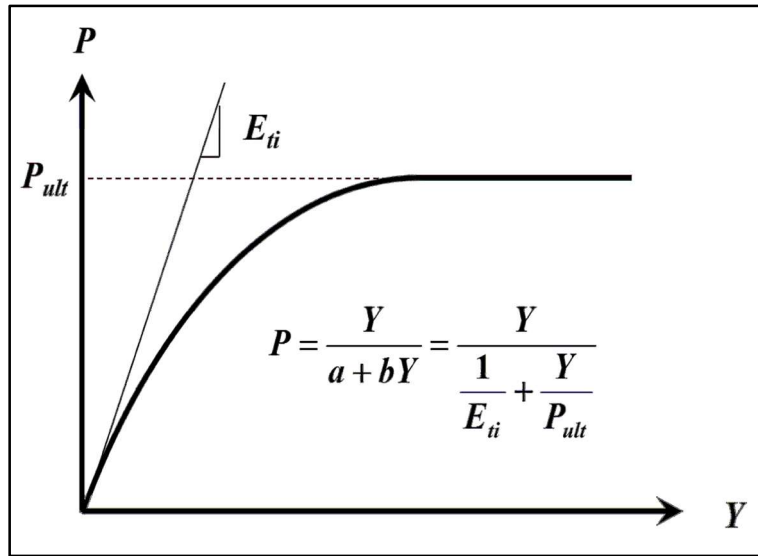


Figure 44 : La forme typique de la fonction hyperbolique des courbes P-Y

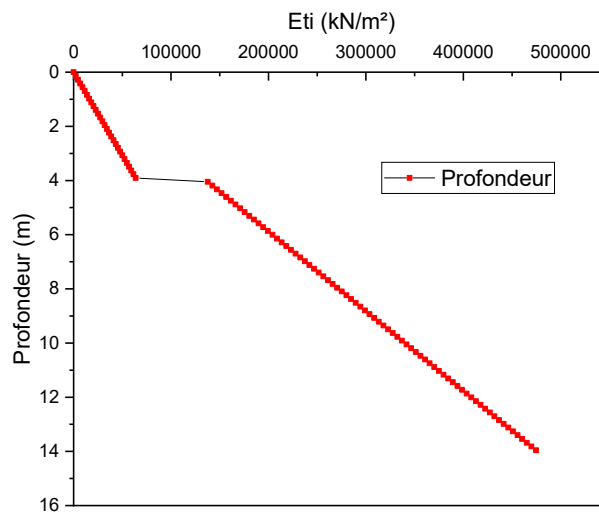
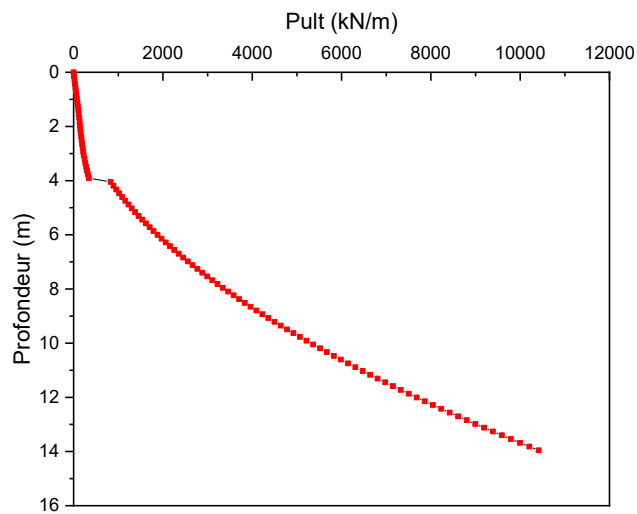


Figure 45 : Courbe de module de réaction initiale E<sub>ti</sub>



**Figure 46 :** La courbe de la réaction du sol ultime  $P_{ult}$

## 11. Conclusion

Les essais de chargements latéraux statiques en vraie grandeur sur un pieu isolé a été réalisés pour obtenir les résultats expérimentaux décrivant le comportement de pieu réel et pour l'étude expérimentale de l'interaction sol-pieu pour développer une courbe P-Y. La procédure de chargement a été effectuée conformément à des normes d'essai.

**CHAPITRE 04 : DIMENSIONNEMENT  
DES PIEUX SOUS CHARGE LATERAL  
PAR LES METHODES DES COURBES  
DE REACTION P-Y**

### 1. Introduction

Ce chapitre présente une étude paramétrique du comportement des pieux isolés dans des sols pulvérulents par la méthode de module de réaction à l'aide du programme SPULL (Single Pile Under Lateral Loads ), développé en 2018 à l'université de Blida.

On a pu analyser l'interaction sol/pieu en abordant les problèmes suivants :

- Effet de l'élançement du pieu
- Effet de la densité de sable.

On fait varier chaque fois le paramètre à étudier, et son effet est présenté par une courbe de chargement.

### 2. Caractéristiques du modèle

#### 2.1. Caractéristiques dimensionnelles du pieu

Le comportement du pieu chargé latéralement est influencé par de nombreux paramètres qui sont liés à la fois aux caractéristiques géométriques du pieu et aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol, notamment pour le pieu on a 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  $E_p I_p$ , avec  $E_p$  et  $I_p$  étant respectivement le module d'élasticité du matériau du pieu et le moment d'inertie de la section étudiée du pieu.

L'étude paramétrique du sol présentée ci-après étudie l'influence des paramètres des essais in-situ et laboratoire avec effet de la densité de sable.

Le pieu étudié est d'un diamètre  $B = 0.76$  m, et de longueur  $D = 16.5$  m ; avec une rigidité à la flexion  $E_p I_p = 890650$  à  $843800$  MN.m<sup>2</sup> comme le montre le tableau 2. L'élançement  $D/B$  pour le pieu analysé est de 18.32.

**Tableau 7:** Les caractéristiques géométriques du modèle du pieu.

<b>La fiche du pieu (m)</b>	<b>Le diamètre du pieu</b>	<b>D/B</b>
D = 16.5	B = 0.762 m	18.32

**Tableau 8** : La rigidité du pieu en fonction de la charge

Charge (kN)	Rigidités du pieu (MN.m <sup>2</sup> )
0	0
32.19	890650
76.56	890650
117.11	890650
158.92	890650
203.25	878150
248.79	861561
265.17	856510
286.55	851910
316.72	843800

**a) Caractéristiques du sol**

Dans cette étude paramétrique, on étudie le comportement d'un pieu isolé dans un sol sableux de différentes densités.

Conditions de sous-surface sur le site d'essai :

Le site d'essai, a environ 2 m d'eau et deux couches bien définies de sol sans cohésion (pulvérulent).

La première partie : un fluide (eau de mer) avec une hauteur de 2m.

La deuxième couche : un sol sans cohésion (sable) avec une épaisseur de 4m.

La troisième couche : un sable cimenté avec une épaisseur de 10m.

**2.2.1. Caractéristiques mécaniques du sol par les essais in situ :**

L'essai au pénétromètre statique (CPT) : consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20 - 25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage, au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône  $q_c$  et du frottement latéral local  $f_s$  sont effectuées, et les résultats enregistrés, la résistance de pointe  $q_c$  représente le rapport entre la force mesurée sur la pointe du cône  $Q_c$  et l'aire de la surface de projection normale de la pointe du cône  $A_c$ , ces données sont utilisées pour le calcul de la méthode de Bouafia CPT et la méthode SIMPSON (CPT).

## **Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y**

L'essai dilatométrique (DMT) est effectué à l'aide d'un dilatomètre, qui fonctionne sur le principe des valeurs de vérification en utilisant les déplacements de capteurs inductifs (avec une sensibilité pouvant atteindre 0,001 mm). L'avantage de ces tests est une description plus précise du déplacement et de la déformation du sol de fondation. Le résultat d'essais DMT est un ensemble de points auxquels est associé le module dilatométrique,  $E_d$  (bar) et module de contraint  $K_d$ , cet ensemble peut être tracé sous forme graphique. Ces résultats sont utilisés comme des paramètres d'entrée pour les calculs dans le programme SPULL de la méthode Garb et Borden et la méthode Robertson et méthode SMPSON (DMT).

L'essai pressiométrique (PMT) fournit en fonction de la profondeur les paramètres suivants :

- Module pressiométrique de Ménard  $E_m$  ; il dépend du type de gaine de la sonde (manchon en caoutchouc, enveloppe perforée).
- Pression limite  $P_{LM}$  ; elle représente l'augmentation de la pression d'eau dans la sonde d'essai en fonction du changement de volume du sol ou de la roche.

Ces résultats sont utilisés pour le calcul des courbes P-Y avec les méthodes Bouafia PMT, et Fascicule 62 et SIMPSON (PMT).

Le Test de pénétration standard (SPT) ; le résultat de cet essai est le nombre de coups  $N$  (résistance à la pénétration), ce nombre est nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m (1 ft), en utilise ce nombre dans le calcul de la méthode de Bouafia SPT et la méthode O'Neill (API) corrélérer avec SPT et la méthode de SIMPSON SPT.

Les données enregistrées lors de ses essais sont présentées dans le tableau 2 et ils sont utilisés comme paramètre d'entrée pour les calculs dans le programme SPULL.

**Tableau 9:** Propriété du sol par essais in situ d’après Pedro F. Ruesta and Frank C. Townsend

Profondeur [m]	CPT			DMT		PMT		SPT
	Résistance à la pointe, Qc [MN*m <sup>2</sup> ]	Résistance des manches Fa [kN*m <sup>2</sup> ]	Rapport de friction Fr [%]	Ed (bar)	Kd	Em [bar]	Pl [bar]	N [coup]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	1.89	2.5	0.13	63	10.1	-	-	-
1	1.67	4.94	0.29	87	5.4	61	1.5	7
1.5	4.79	17.36	0.36	109	5.2	65	1.6	-
2	5.54	16.73	0.3	96	4	84	1.6	8
2.5	3.26	10.94	0.33	108	4.4	466	2.1	-
3	5.37	24.65	0.46	133	4.6	595	2.8	3
3.5	4.9	15.2	0.31	206	5.4	-	-	-
4	20.54	61.28	0.3	536	19.8	3330	23	2
4.5	33.79	117.53	0.35	578	11.1	-	-	-
5	25.58	80.43	0.31	605	12.8	900	21	14
5.5	18.49	55.94	0.3	-	-	-	-	-
6	10.61	52.35	0.49	-	-	1370	25	13
7	-	-	-	-	-	409	7	35
8	-	-	-	-	-	241	5.5	11
8.75	-	-	-	-	-	841	19	16

**2.2.2. Caractéristiques mécaniques du sol par essais de laboratoire**

Le profil du sol se compose de :

- Une couche superficielle de sable fin limoneux avec une profondeur de la couche varie de 2.5 m à 6 m, et un angle de frottement entre 30 et 34 degrés).
- Un sable fin faiblement cimenté à cimenté avec une épaisseur dépasse 11 m et la plage de  $\phi$  entre 40 et 44 degrés).

**Tableau 10** : Propriétés mécanique du sol par essais de laboratoire

<b>Couches</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Angle de friction</b>	<b>K (MN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Sable</b> (2.5m à 6m)	8.9	32°	16.3
<b>Sable cimenté</b> (6m à 16.5m)	11.1	42°	34

#### Caractéristique du chargement

Dans cette étude, le pieu est chargé latéralement par une charge appliquée en tête sur 2.08 m au-dessus de la surface du sol ( $e = 2.08$  m). Comme conditions aux limites en pointe du pieu, on fixe un le déplacement en pointe du pieu égale à zéro et une la rotation en pointe du pieu égal à zéro, parce que le pieu étudié est considéré souple.

Le sol autour de cette section est caractérisé par une contrainte  $\sigma_0$  du au poids des terres, et un nombre de charges appliqué.

### 3.Présentations du logiciel utilisé

#### 3.1. Présentation de programme SPULL

Le programme SPULL V2.0 de système d'exploitation Windows est utilisé pour le calcul des pieux isolés sous charge latérale par la méthode de module de réaction (courbe P-Y), avec les mêmes étapes du programme SPULL V1.0 de système d'exploitation MS-DOS.

SPULL fournit un interactif d'entrer des données, exécute une analyse d'un pieu chargé latéralement, et affiche les résultats d'analyse

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

La version 2.0 été élaboré en à l'université Saâd Dahlab de Blida.

### 3.2. L'exécution du programme

Le programme SPULL contient plusieurs menus :

1. Menu File (fichier)
2. Menu Data (donnée)
3. Menu Edit (modifier)
4. Menu Computation (calcul)
5. Menu Graphic (graphique)
6. Menu Help (aide)

❖ le menu DATA est le plus utilisé car il contient tout donné nécessaires pour l'exécution.

Les options du Menu Data sont :

- Menu Data –> Title
- Menu Data –> Pile propriété (Propriété du pieu)

Parameter	Value	Unit
Pile Length	16.5	m
Distance from Pile Top to Ground Surface	2.54	m
Depth	13.96	m
The load was applied at a height above the Ground Surface	2.08	m
Diameter	0.762	m
Mod. of Elasticity	878150	kN/m <sup>2</sup>
Moment of Inertia	1	m <sup>4</sup>
Number of Increment	100	

**Figure 47** : La boîte de dialogue des propriétés du pieu

- Menu Data – Loading type
- Boundary condition (Condition limite)

## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

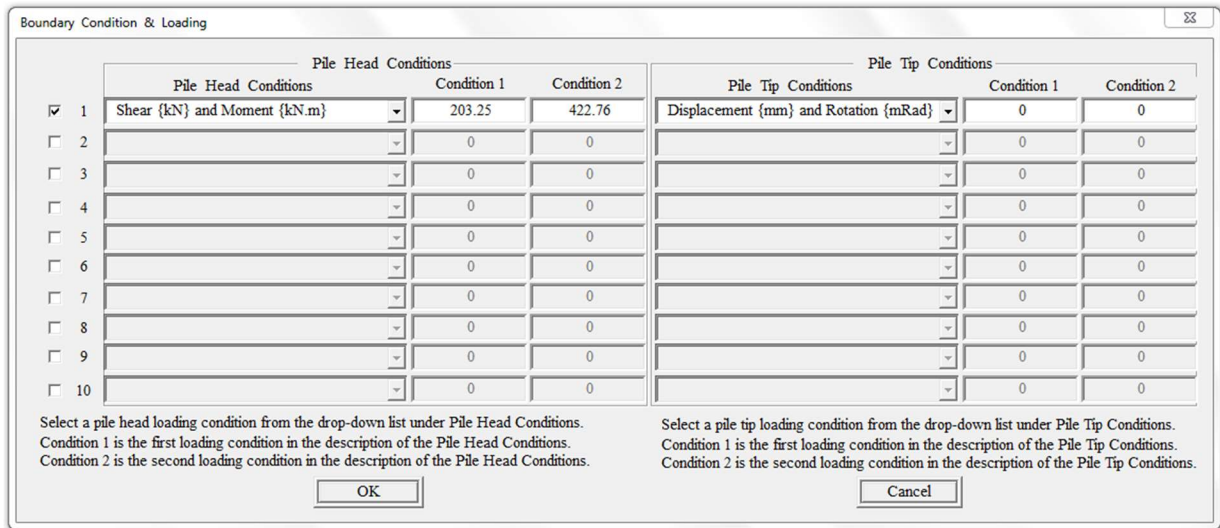


Figure 48 : La boîte de dialogue des conditions en tête et en pointe du pieu.

- Menu Data – Soil layers (les couches du sol)

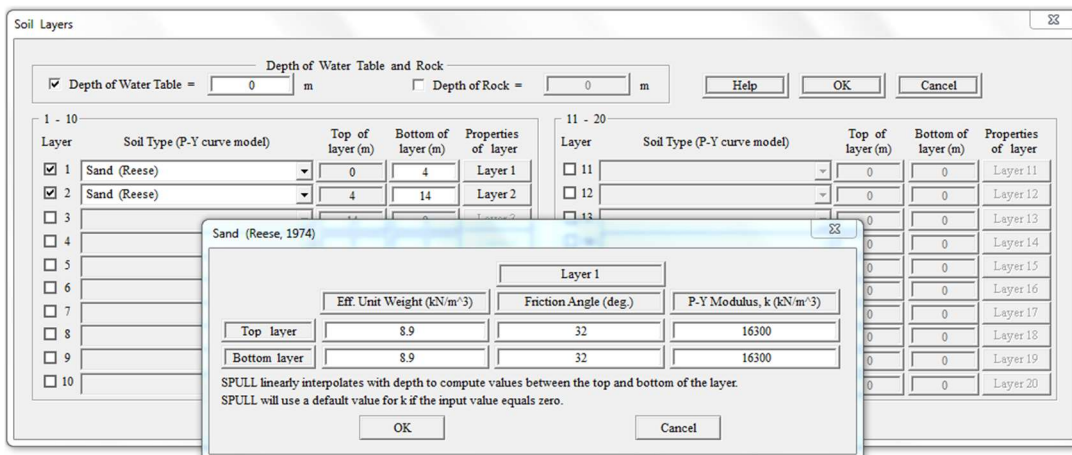
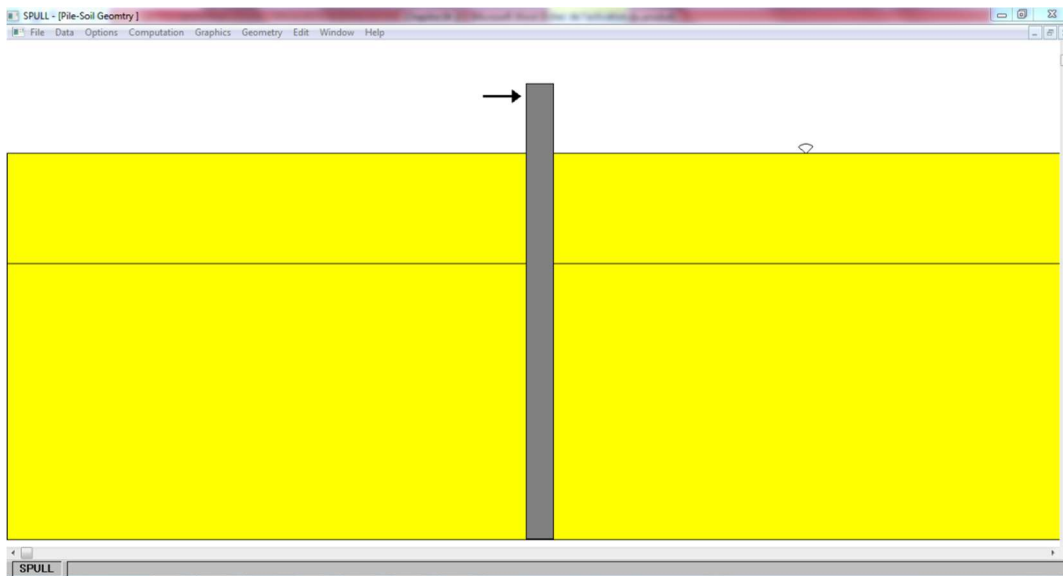


Figure 49 : la boîte de dialogue des couches du sol et leur caractéristique.

- Menu Data – Printing Depths of P-Y curve (Les courbes P-Y a des profondeurs données).
- L'image explicative de SPULL indique les dimensions du pieu et les couches du sol, chaque couche du sol affichée utilise un modèle de panneau de descente qui est déterminé par le type de courbe P-Y figure 50.



**Figure 50:** L'image explicative de SPULL montrant les dimensions du pieu et les couches du sol

Le programme SPULL calcul le dimensionnement du pieu sur une charge latérale par la méthode des courbes P-Y, c'est un outil qui facilite à l'ingénieur les calculs, des déplacement, rotation, moment fléchissant, effort tranchant du pieu et réaction du sol dans les cas linéaire et non linéaire.

#### **4. Les résultats des méthodes**

Les essais in-situ ou de laboratoires mentionnés précédemment ont été utilisés directement ou indirectement pour la détermination des courbes P-Y.

Pour analyser chaque méthode, on fait une analyse de la courbe de chargement calculé par la méthode, par rapport à la courbe de chargement expérimental par le pieu isolé en vraie grandeur.

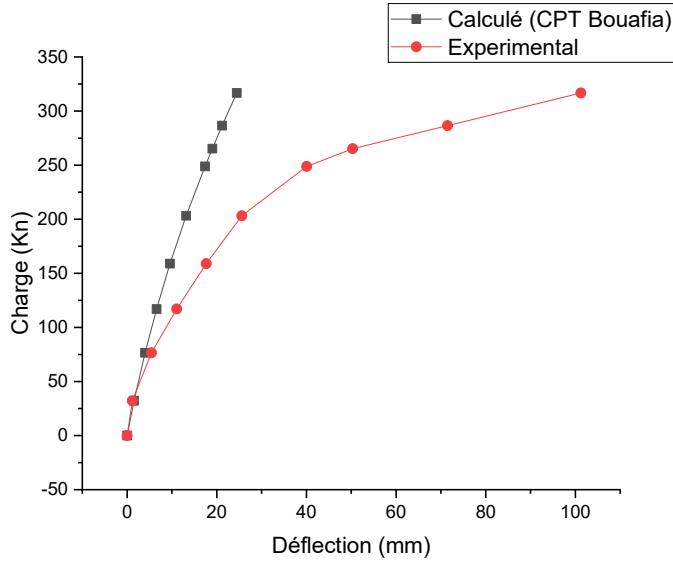
Par conséquent, le module du sol (coefficient de réaction du sol) domaine des petits déplacements est la partie initiale de la courbe de chargement, tandis que la résistance ultime du sol dans le domaine des grands déplacements de la courbe de chargement est plus importante avec une transition entre les deux conditions.

Alors pour l'interprétation des graphes, on fait l'extraction du point de séparation, qui représente une valeur de la déflexion du pieu où les deux courbes comparées se séparent, et en déduit le pourcentage de cette déflexion par rapport au diamètre du pieu; et on calcule la différence de déflexion (ou l'écart) entre la courbe de chargement déduit par la méthode et la courbe de chargement expérimental à chaque charge.

**4.1. Les méthodes Bouafia**

**4.1.1. Par l'essai CPT**

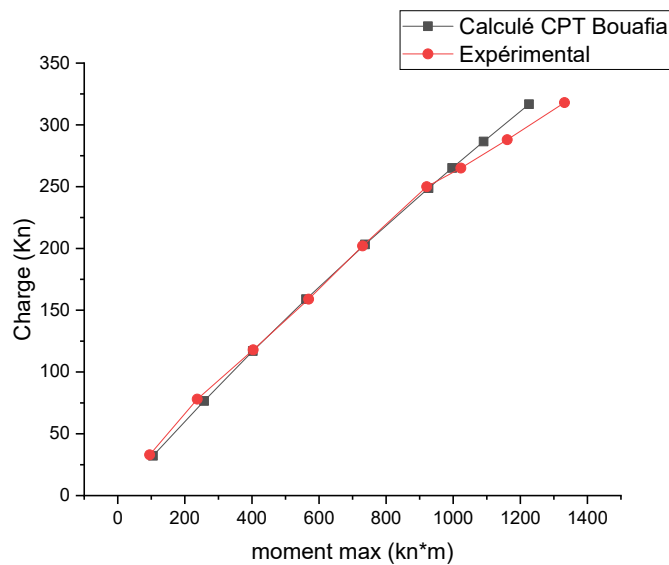
**Courbe de chargement**



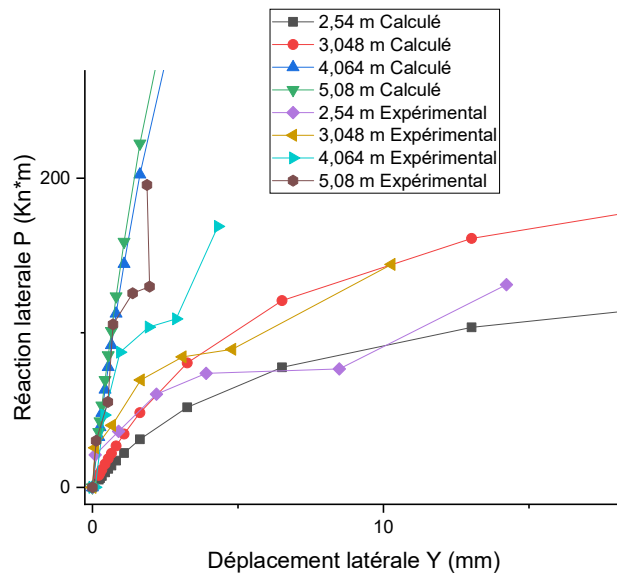
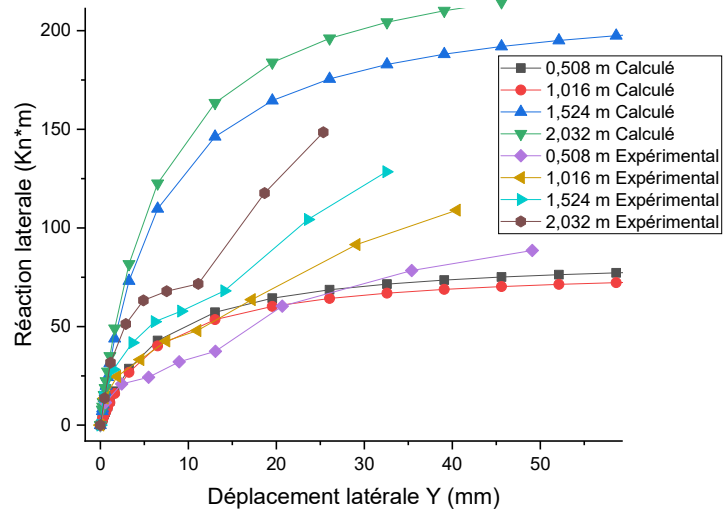
Les deux courbes sont très loin l'une de l'autre et il ne se croise pas, les résultats de cette méthode sont mauvais, alors que le déplacement de cette méthode est complètement loin de déplacement expérimental.

On a déduit un grand écart de 136%. Qui exprime que les résultats de cette méthode ne sont pas bons.

**Courbe de moment max :**

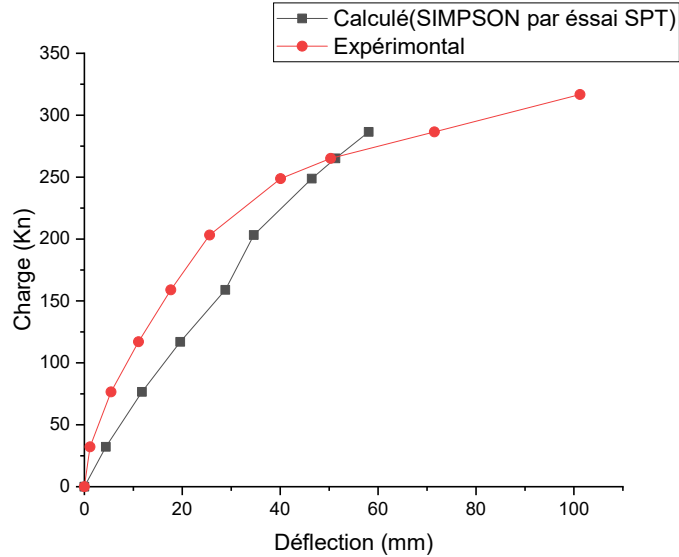


**Courbe de p-y :**



**4.1.2 Par l'essai SPT**

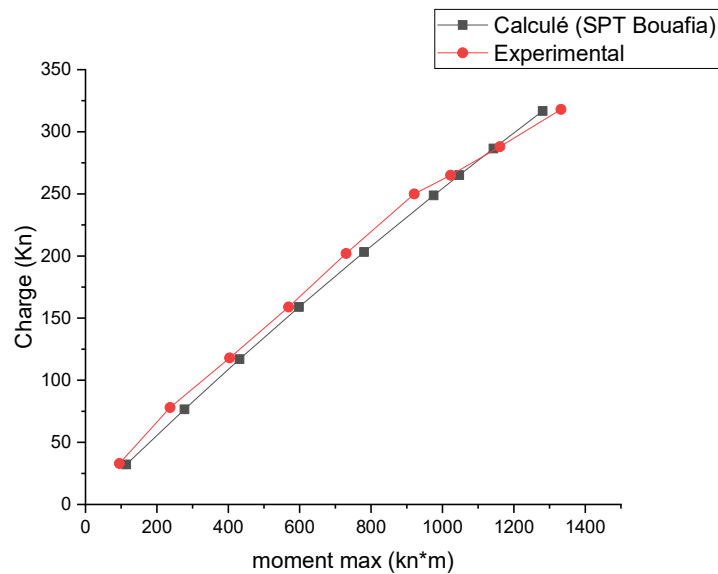
**Courbe de chargement :**



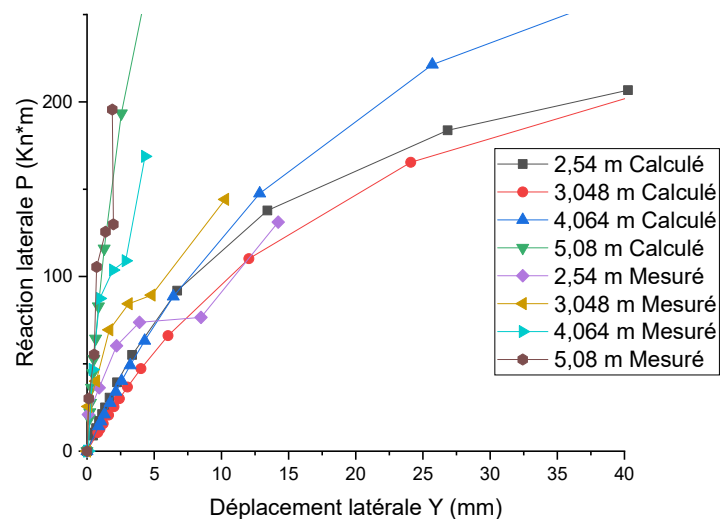
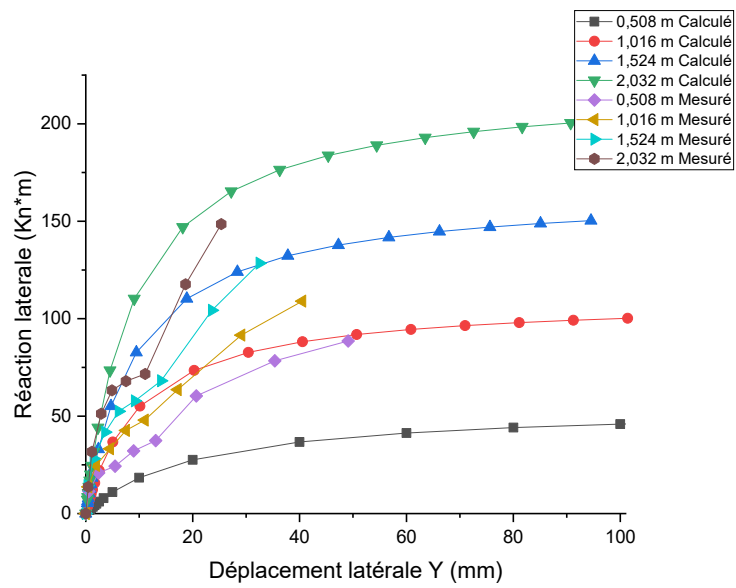
Les déplacements donné par cette méthodes sont de plus grandes valeurs que l'expérimental, les deux courbes se croisent dans un seul point.

Nous avons un pourcentage d'écart qui est égale à 88% on peut dire que cette écart est bonne et que la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

**Courbe de moment max :**

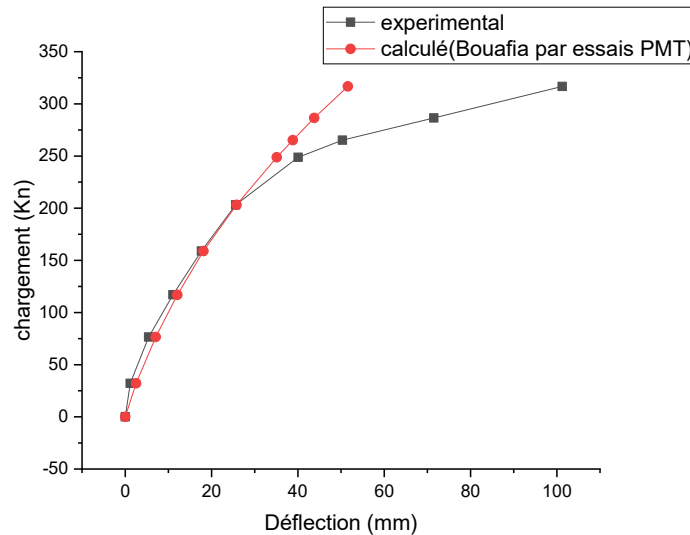


**Courbe de P-Y :**



### 4.1.3. Par l'essai PMT

Courbe de chargement :

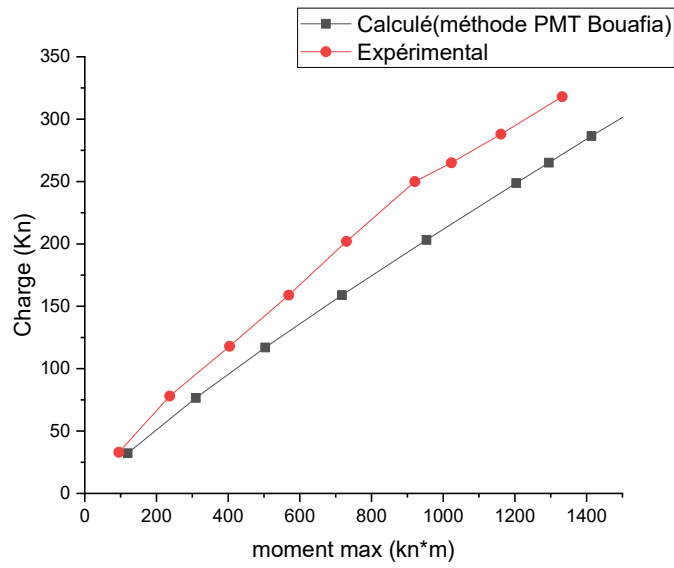


La courbe de chargement de cette méthode est presque superposée avec la courbe de chargement expérimentale dans la partie initiale des petits déplacements. Il se sépare lorsque la déflexion est de 33mm, et en déduit un pourcentage de déflexion de 3.2 % dans cette partie.

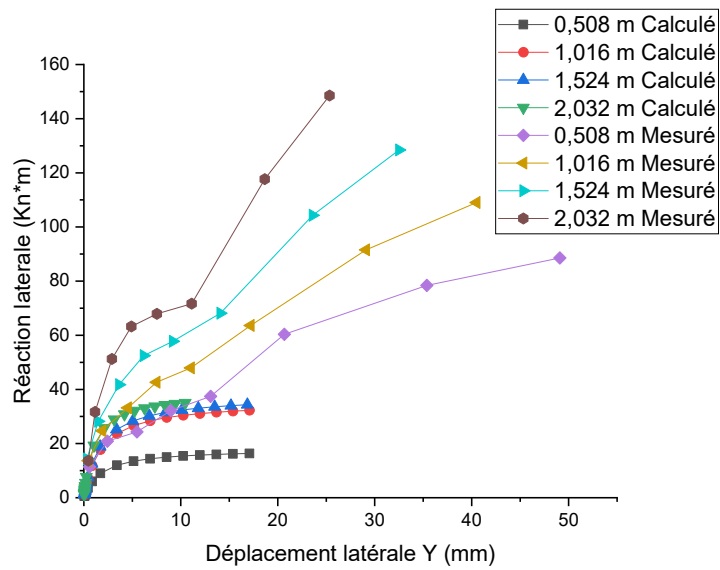
Le pourcentage d'écart est égale à 65% on peut dire que cet écart est faible, la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

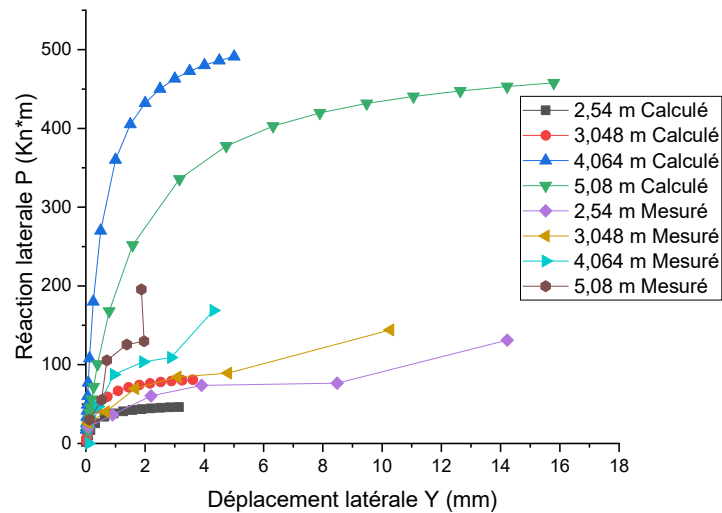
Nous avons un pourcentage d'écart qui est égale à 98% on peut dire que cette écart est bonne et que la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

**Courbe de moment max :**



**Courbe de P-Y :**

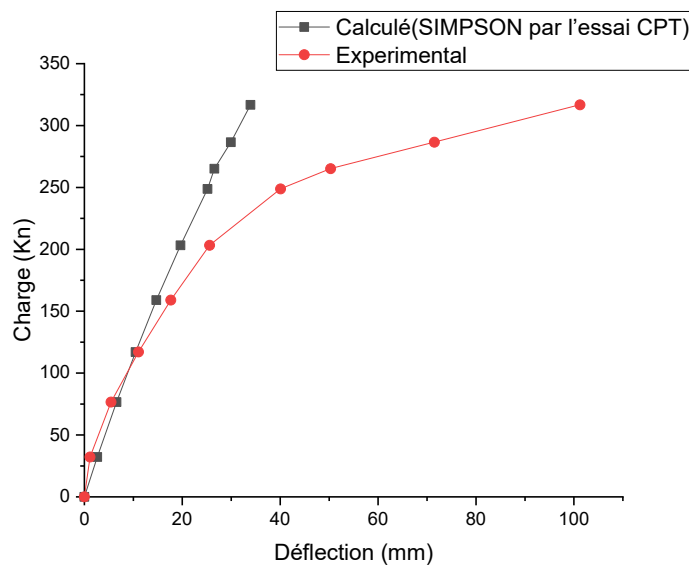




## 4.2. Méthode SIMPSON

### 4.2.1. Par l'essai CPT

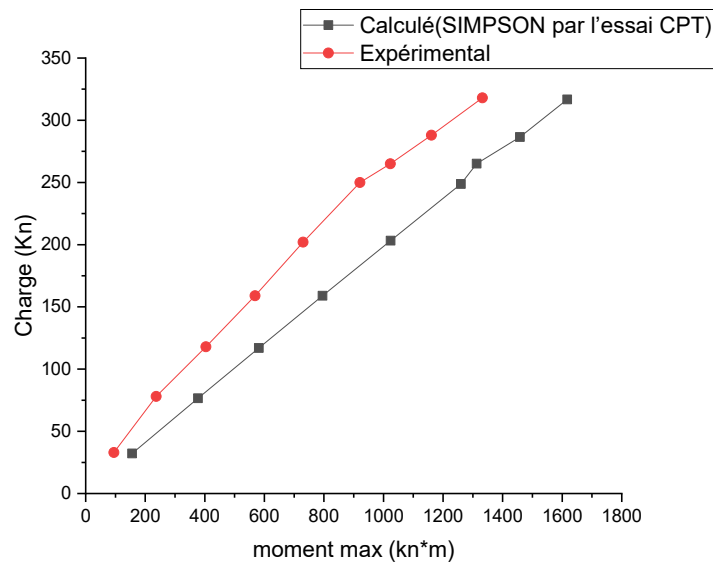
**Courbe de chargement :**



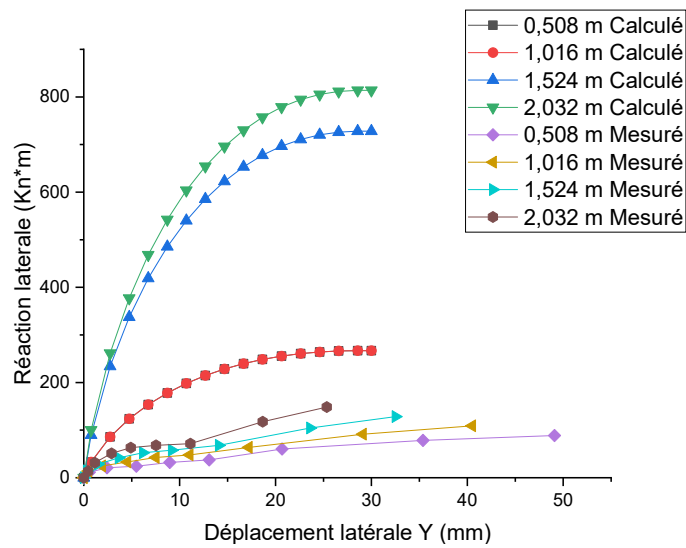
La courbe de chargement de cette méthode est presque superposée avec la courbe expérimentale dans la partie initiale en petits déplacements, et Il se sépare lorsque la déflexion est égale à 15 mm, en a déduit un pourcentage de déflexion de 1.4 %.

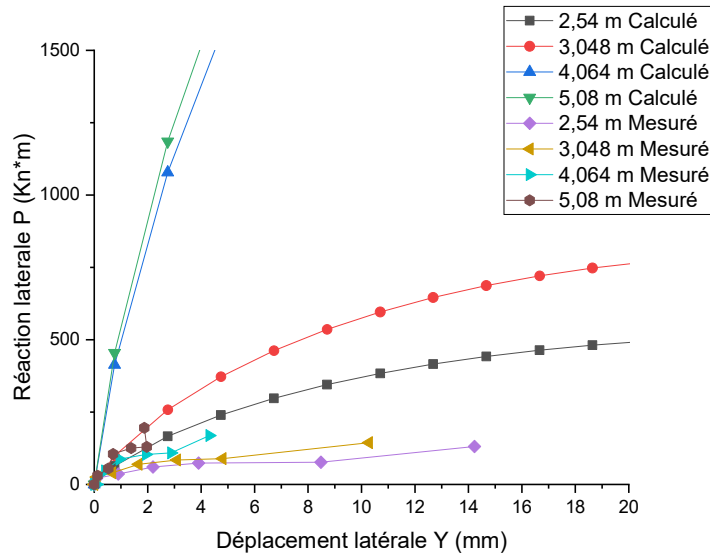
Le pourcentage d'écart est égale à 73%, on peut dire que cet écart est faible, la courbe de cette méthode est très proche de la courbe expérimentale.

**Courbe de moment max :**



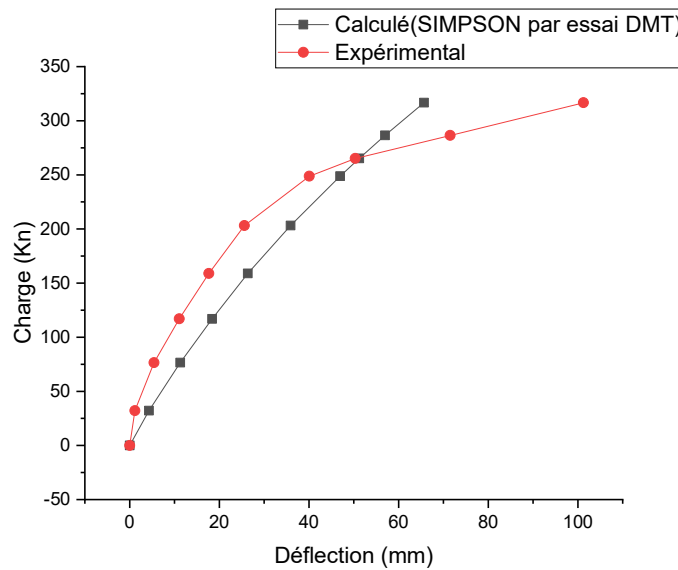
**Courbe de P-Y:**





**4.2.2 Par l’essai DMT**

**Courbe de chargement :**



La courbe de chargement de cette méthode est séparée de la courbe expérimentale dans les petits et les grands déplacements. Les courbes se croisent dans un seul point.

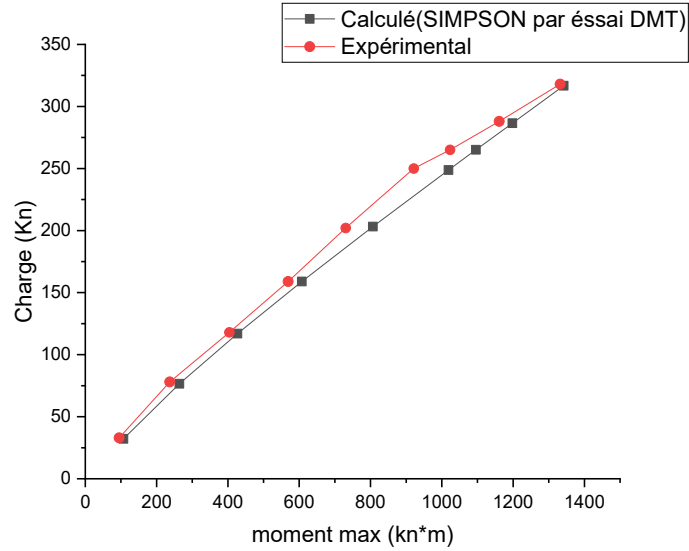
Le pourcentage d’écart est égal à 34% on peut dire que cette écart est faible, la courbe de cette méthode est très proche de la courbe expérimentale.

La courbe de chargement de cette méthode est totalement séparée avec la courbe expérimentale. Il se sépare lorsque la déflexion est égale à 5 mm, et en déduit un pourcentage de déflexion de 0.6 %.

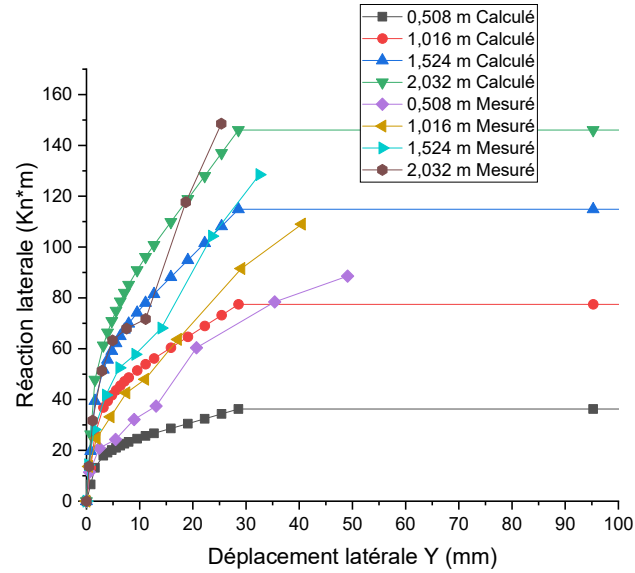
## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

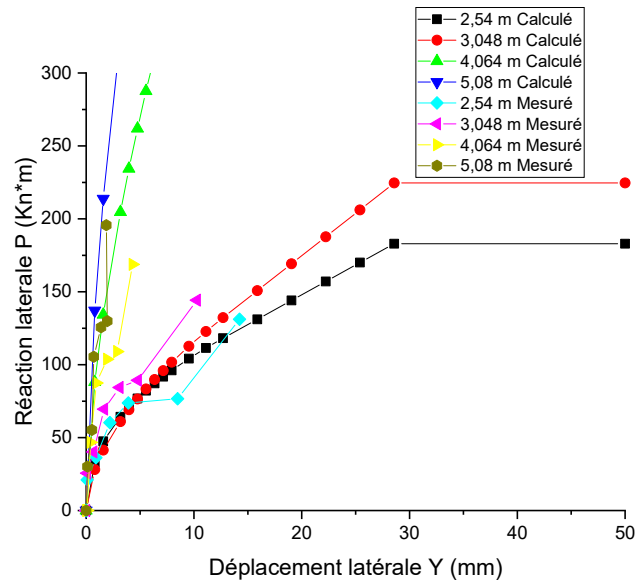
Le pourcentage d'écart est égal à 34% on peut dire que cette écart est faible, la courbe de cette méthode est très proche de la courbe expérimentale.

### Courbe de moment max :



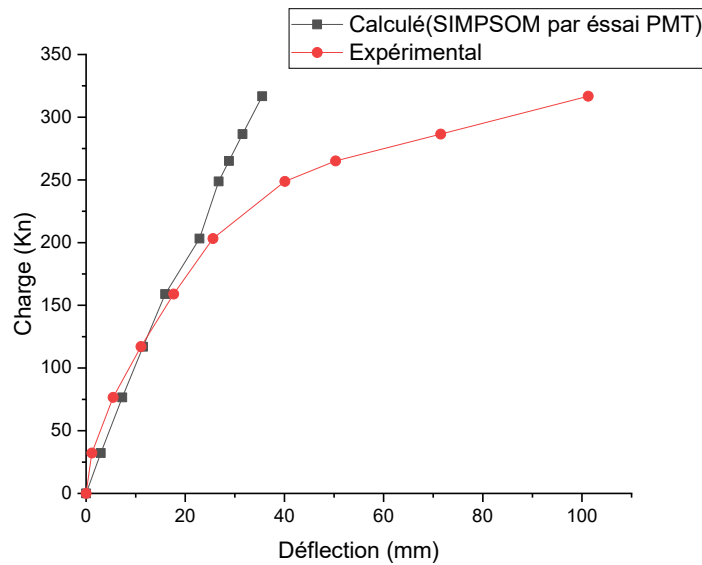
### Courbe de P-Y:





### 4.2.3. Par l'essai PMT

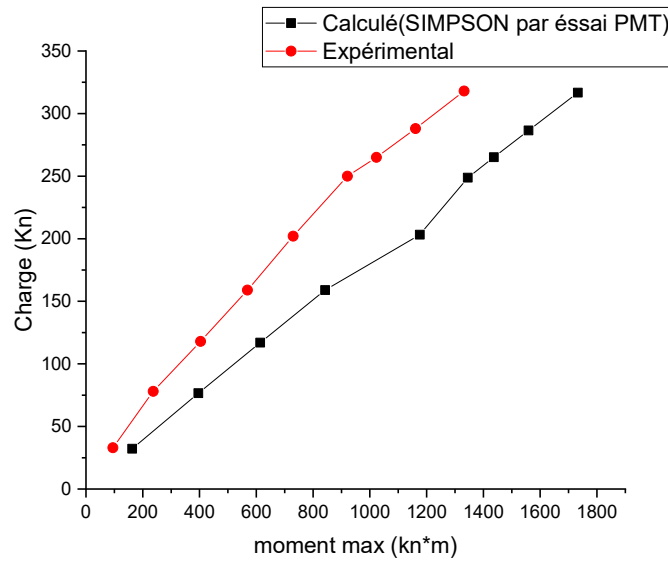
**Courbe de chargement :**



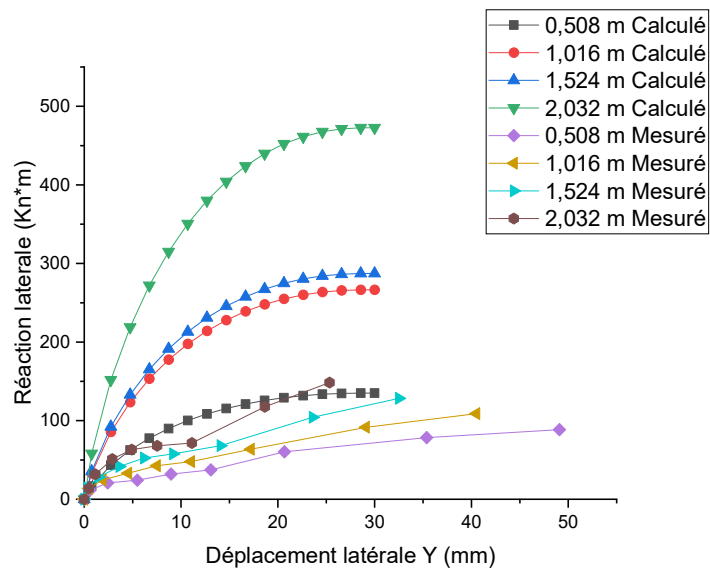
La courbe de chargement de cette méthode est presque superposée avec la courbe expérimentale dans la partie initiale des petits déplacements qui exprime la similarité de déplacement. Ils se séparent lorsque la déflexion est égale à 22.8mm, et en déduit un pourcentage de déflexion de 2.9 %.

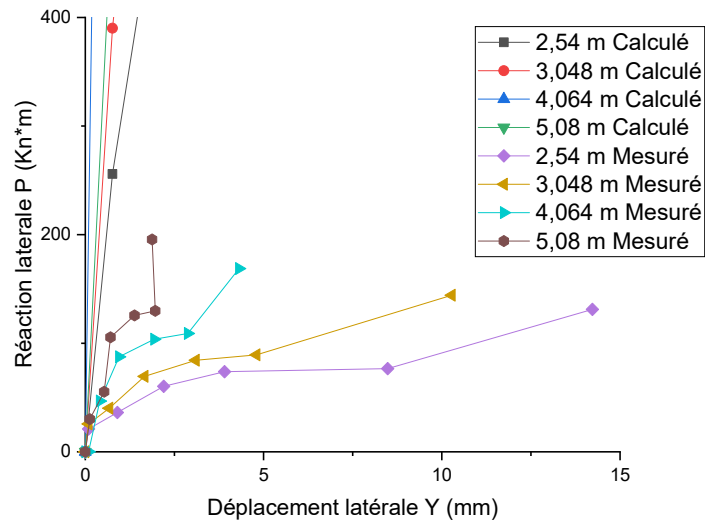
On a un pourcentage d'écart qui est égal à 98%, on peut dire que cette écart est acceptable et que la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

**Courbe de moment max :**



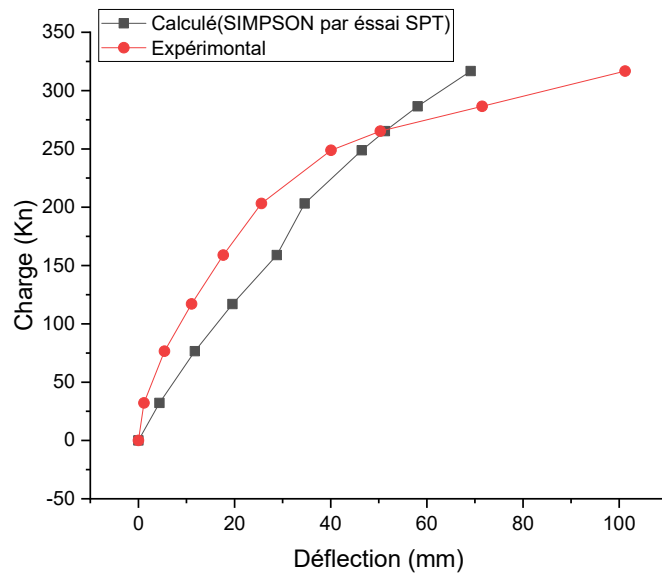
**Courbe de P-Y :**





**4.2.4. Par l'essai SPT**

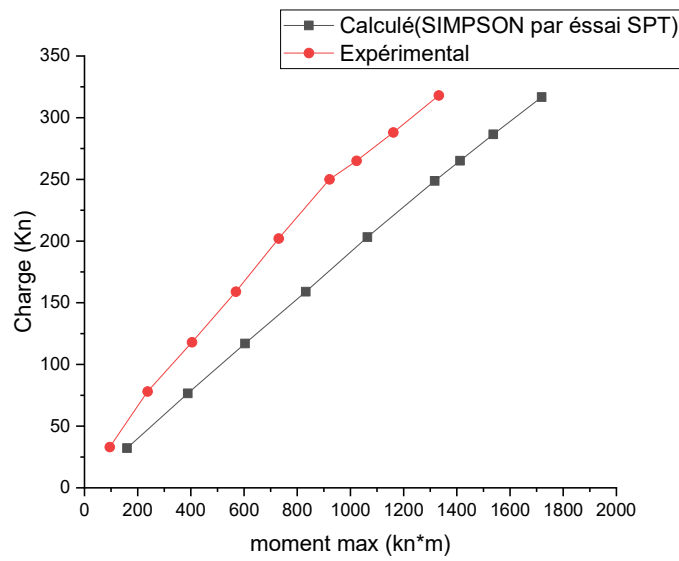
**Courbe de chargement :**



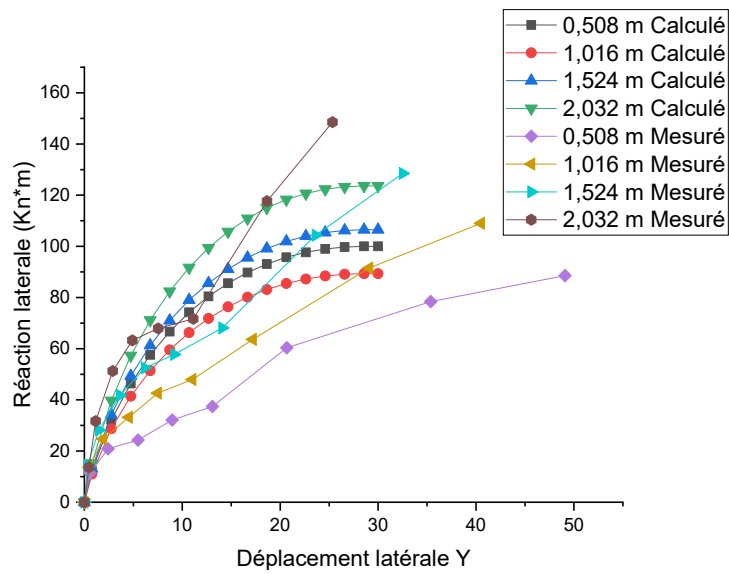
La courbe de chargement de cette méthode est séparée de la courbe expérimentale dans les petits et les grands déplacements. Les courbes se croisent dans un seul point.

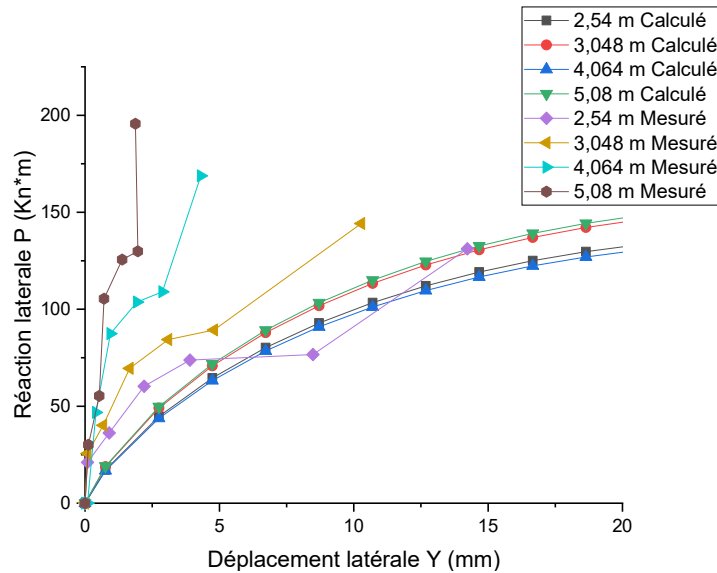
Le pourcentage d'écart est égal à 34%, on peut dire que cete écart est faible, la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

**Courbe de moment max :**



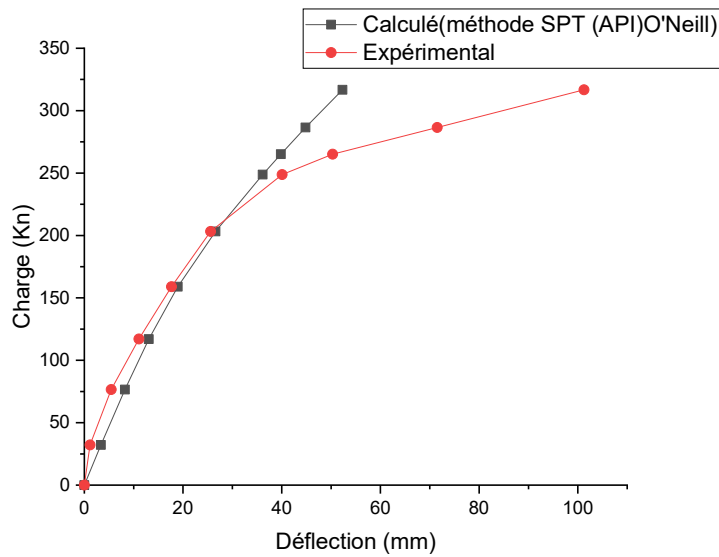
**Courbe de P-Y:**





**4.3. Méthode O'Neill (API) par l'essai SPT**

**Courbe de chargement :**



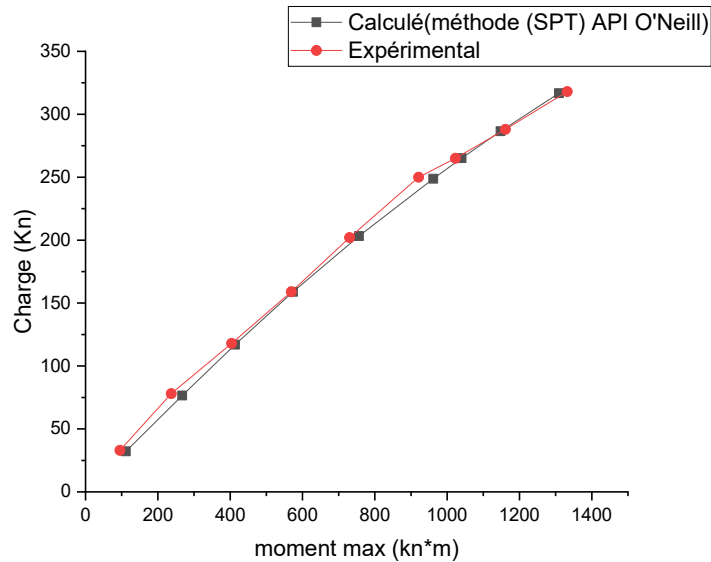
La méthode de O'Neill SPT (API) fournit une bonne approximation dans la région initiale linéaire des petits déplacements, tandis que cette dernière n'est pas bonne dans la région de grande déplacement.

Les deux courbes (calculée et mesurée) se séparent lorsque la déflexion est égale à 25.5mm, cette méthode représente un pourcentage d'écart dans ce point égal à 3.34%, alors que le pourcentage d'écart est faible, il est d'une valeur de 88%.

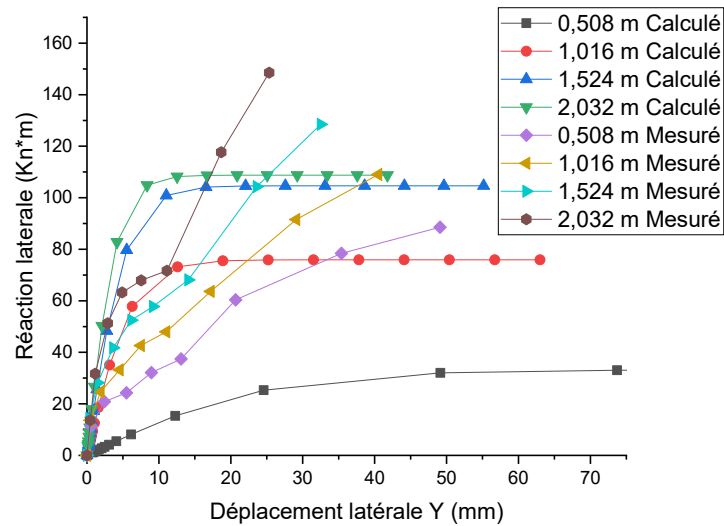
## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

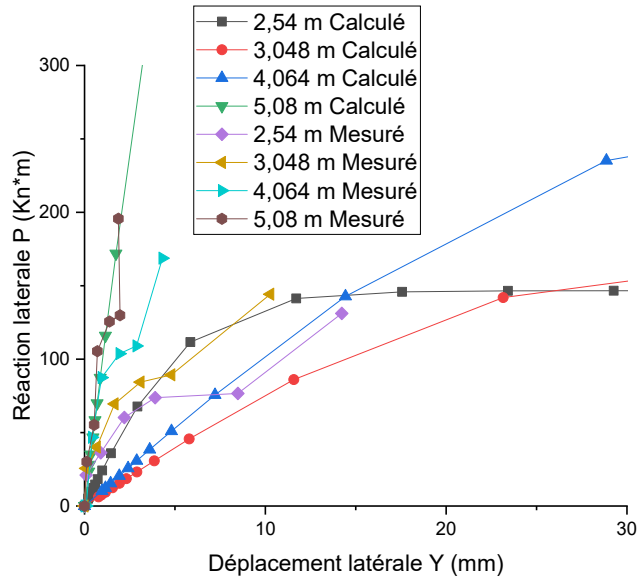
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, Il montre que les courbes P-Y de la méthode d'O'Neill par corrélation de l'essai SPT sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

### **Courbe de moment max :**



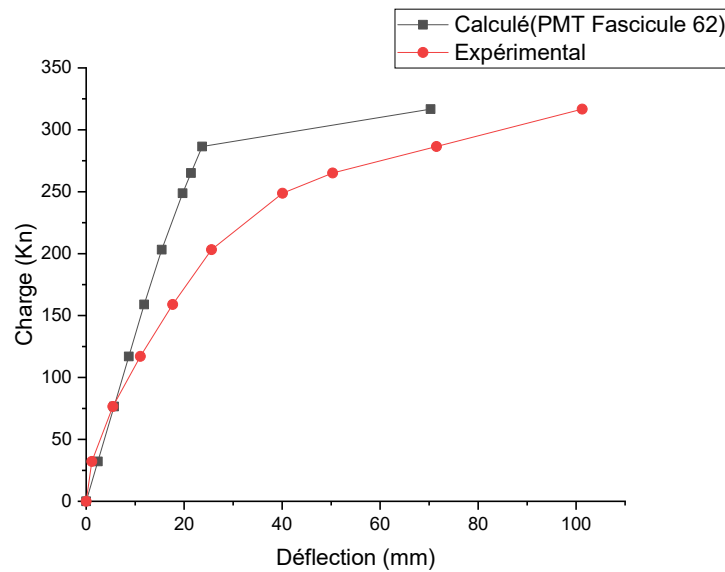
### **Courbe de P-Y:**





**4.4. Méthode de PMT Fascicule 62**

**Courbe de chargement :**



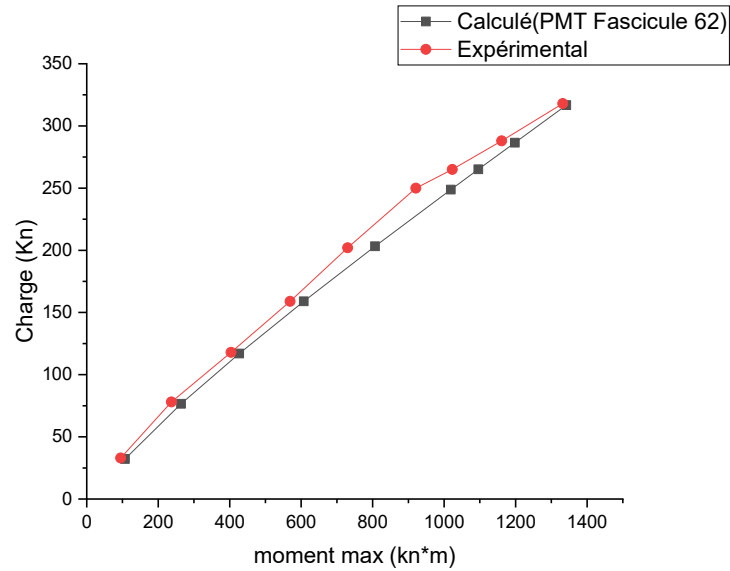
La méthode de règlement français "Fascicule 62" par l'essai PMT fournit une bonne approximation dans la petite région initiale jusqu'au point de séparation de 8.79 mm, tandis par contre toute la partie des petits déplacements est très faible approximation et la même chose dans que cette dernier n'est pas bonne dans la région de grande déplacement, elle donne un mauvais résultat.

Les courbes se séparent lorsque la déflexion est égale à 8.79 mm, cette méthode représente un pourcentage de 1.14%, le pourcentage d'écart est considérable, il est d'une valeur de 222%.

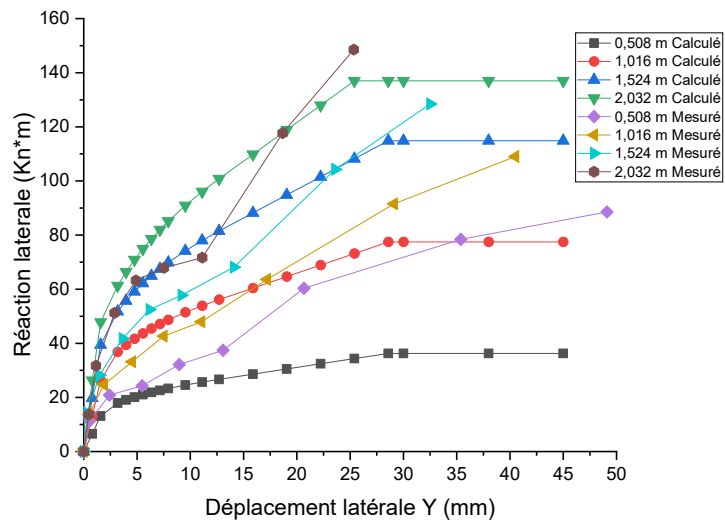
## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

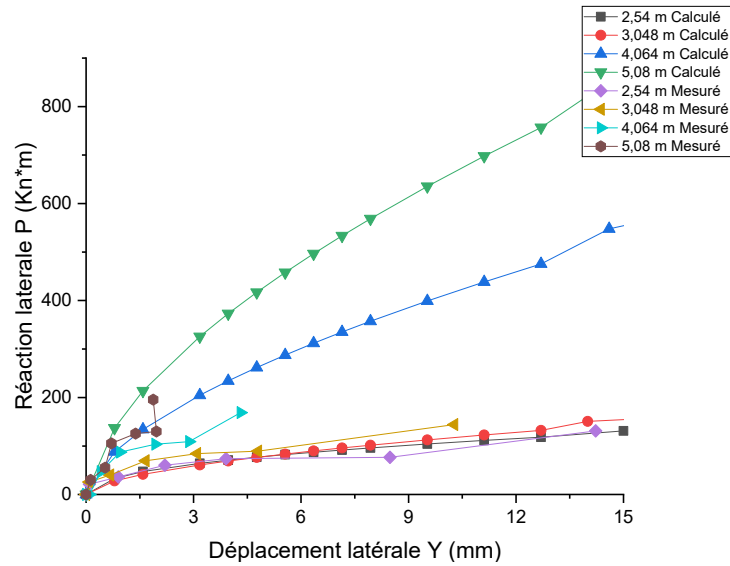
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, il montre que les courbes P-Y de Fascicule 62 par essai par l'essai PMT sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

### **Courbe de moment max :**



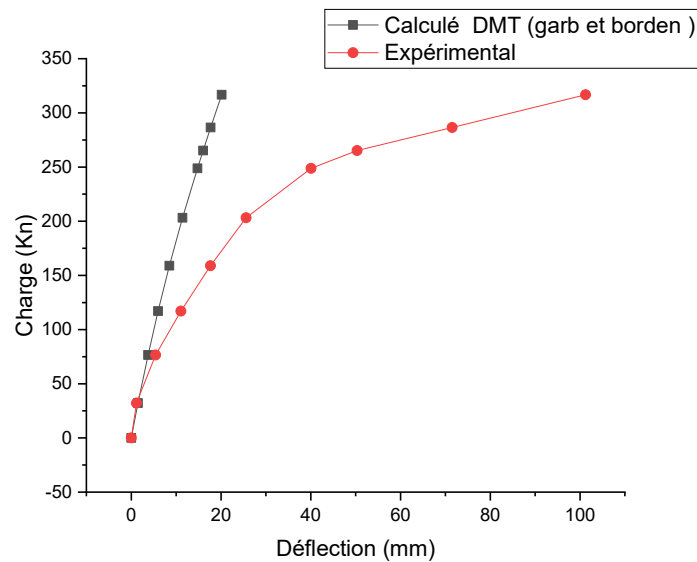
### **Courbe de P-Y :**





#### 4.5. Méthode de DMT Garb et Borden

**Courbe de chargement :**

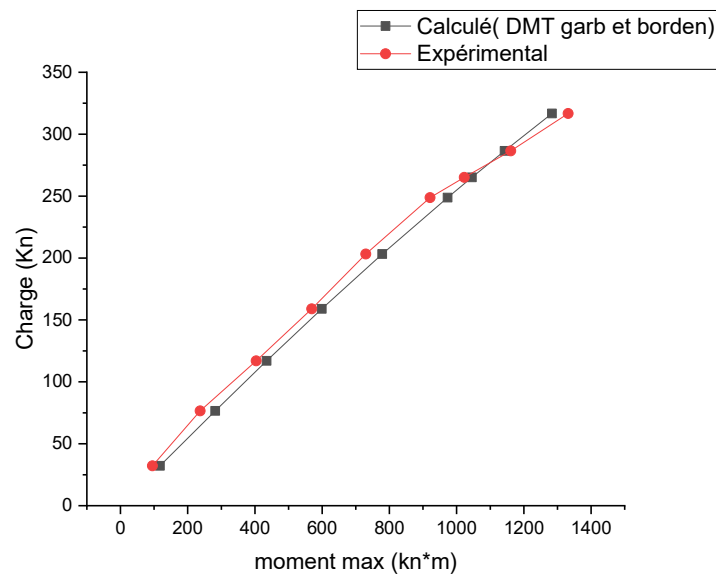


Les deux courbes sont très loin l'une de l'autre et il ne se croise pas.

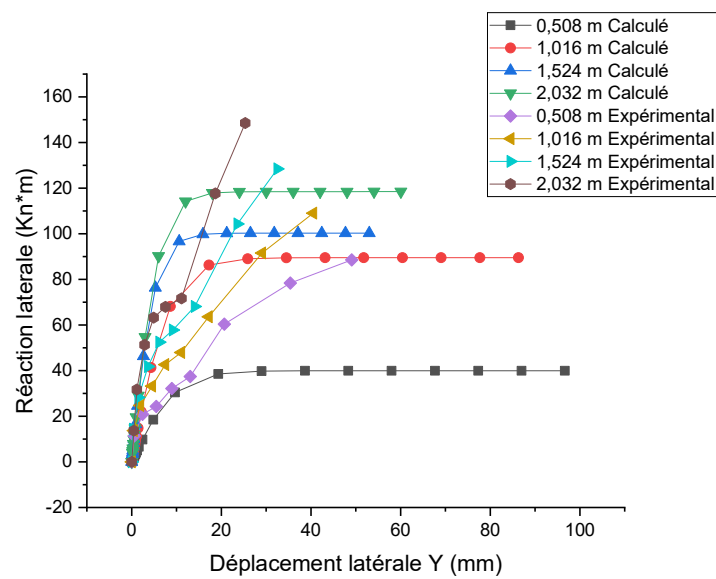
La méthode de Garb et Borden par l'essai DMT ne fournit aucune approximation le long de chargement par rapport aux courbes expérimentales. il est d'une valeur de 167%.

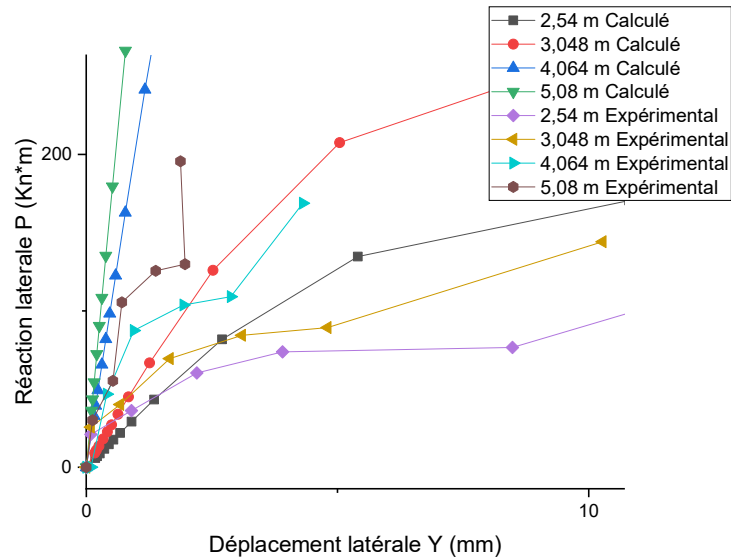
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, Il montre que la courbe P-Y de Garb et Borden par essai DMT sont pas bonne lorsque l'effort latéral augmente.

**Courbe de moment max :**



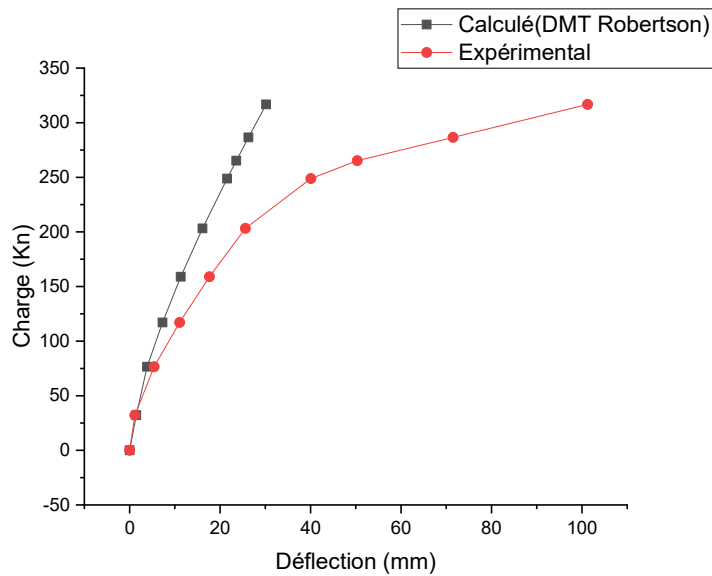
**Courbe de P-Y:**





**4.6. Méthode de DMT Robertson**

**Courbe de chargement :**



Les deux courbes sont très loin l'une de l'autre et il ne se croise pas.

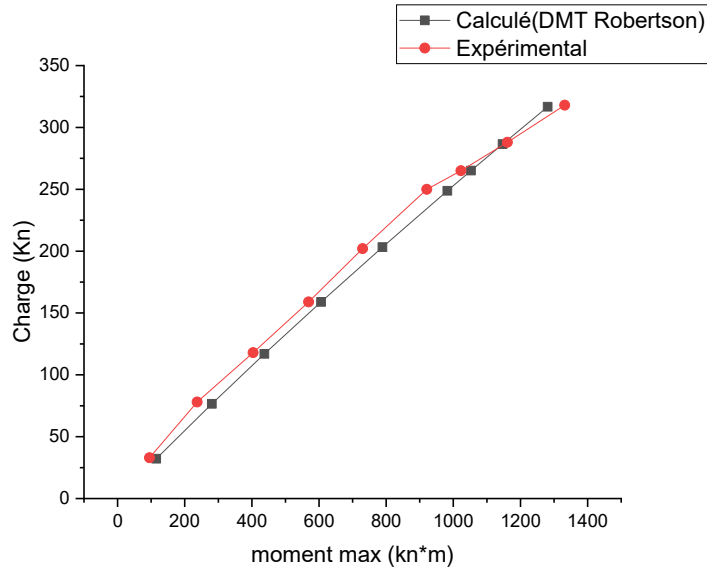
Le pourcentage d'écart est grand, il est d'une valeur de 174%.

La Méthode de Robertson par essai DMT fournit une mauvaise approximation dans la région initiale de petit déplacement et même dans la région de grande déplacement.

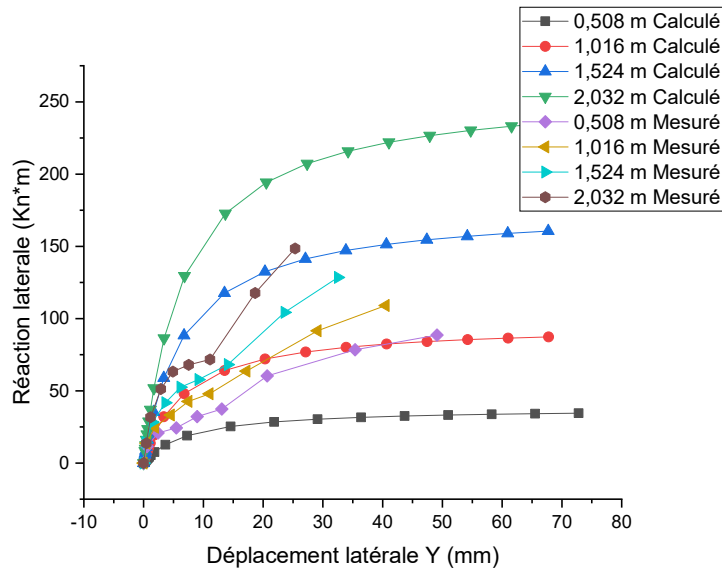
## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

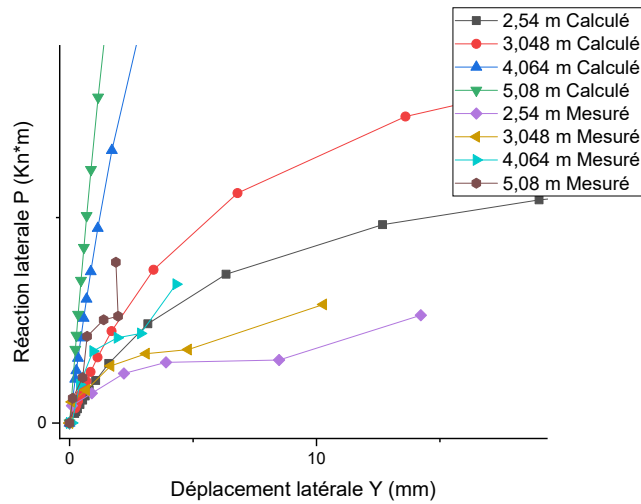
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, Il montre que les courbes P-Y de Robertson par essai DMT sont pas bonne lorsque l'effort latéral augmente.

### Courbe de moment max :



### Courbe de P-Y:

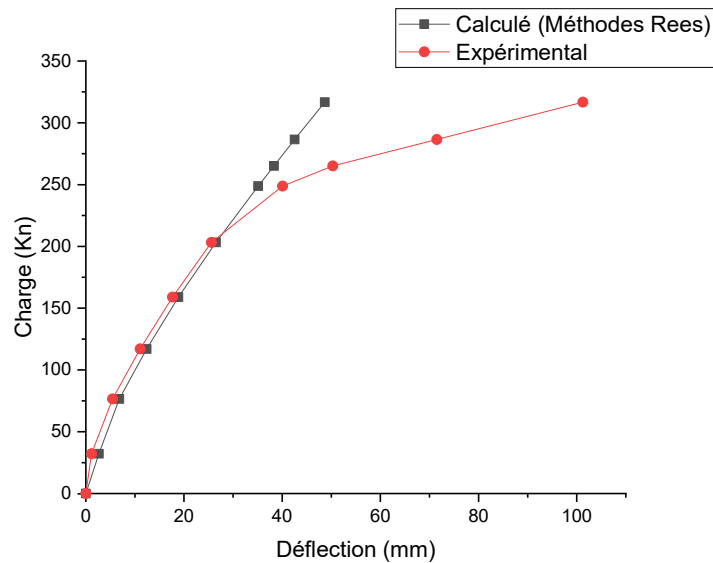




#### 4.7. Méthodes de Reese et al (1974)

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols pulvérulents par des caractéristiques mécaniques de sol par des essais de laboratoire, sous chargement statique, les résultats obtenus sont comme suit :

##### Courbe de chargement :



La méthode de Reese et al (1974) fournit une bonne approximation dans la région initiale linéaire, tandis que cette n'est pas bonne dans la région de grande déplacement.

Les courbes se séparent lorsque la déflexion est égale à 26.5 mm.

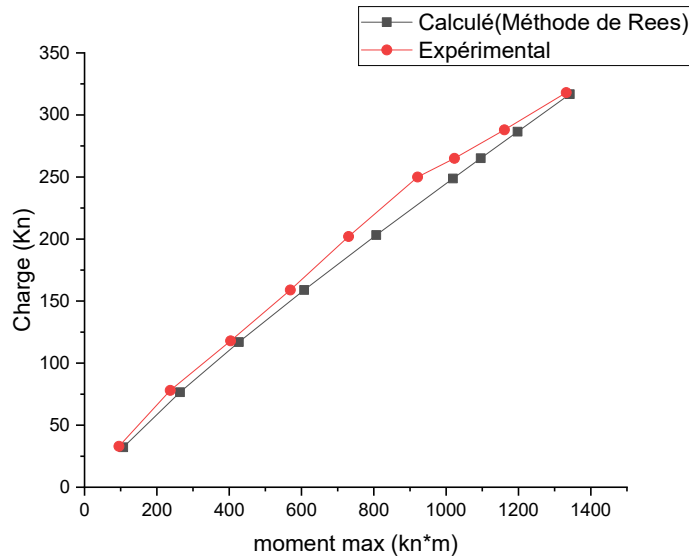
Nous avons un pourcentage d'écart qui est égale à 98% on peut dire que cette écart est acceptable et que la courbe de cette méthode est proche de la courbe expérimentale.

## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

La méthode est en bon accord avec la courbe de chargement mesurée, et il est considéré comme une bonne méthode.

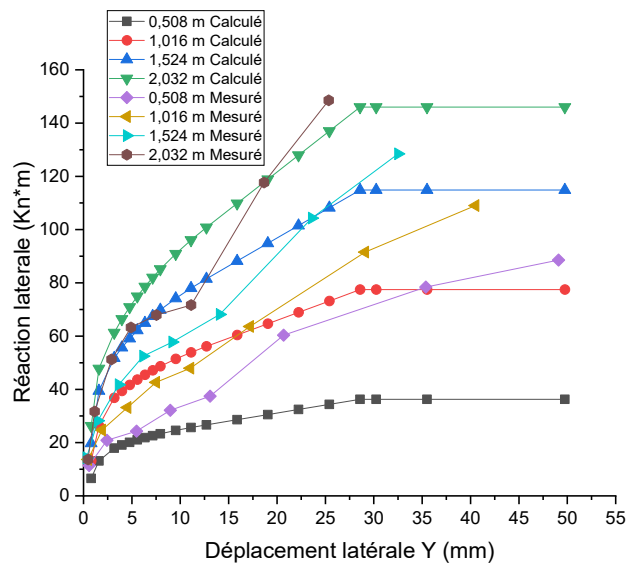
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, il montre que la courbe P-Y de Reese et al (1974) sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

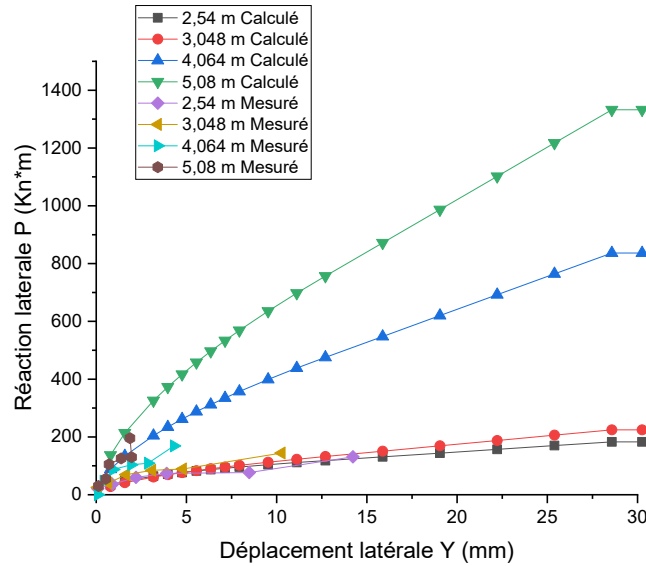
### Courbe de moment max :



- Le moment maximal calculé par la méthode de Reese est très proche du moment maximal expérimental.

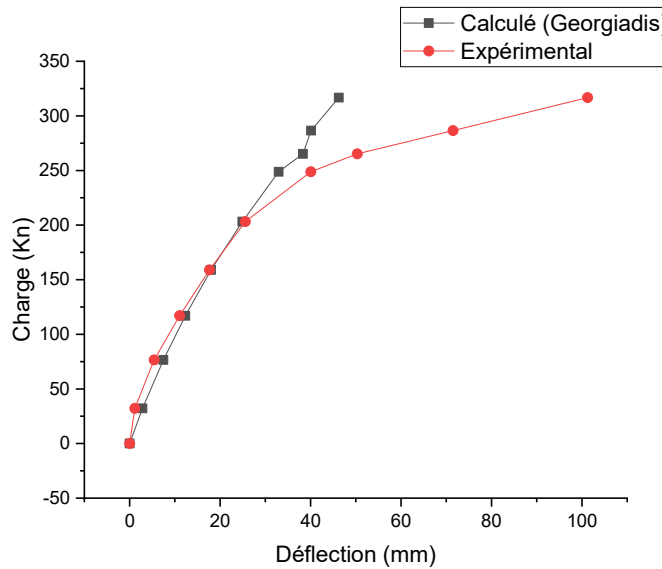
### Courbe de P-Y :





**4.8. Sand (Georgiadis)**

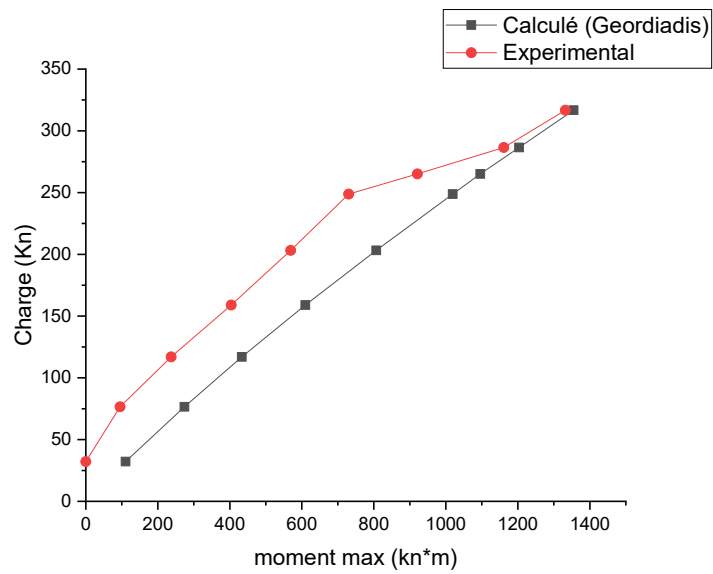
**Courbe de chargement :**



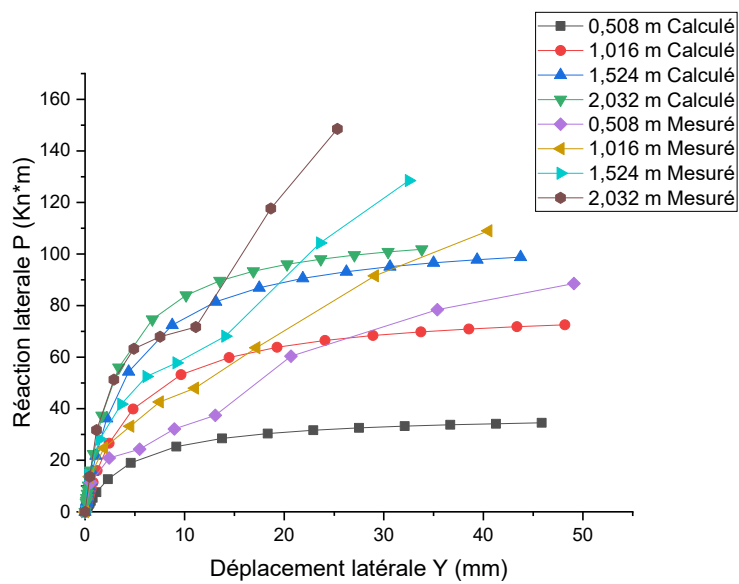
Ce graphe comporte deux partie, une partie ou les deux courbes (courbe de chargement calculé par méthode de Georgiadis et courbe de chargement expérimental) sont très proche ou presque superposé dans la région initiale , c'est la première partie, elle est entre deux valeur de déflexion : 0 et 25mm et une partie ou ils s'éloignent l'une de l'autre.

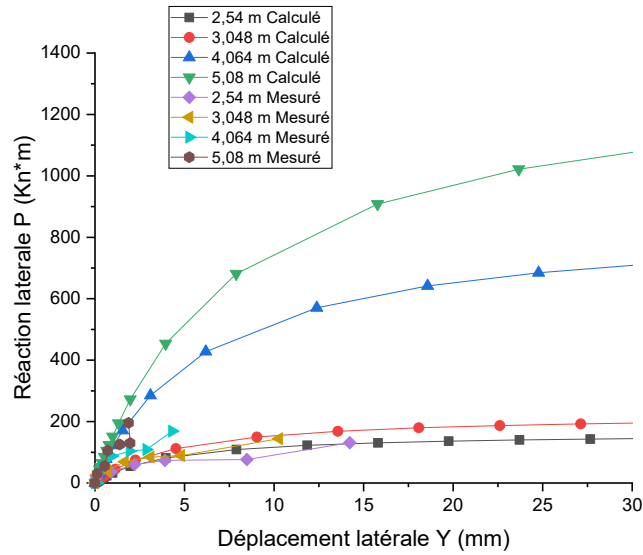
Après la détermination du point de séparation on a déduit un pourcentage égal à 3.2% cette méthode est pas bien pour le calcul de chargement du pieu sous un effort latéral. L'écart entre les deux courbes est pas bonne, elle est égale à 107%.

**Courbe de moment max :**



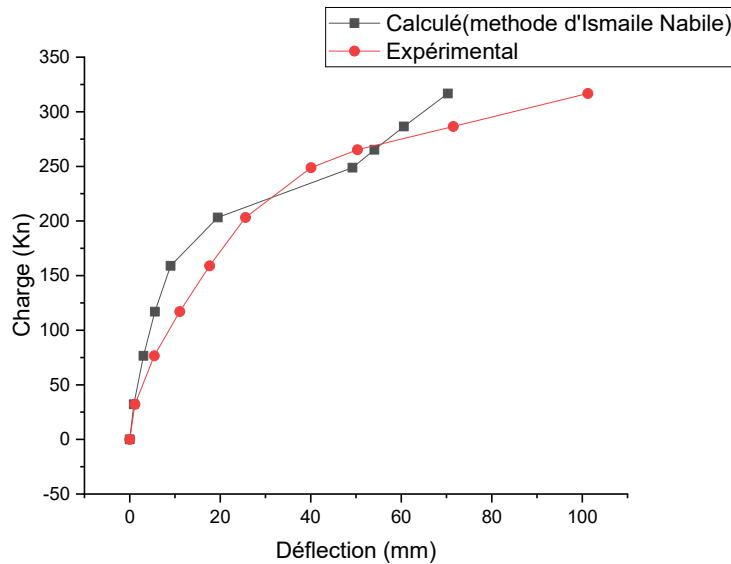
**Courbe de P-Y :**





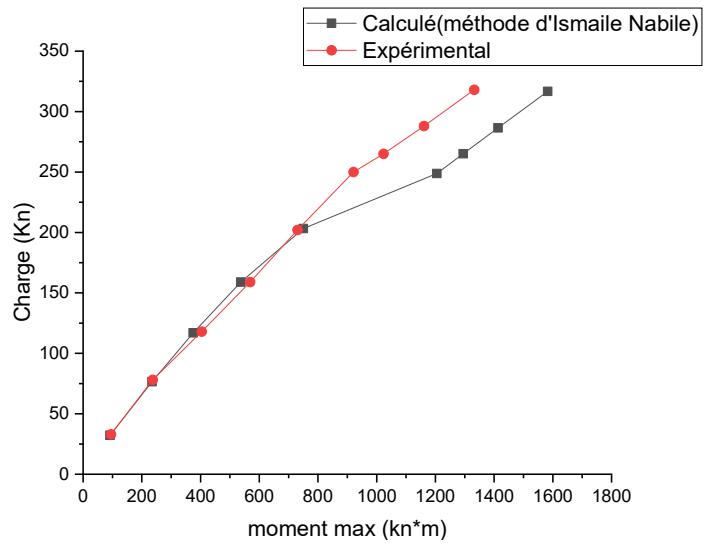
**4.9. Méthode d’Ismaïle Nabile**

**Courbe de chargement :**

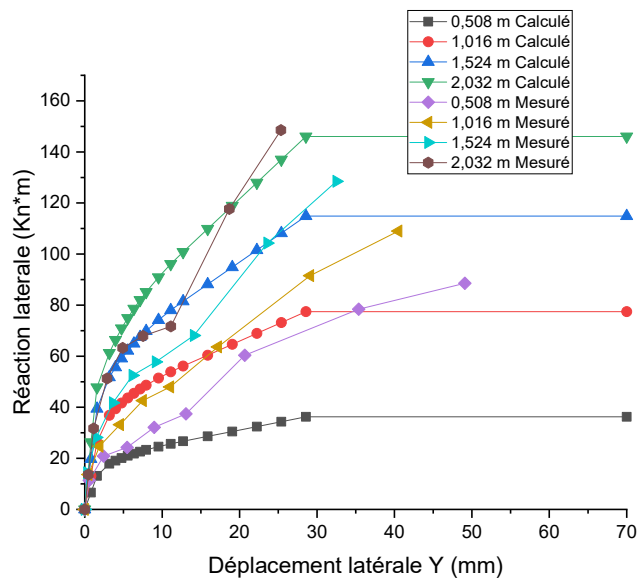


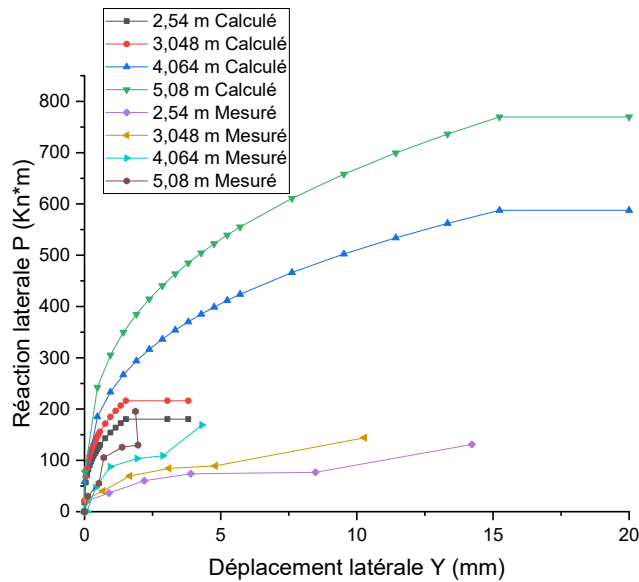
La courbe de chargement de la méthode d’Ismaïle Nabile qui utilise pour les sols de faible cohésion représente un grand écart de 158%, on peut dire que cette méthode fournit une faible approximation dans la région initiale linéaire, tandis que cette acceptable dans la région de grande déplacement.

**Courbe de moment max :**



**Courbe de P-Y :**

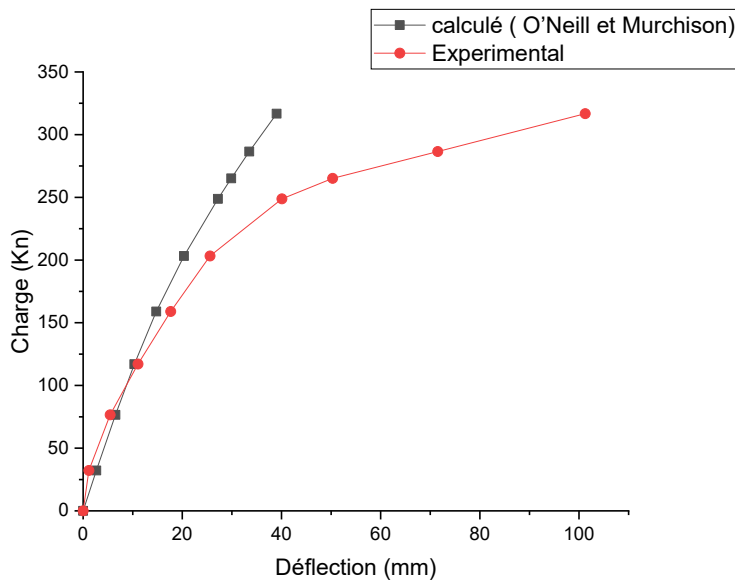




**4.10. Méthode O’Neill et Murchison**

Cette méthode de calcul est basée sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974) et après il a été utilisée dans le règlement américaine API, donne les résultats suivant :

**Courbe de chargement :**



La méthode d’O’Neill et Murchison fournit une bonne approximation dans la région initiale linéaire, tandis que cette dernière n’est pas bonne dans la région de grand déplacement.

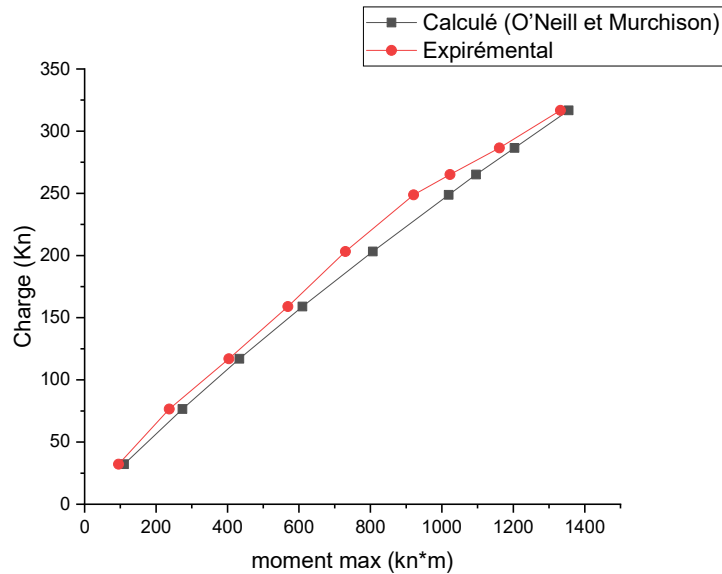
Les courbes se séparent lorsque la déflexion est égale à 9 mm, cette méthode représente un pourcentage d’écart de 1.18%, le pourcentage d’écart globale 155% est considérable.

## Chapitr04 Dimensionnement des pieux sous charge latéral par les méthode des courbes P-Y

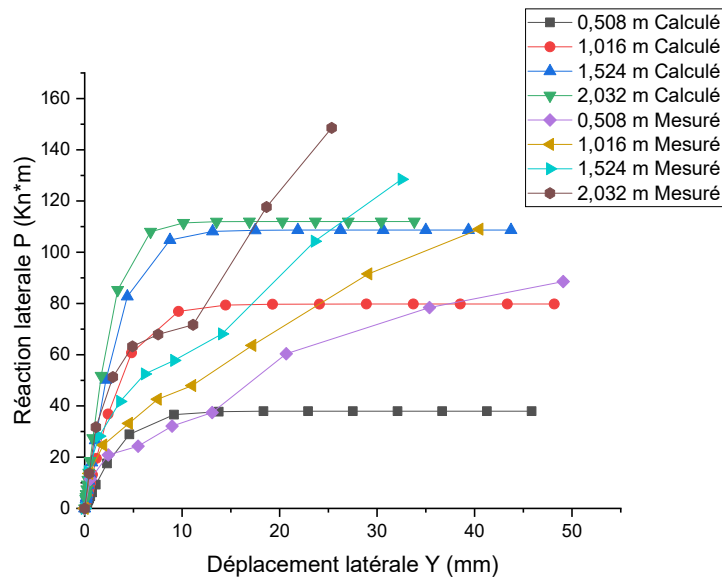
La méthode d'O'Neill et Murchison fournit une bonne approximation dans la région initiale linéaire, tandis que cette dernier n'est pas bonne dans la région de grande déplacement.

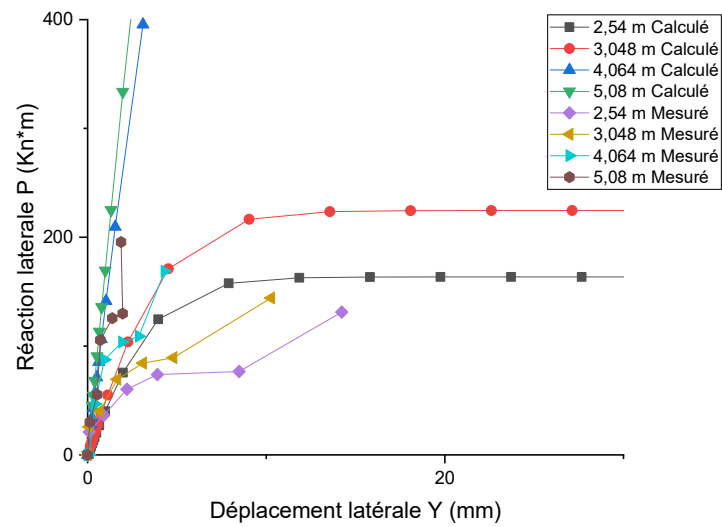
Les résultats graphiques décrivant ces prévisions du comportement de pieu isolé par cette méthode, il montre que la courbe P-Y d'O'Neill et Murchison sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

### **Courbe de moment max :**



### **Courbe de P-Y :**





## 7. Conclusion

Après avoir identifié les propriétés du pieu et les propriétés du sol, nous avons utilisé ces derniers dans le calcul par les différentes méthodes mentionnées dans le premier chapitre, en entrant les données dans le programme SPULL, et après avoir obtenu les résultats, nous avons analysé et interprété ses données et les avons comparées aux résultats du chargement expérimental.

La méthode la plus précise peut alors être déterminée, et c'est ce que nous aborderons dans le cinquième chapitre.

**CHAPITRE 05 : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE  
CALCULE**

## 1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons faire un ensemble de comparaisons entre les méthodes de calcul du pieu sous charge latéral, où à la fin nous concluons la meilleure méthode optimale qui donne exactement le déplacement du pieu sous chargement horizontal.

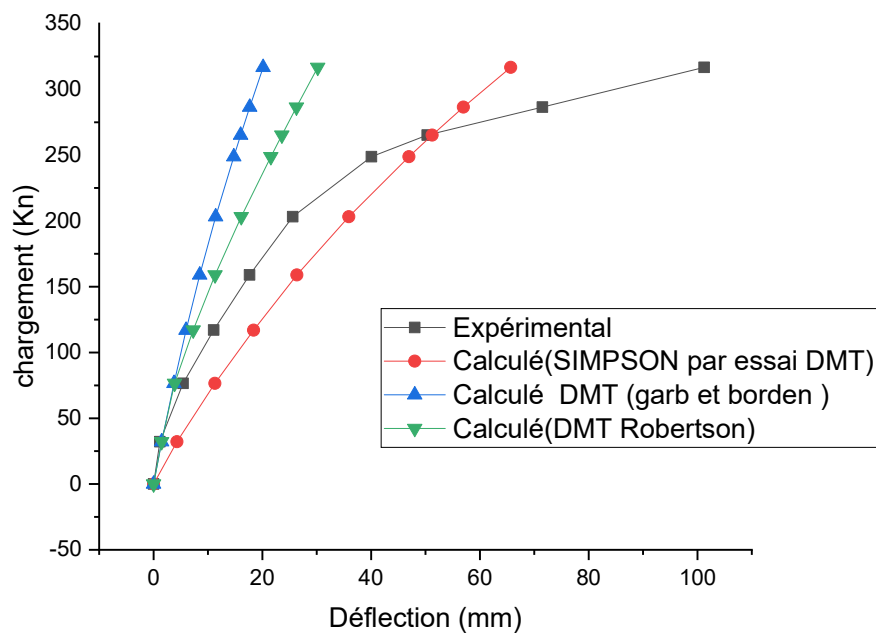
L'objectif d'une telle étude est d'évaluer la qualité de prévision du comportement d'un pieu isolé sous des forces latérales par les différentes méthodes exposées dans le chapitre précédent.

## 2. Comparaison par rapport aux types d'essais

Pour faire une étude comparative, nous classerons les méthodes en groupes selon le type d'essai, un des groupes ressemble les méthodes basées sur d'essai de laboratoire et les autres sur les essais in situ on compare les méthodes de chaque groupe, et on déduit depuis chaque groupe la meilleure méthode de calcul, et puis on compare les meilleures méthodes de chaque groupe pour trouver la méthode optimale.

Nous utiliserons le pourcentage d'écart en petit déplacement et en grand déplacement avec et l'écart totale comme un critère de comparaison plus le critère d'allure.

### 2.1. Comparaison des méthodes de calcul basées sur l'essai DMT



**Figure 51 :** Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai DMT

Cette illustration représente un graphe qui montre la comparaison entre les courbes de chargement des méthodes de calcul basées sur l'essai DMT. Pour déterminer la meilleure entre eux on choisit selon les critères mentionnés avant dans le tableau suivant :

**Tableau 11** : Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y par l'essai DMT

<b>Les méthodes</b>	<b>L'Écart en petit déplacement %</b>	<b>L'Écart en grand déplacement %</b>	<b>Écart totale %</b>
<b>SIMPSON par l'essai DMT</b>	<b>45.35514797</b>	<b>24.03035044</b>	<b>34.69274921</b>
DMT Garb et Borden	71.02687189	263.5334686	167.2801702
DMT Robertson	76.87094616	273.1108566	174.9909014

Les résultats graphiques et numériques décrivant les prévisions du comportement de pieu isolé par les différentes méthodes sont montrés que ces méthodes sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

On remarque que la méthode proposée par Simpson et al. Paraît plus optimiste, car qu'elle possède la plus faible écart, en plus elle donne un déplacement plus grand que l'expérimentale, on dit que cette méthode est en sécurité.

2.2. Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur l'essai CPT

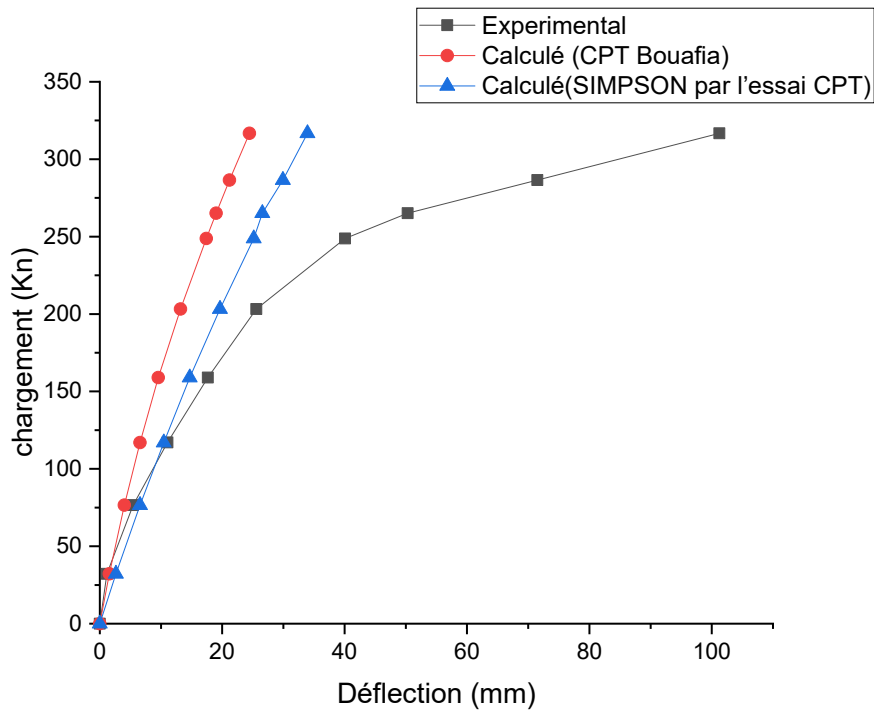


Figure 52: Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai CPT

Cette illustration représente un graphe qui montre la comparaison entre les courbes de chargement des méthodes de calcul basées sur l'essai CPT avec l'expérimental, pour déterminer la meilleure entre eux. Le tableau suivant regroupe les écarts de décalage pour les différentes méthodes :

Tableau 12: Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y par l'essai CPT

Les méthodes	L'Écart en petit déplacement %	L'Écart en petit Déplacement %	Écart totale %
Bouafia CPT	61.67434025	211.5295382	136.6019392
<b>SIMPSON par l'essai CPT</b>	<b>25.90512048</b>	<b>121.5140115</b>	<b>73.7095660</b>

On remarque que la méthode proposée par Simpson et al. Paraît plus faible, car qu'elle possède le plus faible écart, en plus elle donne un déplacement presque superposer sur le déplacement mesuré.

2.3. Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur l’essai PMT

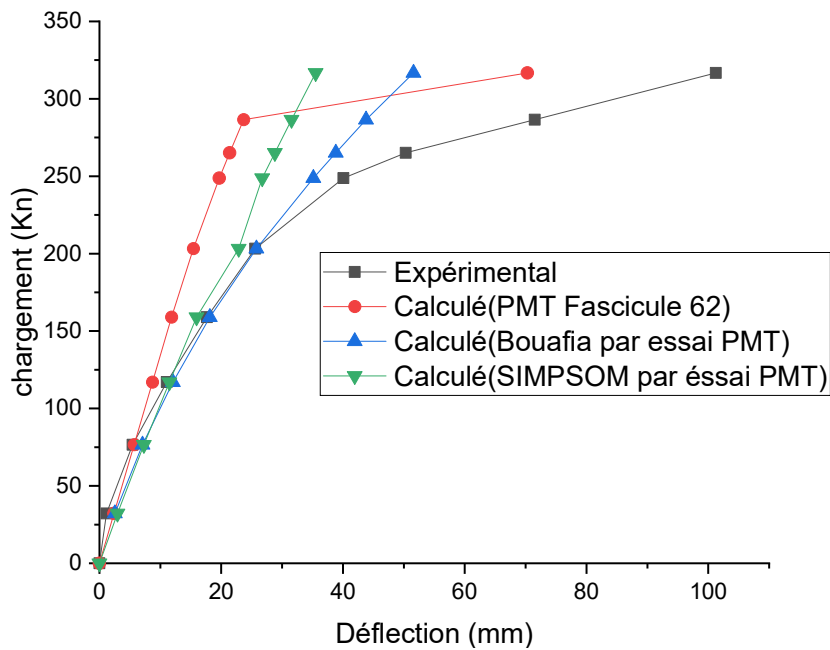


Figure 53 : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l’essai PMT

La courbe charge-déflexion illustrée par la figure 53 représente une comparaison entre les courbes de chargements mesurées et calculées à la base de l’essai PMT. Le tableau 13 regroupe les écarts des écarts de ces méthodes :

Tableau 13: Les écarts de calcul des méthodes des courbes P-Y par l’essai PMT

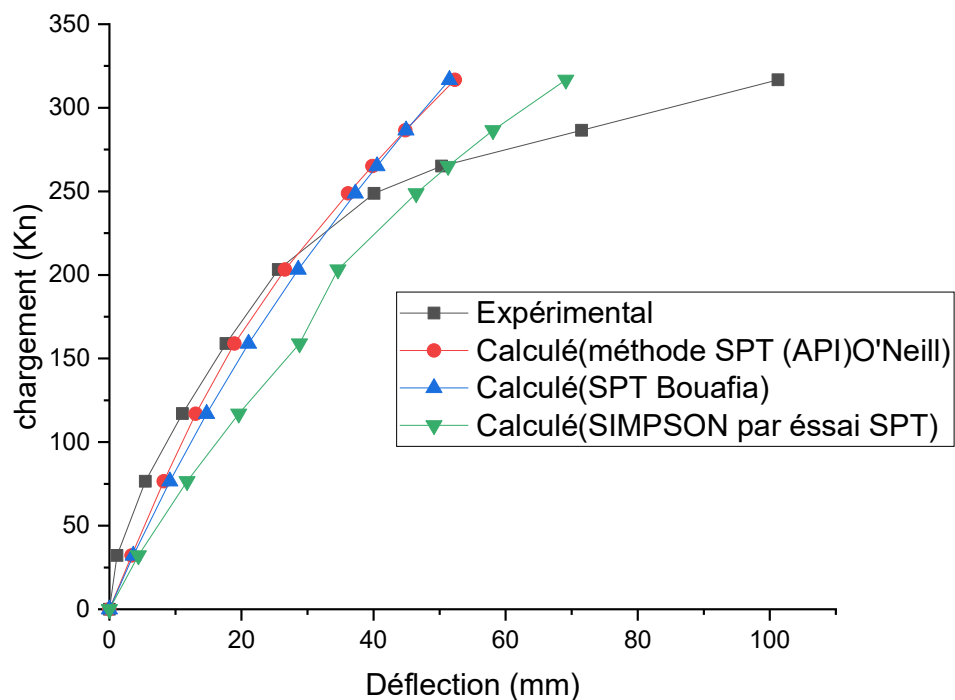
Les méthodes	L'Écart en petit déplacement %	L'Écart en grand déplacement %	Écart totale %
SIMPSON par l’essai PMT	50.05685294	147.7530292	98.90494108
<b>Bouafia PMT</b>	<b>22.57519655</b>	<b>109.061712</b>	<b>65.81845437</b>
PMT Fascicule 62	122.9406329	323.0318393	222.9862361

Les méthodes des courbes P-Y basées sur l’essai pressiométrique fournissent une bonne approximation dans la région linéaire initiale, tandis que la méthode PMT de Fascicule 62 est

bonne dans la région de grand déplacement. Les deux méthodes PMT Bouafia et Simpson joindront avec l'expérimentale de bons résultats.

On remarque que la méthode proposée par Bouafia paraît plus optimiste, car qu'elle possède le plus faible écart, en plus elle donne un déplacement presque superposer sur le déplacement mesuré dans la région des petits déplacements.

#### 2.4. Comparaison des méthodes de calcul basées sur l'essai SPT



**Figure 54** : Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur l'essai SPT

La figure 54 présente les courbes de chargements mesurées comparées avec les calculées basées sur l'essai SPT pour le pieu isolé.

Le tableau 14 regroupe les écarts de ces méthodes :

**Tableau 14** : Les écarts de calcul des méthodes des courbes P-Y par l'essai SPT

Les méthodes	L'Écart en petit déplacement %	L'Écart en grand déplacement %	Écart totale %
Bouafia SPT	40.76429509	135.2673032	88.01579915
<b>SIMPSON par l'essai SPT</b>	<b>47.15184728</b>	<b>21.30775649</b>	<b>34.22980189</b>
SPT (API) O'Neill	30.30907087	133.6708513	81.98996106

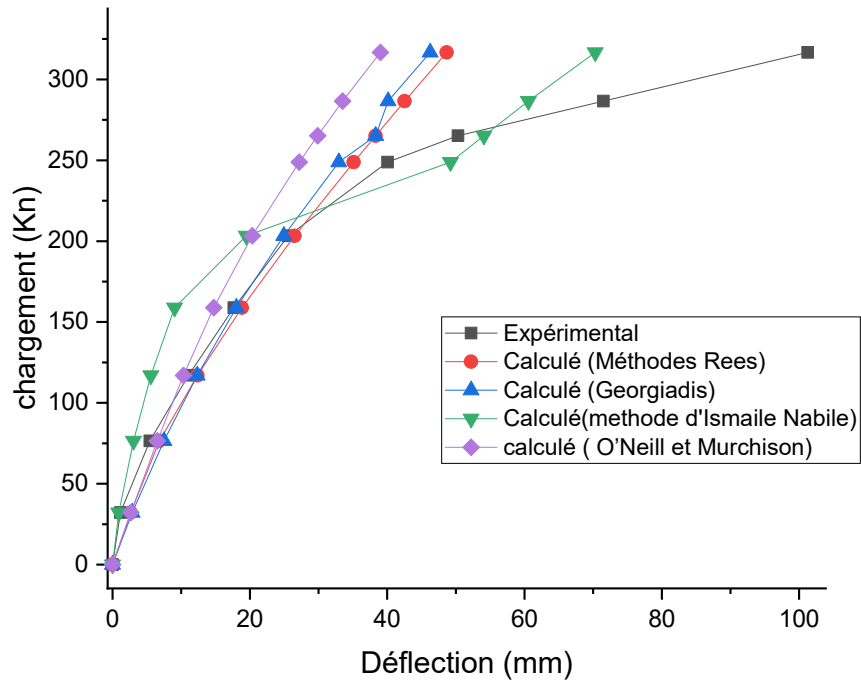
Les méthodes de courbes P-Y basées sur l'essai SPT fournissent de très bonnes approximations sur les petits déplacements, tandis que dans les grands déplacements sont de moins en moins bonnes avec l'augmentation d'effort latéral.

Pour les différentes méthodes, on remarque que la méthode proposée par le règlement Américain API par corrélation de l'essai SPT est optimiste avec un écart de 30% dans les petits déplacements, et la méthode de Bouafia paraît optimiste, avec un écart de 41%. Enfin, la méthode de Simpson est optimiste, avec un écart de 47 %.

On conclut que la méthode proposée par Simpson et al. Paraît plus fiable, car qu'elle possède le plus faible écart total.

### 2.5. Comparaison entre les méthodes de calcul basées sur les essais de laboratoire

On dispose au niveau de la base de données du pieu isolé où les valeurs des essais de laboratoire étaient disponibles, ce qui a permis de construire les courbes P-Y et les introduire dans un calcul en déplacements par le logiciel SPULL. Les méthodes de l'API, de Reese, d'Ismail et de Georgiadis sont les méthodes utilisées pour la comparaison.



**Figure 55:** Comparaison entre les valeurs du déplacement mesuré et calculé basées sur les essais de laboratoire

Les résultats graphiques présentés par la figure 55 décrivant les prévisions du comportement des quatre différentes méthodes. Ils montrent que les méthodes sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente, Tableau 15 :

**Tableau 15:** Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y basées sur les essais de laboratoire

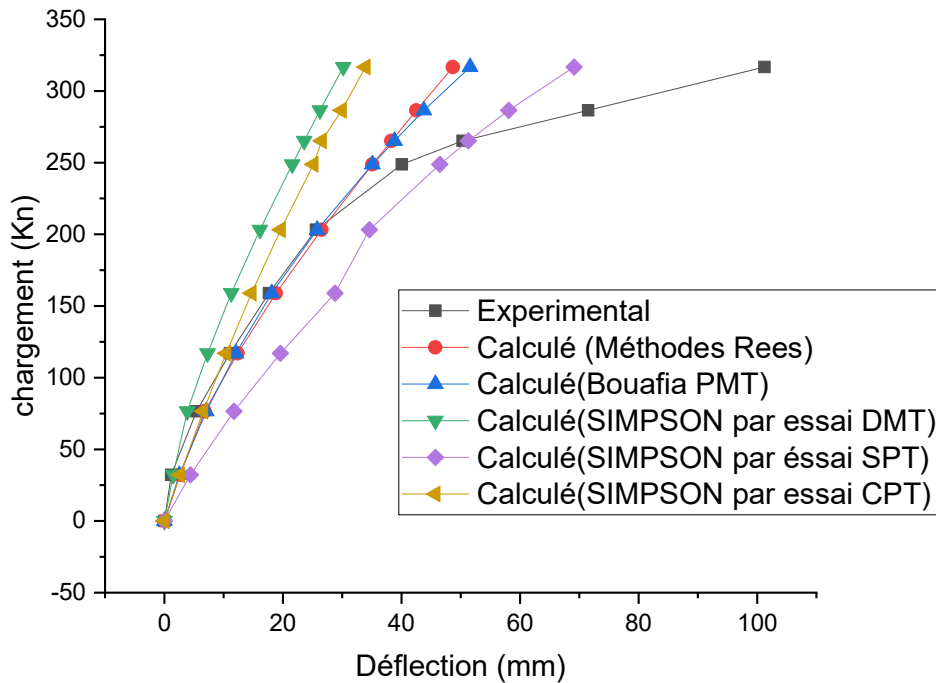
Les méthodes	L'Écart en petit déplacement %	L'Écart en grand déplacement %	Écart totale %
Reese et al (1974)	46.0120501	151.5859913	98.79902
Sand (Georgiadis)	48.80972038	165.8660189	107.3378
D'Ismaïle Nabile	249.1540284	67.01623086	158.0851
O'Neill et Murchison	77.43506068	234.4186839	155.9268

Les méthodes de Reese et de Georgiadis peuvent fournir de très bonnes approximations sur les petits déplacements.

On remarque que la méthode proposée par Reese paraît plus optimiste avec un écart de 46 % dans les petits déplacements, et la méthode de Georgiadis est optimiste, avec un écart de 48 %. Enfin, la méthode de Reese et al. (1974) est plus fiable, car elle possède l plus faible écart.

**3. Comparaison entre les meilleures méthodes de calcul dans chaque essai**

On compare ces différentes courbes de chargements à celles obtenus expérimentalement pour les cinq différents essais.



**Figure 56 :** Comparaison entre les les meilleur courbes de chargements calculées basées sur les différents essais.

La figure 56 présente une comparaison entre les courbes de chargement issues de l'essai de pieu en vraie grandeur et du calcul SPULL utilisant chaque meilleure méthode des courbes P-Y basées sur les essais de laboratoire et in situ. On met en évidence une assez bonne coïncidence des comportements pour de petits déplacements. À partir de la moitié du chargement, les déplacements donnés par le calcul sont plus importants.

Tableau 16 : Les écarts de calcul des méthodes de courbes P-Y pour chaque essai

Les méthodes	Les écarts en petit déplacement %	Les écarts en grand déplacement %	Les écarts total %
SIMPSON par l'essai CPT	25.90512048	121.5140115	73.7095660
<b>SIMPSON par l'essai DMT</b>	<b>45.35514797</b>	<b>24.03035044</b>	<b>34.69274921</b>
Bouafia PMT	22.57519655	109.061712	65.81845437
<b>SIMPSON par l'essai SPT</b>	<b>47.15184728</b>	<b>21.30775649</b>	<b>34.22980189</b>
Reese et al (1974)	46.0120501	151.5859913	98.79902072

On retrouve une bonne correspondance entre les résultats de l'expérience et les calculs pour les courbes de chargement.

La méthode de Bouafia par l'essais PMT est la plus proche dans la région des petits déplacements et leurs résultats sont bonne, et la méthode SIMPSON par l'essai SPT est la plus proche dans la région des grands déplacements, par rapport à l'écart total, la méthode de Simpson et al pour les essais in situ SPT, DMT et CPT est la meilleure méthode entre les méthodes étudiées pour le calcul d'un pieu isolé sous charge latéral dans un sol sableux saturé.

Enfin, on remarque que la méthode de Bouafia par l'essai PMT paraît optimiste en petit déplacements contrairement aux grands déplacements, et que la méthode de Simpson et al par l'essai SPT et l'essai DMT avec un écart total de 34% est la plus optimiste entre les quinze méthodes étudiées pour le calcul d'un pieu isolé sous un chargement latéral dans un sol sableux saturé.

#### 4. Conclusion

Le comportement du pieu chargé latéralement est influencé par de nombreux paramètres qui sont liés à la fois aux caractéristiques géométriques du pieu et aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol et du pieu. À une profondeur donnée, le sol autour de cette section est caractérisé par une contrainte  $\sigma_0$  due au poids des terres, et une résistance donnée par un des cinq essais géotechniques.

Une étude comparative a montré que le comportement en petits déplacements du pieu peut être raisonnablement prédit par les méthodes courantes des courbes P-Y, mais elles manifestent un optimisme dès que l'effort latéral en tête du pieu augmente.

Dans ce chapitre, on a fait une étude comparative entre les méthodes de calcul d'un pieu isolé sous chargement latéral dans un sol sableux, et nous avons conclu les deux meilleures méthodes parmi quinze différentes méthodes de calcul, une par des essais de laboratoire qui est la méthode de Reese et l'autre la méthode de Simpson par tous les essais in situ les autres méthodes sont d'une faible fiabilité, mais ils sont utilisables dans des conditions mécanique et géotechnique faible ou ordinaire.

Enfin. Les résultats de test de chargement montrent que les caractéristiques non linéaires des pieux en béton précontraint ainsi que les fissures dans le domaine plastique donnent une réduction des données.

## **CONCLUSION GENERALE**

La nature tridimensionnelle et la multiplicité des principaux paramètres des pieux et des propriétés du sol sont ce qui a conduit à la complexité de l'interaction pieu/sol sous charge latérale. Pendant plus d'un demi-siècle, la méthode des courbes de réaction latérale P-Y a été utilisée avec succès pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales. Les méthodes du module de réaction, basées sur les courbes de réaction P-Y, ont vu une large application dans les projets de pieux et des ouvrages maritimes.

En déduction depuis l'étude comparative des différentes méthodes des courbes P-Y in-situ et de laboratoire avec la méthode expérimental, ce document propose la meilleure méthode des courbes P-Y pour des pieux isolés sous charge latérale dans des terrains sableux saturés.

La méthode des courbes P-Y par les essais géotechniques de laboratoire recommandé par Reese et al. (1974) dans les couches sableuses est très raisonnable pour le calcul de la résistance latérale du sol en utilisant les angles de frottement. Cependant, il semble que le coefficient estimé de réaction de la fondation est prudent.

Pour les courbes P-Y par les essais in situ, la méthode de Simpson et al. avec les différents essais peut fournir de très bonnes approximations et elle paraît plus sécurisé. On remarque que la méthode par l'essai CPT et PMT paraît peu optimiste pour les petit déplacements alors que cette méthode par l'essai SPT et DMT est plus optimiste pour les petits et les grands déplacements.

Les résultats obtenus de toutes les méthodes étudiées sont significatifs, et qu'ils peuvent être pris en compte et invoqués dans le calcul dans tout projet qui invoque la construction des fondations profondes dans un sol pulvérulent, et l'écart entre les méthodes ne signifie pas que la méthode est erronée ou que son utilisation présente un danger pour la construction des fondations sur pieux dans le futur, et à partir de là, toutes les méthodes étudiées sont calculables dans le sol sableux saturé.

## Bibliographie

**API (American Petroleum Institute), (2014)**, "Petroleum and natural gas industries-Specific requirements for offshore structures", Part 4: Geotechnical and foundation design considerations, ISO 19901-4:2003 (Modified), 138 pages.

**BACHA, A. ;** Memoire Online - Exposé sur les fondations profondes et semis profondes - [WWW Document], n.d. . Memoire Online. URL <https://www.memoireonline.com/02/10/3146/Expose-sur-les-fondations-profondes-et-semis-profondes.html> (accessed 10.23.21)

**Banque de photos** Tas de pieux en béton précontraint 1986875 [WWW Document], n.d. URL <https://fr.vecteezy.com/photo/1986875-pieux-en-beton-precontraint> (accessed 10.23.21b).

**Bouafia, A.; Garnier, J.; & Levacher, D.; (1991)**, "Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable", Proceedings of the International Conference on Deep Foundations, ENPC Paris, 19-21 March 1991, pp. 129-136.

**Bouafia, A., Lachenani, A., (2004)**. Courbes P-Y des pieux isolés dans le sable. Détermination à partir de l'essai pressiométrique. Rev. Fr. Géotechnique 5–15. <https://doi.org/10.1051/geotech/2004108005>

**Bouafia, A.; (2007)**, "Single Piles under Horizontal Loads - Determination of the P-Y Curves from the Prebored Pressuremeter", Intl. Journal of Geotechnical and Geological Engineering, Springer-Verlag, Vol. 25, No. 03, pp. 283-301.

**Bouafia, A.; (2014)**, "P-Y curves from the CPT test for laterally loaded single piles in sand", 3<sup>rd</sup> International Symposium on Cone Penetration testing CPT'14, May 12-14 2014, Las- Vegas, Nevada, pp. 881-887.

**BOUAFIA, A., (2019)**. Comportement des pieux isolés chargés latéralement - Problèmes résolus. pp. 163–181.

BOUAFIA, A., 2014. P-Y curves from the CPT test for laterally loaded single piles in sand.

**Bouassida Geotechnics, (2017)** Conventional Methods Estimating the Settlement of Single Piles – [WWW Document], n.d. URL <https://bouassidageotechnics.com/2017/02/27/conventional-methods-estimating-the-settlement-of-single-piles/> (accessed 10.26.21).

**Briaud, J.L.; Smith, T.O.; & Meyer, B.J.; (1983)**, "Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles", In Proceedings of the 15th annual, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper no. 4501.

**Capterra.** France 2021. OriginPro - Avis, notes, prix et abonnements [WWW Document], n.d. URL <https://www.capterra.fr/software/185129/originpro> (accessed 11.17.21).

**Crapps, D.K. (2001)**. The use of DMT data for lateral load analyses.pdf, n.d. DMT (Essais dilatométriques) | Essais in situ | GEO5 | Aide contextuelle [WWW Document], n.d. URL <https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/dmt-essais-dilatometriques-01/> (accessed 10.27.21a).

**Dou, H.; & Byrne, P.M.; (1996)**, "Dynamic response of single piles and soil pile interaction", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 80-96.

**Drnevich, P., Robertson, P., Davies, M., Campanella, R., (1989)**. Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer. Geotech. Test. J. - GEOTECH Test. J 12. <https://doi.org/10.1520/GTJ10671J>

**Dunnivant, T.W.; (1986)**, "Experimental and Analytical Investigation of the Behavior of Single Piles in Overconsolidated Clay Subjected to Cyclic Lateral Loads", Ph.D. Dissertation, University of Houston, Texas.

**Dyson, G.J.; & Randolph, M.F.; (2001)**, "Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 346-352.

**Gabr, M.A.; & Borden, R.H.; (1988)**, "Analysis of load deflection response of laterally loaded piers using DMT", Proceedings of the 1st International Conference on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 513-520.

**Georgiadis, M.; Anagnostopoulos, C.; & Safflekou, S.; (1992)**, "Centrifugal testing of laterally loaded piles". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No. 2, pp. 208-216.

**GRUMARE**, Pilotes | GRUMARE.COM, n.d. URL <http://www.grumare.com/pilotes/> (accessed 10.23.21).

**Khelifi, C.**, Calcul Des Deplacements D'un Pieu Soumis A Des Charges Dynamiques | PDF | Fondation (construction) | Méthode des éléments finis [WWW Document], n.d. . Scribd. URL <https://fr.scribd.com/document/291263526/Calcul-Des-Deplacements-d-Un-Pieu-Soumis-a-Des-Charges-Dynamiques> (accessed 10.23.21).

**Kuhlemeyer, R.L.; (1979)**, "Static and dynamic laterally loaded floating piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 289-304.

**Laouedj, A., Bouafia, A., (2017)**. Pieux isolés sous charges latérales – Construction des courbes P Y à partir de l'essai SPT. Rev. Fr. Géotechnique 4. <https://doi.org/10.1051/geotech/2017016>

**Laouedj, A.; Bouafia, A.; (2017)**, "Pieux isolés sous charges latérales – Construction des courbes P-Y à partir de l'essai SPT", Rev. Fr. Geotech., Vol. 152, No. 4, 9 p.

**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 P-Y (Thesis). Université Mouloud Mammeri.

**Le guide de la Maçonnerie** Les types de fondation [WWW Document], n.d. URL <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/fondations/typologie> (accessed 10.23.21).

**Lin, S.S.; Lai, C.H.; Chen, C.H.; & Ueng, T.S.; (2010)**, "Derivation of cyclic p-y curves from instrumented dynamic lateral load tests", Journal of Mechanics, Vol. 26, No. 2, pp. 123-133.

**Lin, S.S.; Liao, J.C.; (2006)**, "Lateral response evaluation of single piles using inclinometer data", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 12, pp. 1566–1573.

**Ma Future Maison.** Fondations recap, n.d.URL  
<https://www.mafuturemaison.fr/dossier/construire/etude-de-sol-et-fondations/attachment/fondations-recp/> (accessed 10.23.21).

**Matlock, H.; & Ripperger, E.A.; (1956)**, "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile", *Proceedings, 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, University of Texas, pp. 1–39.

**Murchison, J.M.; & O'Neill, M.W.; (1984)**, "Evaluation of p-y Relationships in Cohesionless Soils", *Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE, pp. 174–191.

**Nicolas**, n.d. Méthode test pour pieux (partie 1) | GenieCVL. URL  
<https://www.geniecvl.com/methode-test-pour-pieux-astm-d1143-81-partie-1/> (accessed 10.23.21).

**O'Neill, M.W.; & Murchison, J.M.; (1983)**, "An evaluation of P-Y relationships in sands", report PRAC 82-41-1, American Petroleum Institute, University of Texas, Huston, 174 p.

**pdfcoffee.com**, Les Fondations Profondes [WWW Document], n.d. . pdfcoffee.com. URL  
<https://pdfcoffee.com/les-fondations-profondes-5-pdf-free.html> (accessed 10.23.21).

**Banque de photo**, Pieux en béton armé [WWW Document], n.d. 123RF. URL  
[https://fr.123rf.com/photo\\_61085108\\_pieux-en-beton-arme.html](https://fr.123rf.com/photo_61085108_pieux-en-beton-arme.html) (accessed 10.23.21).

**Reese, Cox, And Koop Sand Model** [PDF|TXT] [WWW Document], n.d. URL  
<https://pdfcookie.com/documents/reese-cox-and-koop-sand-model-z3ld4rwx514> (accessed 10.27.21).

**Reese, L.C.; Cox, W.R.; & Koop, F.D.; (1974)**, "Analysis of laterally loaded piles in sand", In *Proceedings of 6th offshore technology conference*, Houston, No. 2080, pp. 473–483.

**Reese, L.C.; & Welch, R.C.; (1975)**, "Lateral loadings of deep foundations in stiff clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 101, No. 7, pp. 633– 649.

**ResearchGate** Link, n.d.

**Robertson, P.K.; Davies, M.P.; & Campanella, R.G.; (1989)**, "Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 12, No. 1, pp. 30-38.

**Robertson, P., (2009)**. Interpretation of cone penetration tests - A unified approach. *Can. Geotech. J.* 46, 1337–1355. <https://doi.org/10.1139/T09-065>

**Robertson, P.K., (2009)**. Interpretation of cone penetration tests — a unified approach. *Can. Geotech. J.* 46, 1337–1355.<https://doi.org/10.1139/T09-065>

**Roy, E. (2005).** SPT (Essais de pénétration standard) | Essais in situ | GEO5 | Aide contextuelle [WWW Document], n.d. URL <https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/spt-essais-de-penetration-standard-01/> (accessed 10.27.21).

**Roy, E.(2009).** PMT (Essais pressiométriques) | Essais in situ | GEO5 | Aide contextuelle [WWW Document], n.d. URL <https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/pmt-essais-pressiometriques-01/> (accessed 10.27.21).

**Roy, E. (2009).** CPT (Essais pénétrométriques statiques) | Essais in situ | GEO5 | Aide contextuelle [WWW Document], n.d. URL <https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/cpt-essais-penetrometriques-statiques-01/> (accessed 10.27.21).

**Schmertmann, J.H., 1978.** Guidelines for cone penetration test : performance and design (No. FHWA-TS-78-209).

**Schmertmann\_1979\_** Statics of SPT.pdf, n.d.

**Schmertmann\_1982\_**friction\_angle\_sand\_DMT\_.pdf, n.d.

**Simpson, M.; & Brown, D.A.; (2014),** "Development of P-Y Curves for Piedmont Residual Soils", Project No. B-424 (2), Department of Civil Engineering, Auburn University, 112 p.

**Sousa Coutinho, A.G.; (2006),** "Data reduction of horizontal load full-scale tests on bored concrete piles and pile groups", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 752-769.

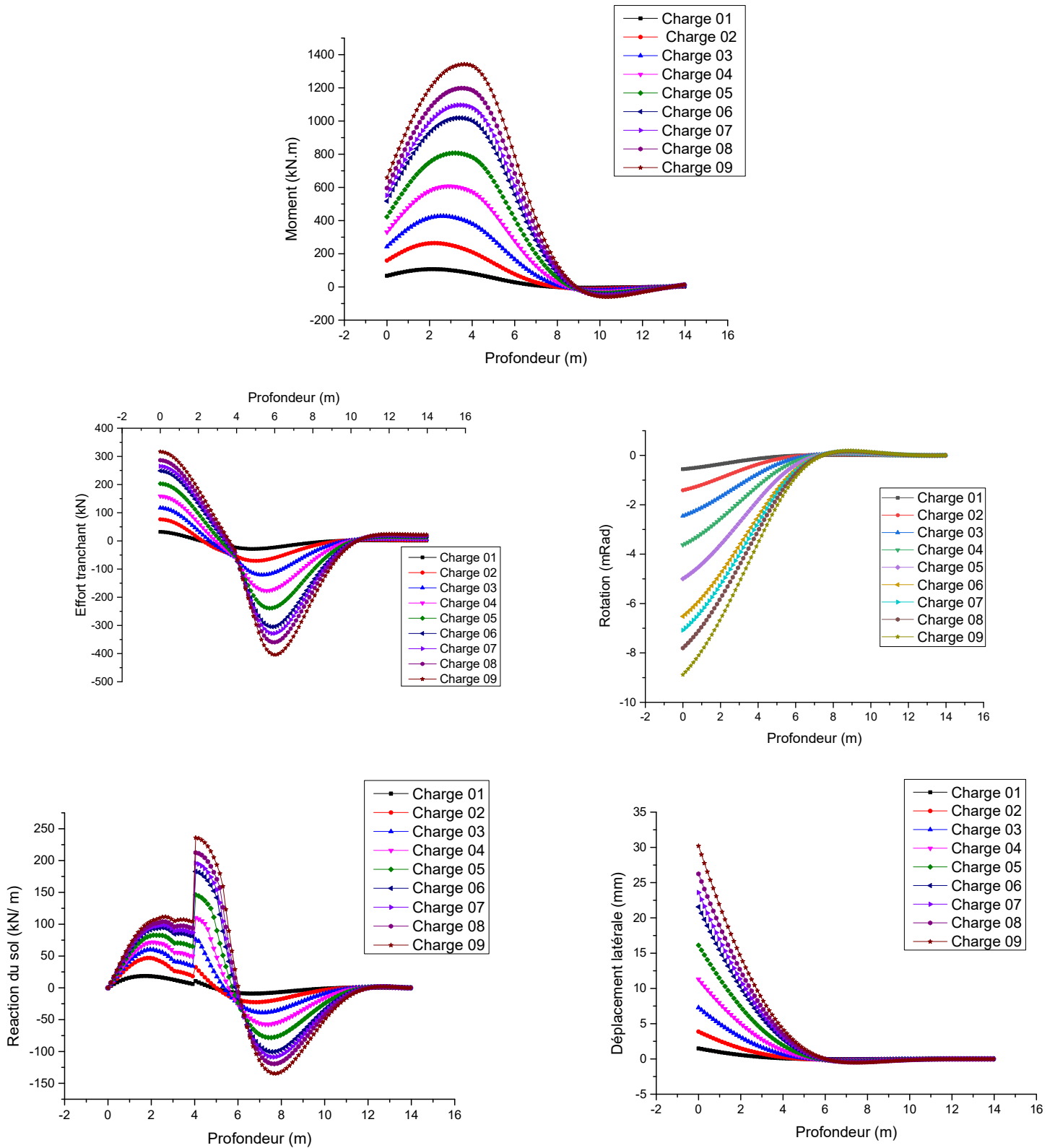
**Techniques de l'Ingénieur** Les différents types de fondations : Les différents types de fondations [WWW Document], n.d. URL <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/techniques-du-batiment-construire-en-beton-arme-43805210/les-differents-types-de-fondations-tba1250/les-differents-types-de-fondations-s110699917.html> (accessed 10.23.21).

**Terzaghi, K.; (1955),** "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp. 297-326.

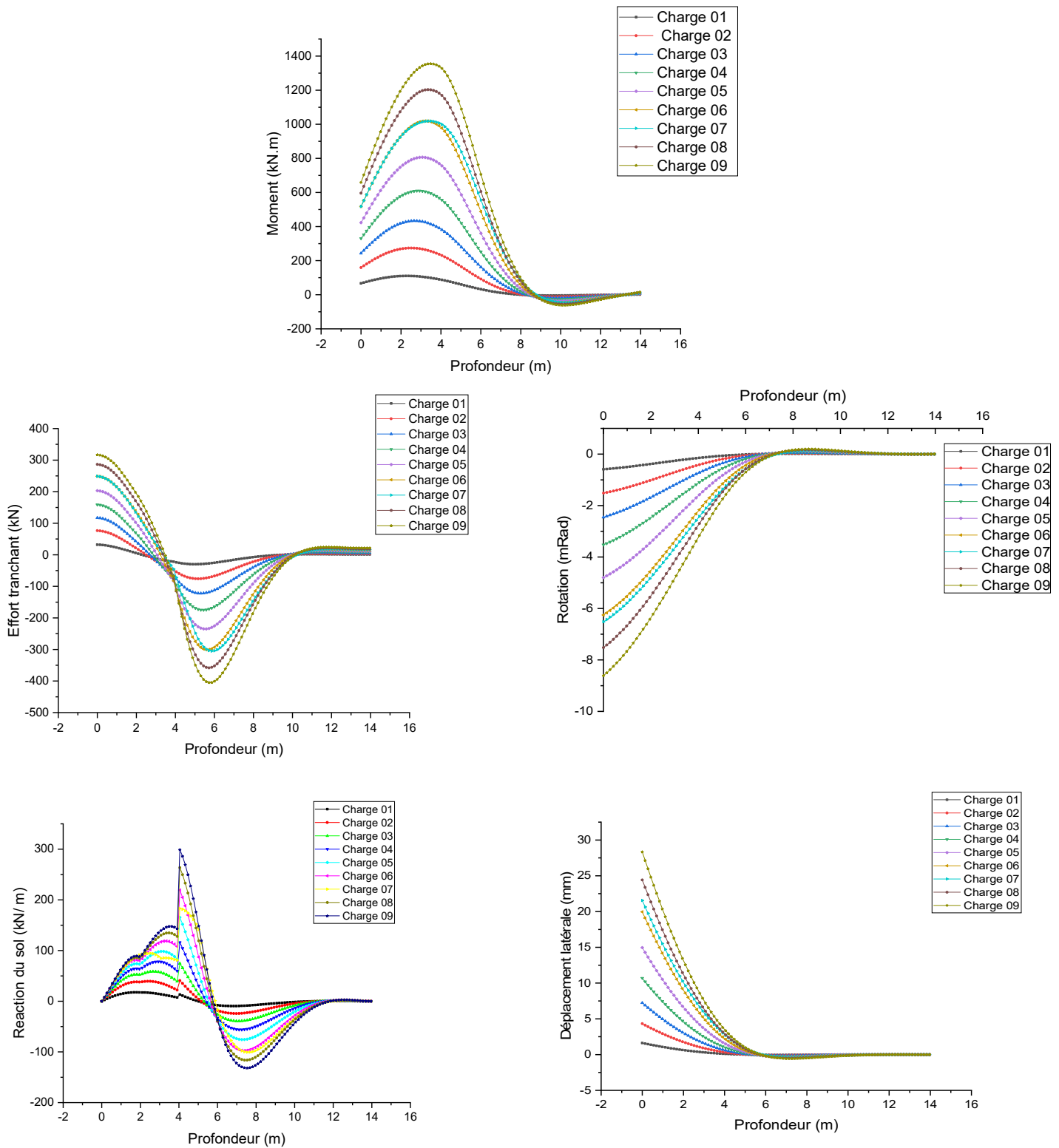
**Wilson, D.; (1998),** "Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay", Ph. D. thesis, University of California, Davis, Calif, 190 p.

# ANNEXE

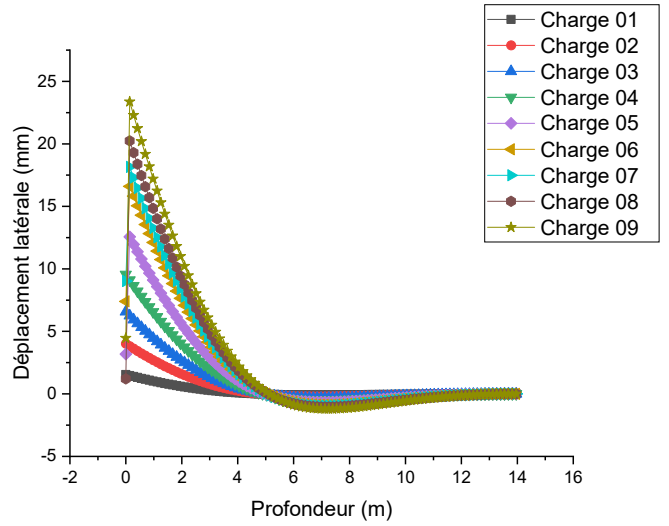
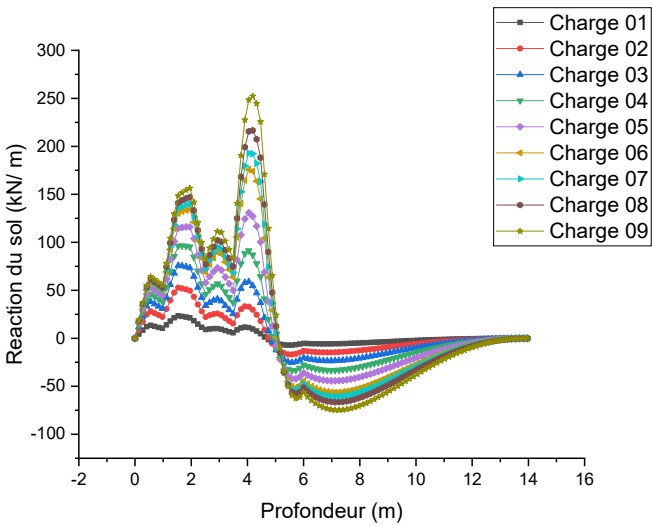
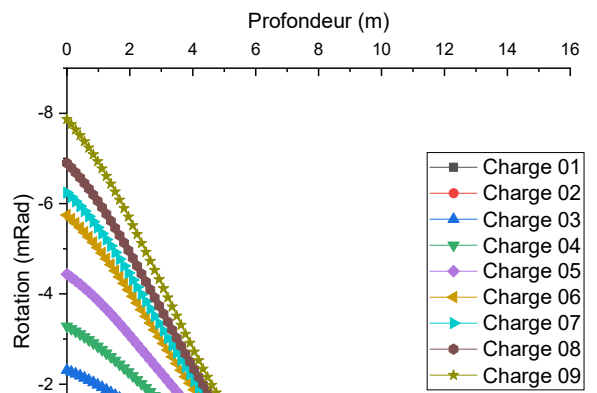
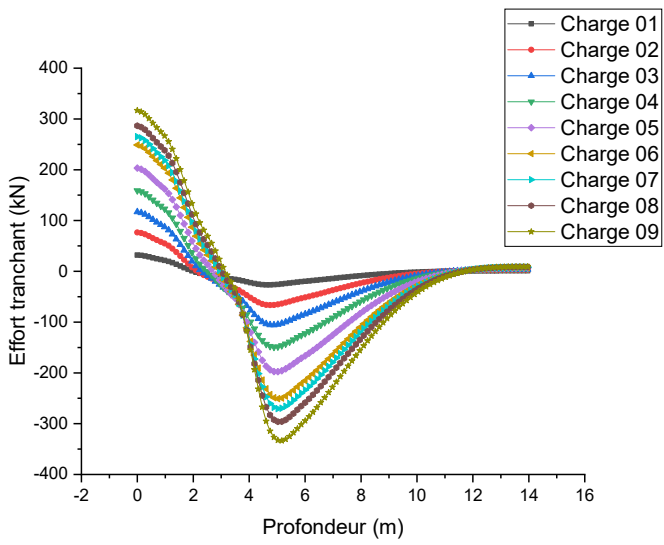
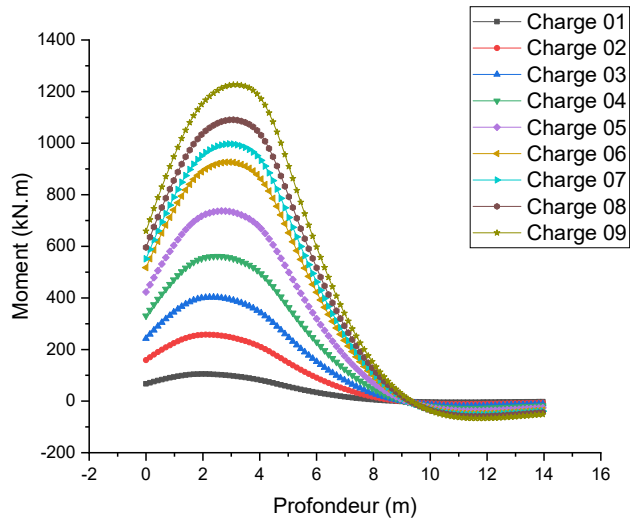
## 01 Méthode de Reese, Cox et Koop (1974) :



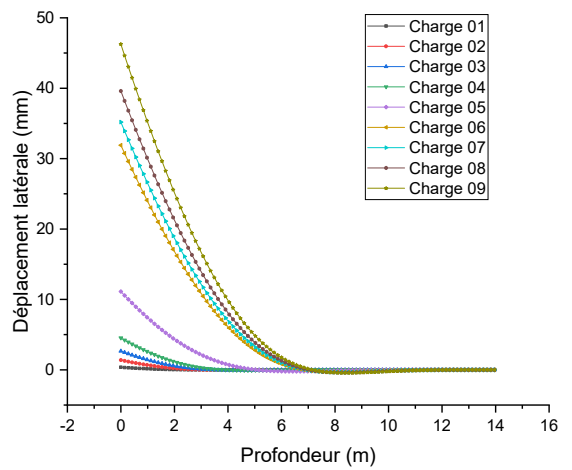
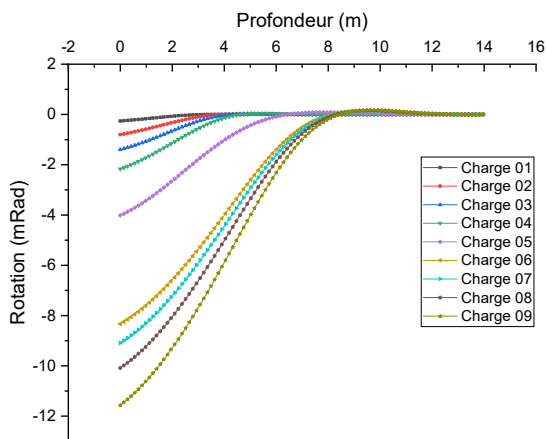
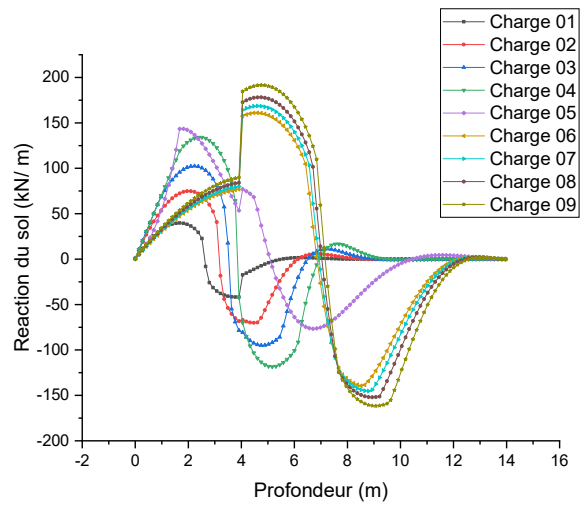
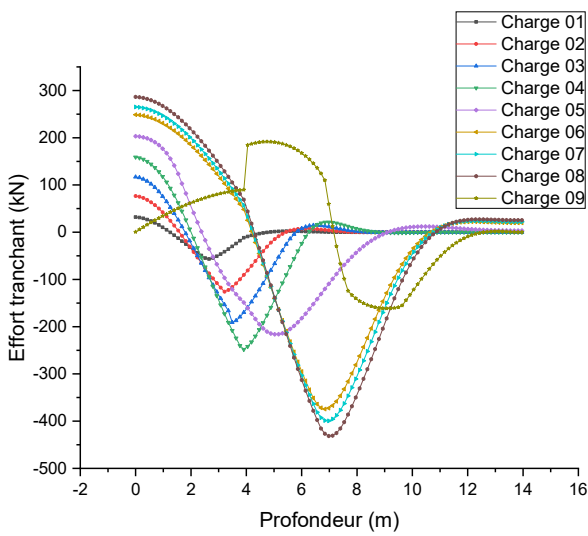
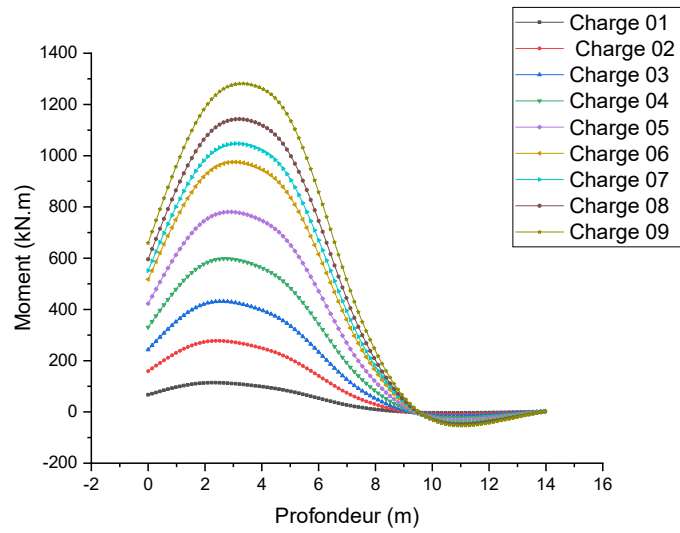
## 02 La méthode de Sand (Georgiadis) :



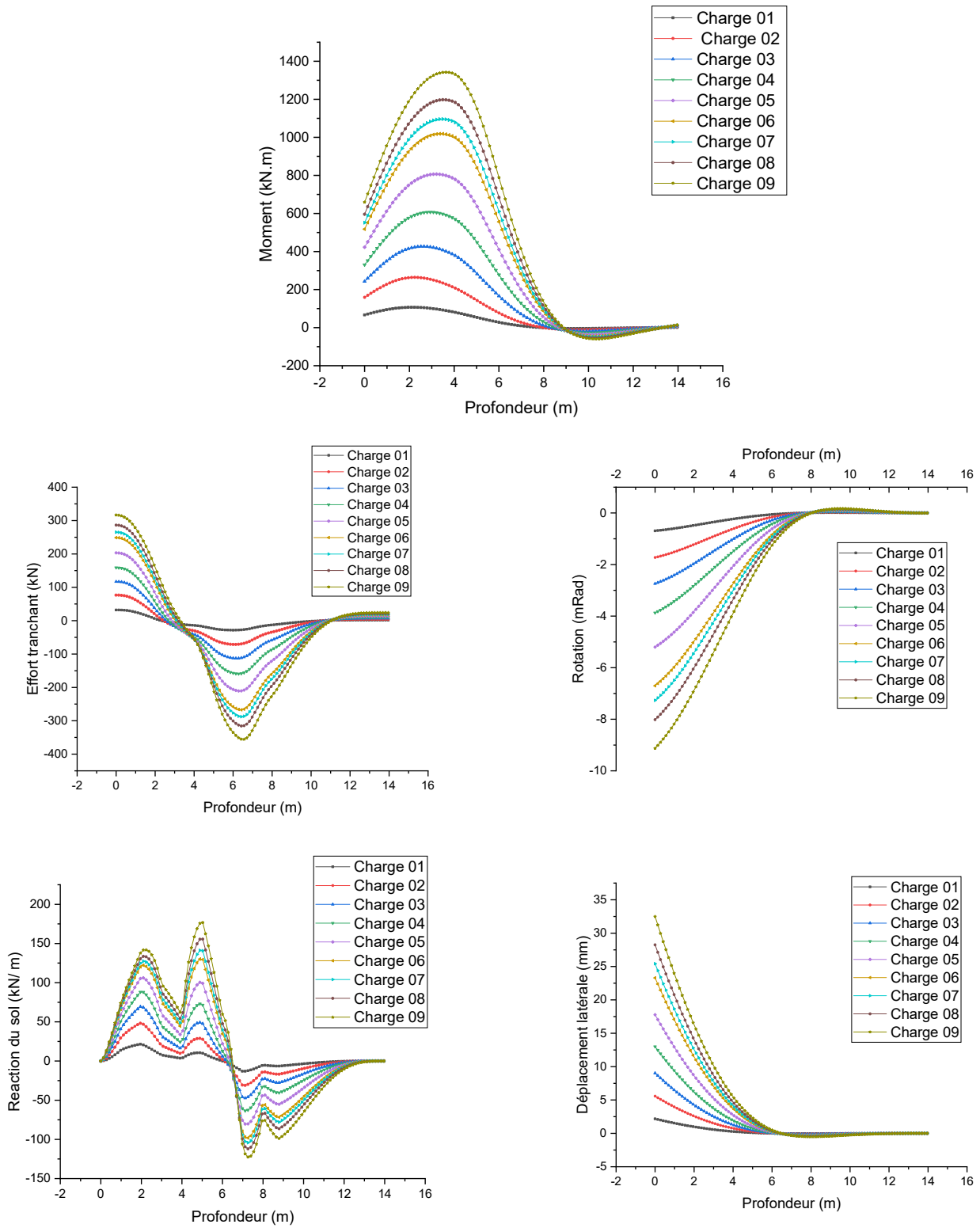
**03 La méthode CPT Bouafia :**



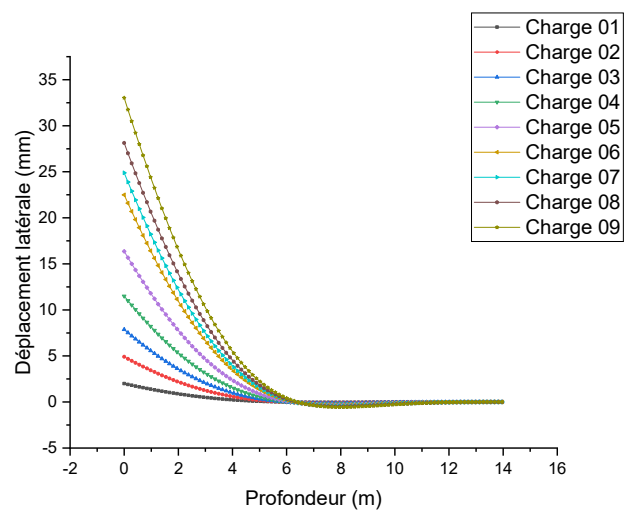
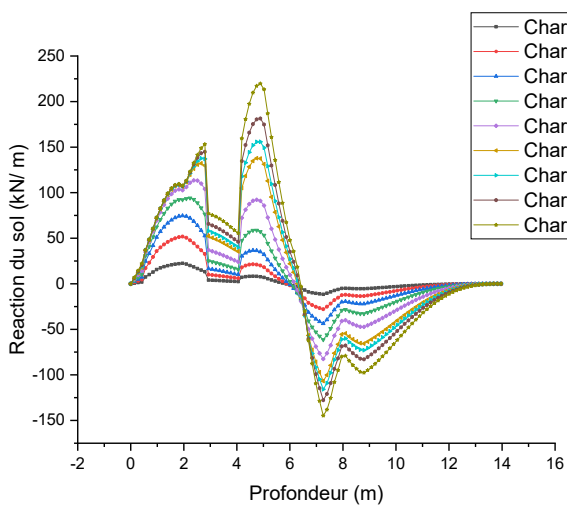
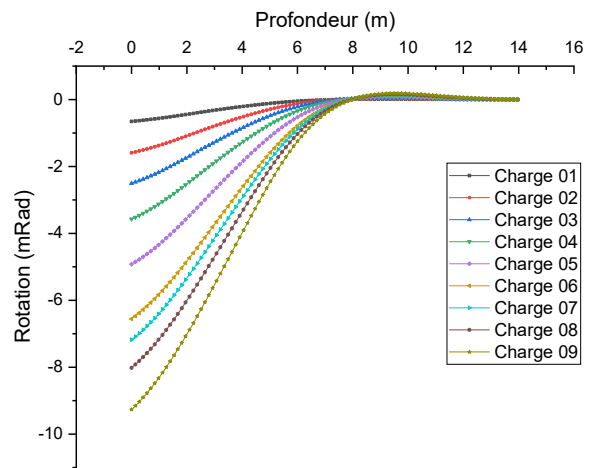
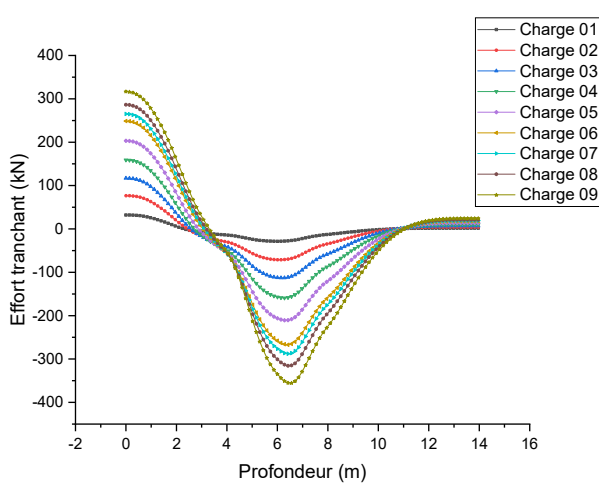
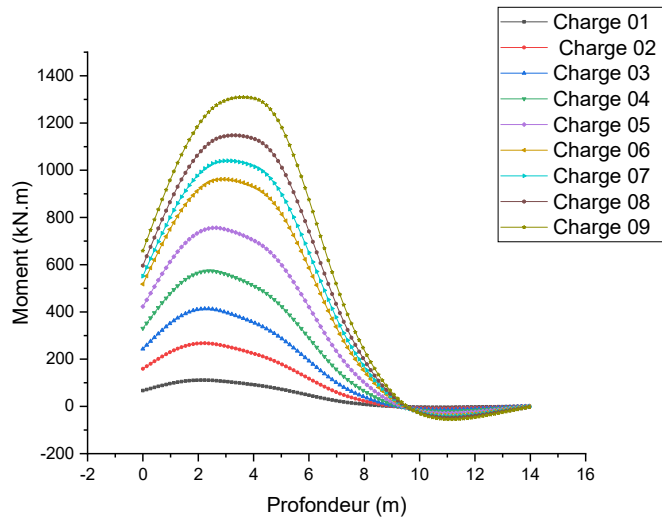
**04 Méthode d'Ismaïle Nabile :**



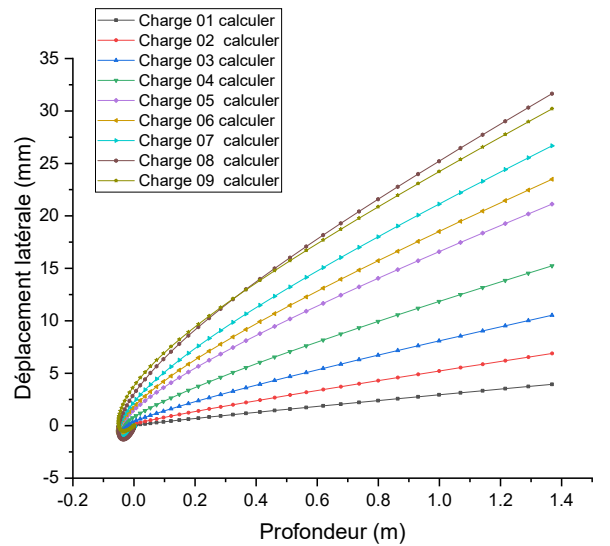
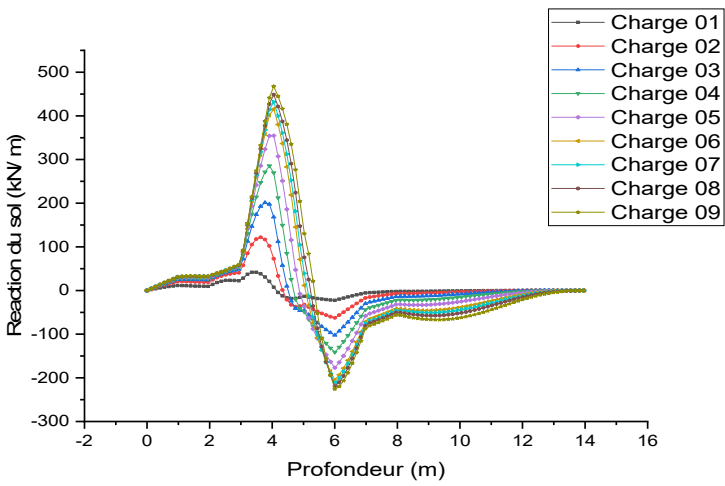
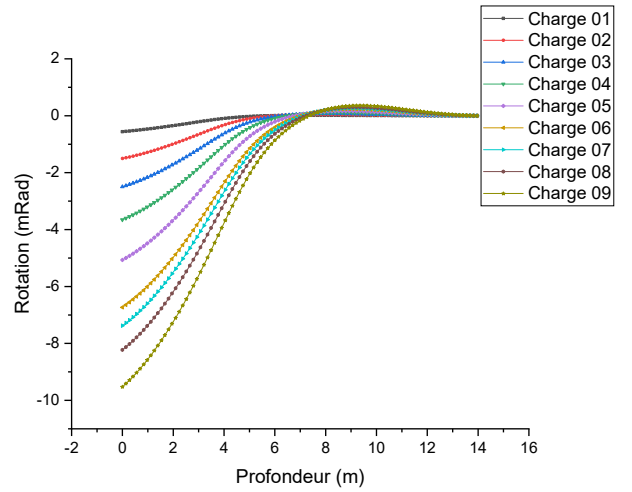
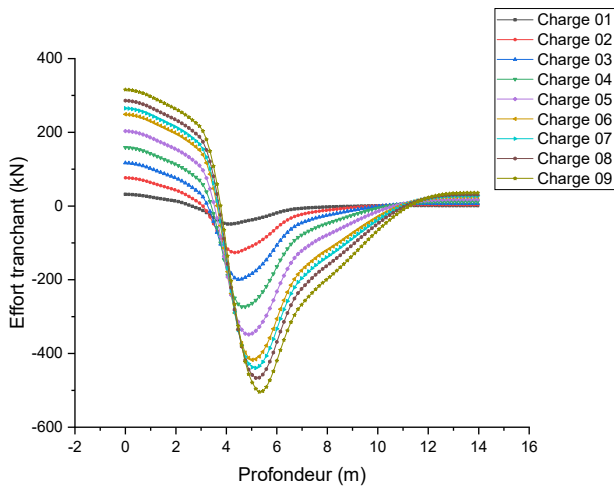
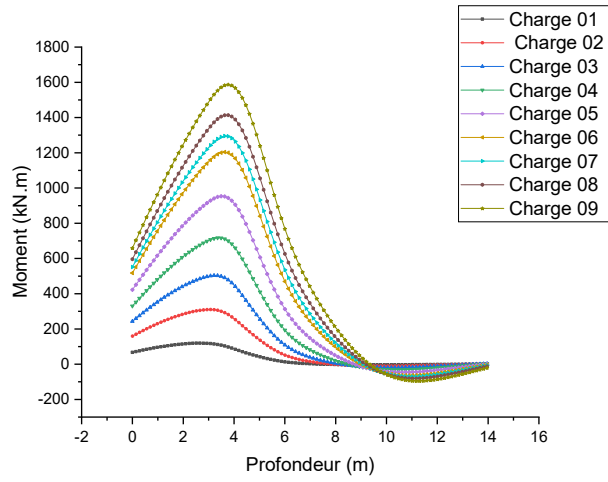
## 05 Méthode Bouafia par essai SPT:



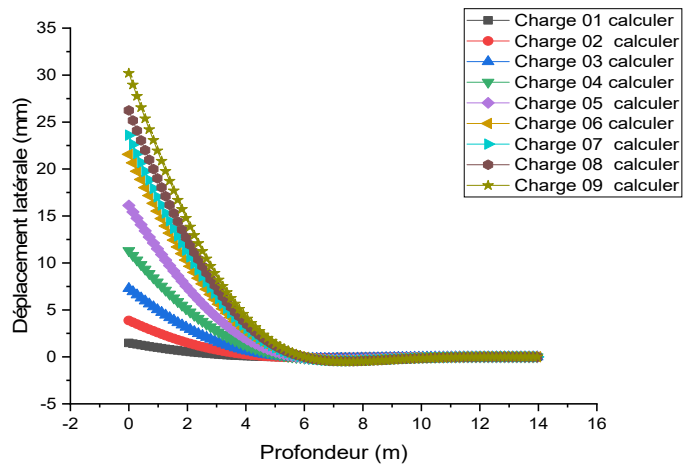
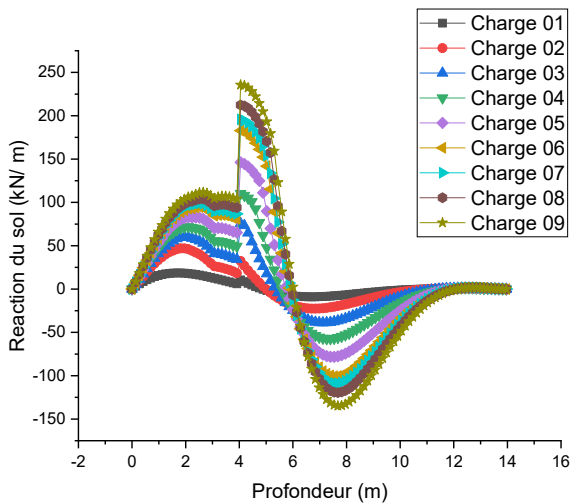
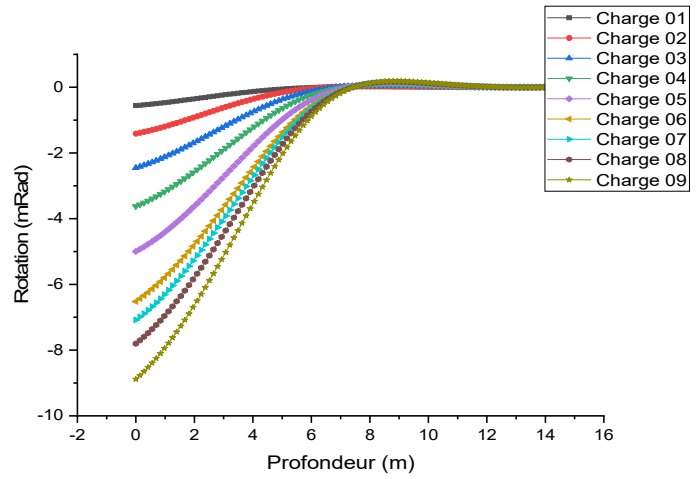
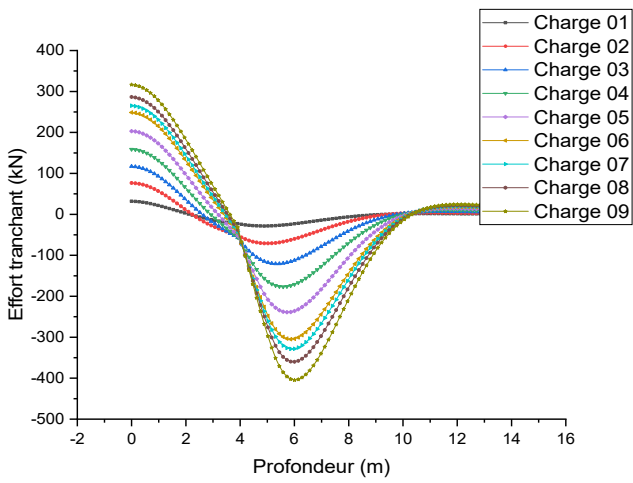
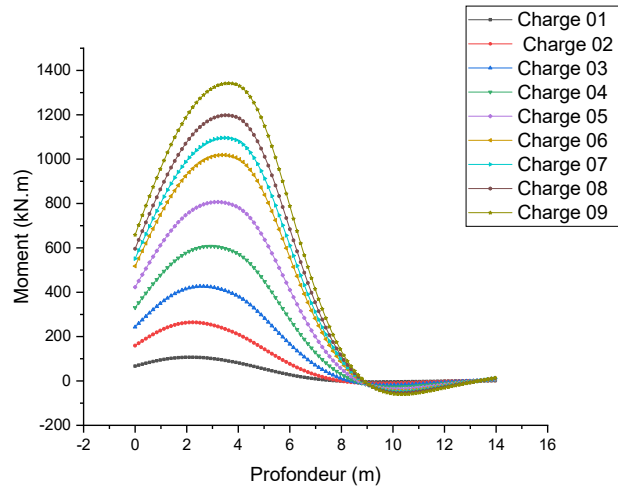
**06 Méthode (API) O'Neill par essai SPT :**



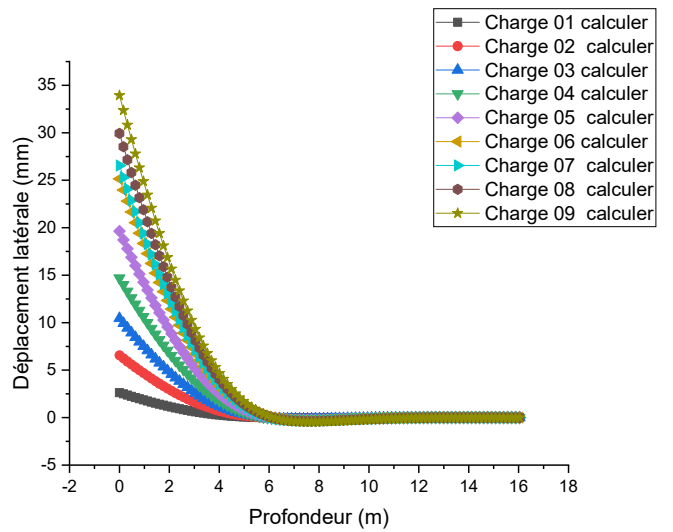
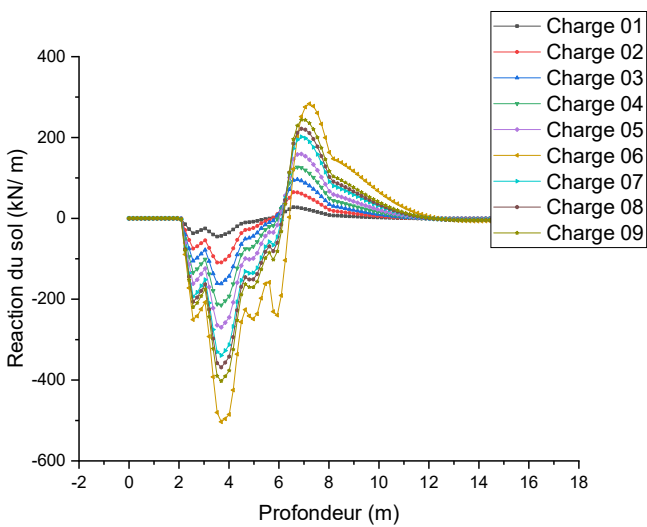
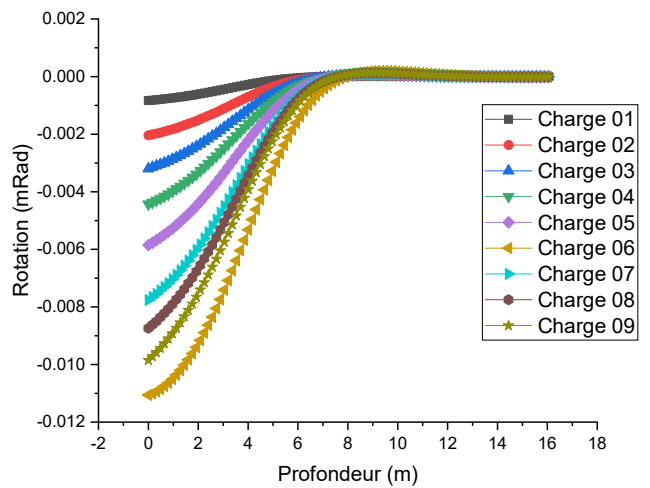
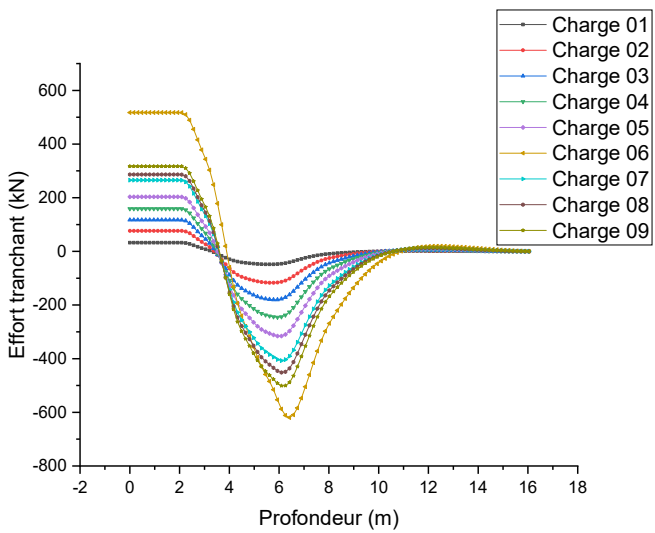
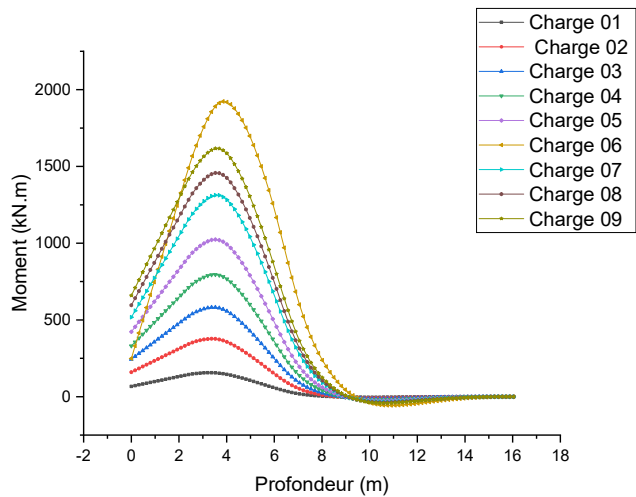
**07 Méthode Bouafia par essai PMT :**



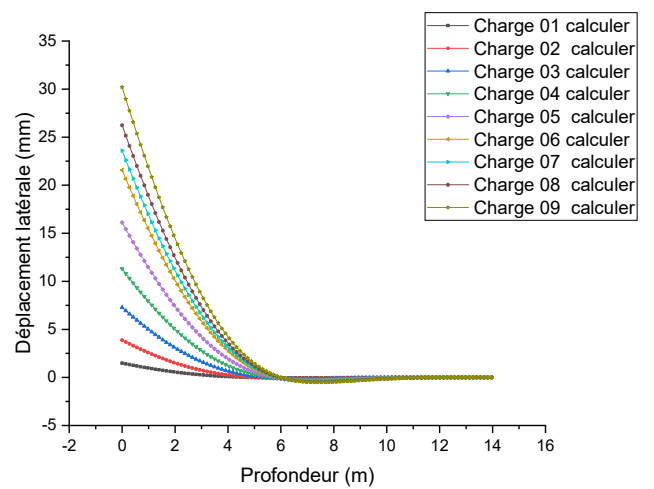
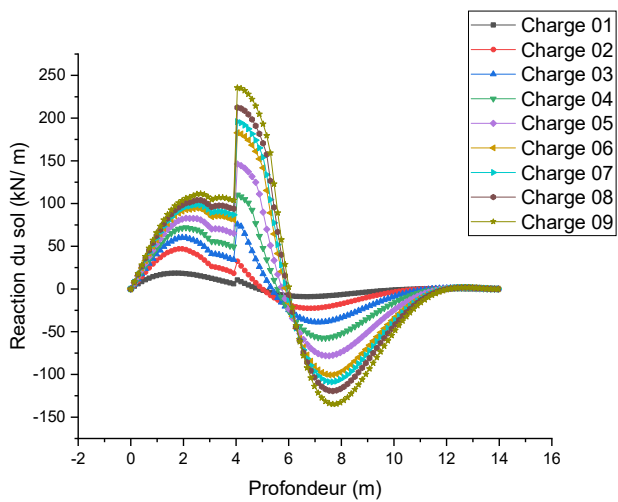
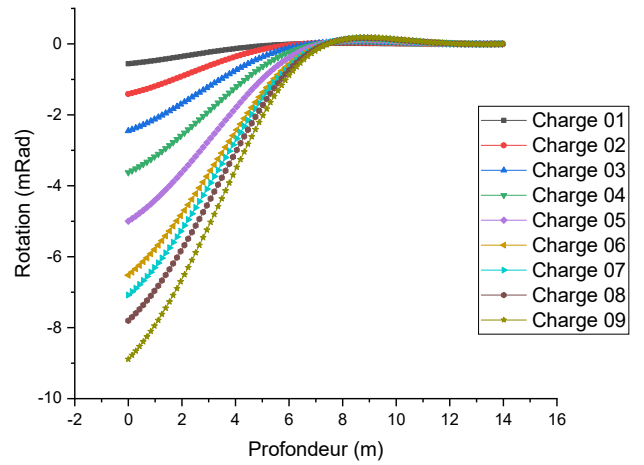
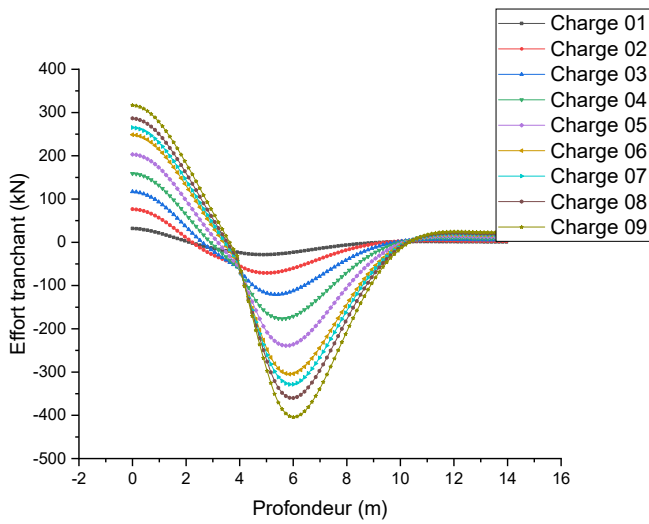
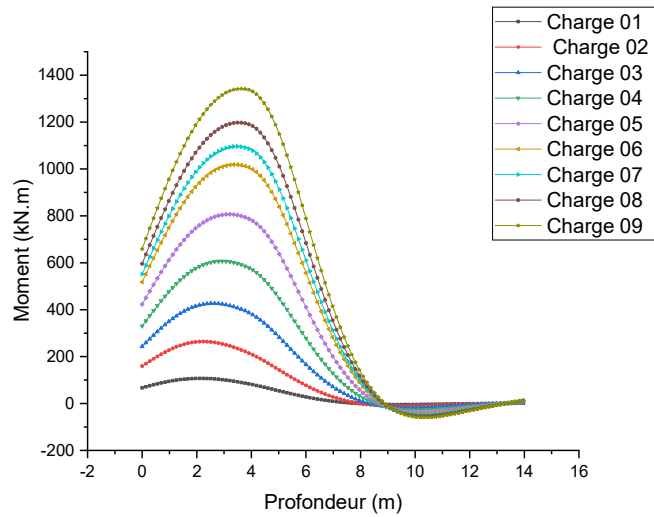
**08 Méthode de Fascicule 62 par essai PMT**



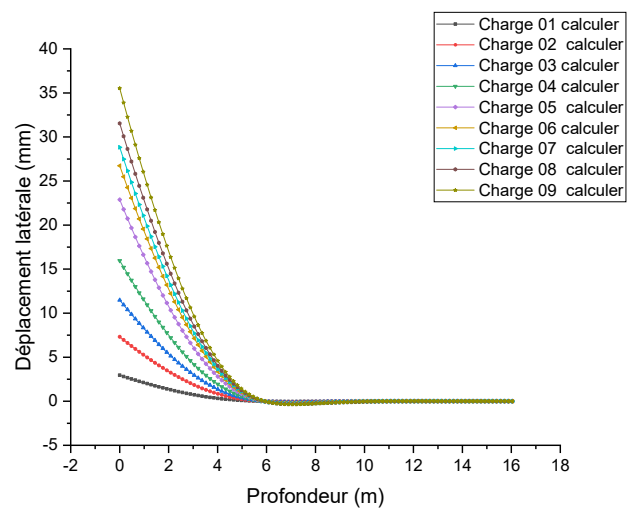
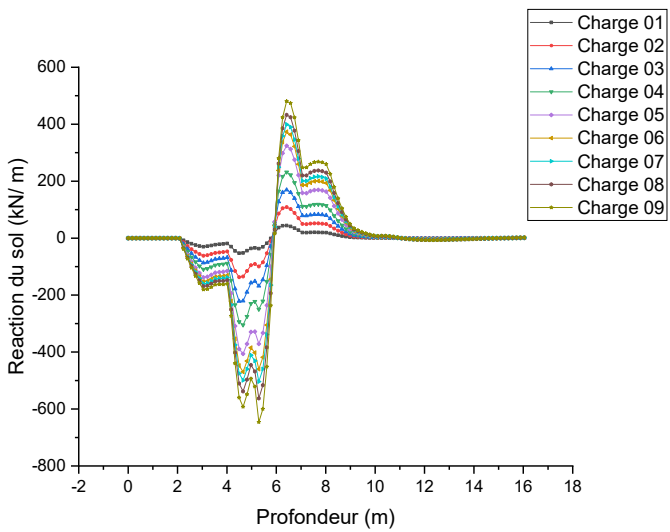
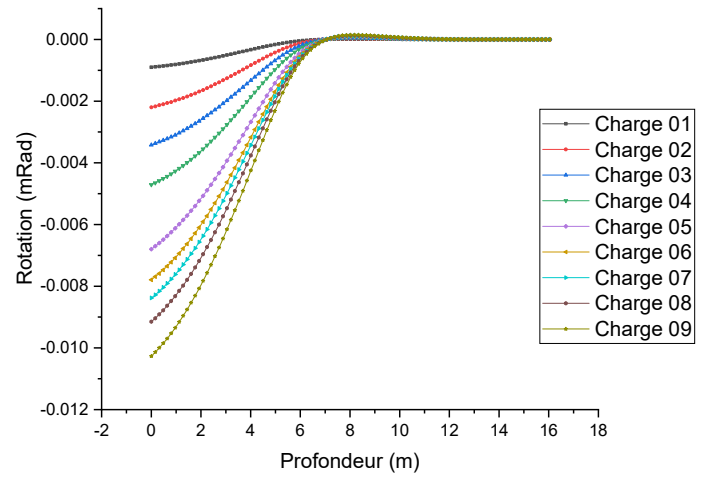
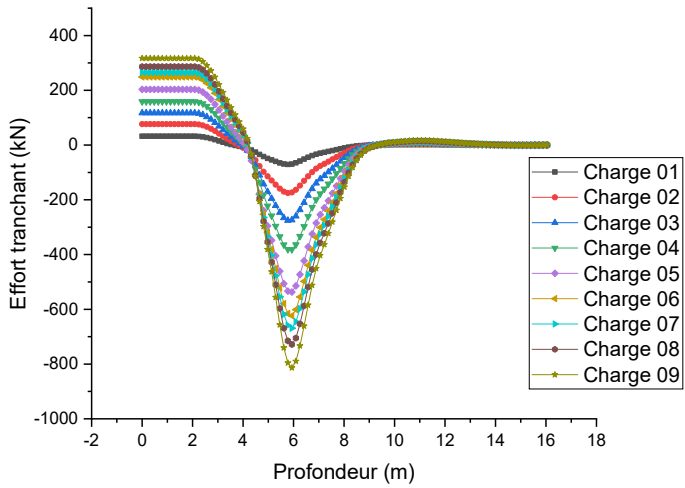
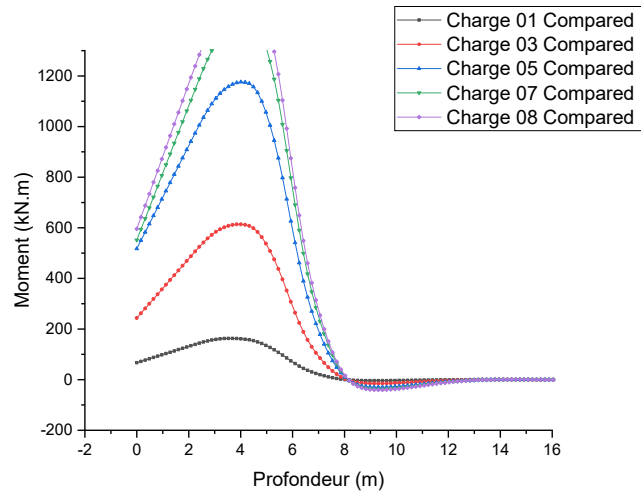
**09 Méthode SIMPSON par essai CPT :**



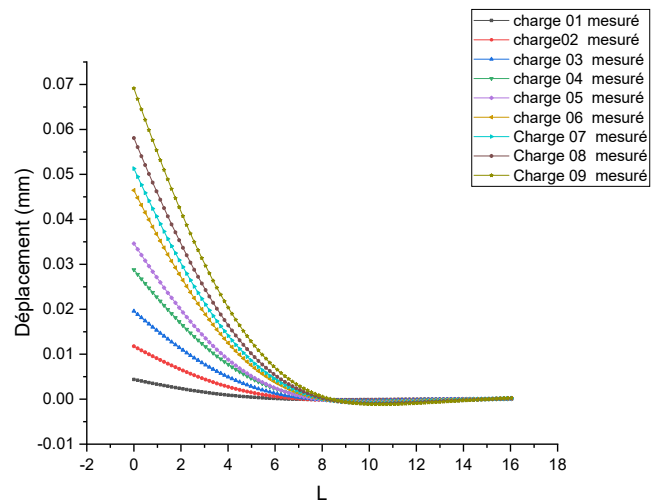
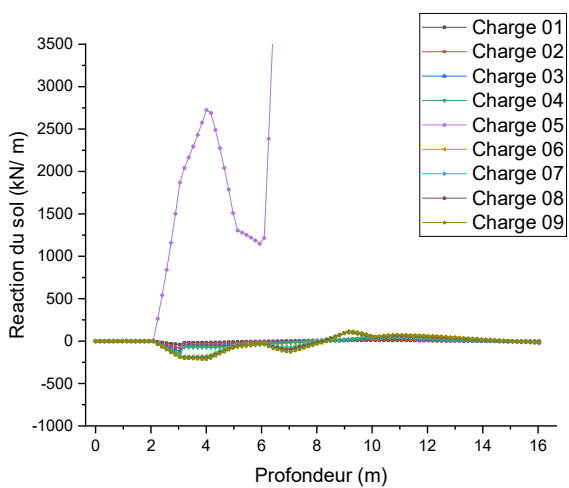
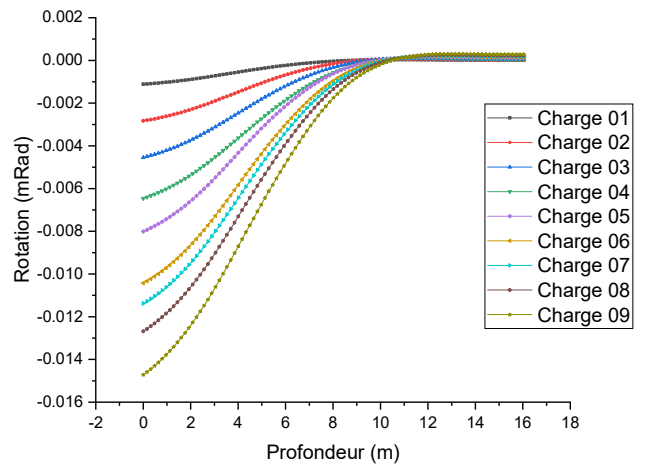
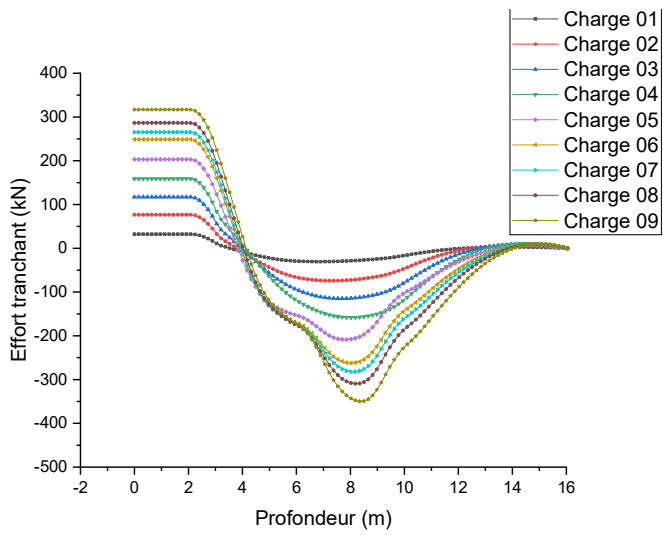
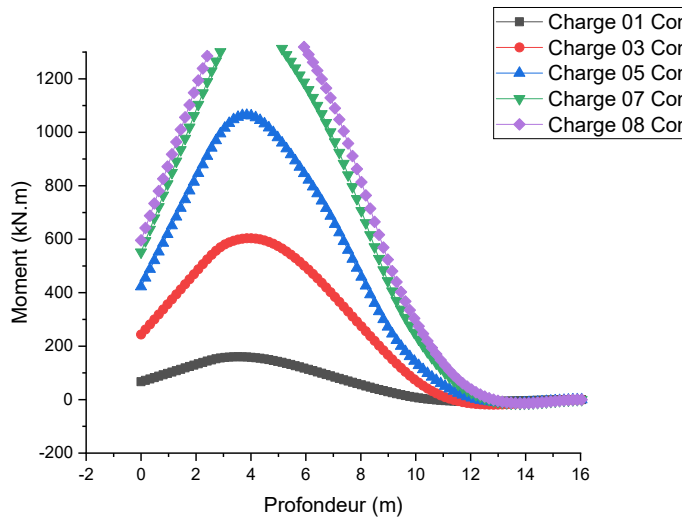
**10 Méthode SIMPSON par essai DMT:**



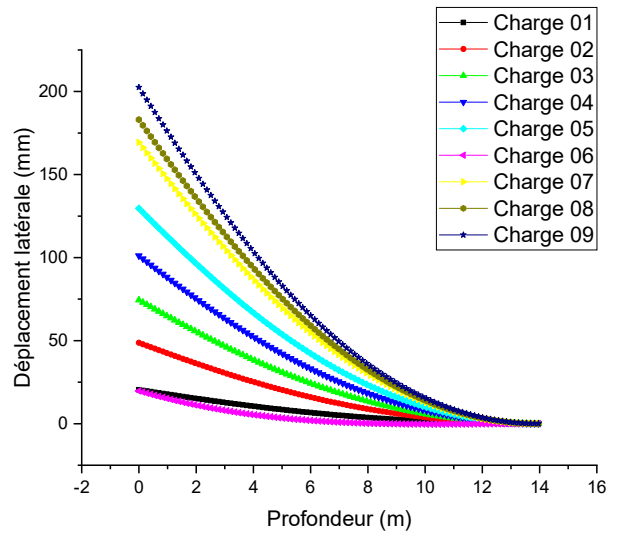
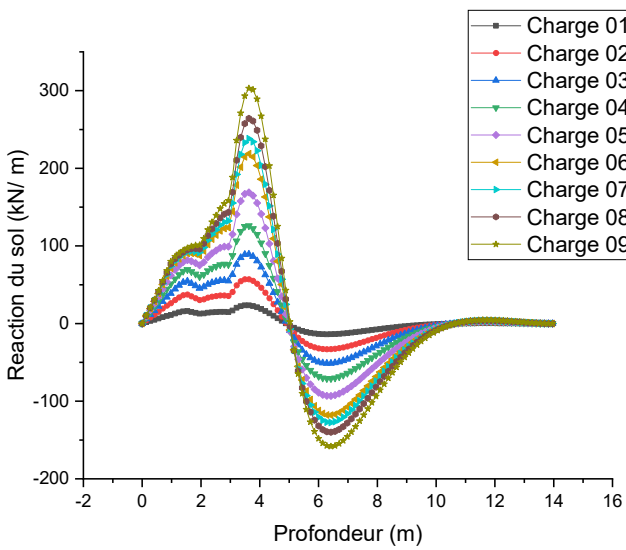
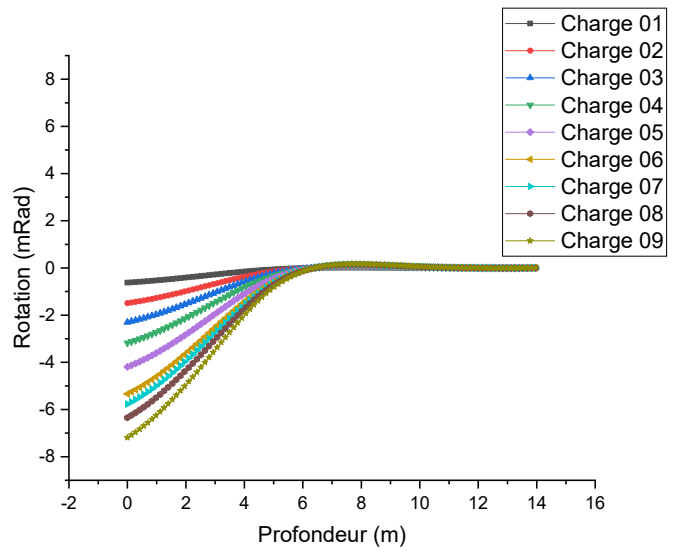
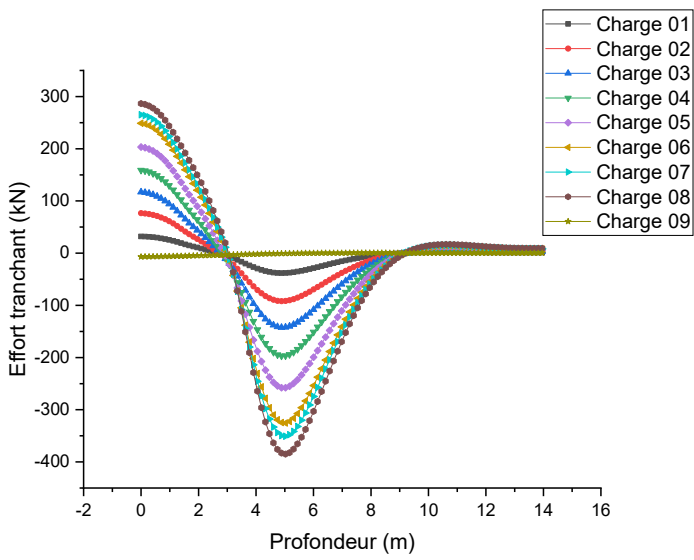
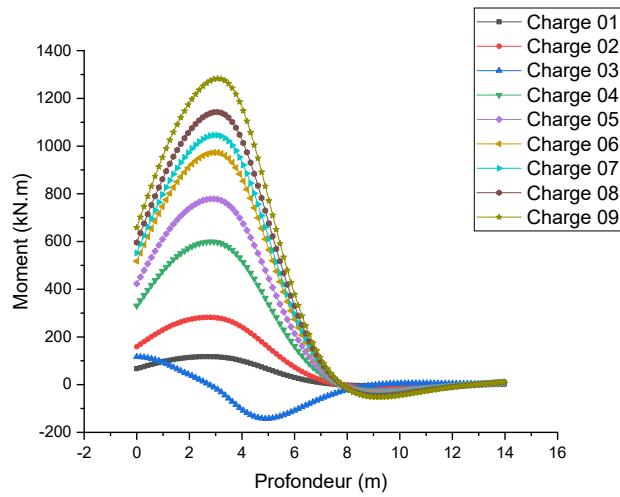
## 11 Méthode SIMPSON par essai PMT :



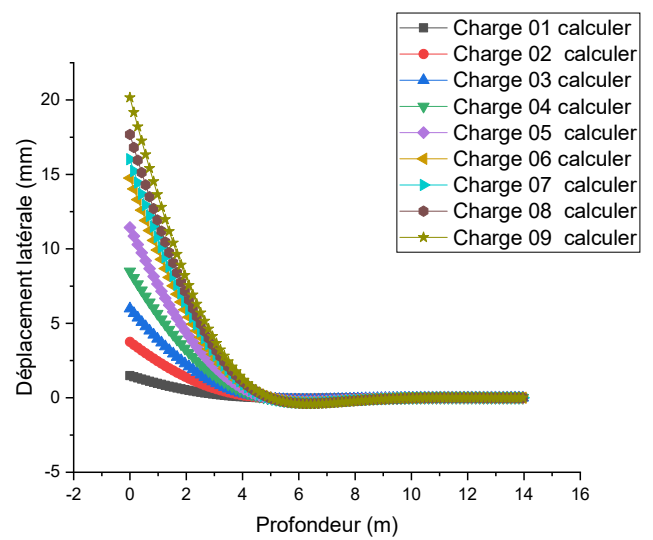
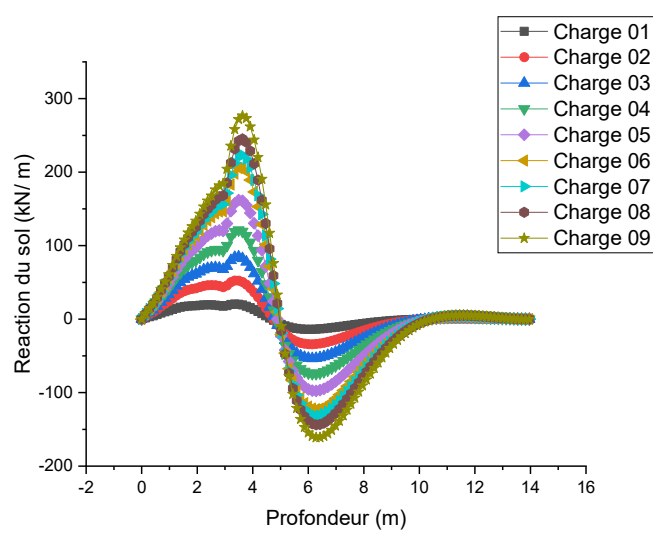
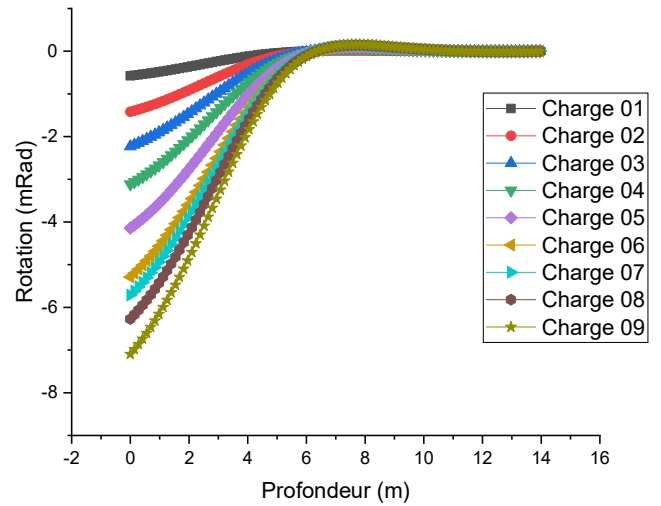
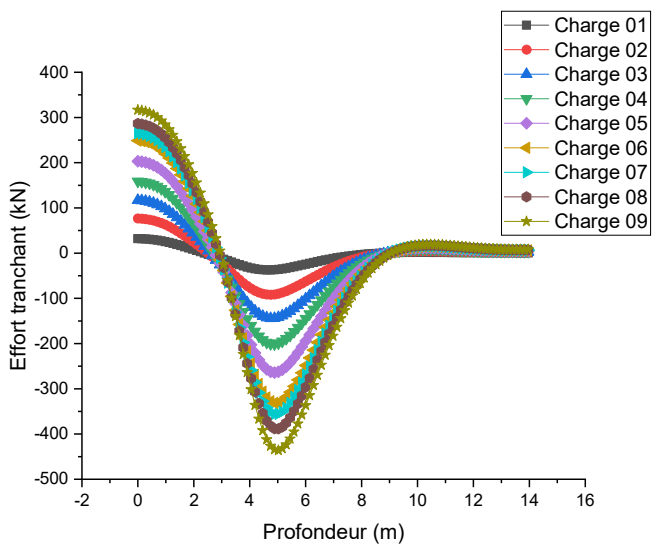
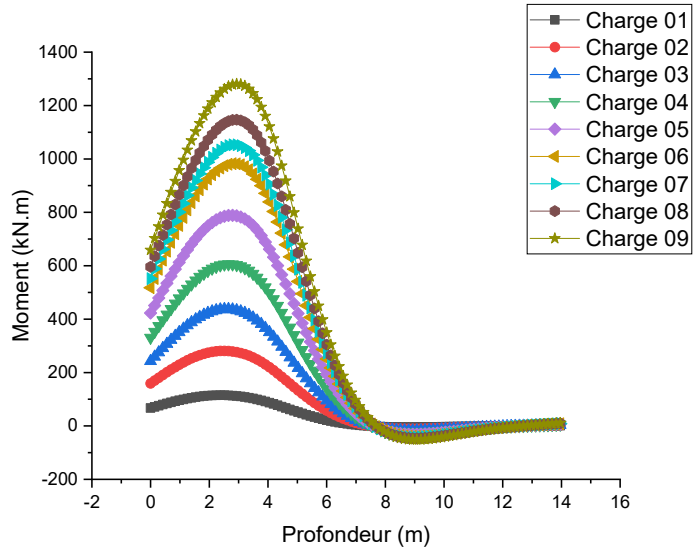
**12 Méthode SIMPSON par essai SPT :**



**13 Méthode de Garb et Borden par essai DMT :**



# 14 Méthode de Robertson par essai DMT



## Résumé

Le calcul aux états limites des certaines d'ouvrage fondé sur des pieux sollicités par des forces horizontales nécessite une analyse fine du comportement du système pieu/sol vis-à-vis d'un chargement latéral, en utilisant couramment le concept des courbes P-Y. Ces dernières sont définies empiriquement à partir de l'interprétation des essais géotechniques soit au laboratoire ou in situ.

Le mémoire présente une base de données de dimensionnement d'un pieu isolé en béton précontraint en vraie grandeur dans un sol sableux saturé dans le projet de remplacement du pont Roosevelt, Florida, il a été soumis à un chargement latéral statique pour déterminer les déplacements en tête du pieu. Des tests de pénétration standard (SPT), des tests de pénétration au cône (CPT), des tests DMT et PMT in situ plus des essais de cisaillement en laboratoire ont été utilisés pour établir le profil du sol et les courbes P-Y. Après les tests, les données des jauges de contrainte et de l'inclinomètre ont été réduites à des courbes P-Y "mesurées".

Ensuite, elle appui sur le dimensionnement du pieu par une quinzaine de méthodes de calcul des courbes de réaction P-Y présentes dans la littérature, à la base des données des essais géotechniques in situ et laboratoire à l'aide du logiciel SPULL.

Enfin, une étude comparative entre ces quinze méthodes nous permet de choisir la meilleure méthode, en basant sur le critère d'allure et d'écart.

Mots-clés : Pieu, Chargement horizontal, Déplacement, Courbes P-Y, Essai de chargement horizontal.

## Abstract

The ultimate and serviceability limit states design of certain structures based on pile foundations by horizontal forces often require a detailed analysis of the behavior of the pile/soil system against a lateral loading, the most commonly used approach being the concept of P-Y load-transfer curves. These latter are empirically defined on the basis of the interpretation of geotechnical tests either in the laboratory or in situ.

The thesis presents a database of a full-size single prestressed concrete pile were subjected to a static lateral loading. The foundation consisted of sand overlying a partially cemented sand at the Roosevelt Bridge replacement, Stuart, Fla. Standard penetration tests (SPT), cone penetration tests (CPT), DMT, and PMT in-situ tests plus laboratory shear tests were used to establish the soil profile and P-Y curves. Subsequent to testing, the strain gauges and inclinometer data were reduced to "measured" P-Y curves.

Afterwards, the design of pile foundation submitted to lateral loads was the fifteen P-Y curves-based from laboratory geotechnical tests and in situ tests presented in the piles literature, by software SPULL (Single Pile Under Lateral Loads).

Finally, the predictive capability of such to choose the best method was demonstrated by comparing the predicted pile head deflections to those measured during full-scale loading test of isolated pile.

Keywords: Pile, Lateral loading, Displacement, P-Y curves, Horizontal loading test.

## المخلص

يتطلب حساب بعض الهياكل القائمة على الأوتاد التي تشدد عليها القوى الأفقية عند تحليلًا دقيقًا لسلوك نظام الوند /الأرض إزاء الحمل الأفقي، باستخدام أساليب وحدة رد الفعل أو بما يعرف بمنحنيات التفاعل، وتعرف هذه الاختبارات تجريبيا من تفسير الاختبارات الجيوتقنية إما في المختبر أو في الموقع.

وتقدم الأطروحة قاعدة بيانات لحساب ابعاد وتد خرساني معزول في حجم حقيقي كامل في تربة رملية مشبعة في مشروع روزفلت لاستبدال الجسر، بفلوريدا، وقد خضعت هذه الكومة لحمولة جانبية ثابتة لتحديد التحركات في رأس الكومة. واستخدمت اختبارات الاختراق القياسية، واختبارات اختراق المخروط، واختبارات القص المختبري لتثبيت ملامح التربة ومنحنيات التفاعل، وبعد إجراء الاختبارات، تم تحويل بيانات مقياس الضغط والميل إلى منحنيات التفاعل "المقاسة".  
ثم تعتمد على أبعاد الكومة بحوالي خمسة عشر طريقة لحساب منحنيات التفاعل، الموجودة في المؤلفات، استنادا إلى.  
الاختبارات الجيوتقنية الموضوعية والمختبرية باستخدام البرمجية SPULL

وأخيرا، تسمح لنا دراسة مقارنة بين هذه الأساليب الخمسة عشر باختيار أفضل طريقة، على أساس معيار الوتيرة والانحراف

الكلمات الرئيسية: كومة، تحميل أفقي، إزاحة، منحنيات التفاعل، اختبار تحميل أفقي.