



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana  
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre  
Département des Sciences de la Terre  
Spécialité : Géotechnique

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Diplôme de Master  
En Géotechnique**

## Thème

**Etude numérique de l'interaction sol-pieu et évaluation de leur  
comportement dynamique dans différents types de sol**

Réalisé par :

**SKIKDAOUI Khaled**

**MAHI Abderrezaq**

Encadré par :

<b>Dr. AISSA Mohammed Hemza</b>	<b>MCB</b>	<b>Université Djillali Bounaama</b>	<b>Promoteur</b>
<b>Dr. MEZIANI Ibrahim</b>	<b>MCB</b>	<b>Université Djillali Bounaama</b>	<b>Co-Promoteur</b>
Examiné à distance par :			
<b>Dr. KELLOUCHE Yasmina</b>	<b>MCB</b>	<b>Université Djillali Bounaama</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Dr. GADOURI Hamid</b>	<b>MCB</b>	<b>Université Djillali Bounaama</b>	<b>Examineur</b>

**2019 - 2020**

## *Remerciement*

*Au Nom De Dieu Le Clément et Le Miséricordieux*

*Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné courage et  
santé pour l'élaboration de ce modeste travail*

*Je voudrais exprimer mes sincères remerciements et  
reconnaisances au Professeur AISSA Mohammed Hemza pour  
sa disponibilité permanente, son appui financier, ses  
commentaires et bien sûr ses critiques constructives*

*Je remercie également les membres de Jury d'avoir accepté  
d'examiner notre travail*

*A mes parents ;*

*A toutes ma famille et mes amis ;*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui  
ont contribué à l'élaboration de ce travail.*

*SKIKDAOUI Khaled*

*A l'âme de mon cher papa ;  
A ma chère mère ;  
A mes frères et sœurs ;  
A toutes ma famille et mes amis ;*

*Abderrezaq MAHI*

## ملخص

إن سلوك خازوق محمل عموديا وأفقيا ومغروس في كتلة من التربة هي قضية تفاعل بين الأساس والتربة ونجد أن الطبيعة الثلاثية الأبعاد لهذا المعطى وتعدد المعطيات الهندسية والجيوتقنية تجعل من الصعب نظرياً تحليل هذا التفاعل مع الحمولة. وللقيام بذلك استخدمنا برنامج حساب العناصر المنتهية (Plaxis 2D). وفي هذا السياق، فإن هذا العمل قد مكن من تحديد تأثير المعطيات الهندسية والجيوتقنية للتربة والأساس على الإزاحات العمودية والأفقية، عزم القوة وكذلك القوى الحادة. ونقوم بدراسة الحالة وتحليلها ديناميكياً.

**الكلمات المفتاحية:** تفاعل وتد-تربة، محاكاة رقمية، تحميل جانبي، تحميل أفقي.

## Résumé

Le comportement d'un pieu chargé latéralement et verticalement implanté dans un massif est une question d'interaction sol-structure. Le caractère tridimensionnel de cette donnée et la multitude des paramètres géométriques et géotechniques rendent difficile d'analyser théoriquement le phénomène de réaction horizontale et verticale de sol-pieu vis-à-vis d'un chargement. Pour ce faire, nous avons utilisé le code de calcul en éléments finis (PLAXIS 2D).

Dans ce contexte, ce travail de mémoire a permis de caractériser l'influence des paramètres géométriques et géotechniques sur les déplacements, les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants. Enfin, une étude de cas est considérée pour réaliser une analyse dynamique.

**Mots clés :** Interaction sol-pieu, Modélisation numérique, charge latérale, charge verticale.

## **Abstract**

The behavior of a laterally and vertically loaded pile implanted in a soil is a soil-structure topic.

The three-dimensional nature of this data and the multitude of geometric and geotechnical parameters make it difficult to analyze theoretically the phenomenon of horizontal and vertical soil-pile reaction vis a vis a load. Whereas, finite element method seems to be the best choice to treat this kind of issue. One of the most powerful commercial software is PLAXIS 2D.

In this context, the present project aims to highlight the effect of geometric and geotechnical parameters on displacements, bending moments and as well as shear forces. Finally, a case study is considered to carry out a dynamic analysis.

**Keywords:** soil-pile interaction, numerical modeling, lateral load, horizontal load.

# Liste des notations et unités de mesure

## Minuscules latines

$c$ : Cohésion	[ Pa ]
$c_U$ : Cohésion non drainée du sol	[ Pa ]
$e$ : Indice des vides	[ - ]
$f$ : Vecteur forces de volume	[ N.m <sup>-3</sup> ]
$h$ : Hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage	[ m ]
$l_0$ : Longueur de transfert du pieu	[ m ]
$p$ : Pression	[ Pa ]
$p_{(z)}$ : Pression latérale du sol à la profondeur $z$	[ Pa ]
$p_f$ : Pression latérale de fluage	[ Pa ]
$p_l$ : Pression latérale limite	[ Pa ]
$q_{pu}$ : Résistance limite de pointe	[ Pa ]
$q_{si}$ : Frottement latéral unitaire limite dans la couche $i$	[ Pa ]
$t$ : Temps	[ s ]
$u$ : Vecteur déplacement réel	[ m.s <sup>-1</sup> ]
$u^*$ : Vecteur déplacement virtuelle	[ m.s <sup>-1</sup> ]
$y$ : Déplacement latéral	[ m ]
$y(z)$ : Déplacement du pieu pour une profondeur $z$	[ m ]
$z$ : Profondeur	[ m ]
$z_c$ : Profondeur critique	[ m ]

## Majuscules latines

$A$ : Aire de la section droite du pieu	[ m <sup>2</sup> ]
$B$ : Diamètre du pieu	[ m ]
$B_0$ : Diamètre de référence	[ m ]
$E$ : Module d'Young	[ Pa ]
$E_m$ : Module pressiométrique	[ Pa ]

$E_{oed}$ : Module œdométrique	[ Pa ]
$E_p I_p$ : Rigidité à la flexion	[ N.m <sup>2</sup> ]
$E_{pieu}$ : Module d'Young du pieu	[ Pa ]
$E_s$ : Module de réaction	[ Pa ]
$G$ : Module de cisaillement	[ N ]
$G_{max}$ : Module de cisaillement sécant maximal	[ N ]
$I_D$ : Indice de densité	[ - ]
$I_{pieu}$ : Moment d'inertie de la section du pieu	[ m <sup>4</sup> ]
$K_0$ : Coefficient des terres au repos	[ - ]
$K_a$ : Coefficient des terres actives	[ - ]
$K_f$ : Module (ou raideur) du sol	[ N.m <sup>-2</sup> ]
$L$ : Longueur du pieu	[ m ]
$L_e$ : Hauteur d'encastrement équivalente	[ m ]
$M$ : Moment fléchissant	[ N.m ]
$M_0$ : Moment en tête	[ N.m ]
$M_{(z)}$ : Moment fléchissant à une profondeur $z$	[ N.m ]
$P$ : Réaction du sol	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$P_f$ : Réaction du sol latérale de fluage	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$P_l$ : Réaction du sol latérale limite	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$P_u$ : Réaction ultime du sol	[ Pa ]
$P_{ud}$ : Réaction ultime du sol pour les couches profondes	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$P_{us}$ : Réaction ultime du sol en surface	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$P_{(z)}$ : Réaction ultime du sol à la profondeur $z$	[ N.m <sup>-1</sup> ]
$Q_{pu}$ : Charge limite de pointe	[ N ]
$Q_{su}$ : Charge limite mobilisable par frottement latéral	[ N ]
$Q_u$ : Charge limite du pieu	[ N ]

### **Grecques**

$\gamma$ : Poids volumique	[ N.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_p$ poids volumique du pieu	[ N.m <sup>-3</sup> ]
$\gamma_{sat}$ : Poids volumique saturé	[ N.m <sup>-3</sup> ]

$\gamma_{unsat}$ : Poids volumiques non saturé	[ N.m <sup>-3</sup> ]
$\sigma$ : Pseudo- vecteur contrainte	[ Pa ]
$\varepsilon$ : Déformation	[ - ]
$\nu$ : Coefficient de poisson	[ - ]
$\nu_p$ : Coefficient de Poisson du pieu	[ - ]
$\nu_s$ : coefficient de Poisson du sol	[ - ]
$\varphi$ : Angle de frottement	[ ° ]
$\psi$ : Angle de dilatance	[ ° ]

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Classes et catégories des pieux.....	12
<b>Tableau I.2</b> : Valeur du coefficient A en fonction de la densité du sable.....	21
<b>Tableau I.3</b> : valeur de coefficient $m$ .....	22
<b>Tableau I.4</b> : Facteur rhéologique $\alpha$ pour divers types de sols.....	22
<b>Tableau I.5</b> : Valeur moyenne de $E_s$ pour des sols sans cohésion.....	23
<b>Tableau I.6</b> : Les valeurs de $N_h$ pour les sols pulvérulents.....	24
<b>Tableau I.7</b> : Les valeurs de $C_u$ en fonction de $N_{spt}$ .....	24
<b>Tableau I.8</b> : Facteur rhéologique $\alpha$ pour divers types de sols.....	28
<b>Tableau II.1</b> : Les types des éléments finis.....	43
<b>Tableau II.2</b> : Principales sources d'erreurs durant le calcul .....	48
<b>Tableau II.3</b> : Avantages et inconvénients des modèles d'ouvrage de géotechniqu.....	51
<b>Tableau III.1</b> : Les paramètres d'entrée des pieux.....	65
<b>Tableau III.2</b> : Les paramètres d'entrée des sols.....	65
<b>Tableau IV.1</b> : Les paramètres d'entrée des pieux.....	101
<b>Tableau IV.2</b> : Les paramètres d'entrée des sols.....	101
<b>Tableau IV.3</b> : Paramètres d'amortissement du sol.....	101
<b>Tableau IV.4</b> : Paramètres de chargement dynamique.....	102

# Liste des figures

<b>Figure I.1 :</b> Le domaine de fondation profonde.....	5
<b>Figure I.2 :</b> Représentation de $L$ et $L_e$ .....	6
<b>Figure I.3 :</b> Modes de travail d'un pieu de la stratigraphie.....	7
<b>Figure I.4 :</b> Les deux grands types de pieux.....	8
<b>Figure I.5 :</b> Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé.....	9
<b>Figure I.6 :</b> Schéma du procédé d'installation d'un Pieu foré à la boue.....	10
<b>Figure I.7 :</b> Schéma du procédé d'installation d'un Pieu foré tubé.....	11
<b>Figure I.8 :</b> Schéma du procédé de pieu Starsol de Solétanche.....	11
<b>Figure I.9 :</b> Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.....	13
<b>Figure I.10 :</b> Pression et réaction du sol.....	16
<b>Figure I.11 :</b> Courbe de réaction du sol.....	16
<b>Figure I.12 :</b> Représentation de modèle de Winkler.....	18
<b>Figure I.13 :</b> $N_h$ et $C_u$ en fonction de $N_{spt}$ .....	25
<b>Figure I.13 :</b> Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge de courte durée en tête de pieu .....	27
<b>Figure I.15 :</b> Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge accidentelle en tête de pieu.....	29
<b>Figure I.16 :</b> Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.....	29
<b>Figure I.17 :</b> loi de réaction globale du système sol-pieu.....	30
<b>Figure I.18 :</b> Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ en fonction de l'angle de frottement interne $\phi'$ .....	31
<b>Figure I.19 :</b> Valeurs de $k$ en fonction de la densité relative $D_r$ et de l'angle de frottement interne $\phi'$ .....	32
<b>Figure I.20 :</b> Pieu modèle constitué de 13 éléments et système de chargement.....	36
<b>Figure I.21 :</b> Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini.....	37
<b>Figure II. 1.</b> Principe de la MEF.....	42
<b>Figure II.2:</b> Erreur de discrétisation géométrique.....	42
<b>Figure II.3 :</b> Exemples de maillage tridimensionnel.....	52
<b>Figure II.4 :</b> Les actions sur le domaine $\Omega$ .....	54
<b>Figure II.5 :</b> Domaine $\Omega$ discrétisé.....	54

<b>Figure II.6 :</b> Courbe intrinsèque du modèle Mohr-Coulomb.....	58
<b>Figure II.7:</b> Représentation du HardeningSoil Model.....	59
<b>Figure II.8:</b> effet du temps sur les essais œdométrique.....	61
<b>Figure II.9 :</b> Diagramme peq dans le plan p.q.....	62
<b>Figure III.1 :</b> le modèle géométrique adapté dans cette étude.....	66
<b>Figure III.2 :</b> Génération typique du maillage.....	66
<b>Figure III.3 :</b> model géométrique de pieux implanté dans un sol sableux.....	67
<b>Figure III.4 :</b> Modèle déformé en éléments finis.....	67
<b>Figure III.5 :</b> model géométrique de pieux implanté dans un sol argileux.....	68
<b>Figure III.6 :</b> Modèle déformé en éléments finis.....	68
<b>Figure III.7 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.....	69
<b>Figure III.8 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 2.....	69
<b>Figure III.9 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 3.....	69
<b>Figure III.10 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.....	69
<b>Figure III.11 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.....	70
<b>Figure III.12 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 6.....	70
<b>Figure III.13 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 7.....	70
<b>Figure III.14 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.....	70
<b>Figure III.15 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.....	71
<b>Figure III.16 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 2.....	71
<b>Figure III.17 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 3.....	71
<b>Figure III.18 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.....	71
<b>Figure III.19 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.....	72
<b>Figure III.20 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 6.....	72
<b>Figure III.21 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 7.....	72
<b>Figure III.22 :</b> les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.....	72
<b>Figure III.23 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 1.....	75
<b>Figure III.24 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 2.....	75
<b>Figure III.25 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 3.....	75
<b>Figure III.26 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 4.....	75
<b>Figure III.27 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 5.....	76
<b>Figure III.28 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 6.....	76
<b>Figure III.29 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 7.....	76
<b>Figure III.30 :</b> les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 8.....	76

<b>Figure III.31</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 1.....	77
<b>Figure III.32</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 2.....	77
<b>Figure III.33</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 3.....	77
<b>Figure III.34</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 4.....	77
<b>Figure III.35</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 5.....	78
<b>Figure III.36</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 6.....	78
<b>Figure III.37</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 7.....	78
<b>Figure III.38</b> : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 8.....	78
<b>Figure III.39</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 1.....	81
<b>Figure III.40</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 2.....	81
<b>Figure III.41</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 3.....	81
<b>Figure III.42</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 4.....	81
<b>Figure III.43</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 5.....	82
<b>Figure III.44</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 6.....	82
<b>Figure III.45</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 7.....	82
<b>Figure III.46</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 8.....	82
<b>Figure III.47</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 1.....	83
<b>Figure III.48</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 2.....	83
<b>Figure III.49</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 3.....	83
<b>Figure III.50</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 4.....	83
<b>Figure III.51</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 5.....	84
<b>Figure III.52</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 6.....	84
<b>Figure III.53</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 7.....	84
<b>Figure III.54</b> : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 8.....	84
<b>Figure III.55</b> : model géométrique de pieux implanté dans un sol sableux.....	87
<b>Figure III.56</b> : Modèle déformé en éléments finis.....	87
<b>Figure III.57</b> : model géométrique de pieux implanté dans un sol argileux.....	88
<b>Figure III.58</b> : Modèle déformé en éléments finis.....	88
<b>Figure III.59</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.....	89
<b>Figure III.60</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.....	89
<b>Figure III.61</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.....	89
<b>Figure III.62</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.....	89
<b>Figure III.63</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.....	90
<b>Figure III.64</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.....	90

<b>Figure III.65</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.....	90
<b>Figure III.66</b> : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.....	90
<b>Figure IV.1</b> : Image satellitaire de la zone d'étude.....	95
<b>Figure IV.2</b> : carte géologique du Texas.....	96
<b>Figure IV.3</b> : La Région géologique le long de la côte du golfe du Texas et de la Louisiane.....	96
<b>Figure IV.4</b> : général site stratigraphique.....	98
<b>Figure IV.5</b> : Teneur en eau en fonction de la Profondeur.....	99
<b>Figure IV.6</b> : poids volumique sec en fonction de la profondeur.....	99
<b>Figure IV.7</b> : la cohésion en fonction de la profondeur.....	100
<b>Figure IV.8</b> : le Module de Young en fonction de la profondeur.....	100
<b>Figure IV.9</b> : model géométrique de pieux .....	102
<b>Figure IV.10</b> : Modèle déformé en éléments finis.....	102
<b>Figure IV.11</b> : l'accélération en fonction de temps du PILE4.....	103
<b>Figure IV.12</b> : déplacement en fonction de temps du PILE 4.....	103
<b>Figure IV.13</b> : l'accélération en fonction de temps du PILE 7.....	104
<b>Figure IV.14</b> : déplacement en fonction de temps du PILE 7.....	104

# Tables des matières

ملخص .....	I
Résumé.....	II
Abstract.....	III
Liste des notations et unités de mesure.....	IV
Liste des tableaux.....	VII
Liste des figures.....	VIII
Tables des matières.....	XII
<b>Introduction générale.....</b>	<b>2</b>

## Chapitre I : Étude bibliographique sur les fondations profondes

I.1 Généralités sur les fondations profondes.....	5
I.1.1 Introduction .....	5
I.1.2 Définition.....	5
I.1.3 Principe de fonctionnement .....	6
I.1.4 Classification des pieux .....	8
I.2 Méthodes de dimensionnement des pieux.....	13
I.2.1 Pieu isolé sous charges axiales .....	13
I.2.2 Pieu isolé sous charges latérales .....	15
I.2.2.1 Introduction.....	15
I.2.2.2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral .....	16
I.2.2.3 Les méthodes de dimensionnement .....	17
a) Méthode au module de réaction .....	18
❖ Expressions du module de réaction.....	21
• Terzaghi (1955).....	21
• Matlock et Reese (1960).....	21
• Vesic (1961) .....	21
• Broms (1964).....	22

• Ménard, Bourdon et Gambin (1969).....	22
• Poulos (1971) .....	23
• Christoulas (1990).....	23
• Gilbert (1995).....	25
• Honjo, Zaika et Pokharel (2005).....	25
❖ Les courbes $P - y$ .....	27
• Fascicule 62.....	27
• API et DNV .....	30
• PHRI (Port and Harbour Research Institute) .....	33
• Georgiadis, Anagnostopoulos et Saflekou (1992) .....	33
• Li Yan et Byrne (1992).....	34
• Mizazigh (1995).....	35
• Kouda, Okamoto, Takemoura, Kusakabe et Kimura (1998).....	35
• Bouafia (2007).....	36
b) Méthodes du continuum élastique.....	37
• Méthode de Poulos.....	37
• Méthode de Banerjee & Davis.....	38
I.3 Conclusion.....	38

## **Chapitre II : Présentation de l’outil numérique utilisé**

II.1 Introduction .....	40
II.2 Définition .....	40
II.3 Historique de la méthode des éléments finis .....	40
II.4 Présentation de la méthode des éléments finis .....	41
II.4.1 Discrétisation géométrique .....	42
II.4.2 Approximation nodale.....	43
– Définition de l’approximation nodale .....	43
II.4.3 Quantités élémentaires .....	44
II.4.4 Assemblage et conditions aux limites .....	45
II .5 Utilisation d’un logiciel éléments finis .....	45
II.5.1 Déroulement d’une étude .....	46

- a) Analyse du problème .....	46
- b) Choix du modèle .....	46
- c) Choix du type d'éléments .....	46
- d) Choix du maillage .....	46
- e) Hypothèses de comportement.....	46
- f) Création et vérification des données .....	47
- g) Exécution du calcul .....	47
- h) Exploitation des résultats .....	48
II.6 La méthode d'éléments finis en géotechniques .....	49
II.6.1 Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique.....	49
II.6.2 Formulations de la Méthode des éléments finis .....	53
II.7 Le code des éléments finis PLAXIS fondation 3D .....	55
II.7.1 Présentation.....	55
II.7.2 Option par défaut, solution approchées .....	56
II.7.3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS .....	57
- a) Modèle Mohr-coulomb .....	57
- b) Comportement élastique linéaire.....	58
- c) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) .....	59
- d) Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model SCM) .....	61
II.8 Conclusion .....	62

### **Chapitre III : Modélisation d'un mono-pieu sous sollicitations latérales**

III.1 Introductions.....	64
III.2 Définition des paramètres de l'étude .....	64
III.2.1 Paramètres sol-pieu .....	64
III.2.2 Formulation du modèle numérique.....	66
- a. Modèle d'analyse.....	66
- b. Modélisation en éléments finis.....	66

III.3 Analyse et interprétation des résultats.....	67
III.3.1 Partie 1 : chargement latérale H.....	67
III.3.2 Partie 2 : combinaison de deux charges (latérale H et vertical V).....	87
III.4 Conclusion.....	92

## **Chapitre IV : Étude de cas de site national des essais géotechniques de Houston**

IV.1 Introduction.....	94
IV.2 Présentation du site.....	94
IV.3 Cadre géographique.....	95
IV.4 Cadre géologique.....	96
IV.5 La description de sol.....	98
IV.6 Les paramètres de l'étude .....	101
IV.7 Analyse et interprétation des résultats.....	102
IV.8 Conclusion.....	105
<b>Conclusions générales.....</b>	<b>106</b>
<b>ANNEX A.....</b>	<b>108</b>
<b>Références bibliographique.....</b>	<b>118</b>

# Introduction Générale

# Introduction Générale

Lorsque la résistance du sol en surface est insuffisante pour utiliser des fondations superficielles, une des solutions de fondations consiste à réaliser des fondations profondes, pour reporter les charges structurelles à une profondeur importante. Cependant, de nombreuses structures doivent pouvoir supporter des charges axiales et latérales. Auparavant, les charges latérales étaient reprises par des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour répondre aussi aux sollicitations latérales.

Dans ce cas, la longueur de pieu, son diamètre, le type de sol et aussi la charge appliquée sur le pieu, jouent un rôle primordial dans la compréhension du comportement du système sol-pieu. Pour cela, les ingénieurs utilisent très souvent la méthode dite au module de réaction (Méthode de Winkler) dans laquelle le sol est idéalisé par des séries de ressorts horizontaux non-linéaires (Les courbes de réaction  $P - y$ ), soit aux méthodes numériques en l'occurrence la méthode des éléments finis qui se généralise de plus en plus pour les avantages qu'elle présente.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer le comportement statique et dynamique des pieux sous charge latérale en incluant l'effet de la géométrie du pieu (Diamètre et longueur) et de la nature du sol (Sol sableux, sol argileux, sol multicouche).

La réponse statique de ce système (Pieu-sol) a été étudiée par le biais de plusieurs paramètres à savoir :

- Le déplacement horizontal du pieu ;
- L'effort tranchant du pieu ;
- Le moment fléchissant du pieu.

La réponse dynamique a été prise en compte. Ce projet s'intéresse :

- Aux déplacements en tête du pieu sous charge horizontale dynamique.
- A l'accélération en tête du pieu.

La simulation numérique est effectuée ici en utilisant le logiciel PLAXIS qui est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. La version PLAXIS 2D permet l'analyse en 2D des fondations, avec prise en compte notamment des couches de sol d'épaisseur variable.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont structurés en quatre chapitres.

- Le premier chapitre sous forme d'une synthèse bibliographique qui comprend toutes les notions de base concernant les fondations profondes avec les différentes méthodes réglementaires qui permettent de dimensionner un pieu sous une charge latérale statique.
- Le deuxième chapitre présente la pratique d'utilisation de la méthode des éléments finis dans la résolution des problèmes en géotechnique ainsi qu'une présentation de l'outil numérique utilisé pour l'étude de notre problème.
- Le troisième chapitre est consacré à la modélisation d'un pieu sous charge latérale statique et de prévoir les facteurs qui influent sur son comportement en effectuant une étude paramétrique. Plusieurs paramètres sont considérés : des paramètres structurales (Longueur de pieu, diamètre de pieu) et des paramètres géotechniques (Nature du sol : Sable ou argile). Ces pieux ont été soumis à deux modes de chargement : Chargement latéral statique et un chargement combiné.
- Le quatrième chapitre présente une étude de cas. Le site national des essais géotechniques à Houston a été considéré. Dans cette partie une charge horizontale dynamique a été appliquée sur le pieu et prévoir la réponse dynamique du pieu sous ces charges en incluant l'amortissement dans le sol.

# Chapitre I

Synthèse bibliographique sur les fondations  
profondes sous charges latérales

## I.1 Généralités sur les fondations profondes

### I.1.1 Introduction

La fondation d'une construction est la partie qui reprend les charges de la superstructure et les transmet par contact au sol support. Elle joue un rôle important pour une bonne tenue des ouvrages.

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la hauteur d'encastrement équivalente  $L_e$  par rapport à la largeur ou le diamètre  $B$  de la fondation. Ainsi on a d'après Hubert et al (2019) :

- Des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque  $L_e/B < 1,5$  ;
- Des fondations semi-profondes (puits) lorsque  $1,5 \leq L_e/B \leq 5$  ;
- Des fondations profondes (pieux) lorsque  $L_e/B > 5$ .

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, et quand la résistance du sol n'est pas assez suffisante, une des solutions de fondations consiste à réaliser des fondations profondes, pour reporter les charges appliquées à une profondeur importante.

### I.1.2 Définition

Selon le DTU et le DTR : « on peut considérer qu'un élément de fondation est de type profond lorsque son élancement  $L/B$  est supérieur ou égal à 6 et sa longueur  $L$  au moins égale à 3 mètres » (D.T.U-13.2, sept. 1992 ; D.T.R. B.C. 2.33.2, aout 1994)

$$L/B \geq 6 \text{ et } L \geq 3$$

$L$  : longueur de la fondation enterrée dans le sol ;

$B$  : largeur de la fondation.

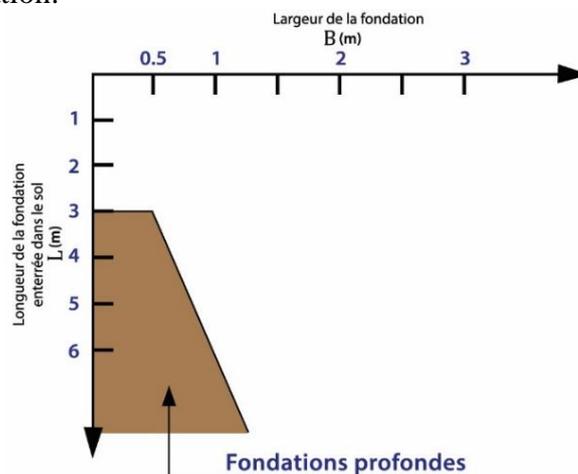


Figure I.1 : Le domaine de fondation profonde.

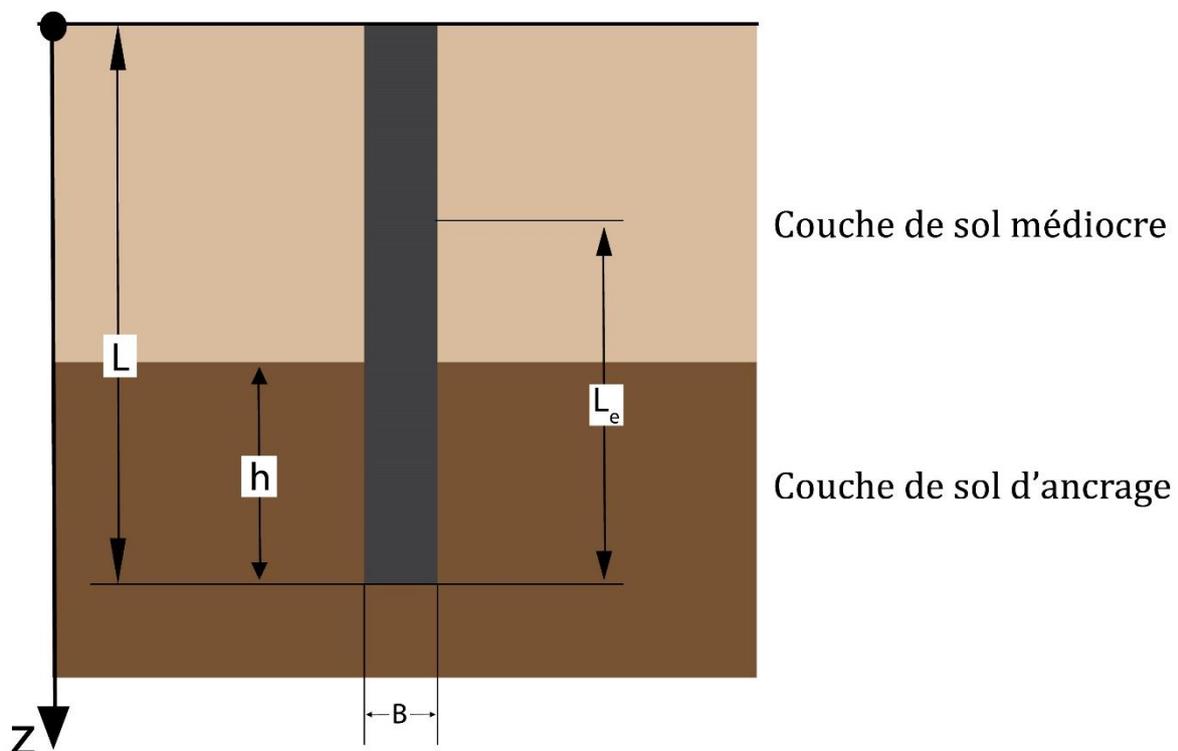
Ou encore, comme déjà dit d'après Hubert et *al* (2019) et selon le fascicule 62 « lorsque sa hauteur d'encastrement équivalente  $L_e$ , ... est supérieure à cinq fois sa largeur » (Fascicule 62-Titre V, déc.1993).

$$\frac{L_e}{B} > 5$$

### I.1.3 Principe de fonctionnement

En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches de terrain de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un niveau de terrain présentant des caractéristiques mécaniques plus favorables au support de la structure en question, appelé couche d'ancrage (Figure I.2).

- La hauteur d'encastrement ou fiche du pieu  $L$ , est sa longueur enterrée ;
- L'ancrage  $h$  est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage ;
- La hauteur d'encastrement équivalente  $L_e$  déterminée à partir des résultats des essais de sol in-situ. Cette valeur de  $L_e$  tient compte de la différence entre les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage et celles des sols de couverture traversés par le pieu (Figure I.2).



**Figure I.2 :** Représentation de la hauteur d'encastrement  $L$  et la hauteur d'encastrement équivalente  $L_e$ .

Le pieu ne transmette pas les charges seulement par l'appui de sa base sur le sol résistant (l'effort de pointe  $Q_{pu}$ ), mais aussi et surtout par le frottement latéral entre le fût du pieu et le sol (l'effort de frottement latéral  $Q_{su}$ ) (Figures I.3, Figure I.9). Il permet d'éviter la rupture du sol et de limiter les déplacements à des valeurs très faibles par rapport à des charges transmises.

**Un pieu comprend principalement trois parties à savoir :**

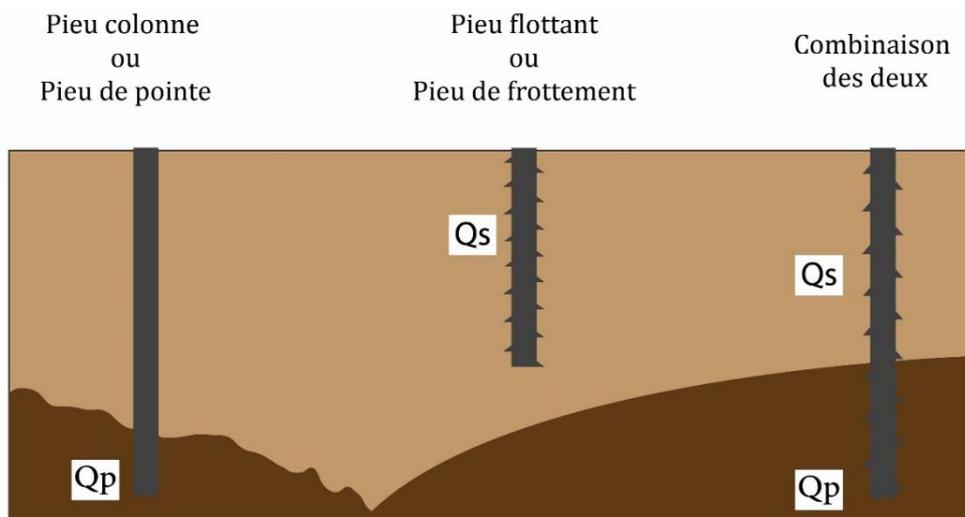
**La tête** qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition ;

**La pointe** qui assure la transmission de charge entre la base du pieu et le sol ;

Et **le fût** compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux.

Suivant la stratigraphie et la performance des différentes couches de sol rencontrées, on peut distinguer trois types de pieux selon leur mode de travail (Figure I.3) :

- Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche homogène de faible résistance au-dessus du substratum, le pieu travaille presque sous la seule action des frottements latéraux, on parle alors de **pieu flottant ou pieu de frottement** ;
- Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur un rocher ou substratum rigide, les déplacements sont quasiment nuls, par conséquent le frottement latéral est presque inexistant. Le pieu travaille seulement sous l'effet de la résistance de pointe, on parle alors de **pieu colonne ou pieu de pointe** ;
- Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche de sol de résistance de pointe moyenne ou substratum semi-rigide, le pieu travaille sous l'action des efforts de pointes mais aussi des frottements latéraux. On parle alors de **combinaison des deux**.



**Figure I.3 : Modes de travail d'un pieu de la stratigraphie.**

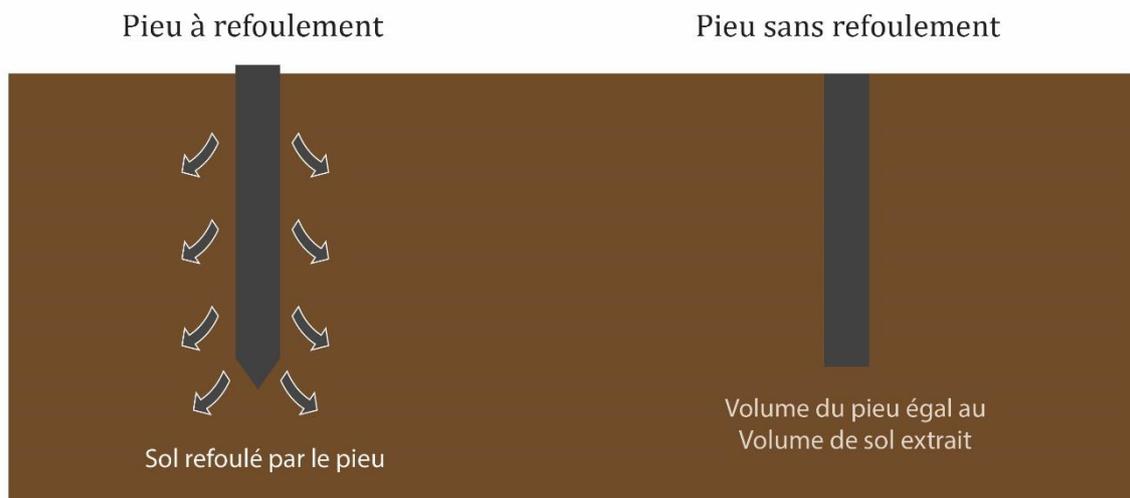
### I.1.4 Classification des pieux

On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank, 1999) :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif :
  - Bois ;
  - Métal ;
  - Béton, ...etc.
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
  - Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage ;
  - Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Jusqu'à un passé relativement récent ils ont opté pour ce dernier (mode d'introduction dans le sol), parce que même si le comportement restait globalement identique, les capacités portantes que l'on pouvait espérer d'une fondation profonde dépendaient non seulement du sol mais aussi de la technique de mise en œuvre (technique d'installation), d'où la nécessité de proposer un classement des pieux en fonction du mode d'exécution.

On distingue généralement deux modes d'installation : par refoulement du sol ou non refoulement (Bouafia, 2011).



**Figure I.4 :** Les deux grands types de pieux.

Dans ces deux modes il existe plusieurs types qui diffèrent par leur mode d'exécution, leur forme et leur matériau :

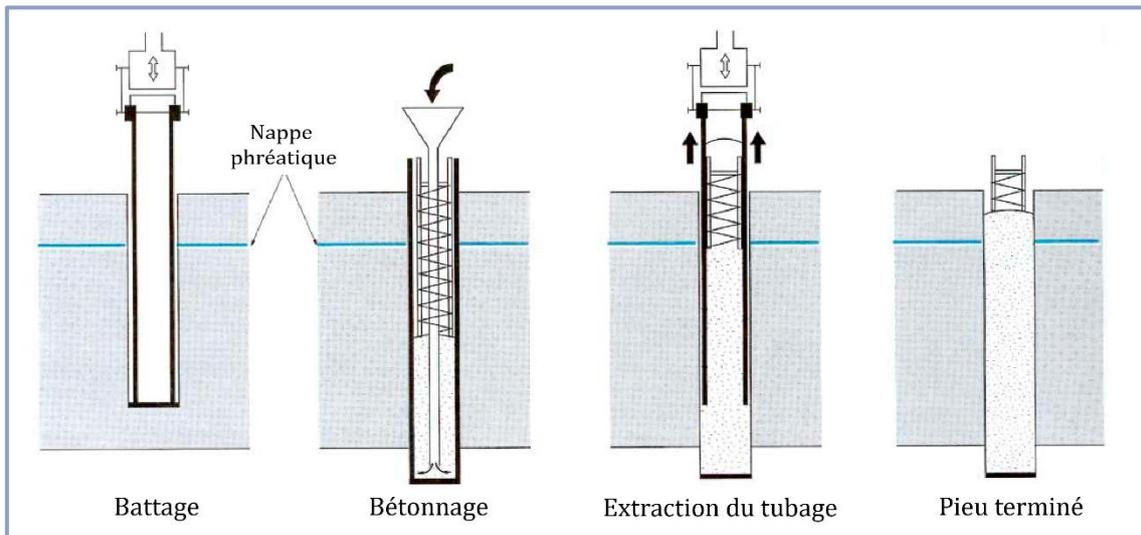
**a) Pieux refoulant le sol lors de la mise en place**

En général les pieux refoulant le sol à la mise en place et particulièrement les pieux battus, présentent certains avantages qui sont principalement dus à :

- La simplicité et la rapidité de mise en œuvre ;
- La possibilité d'inclinaison jusqu'à 30 voire 45° ;
- La vérification de la capacité portante à l'exécution, ...etc.

Mais ces types de pieux sont aussi sujets à certains inconvénients tels que :

L'endommagement de la tête du pieu lors du battage, la déviation, le remaniement du sol, la vibration et risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes, la difficulté de manutention étant donné que la hauteur de la sonnette est limitée, l'interférence entre les pieux due au battage, ...etc.



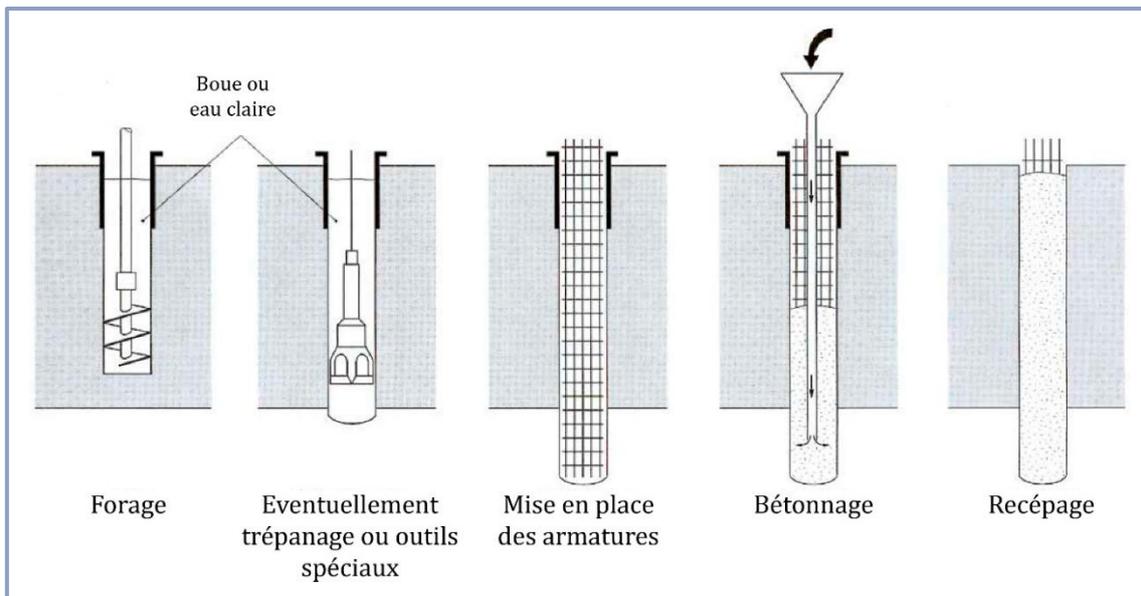
**Figure I.5** : Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé (Frank, 1999)

### b) Pieux ne refoulant pas le sol lors de la mise en place

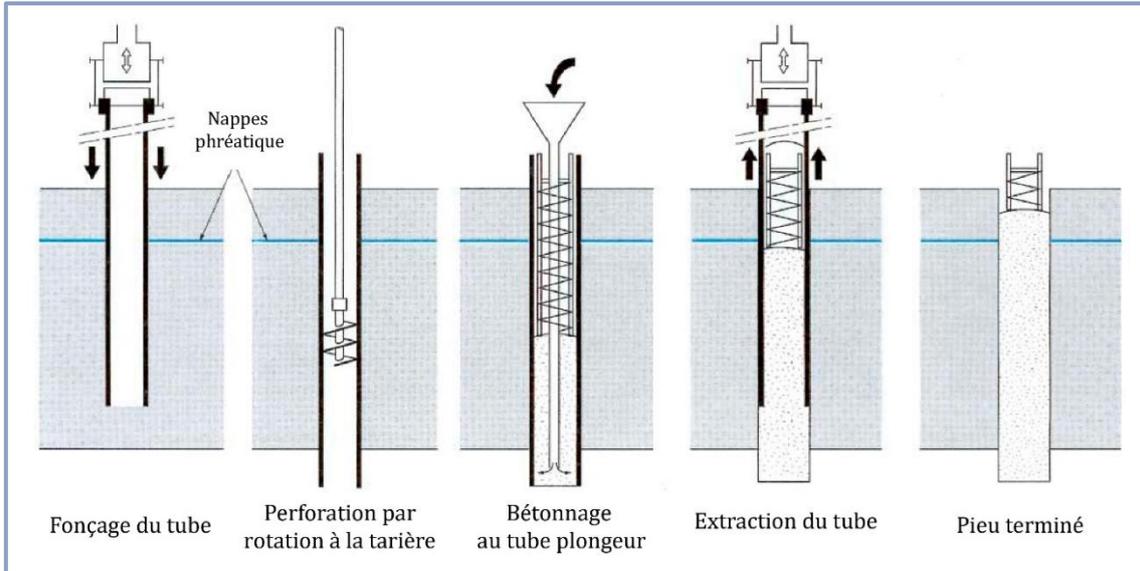
Les avantages des pieux forés résident sur :

- La reconnaissance sur place des sols par la stratigraphie du terrain mais aussi au laboratoire grâce à des essais sur des échantillons prélevés sur le terrain ;
- La possibilité d'atteindre les grandes profondeurs (30 voire 40m) ;
- L'absence de risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes ;
- La possibilité de reprise en sous-œuvre et de renforcement des fondations, ...etc.

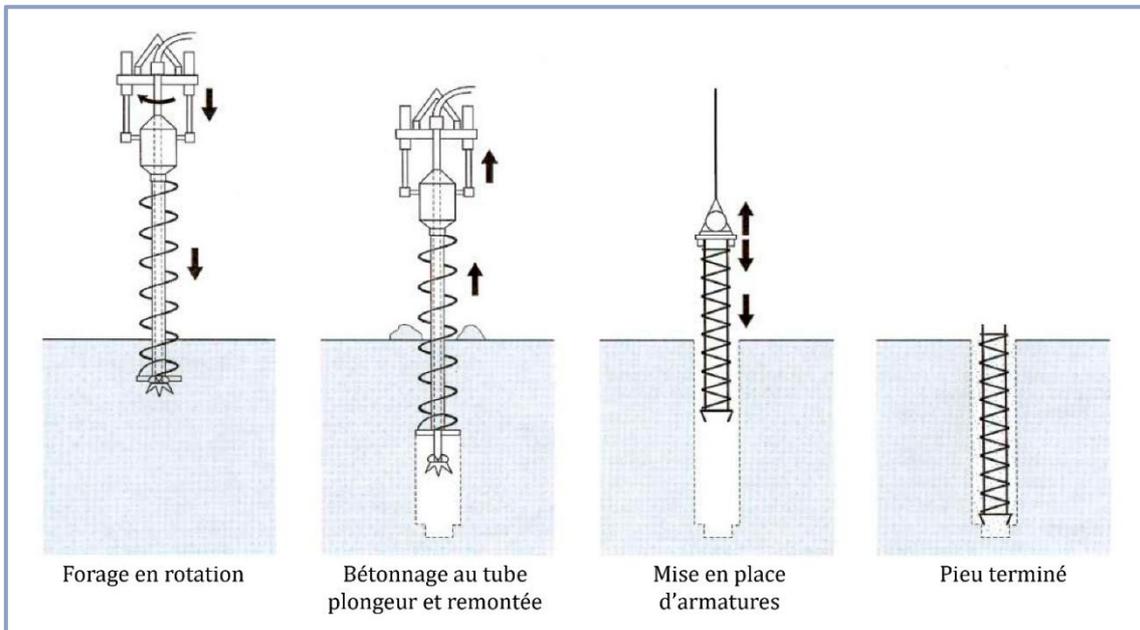
D'une façon générale, les pieux forés présentent beaucoup d'avantages, mais ils exigent une exécution minutieuse sans laquelle, on risque le délayage du béton, l'éboulement des parois de la fondation, la striction du pieu, ...etc.



**Figure I.6** : Schéma du procédé d'installation d'un Pieu foré à la boue (Frank, 1999)



**Figure I.7 :** Schéma du procédé d'installation d'un Pieu foré tubé (Frank, 1999)



**Figure I.8 :** Schéma du procédé de pieu Starsol de Solétanche (Frank, 1999)

Le lecteur peut se référer dans l'annexe A à une illustration de la réalisation d'un pieu foré à la boue dans le cadre du projet de la grande mosquée d'Alger.

La classification relativement la plus récente et la plus précise et détaillée est celle de la norme NF P94-262 (2012) :

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainure ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriquée ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (Béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	Pp	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/ 12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU* (type III)	PIGU, MIGU	NF EN 1536/14199/ 12699
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS* (type IV)	PIRS, MIRS	

**Tableau I.1** : Classes et catégories des pieux [d'après NF P94-262 2012]

- NF EN 1536 : pieux forés ;
  - NF EN 12699 : pieux avec refoulement de sol ;
  - NF EN 14199 : micropieux.
- \* IGU : Injection globale et unitaire ; IRS : Injection répétitive et sélective.

## I.2 Méthodes de dimensionnement des pieux

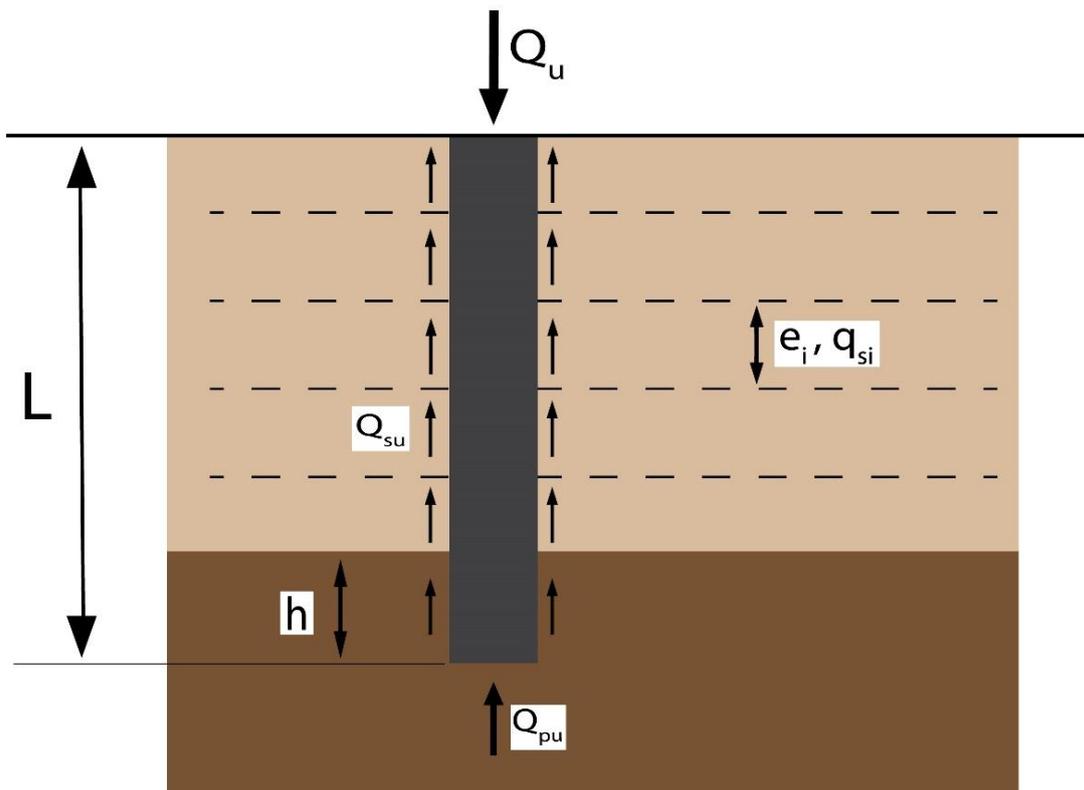
### I.2.1 Pieu isolé sous charges axiales

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- La charge limite de pointe  $Q_{pu}$  qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu ;
- La charge limite  $Q_{su}$  mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

La charge limite  $Q_u$  du pieu qui correspond à la rupture du sol est obtenue en additionnant la charge limite de pointe  $Q_{pu}$  et la charge limite de frottement latéral  $Q_{su}$ , c'est-à-dire (Hubert et Philipponnat, 2007) :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (I.1)$$



**Figure I.9 :** Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale

- La charge de pointe limite est donnée par la formule suivante :

$$Q_{pu} = p_p \times A \times q_{pu} \quad (I.2)$$

- La charge limite en frottement latéral par :

$$Q_{su} = p_s \times P \times \sum q_{si} \times e_i \quad (I.3)$$

Avec :

$p_p$  : Coefficient réducteur de l'effort de pointe ;

$p_s$  : Coefficient réducteur du frottement latéral ;

$A$  : Aire de la section droite du pieu ;

$P$  : Périmètre de la section droite du pieu ;

$q_{pu}$  : Résistance limite de pointe ;

$q_{si}$  : Frottement latéral unitaire limite dans la couche  $i$  ;

$e_i$  : Epaisseur de la couche  $i$ .

Nota : pour la couche d'ancrage, il faut remplacer  $e_i$  par  $h$  dans l'équation (I.3).

D'après Hubert et Philipponnat (2007) **les méthodes de détermination de la charge limite des pieux** sont basées sur les essais ci-après :

- Essais de cisaillement en laboratoire :

La prévision de la capacité portante à partir d'essais de laboratoire conduit souvent à des résultats médiocres. Il convient de la limiter à des études d'avant-projet, ceci à défaut d'essais in situ au pressiomètre Ménard ou de pénétration statique mieux adaptés. Le texte réglementaire relatif aux ouvrages de génie civil (Fascicule 62) n'a d'ailleurs pas retenu cette méthode.

- Essais au pénétromètre statique :

Ces essais sont très bien adaptés. Mais l'utilisation du pénétromètre est limitée aux pieux fichés dans des sols suffisamment meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.

- Essais au pressiomètre Ménard :

Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiométriques présentant le grand avantage d'être réalisables dans tous les terrains. De plus, cette méthode a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.

- Essais de chargement de pieu :

Cette méthode, qui consiste à charger directement un ou plusieurs pieux réalisés dans les conditions du chantier, est la plus fiable, à condition que les pieux d'essai soient représentatifs de l'ensemble du site. Les conditions de réalisation des essais de chargement sont réglementées par la norme NF EN ISO 22477-1 (Déc, 2018).

- Essais au phicomètre :

S'il est réalisé à volume constant, ce type d'essai est le seul à intégrer le rôle de la dilatance empêchée. Il devrait permettre des développements prometteurs, mais son utilisation pour la détermination du frottement latéral (Philipponnat et Zerhouni, 1993) n'est pas encore répandue.

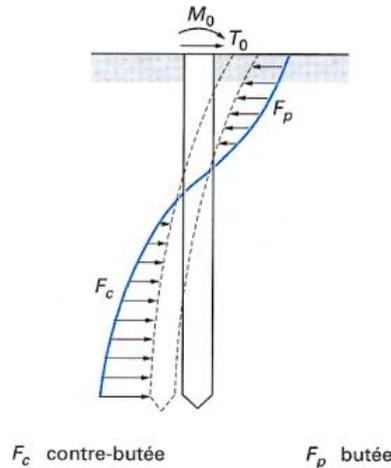
## **I.2.2 Pieu isolé sous charges latérales**

### **I.2.2.1 Introduction**

Auparavant, les charges latérales dues à l'action du vent ou des sollicitations sismiques, sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins comme par exemple la stabilité des plateformes marines offshore structures soumises à des charges latérales de houle considérables a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de tous les pieux. C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse de la fondation (latéralement) sous une sollicitation latérale (chargement latéral ou déplacement latéral).

### I.2.2.2 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral

Lorsqu'un pieu vertical est soumis à un effort latéral  $T_0$  et/ou un moment  $M_0$  en tête, il résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant (cas le plus fréquent), ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (Figure I.10).



**Figure I.10** : Pression et réaction du sol  
(Tiré de Frank, 1999)

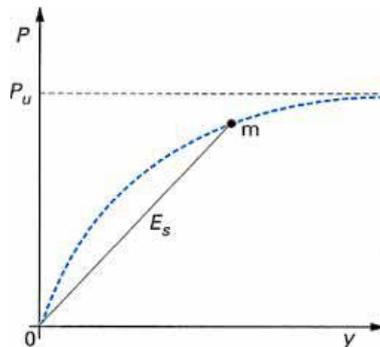
Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe  $(P - y)$ , définissant la réaction du sol  $(P)$  en fonction de la déflexion latérale du pieu  $(y)$  (Figure I.11). On définit le module de réaction par la pente :

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (I.4)$$

Où :

$P$  : Force répartie sur le pieu  $\left(\frac{kN}{m}\right)$  ;

$y$  : Déplacement du pieu  $(m)$ .



**Figure I.11** : Courbe de réaction du sol.  
(Tiré de Frank, 1999)

Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1999) :

$$E_s = k B \quad (I.5)$$

Où :

$k$  = coefficient de réaction ( $kPa/m$ ) donné par  $k = \frac{p}{y}$  ;

Avec :

La pression de réaction  $p = \frac{P}{B}$  ( $kPa$ ) ;  $B$  : diamètre du pieu.

Le module de réaction  $E_s$  (et le coefficient de réaction  $k$ ) n'est constant que si l'on fait l'hypothèse d'une réaction du sol linéaire. Pour les grands déplacements, on arrive à une réaction limite appelée réaction ultime  $P_u$  du sol.

### I.2.2.3 Les méthodes de dimensionnement

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu, du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- 1) Une loi de comportement du sol pertinente ;
- 2) Un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes  $P - y$ ) ;
- 3) Une technique pour la résolution numérique ;
- 4) Une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de chargement et aux limites.

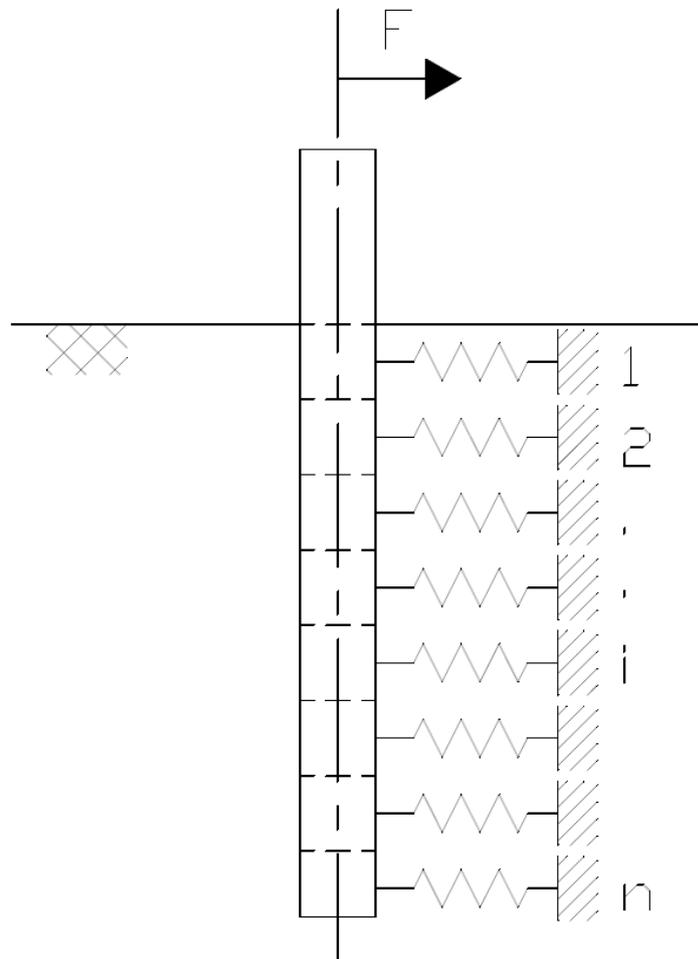
Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximums en tête. Sur ces bases, deux grandes hypothèses distinctes peuvent être dégagées :

- la méthode au module de réaction ;
- la méthode du continuum élastique.

**a) Méthode au module de réaction**

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

En effet, le modèle de Winkler définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu (Figure I.12).



**Figure I.12** : Représentation de modèle de Winkler.

La pression sur une « tranche » de sol ne dépend que du déplacement horizontal de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol (équation I.6).

$$p = k_h(z) y(z) \quad (I.6)$$

Avec :

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

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

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

Où,

$$P = E_s y(z) \text{ en posant } E_s = k_h(z)B \quad (I.7)$$

Avec :

$P$  : la réaction du sol ( $N/m$ ) ;

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

$B$  : le diamètre du pieu ( $m$ ).

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

$$M = E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \quad (I.8)$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \quad \text{et} \quad \frac{\partial T}{\partial z} = -P \quad (I.9)$$

A partir des équations (I.7), (I.8) et (I.9) on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu.

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = -P \leftrightarrow E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + E_s y(z) = 0 \quad (I.10)$$

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

Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction du sol est constant, quelle que soit la profondeur considérée, il est possible de résoudre l'équation (I.10) (Frank, 1999). La solution générale de cette équation différentielle est :

$$y(z) = e^{\frac{z}{l_0}} \left( \alpha \cos \frac{z}{l_0} + \beta \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \gamma \cos \frac{z}{l_0} + \delta \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (\text{I. 11})$$

Avec :

$\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $\delta$  : les constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites (en tête et en pied) ;

$l_0$  : la longueur de transfert du pieu.

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

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}} \quad (\text{I. 12})$$

Nota : Le pieu peut être considéré (Frank, 1999) comme :

$$\text{Souple (ou long) si } \frac{L}{l_0} > 3, \text{ et rigide (ou court) si } \frac{L}{l_0} < 1. \quad (\text{I.13})$$

Avec :

$L$  : longueur de fiche.

Dans le cas d'un sol non homogène, pour lequel la réaction du sol n'est plus constante sur toute la profondeur, l'équation I.10 ne peut plus être résolue de manière analytique. Le recours au calcul numérique est nécessaire. Plusieurs solutions sont explicitées dans la littérature. En effet, le problème principal est de déterminer le module de réaction du sol  $E_s$ .

❖ **Expressions du module de réaction**

➤ **Terzaghi (1955)**

Terzaghi propose comme relation pour du sable :

$$\frac{E_s}{E} = 0,74 \quad (I.14)$$

Avec :

$E$  : (le module d'Young du matériau constituant le sol) =  $A\gamma z$  ;

$A$  : un coefficient adimensionnel fonction de la densité du massif de sable (tableau I.2) ;

$\gamma$  : le poids volumique du sol ;

$z$  : la profondeur.

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

**Tableau I.2** : Valeur du coefficient A en fonction de la densité du sable (Terzaghi, 1955).

➤ **Matlock et Reese (1960)**

La méthode de Matlock et Reese (1960) permet de déterminer le module de réaction du sol  $E_s$  à partir d'une analyse non linéaire des courbes  $P - y$  expérimentales qui fait intervenir la notion de module sécant en chaque point de la courbe. Mc Clelland et Focht (1958) sont à l'origine de cette loi. Ils essayèrent initialement de corrélérer des courbes  $P - y$  avec des essais triaxiaux. L'expression du module de réaction est généralement donnée en fonction de la profondeur par une loi puissance.

➤ **Vesic (1961)**

Vesic propose comme relation pour les sols cohérents :

$$E_s = \frac{0.65E}{1 - \nu^2} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_{pieu}I_{pieu}}} \quad (I.15)$$

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson ;

$E_{pieu}$  : le module d'Young du pieu ;

$I_{pieu}$  : le moment d'inertie du pieu ;

$B$  : diamètre du pieu.

➤ **Broms (1964)**

Dans les sols pulvérulents :

$$E_s = \frac{1}{m(1 - \nu^2)} \sqrt{\frac{B}{L}} \quad (I.16)$$

Avec :

$m$  : coefficient adimensionnel en fonction de l'élanement du pieu sont données dans le Tableau I.3;

$\nu$  : coefficient de poisson ;

$B$  : le diamètre du pieu ;

$L$  : la longueur du pieu.

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

**Tableau I.3** : valeur de coefficient  $m$  (Broms, 1964).

➤ **Ménard, Bourdon et Gambin (1969)**

Ces auteurs (Ménard et *al*, 1969) proposent de calculer le rapport entre le module de la réaction du sol  $E_s$  et le module pressiométrique  $E_M$  en fonction d'un coefficient rhéologique  $\alpha$ , du diamètre du pieu  $B$  et d'un diamètre de référence  $B_0$  ( $B_0 = 0,6m$ ) (équation I.17).

$$\frac{E_s}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases} \quad (I.17)$$

Le coefficient rhéologique  $\alpha$  nous est donné en fonction de la nature du sol (Tableau I.4).

Type	$\alpha$
Tourbe	1
Argile	2/3
Limon	1/2
Sable	1/3
Sable et gravier	1/3

**Tableau I.4** : Facteur rhéologique  $\alpha$  pour divers types de sols d'après Baguelin et *al* (1978).

➤ **Poulos (1971)**

Poulos (1971) propose pour des sables (sols sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (Tableau I.5). Ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) pour des sols non-cohérents.

Densité du sable	Intervalle de la valeur $E_s$ (kg/m <sup>2</sup> )
Lâche	91400 - 210920
Moyen	210920 - 421840
Dense	421840 - 984300

**Tableau I.5 :** Valeur moyenne de  $E_s$  pour des sols sans cohésion (Poulos, 1971).

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

$$\frac{E_s}{E} = 0,82 \quad (I.18)$$

➤ **Christoulas (1990)**

Il établit des expressions approximatives du coefficient de réaction du sol en fonction du nombre de coups  $N$  (SPT).

- Pour les sols pulvérulents :

La méthode de Christoulas (1990) est basée, pour les sols pulvérulents, sur une distribution du module de réaction avec la profondeur en forme :

$$E_s = \frac{0,3N_h L^{0,75} z^{0,25}}{B} \quad (I.19)$$

Avec :

- $z$  : la profondeur du pieu de la surface du sol ;
- $B$  : le diamètre du pieu ;
- $L$  : la longueur du pieu.

En portant les valeurs de  $N_h$  de Terzaghi données dans le tableau I.6 en fonction de l'état de compacité du sol et en admettant qu'elles correspondent aux valeurs moyennes de  $N_{spt}$ , on peut tracer  $N_h$  en fonction de  $N_{spt}$  (figure I.13a).

État du sol	$N_h$ (MPa)	
	Sec	Saturé
Lâche	2.2	1.3
Compact	6.6	4.4
Dense	18.0	11.0

**Tableau I.6 :** Les valeurs de  $N_h$  pour les sols pulvérulents (d'après Terzaghi, 1955).

- Pour les sols cohérents :

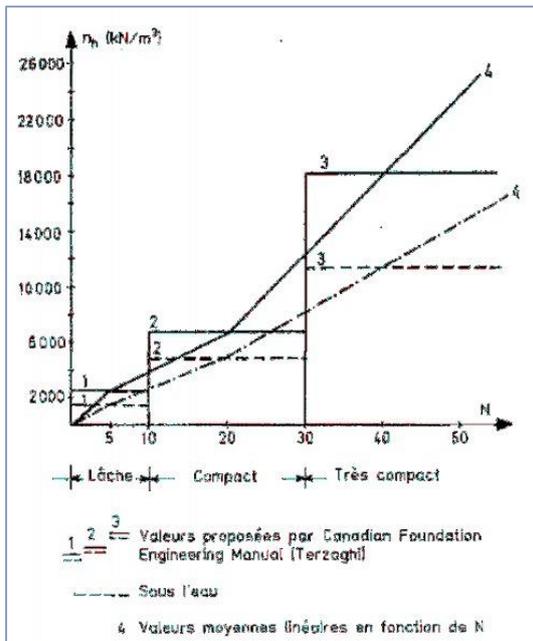
En utilisant les corrélations empiriques de Peck et *al* (1957) entre la résistance à la compression simple  $C_u$  et le nombre de coups  $N_{spt}$  (tableau I.7), on obtient la relation entre la résistance au cisaillement non drainée du sol et  $N_{spt}$  donnée sur la figure I.13.b (en admettant que les valeurs de  $C_u$  correspondent aux valeurs moyennes de  $N_{spt}$ ).

On aboutit à l'expression suivante du coefficient de réaction en fonction de la profondeur :

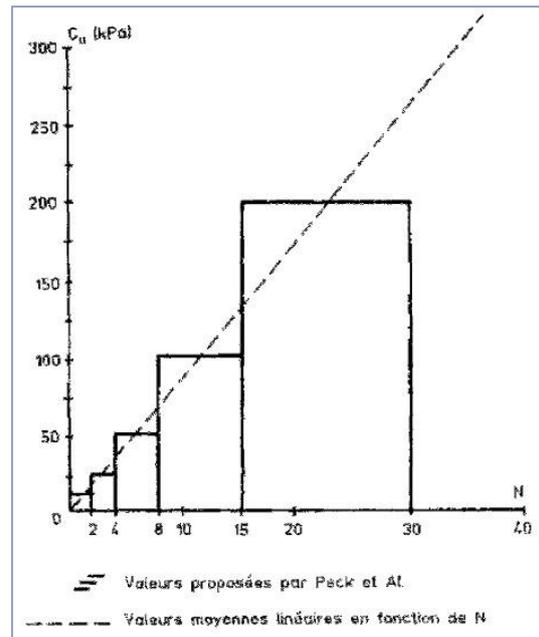
$$E_s = \frac{67C_u}{B} \left( \frac{10z}{L} \right)^{0,18} \quad (I.20)$$

État de compacité de l'argile	Nombre de coups du SPT ( $N_{spt}$ )	Résistance à la compression simple $C_u$ (kPa)
Très molle	< 2	< 12,5
Molle	2 - 4	12,5 - 25
Peu compacte	4 - 8	25 - 50
Moyennement compacte	8 - 15	50 - 100
Assez compacte	15 - 30	100 - 200
Très compacte	> 30	> 200

**Tableau I.7 :** Les valeurs de  $C_u$  en fonction de  $N_{spt}$  (d'après Peck et al, 1957).



a)  $N_h$  en fonction de  $N_{spt}$  pour les sols pulvérulents.



b)  $C_u$  en fonction de  $N_{spt}$  pour les sols cohérents.

**Figure I.13 :**  $N_h$  et  $C_u$  en fonction de  $N_{spt}$  (d'après Christoulas, 1990).

➤ **Gilbert (1995)**

Il relie le module de réaction à la résistance de point de l'essai pénétrométrique  $q_c$  par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_s = 4,5q_c \quad (I.21)$$

➤ **Honjo, Zaika et Pokharel (2005)**

La relation entre la réaction du sol  $P$  et le déplacement du pieu  $y$  est basé sur le règlement japonais PHRI (Port and Harbour Research Institute), et le coefficient de réaction du sol donné comme suit :

$$k = k_c y^{-0,5} \quad (I.22)$$

Avec :

$k_c$  : coefficient de réaction initial avec composants de la cohésion.

Ils établissent des expressions linéaires du coefficient de réaction du sol à partir du nombre de coups  $N_{spt}$  en se basant sur 52 pieux chargés horizontalement (différents types de pieu et du sol).

Une base de données complète des pieux sous chargement latéral est construite pour être soumis à des analyses statistiques. Les mesures peuvent être divisées en deux types : des mesures sur les déplacements en tête de pieux (Analyse A) et des mesures sur moments de flexion le long du pieu (Analyse B).

Avec :

- La méthode de régression linéaire pondérée (WLR)

$$\text{Analyse A :} \quad k = 1653 + 36N \quad (\pm 283 \text{ à } N = 15) \quad (kN/m^{2,5}) \quad (\text{I.23})$$

$$\text{Analyse B :} \quad k = 217 + 191N \quad (\pm 83 \text{ à } N = 15) \quad (kN/m^{2,5}) \quad (\text{I.24})$$

- La méthode de régression linéaire simple (OLR)

$$\text{Analyse A :} \quad k = 1353 + 173N \quad (\pm 1681 \text{ à } N = 15) \quad (kN/m^{2,5}) \quad (\text{I.25})$$

$$\text{Analyse B :} \quad k = 905 + 137N \quad (\pm 848 \text{ à } N = 15) \quad (kN/m^{2,5}) \quad (\text{I.26})$$

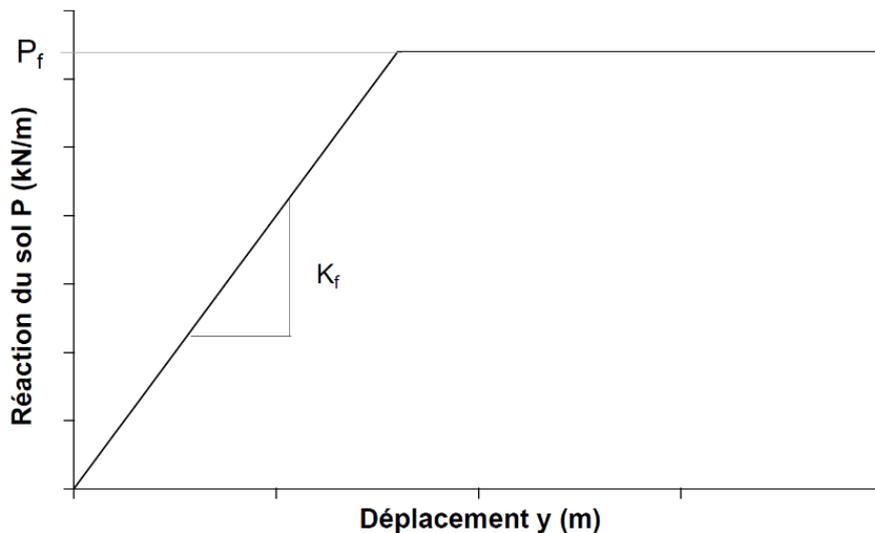
Les deux analyses se font par deux types d'approximation linéaire : la méthode de régression linéaire pondérée (Weighted Linear Regression (WLR)) et la méthode de régression linéaire simple (Ordinary Linear Regression (OLR)).

❖ **Les courbes  $P - y$**

La justification des pieux soumis à des sollicitations transversales se fait le plus souvent à partir de méthodes qui nécessitent de modéliser l'interaction sol-pieu, c'est-à-dire la loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal du pieu communément appelée « courbe  $P - y$  ». On retrouve ainsi ce type d'approche dans différents règlements nationaux (Fascicule 62, 1993) et codes internationaux (A.P.I., 1993 ; P.H.R.I., 1980 ; D.N.V., 1992) lesquels proposent chacun leur procédure pour déterminer les courbes  $P - y$  à partir d'essais in-situ ou en laboratoire.

➤ **Fascicule 62**

La construction des courbes  $P - y$  à partir du Fascicule 62 (Fascicule 62-Titre V, déc.1993) repose sur des essais in situ réalisés à l'aide du pressiomètre de Ménard. Ménard et al (1969) proposent de faire une analogie entre l'expansion de la sonde pressiométrique et la loi d'interaction entre le sol et un élément de fondation chargé latéralement. La courbe  $P - y$  décrite par le Fascicule 62 est définie par deux paramètres, un module  $K_f$  et un palier de pression  $P_f$  (Figure I.14)



**Figure I.14 :** Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge de courte durée en tête de pieu.

La pente  $K_f$  est calculée à partir de la formule du tassement vertical d'une fondation superficielle, le pieu étant assimilé à une semelle de largeur  $B$  (diamètre du pieu) et de longueur infinie. Le déplacement  $y$  correspond au « tassement » horizontal de cette semelle. La pente  $K_f$  est définie par le Fascicule 62 comme étant égale à deux fois (coefficient de sécurité) le module de réaction du sol  $E_s$  (équation I.17).

La formulation de  $K_f$  est la suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3} (2.65)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases} \quad (\text{I.27})$$

Avec :

$E_M$  : le module pressiométrique

$\alpha$  : un coefficient rhéologique caractérisant le sol (Tableau I.8) ;

$B$  : diamètre du pieu

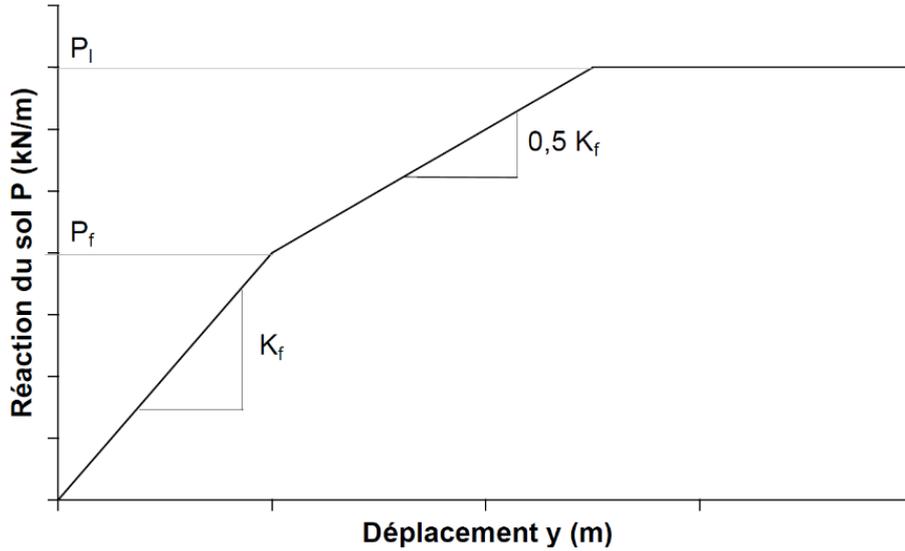
$B_0$  : diamètre de référence = 0,6 m.

Le palier  $P_f$  ( $P_f = p_f \times B$ ) correspond à la pression latérale de fluage (écoulement plastique).

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou Normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

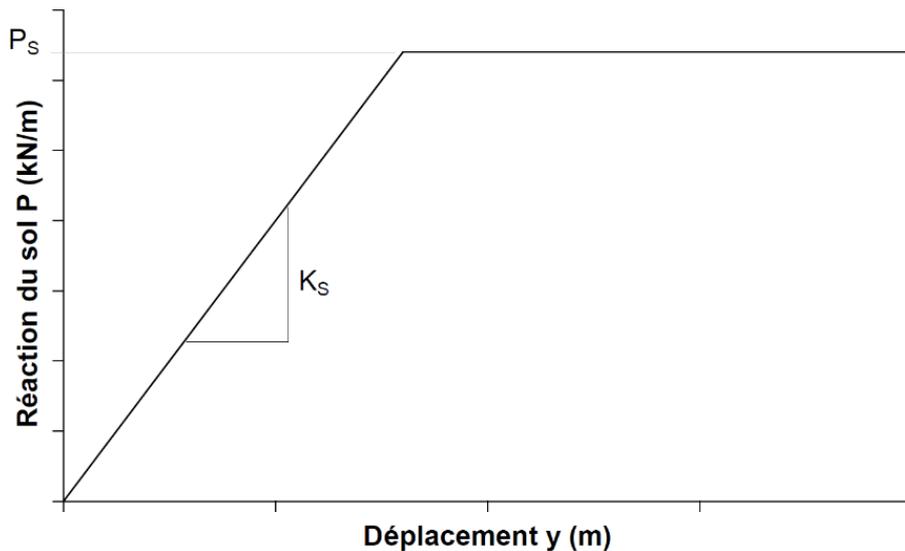
**Tableau I.8 :** Facteur rhéologique  $\alpha$  pour divers types de sols  
(d'après le Fascicule 62, 1993).

Dans le cas des sollicitations accidentelles, ou pour des sols cohérents, il est possible de prendre en compte une augmentation de la résistance limite du sol. La courbe  $P - y$  est dans ce cas définie par une courbe comportant deux droites de pentes respectives  $K_f$  et  $0,5K_f$ , le palier  $P_l$  étant égal à 1,8 fois  $P_f$  (figure I.15).



**Figure I.15 :** Loi de mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une charge accidentelle en tête de pieu.

Le frottement qui se développe le long des surfaces latérales d'une fondation profonde allongée ou de type barrettes est aussi pris en compte (réaction tangentielle). La loi de mobilisation de la réaction tangentielle est définie comme précédemment pour la loi de mobilisation frontale (figure I.16).



**Figure I.16 :** Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.

La pente  $K_s$  de la courbe est prise égale à la réaction frontale  $K_f$ , le palier  $P_s$  est exprimé en fonction de la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral ( $L_s$ ) et du frottement initial limite ( $q_s$ ) défini par le Fascicule 62 dans le cas d'un chargement axial.

$$P_s = 2L_s q_s \quad (I.28)$$

Le module de réaction  $K_s$  et le palier  $P_s$  sont minorés en surface jusqu'à une profondeur critique  $z_c$  égale à  $2B$  pour un sol cohérent (argile) et  $4B$  pour un sol pulvérulent (sable). Pour une profondeur  $z$  inférieure à  $z_c$ , les lois effort - déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité d'axe  $y$ , de direction  $P$  et de rapport  $0,5 \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$ .

La loi de mobilisation de la réaction globale est la somme de la réaction frontale et de la réaction tangentielle. La courbe  $P - y$  se présente sous la forme suivante :

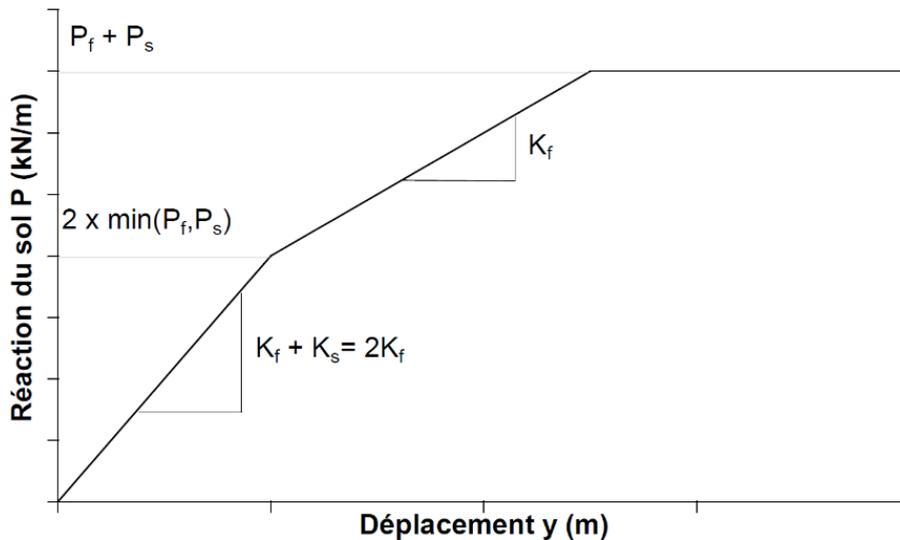


Figure I.17 : loi de réaction globale du système sol-pieu

➤ **API et DNV**

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

La réaction du sol pour le sable est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique) à la profondeur  $Z$  par expression suivante :

$$P = AP_u \tan h \left( \frac{kz}{AP_u} y \right) \quad (I.29)$$

Avec :

$A$  : un facteur prenant en compte le type de sollicitation ;

- $A = 0.9$  pour un chargement cyclique
- $A = \left( 3 - 0.8 \frac{z}{B} \right) \geq 0,9$  pour un chargement statique

$P_u$  : la réaction ultime du sol à la profondeur  $H$  ( $kN/m$ ) ;

$k$  : le module initial de la réaction du sol ( $kN/m^3$ ) déterminé par un abaque en fonction de l'angle de frottement  $\phi$  et de la densité relative  $D_r$  (Figure I.19) ;

$z$  : la profondeur ( $m$ ) ;

$y$  : le déplacement latéral ( $m$ ).

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

$$P_u \text{ la plus faible valeur de } \begin{cases} P_{us} = (C_1 z + C_2 B) \gamma z \\ P_{ud} = C_3 B \gamma z \end{cases} \quad (I.30)$$

Avec :

$P_{us}$  : réaction ultime du sol en surface

$P_{ud}$  : réaction ultime du sol pour les couches profondes ;

$B$  : le diamètre du pieu ;

$\gamma$  : le poids volumique du sol ;

$C_1, C_2$  et  $C_3$  : des coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement du sable  $\phi$  (Figure I.18).

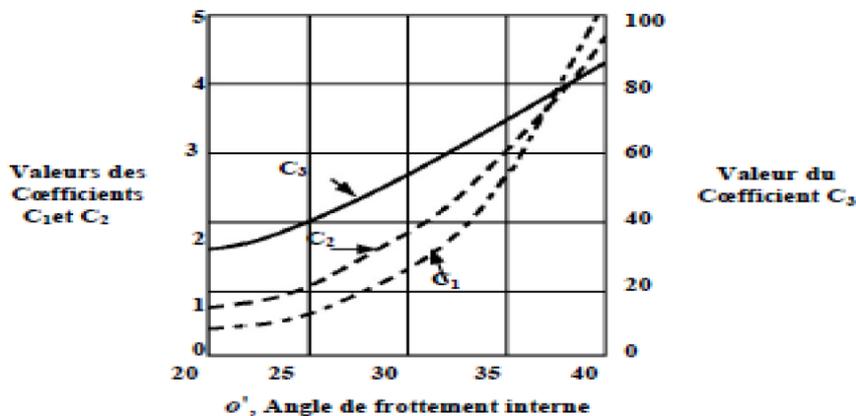
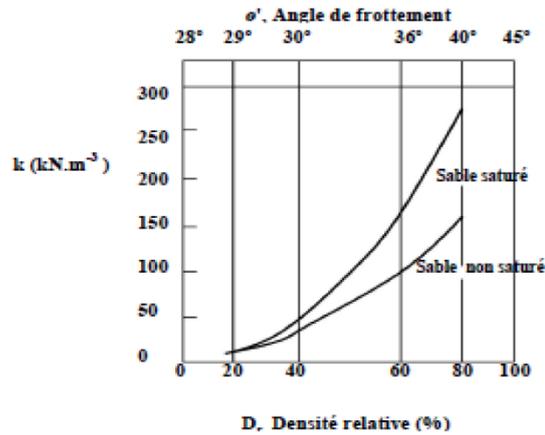


Figure I.18 : Coefficients  $C_1, C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (d'après A.P.I., 1993).



**Figure I.19** : Valeurs de  $k$  en fonction de la densité relative  $D_r$  et de l'angle de frottement interne  $\phi'$  (d'après A.P.I. 1993).

Pour les sols cohérents, l'interaction sol –pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970) celui-ci a réalisé des essais sur pieu de 0.32 in de diamètre foncé dans des argiles molles.

La seule modification apportée par l'A.P.I porte sur l'expression de la réaction ultime du sol  $P_U$  :

$$P = 0,5P_u \left( \frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (I.31)$$

Avec :

$$y_c = 2,5\varepsilon_c B$$

$P_u$  : réaction ultime du sol à la profondeur  $z$  ;

$\varepsilon_c$  : valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé ;

$y$  : le déplacement latéral (m) ;

$B$  : le diamètre du pieu.

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

$$\begin{cases} P_u = 3c_U + \gamma z + J \frac{c_U z}{B} & \text{pour } z < z_c \\ P_u = 9c_U & \text{pour } z \geq z_c \end{cases} \quad (I.32)$$

Avec :

$c_U$  : cohésion non drainée du sol ;

$\gamma$  : poids volumique du sol ;

$J$  : constante empirique expérimentale 0.5 pour les argiles molles et 0.25 pour les argiles moyennes (Baguelin et Gézéquel, 1972 ; Reese et Van Impe, 2001), ont été déterminées par des essais sur site ;

$$z_c : \text{profondeur critique} = z_c = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_U} + 1}.$$

➤ **PHRI (Port and Harbour Research Institute)**

La construction des courbes  $P - y$ , par le règlement japonais (P.H.R.I., 1980), est déduite d'essais in situ de pieux chargés latéralement (Kubo, 1965) et confirmée par des essais effectués sur des modèles réduits centrifugés (Terashi et al, 1989).

$$P = k_s z y^{0,5} \quad (I.33)$$

Avec :

$k_s$  : module de réaction latérale dans du sable ;

$z$  : la profondeur ( $m$ ) ;

$y$  : déplacement latéral ( $m$ ).

Une loi simple est proposée pour le calcul du module de réaction.  $k_s$  Est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre du pieu  $B$ , pour un diamètre inférieur à 80  $cm$ .

➤ **Georgiadis, Anagnostopoulos et Saflekou (1992)**

L'équipe de Georgiadis (1992) 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 modèle, instrumenté de jauges de déformation, à l'échelle  $1/50^{\text{ème}}$  est chargé latéralement. Les courbes de réaction en fonction du déplacement  $P - y$  sont obtenues expérimentalement en effectuant une double dérivation et une double intégration des courbes de moments.

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

$$P_u = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{p_u}} \quad (I.34)$$

Avec :

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

$P_u$  : la réaction ultime du sol ;

$y$  : le déplacement latéral.

Les auteurs établissent que la raideur  $K$  augmente proportionnellement avec la profondeur telle que  $K = z n_h$ .  $n_h$  Est un coefficient de réaction qui est déduit de la densité du sable. La réaction ultime du sol est calculée à partir des expressions établies par Reese et al (1974). Elle est la valeur minimale de  $P_{u1}$  ou de  $P_{u2}$  (équation I.35).

$$P_{u1} = Azy \times \begin{pmatrix} \frac{k_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} \\ + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (B + z \tan \beta \tan \alpha) \\ + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) \\ - K_0 B \end{pmatrix} \quad (I.35)$$

$$P_{u2} = Azy (K_\alpha (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \beta)$$

Avec :

$\gamma$  : le poids volumique ( $N/m^3$ ) ;

$\varphi$  : l'angle de frottement (degré) ;

$k_0$  : coefficient des terres au repos ;

$K_\alpha$  : coefficient des terres actives ;

$\alpha = \varphi/2$  ;

$\beta = 45 + \varphi/2$  ;

$A$  : un facteur de profondeur qui dépend du rapport  $z/L$  (compris entre 0,9 et 3).

➤ **Li Yan et Byrne (1992)**

Les travaux de Li Yan et Byrne (1992) reposent sur des essais sur modèles réduits de pieux isolés chargés latéralement dans un sable. Les conditions de similitude entre le modèle et le prototype sont obtenus grâce à un gradient hydraulique. Le but de leurs travaux était de comparer les résultats qu'ils obtenaient avec le règlement américain (A.P.I., 1993). Ils proposent une nouvelle expression pour modéliser les courbes  $P - y$  en décomposant la courbe en deux.

- La première partie de la courbe  $P - y$  est une droite passant par l'origine de pente  $E_{max}$

$$\frac{P}{E_{max} B} = \frac{y}{B} = \alpha \left( \frac{1}{1-\beta} \right) \quad (I.36)$$

Où :

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu) ;$$

$$\alpha = 5(I_D)^{-0.8}.$$

Avec :

$G_{max}$  : le module de cisaillement maximal ;

$\nu$  : le coefficient de poisson choisi égal à 0,2 ;

$\alpha$  : un coefficient fonction de la densité relative  $I_D$ ;

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

- La seconde partie de la courbe est de forme parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{max}B} = \alpha \left(\frac{y}{B}\right)^\beta \quad (I.37)$$

➤ **Mizazigh (1995)**

L'étude réalisée par Mizazigh sur des modèles réduits centrifuges de pieux sous charge latéral dans un sable sec et dense (le poids volumique  $16.1 \text{ KN}/m^3$ ) à proximité de talus à permis de modéliser les courbes  $P - y$  par une fonction puissance.

Pour les couches superficielles au-dessus de la profondeur critique les courbes  $P - y$  peuvent être représentées par :

$$P \times B = K \left(\frac{y}{B}\right)^\alpha \quad (I.38)$$

Avec :

$B$  : le diamètre du pieu ;

$K$  : le module de réaction du sol ;

$\alpha = 0.7$  Pour un sol horizontal,  $\alpha < 0.7$  en proximité du talus.

➤ **Kouda, Okamoto, Takemoura, Kusakabe et Kimura (1998)**

A la suite du tremblement de terre de Kobé (1995), une équipe de chercheurs japonais (Kouda et al, 1998) a travaillé sur des modèles réduits centrifugés dont la base expérimentale de l'étude. Il a été mis en avant des problèmes lors du calcul des pieux soumis à des grands déplacements

La particularité du pieu modèle est qu'il est constitué de 13 tronçons indépendants Un tel modèle permet d'appliquer une même charge à différentes profondeurs et de façon indépendante (Figure I.20) Pour chaque incrément de charge les conditions limites sont connues facilitant l'analyse Les courbes de réactions obtenues sont exprimées en fonction de plusieurs paramètres module initial de réaction du sol pression limite poids volumique du sol diamètre du pieu et accélération centrifuge Les courbes  $P - y$  obtenues à partir

du modèle ne permettent pas de faire un lien avec le prototype cependant cette approche novatrice permet d'obtenir de grands déplacements sur toute la longueur du pieu.

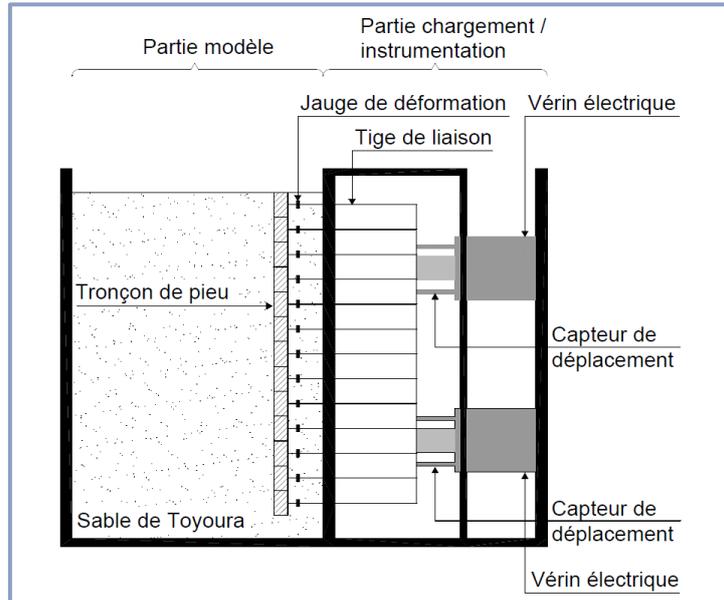


Figure I.20 : Pieu modèle constitué de 13 éléments et système de chargement.

➤ **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 :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{E_s} + \frac{y}{P_u}} \quad (I.39)$$

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

$$E_s(z) = 0,28E_m(z)K_R^{-0,55} \quad (I.40)$$

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

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_C L^4} \quad (I.41)$$

Où :

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

$$E_C = \frac{1}{L} \int_0^L E_m dz \quad (I.42)$$

Pour la résistance ultime du sol  $P_u$  était corrélée à la pression limite nette  $P_L^*$  comme suit :

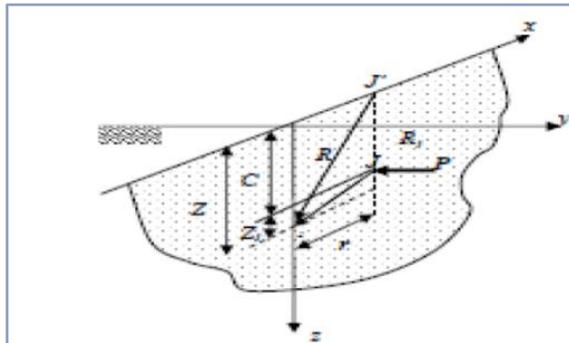
$$P_u = 3P_L^* B \sqrt{K_R} \quad (I.43)$$

### b) Méthodes du continuum élastique

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique. La plupart du temps, le sol est également considéré comme homogène et isotrope. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936).

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin (1936), celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi infini élastique, le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. Pour une charge latérale  $P$  appliquée à l'intérieur du sol, le déplacement se calcule par la formule de Mindlin :

$$U_y = \frac{P}{16\pi G(1-\gamma)} \frac{y^2}{R_1^3} + \frac{3-4\gamma}{R} - \frac{3-4\gamma}{R_1} + \frac{-y^2 + 2C(Z-C)}{R^3} - \frac{6Cy^2(Z-C)}{R^5} \quad (I.44)$$



**Figure I.21** : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini, (Mindlin 1936).

#### ➤ Méthode de Poulos (1971)

Le comportement du pieu et le sol est caractérisée par deux paramètres, le module d'élasticité  $E_s$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Poulos (1971) modélise le pieu par une plaque verticale de largeur  $B$  et de longueur  $L$ . La rigidité à la flexion est constante sur toute la longueur et égale à  $E_p I_p$ . Le pieu est décomposé en  $n$  éléments de même longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale constante  $p$ . L'expression du déplacement et de la rotation du pieu est fonction de deux paramètres : l'élancement du pieu  $L/B$  et le facteur de flexibilité  $K_R$  (rapport entre la rigidité à la flexion et le produit du module d'élasticité et de la longueur du pieu).

Des abaques permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu à partir des paramètres énoncés ci-dessus ( $E_s$ ,  $E_p I_p$ ,  $L/B$ ,  $K_R$ ,  $\nu$ ) et de la charge latérale appliquée.

Cette méthode est toutefois limitée. En effet le sol n'étant pas élastique isotrope il est difficile d'obtenir les coefficients  $E_s$  et  $\nu$  à partir d'essais géotechniques standards.

➤ **Méthode de Banerjee et Davis (1978)**

L'approche de Banerjee et Davis (1978) utilise la solution analytique des équations de Mindlin (1936). On suppose que le module d'élasticité  $E_s$  varie linéairement avec la profondeur, deux variables adimensionnelles  $K_R$  et  $X$  permettent, à partir d'abaques de déterminer les déplacements du pieu ainsi que les moments.

Cette méthode très proche de celle de Poulos (1971) présente les mêmes inconvénients (obtention de  $E_s$ ). Toutefois, la simplicité d'utilisation des abaques permet un dimensionnement aisé d'un pieu si on admet un comportement élastique du sol.

### **I.3 Conclusion**

Il existe deux méthodes pour modéliser le comportement d'un pieu sous une charge latérale : la méthode au module de réaction et la méthode du continuum élastique.

La méthode au module de réaction est aujourd'hui à la base de toutes les réglementations nationales et internationales. Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du terrain en fonction du déplacement horizontal (courbe  $P - y$ ). Toutefois, la modélisation du sol par des courbes  $P - y$  suppose que chaque couche de sol est indépendante, ce qui dans la réalité est inexact. D'ailleurs, pour la modélisation d'un pieu sous charge dynamique, Novak (1991) ajoute une loi de comportement entre chaque couche. Qui plus est, les courbes  $P - y$  réglementaires ne prennent pas en compte le mode d'installation du pieu (foré, refoulant, ...) ou la rugosité de l'interface sol-pieu.

La méthode du continuum élastique repose sur deux hypothèses fondamentales : le sol est un milieu élastique, continu et adhère au pieu au cours du chargement. Cette dernière hypothèse suppose une certaine résistance à la traction du sol qui dans la réalité est très faible. Cette méthode est aujourd'hui très peu utilisée, mise à part pour le calcul aux éléments finis.

# Chapitre II

Présentation de l'outil numérique utilisé

## II.1 Introduction :

La méthode des éléments finis est l'un des outils des mathématiques appliquées. En analyse numérique, la méthode des éléments finis est utilisée pour résoudre numériquement les équations aux dérivées partielles. Par exemple, ceux-ci peuvent représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques. En mathématiques, il s'agit de remplacer des problèmes complexes par des solutions que nous ne connaissons pas a priori par des problèmes plus simples que nous savons résoudre.

## II.2 Définition :

La méthode des éléments finis est une méthode qui permet de déterminer la solution approximative dans le domaine spatial, ce qui signifie qu'elle peut calculer le champ (scalaire, vectoriel, tenseur) correspondant à certaines équations sous certaines conditions. La méthode consiste à diviser le domaine spatial en plusieurs petits éléments (également appelés mailles) et à trouver une forme simplifiée du problème sur chaque élément, c'est-à-dire à convertir n'importe quel système d'équations en un système d'équations linéaires. Chaque système d'équations linéaires peut être représenté par une matrice. Ensuite, rassemblez tous les éléments du système d'équations pour former une grande matrice. La solution du système global fournit une solution approximative à ce problème.

La méthode des éléments finis (MEF) est employée dans de nombreux domaines scientifiques pour résoudre des équations aux dérivées partielles. Elle permet de construire une approximation simple des inconnues pour transformer ces équations continues en un système d'équation de dimension finie, que l'on peut écrire schématiquement sous la forme suivante:

$$A \cdot U = L \quad (\text{II.1})$$

Où  $\{U\}$  est le vecteur des inconnues,  $[A]$  une matrice et  $\{L\}$  un vecteur.

La matrice  $[A]$  et le vecteur  $\{L\}$  peuvent être construits par assemblage des matrices et vecteurs élémentaires, calculés localement (ABBAS, 2011).

## II.3 Historique de la méthode des éléments finis :

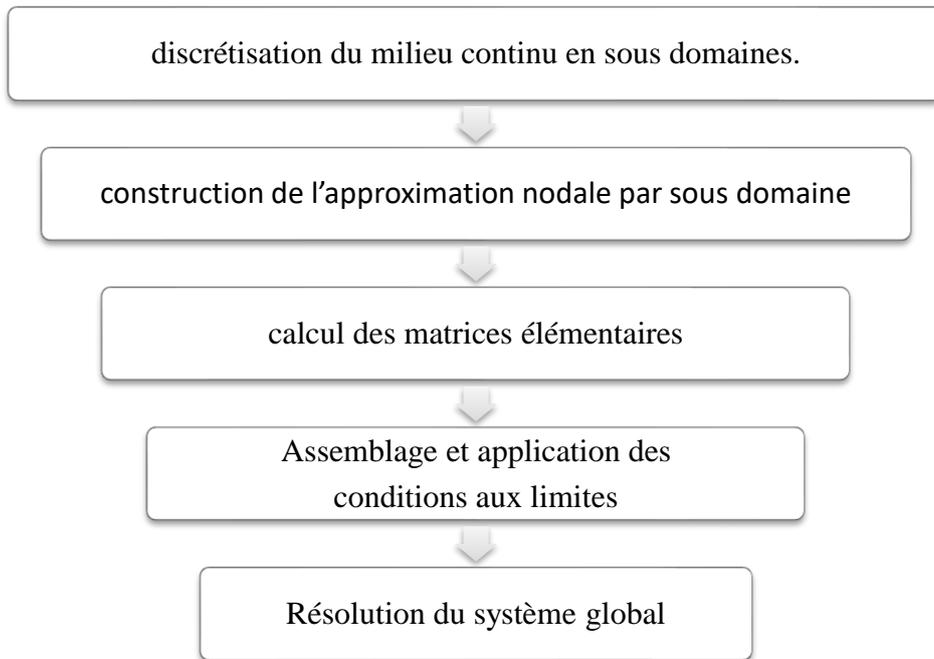
La méthode des éléments finis est le fruit de deux domaines de recherche : Les mathématiques et les sciences de l'ingénieur. (KACIMI, 2013) Les outils mathématiques remontent jusqu'aux résidus pondérés de Gauss (1775), Galerkin (1915) et Biezenokoch (1923), ainsi qu'aux méthodes variationnelles de Rayleigh (1870) et Ritz

(1909)(BAOUCHE, 2014) La contribution des sciences de l'ingénieur a débuté dans les années quarante avec Hrenikoff (1941), Henry (1943) et Newmark (1949) qui touchèrent pour la première fois aux structures continues, en faisant une approximation sur des portions de petites dimensions dans un problème continu d'une barre longue. D'où l'idée de base des éléments finis. Par suite, Argyris (1955), Turner (1956), Glough (1956) et Martin (1956)(TURNER et DHATT, 1981).ont fait une analogie directe en adoptant un comportement simplifié pour des petites portions : ils représentent un milieu continu élastique à deux dimensions par un assemblage de panneaux triangulaires, sur lesquels les déplacements sont supposés varier linéairement comme pour chaque barre ou poutre du système discret : chaque panneau est décrit par une matrice de rigidité et l'assemblage donnait la rigidité globale du milieu continu. D'où la naissance d'éléments finis avec "panneaux" comme nom.

Argyris et Kelsey (1960) utilisent la notion d'énergie dans l'analyse des structures et font appel à des méthodes mathématiques (résidus pondérés, principes variationnelles ...). Le terme " élément fini " est utilisé pour la première fois par Glough (1960), et des lors, il y a un développement rapide de la méthode. Dans les années soixante ; Zienkiwicz (1965), De Arante (1968), Oliviera (1968), Green (1969), Tones (1969), Lay (1969), Storne (1969), et Finlayson (1975) ont reformulé la méthode à partir de considérations énergétiques et variationnelles sous forme générale de résidus pondérés, d'où le modèle mathématique de la FEM. En 1969 la FEM est reconnue comme un outil général de résolution d'EDP, et utilisée pour résoudre des problèmes non linéaires et non stationnaires dans plusieurs domaines. (Seghir, 2009)

#### **II.4 Présentation de la méthode des éléments finis :**

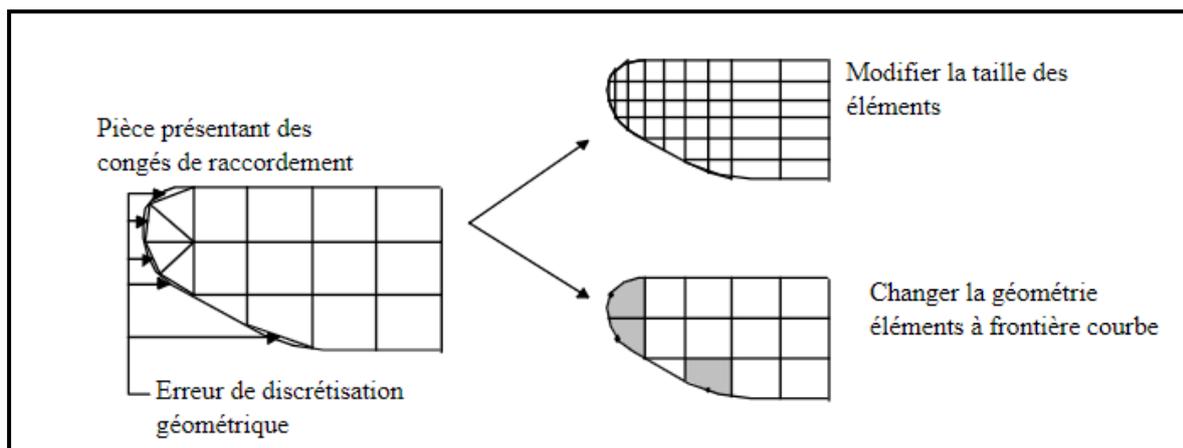
Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis, qui sont détaillées par la suite, sont les suivantes :



**Figure II.1:** Principe de la MEF.

#### II.4.1 Discrétisation géométrique :

Cette étape consiste à discrétiser le domaine en éléments et calculer les connectivités de chacun ainsi que les coordonnées de ses nœuds. Elle constitue ainsi la phase de préparation des données géométriques. (KACIMI, 2013) Lorsque la frontière du domaine est complexe, une erreur de discrétisation géométrique est inévitable. Cette erreur doit être estimée, et éventuellement réduite en modifiant la forme ou en diminuant la taille des éléments concernés comme proposé sur la figure II.2. Sur chaque élément nous allons chercher à définir une approximation de la fonction solution. (HERVE, 2008).



**Figure II.2:** Erreur de discrétisation géométrique.

(<https://meefi.pedagogie.ec-nantes.fr/MEF/MEF.htm>).

La Méthode des Eléments Finis a développé une série de types d'éléments finis qui, pour le début, peuvent être classifiés en :

- Eléments finis unidimensionnels (généralement des barres).
- Eléments finis bidimensionnels (plaques et mêmes volumes).
- Eléments finis tridimensionnels (blocs massifs).

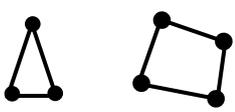
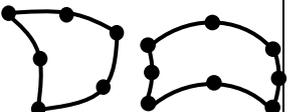
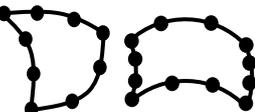
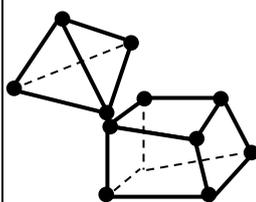
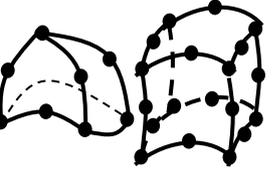
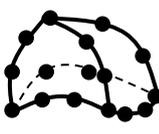
Eléments	Linéaires	Paraboliques (quadratiques)	Cubiques
Unidimensionnels			
Bidimensionnels			
Tridimensionnels			
Autres types	Masse 	 Ressort	 Contact

Tableau II.1 : Les types des éléments finis. (DEGHBODJ, 2018)

#### II.4.2 Approximation nodale

Dans chaque élément la variable tel que le déplacement, la pression, la température, est approximée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autre. Le degré du polynôme d'interpolation est relié au nombre de nœuds de l'élément. L'approximation nodale est appropriée. C'est dans cette étape que se fait la construction des matrices élémentaires. (LAIB et SALEM, 2017).

#### Définition de l'approximation nodale :

L'approximation par éléments finis est une approximation nodale par sous domaines ne faisant intervenir que les variables nodales du domaine élémentaire  $D_e$ :

$$\forall M \in D_e, U^*(M) = N(M)u_n \quad (II.2)$$

Où  $u^*(M)$  représentent la valeur de la fonction approchée en tout point  $M$  de l'élément et  $N$ , la matrice ligne des fonctions d'interpolation de l'élément  $u_n$  variables nodales relatives aux nœuds d'interpolation de l'élément.

Dans le cas général le champ à approcher est un champ vectoriel. Nous utilisons alors la notation matricielle suivante  $u^*(M) = N(M)u_n$ . Les nœuds  $M_i$  sont des points de l'élément pour lesquels on choisit d'identifier l'approximation  $u^*$  à la valeur du champ de variables  $u$ . Nous en déduisons que (HERVE, 2008) :

$$\forall M_i, u^*(M_i) = u_i \quad (\text{II.3})$$

### II.4.3 Quantités élémentaires :

Afin de présenter la démarche générale utilisée pour construire les formes matricielles et vectorielles sur chaque élément, nous utiliserons comme point de départ la forme intégrale du Principe des Travaux Virtuels associée à un problème de mécanique des structures.

Cette forme intégrale est de même type que celles pouvant être déduites des méthodes vibrationnelles et la généralisation à des problèmes de physique est donc simple. Soit un domaine (ouvert borné et connexe)  $\Omega$  de  $\mathbb{R}^n$ , de bord  $\delta\Omega$ , et d'adhérence (compacte)  $\bar{\Omega}$ . Pour simplifier les représentations, on suppose le bord polygonal.

Soient les fonctions de  $\Omega$  dans  $\mathbb{R}^n$  différentiables sur  $\bar{\Omega}$  (compact) et deux fois différentiables sur  $\Omega$  (ouvert). De telles fonctions sont continuées et différentiables sur le bord du compact. Soit  $V(\Omega)$  l'ensemble de ces fonctions ( $V$  est un espace vectoriel de dimension infinie et  $V_0$  est le sous-espace vectoriel de fonctions de  $V$  nulles sur le bord ( $\delta\Omega$ ). (HERVE, 2008).

On considère  $f$  une fonction continue sur  $\Omega$  de carré sommable et  $u$  la solution de l'équation aux dérivées partielles suivante sur  $\Omega$  ( $\Delta$  est l'opérateur laplacien) :

$$-\Delta u + k^2 u = f \quad (\text{II.4})$$

Avec la condition au bord  $u = 0$  sur  $\delta\Omega$ . Ceci peut également se réécrire  $u \in V_0$ .

Soit  $v \in V_0$  quelconque. Multiplions les deux parties de l'équation précédente par  $v$  puis sommons sur le domaine  $\Omega$ , puisque  $v$  et  $f$  sont tous deux de carré sommable sur ce domaine. On obtient l'équation :

$$-\int_{\Omega} v \Delta u \, d\omega + k^2 \int_{\Omega} v u \, d\omega = \int_{\Omega} v f \, d\omega \quad (\text{II.5})$$

- On utilise pour le premier terme une intégration par parties

$$-\int_{\Omega} v \Delta u d\omega = -\int_{\partial\Omega} \frac{\partial u}{\partial n} v ds + \int_{\Omega} (\nabla u \cdot \nabla v) d\omega \quad (\text{II.6})$$

- Dans cette formulation,  $v$  est nulle sur le bord ( $v \in V_0$ ) ce qui permet d'obtenir

Le faible du problème :

$$\int_{\Omega} \nabla u \cdot \nabla v d\omega + K^2 \int_{\Omega} v u d\omega = \int_{\Omega} v f d\omega \quad (\text{II.7})$$

#### II.4.4 Assemblage et application des conditions aux limites :

Toutes les propriétés de l'élément (masse, rigidité,) doivent être assemblées afin de former le système algébrique pour les valeurs nodales des variables physiques. C'est à ce niveau qu'on utilise les connectivités calculées pour construire les matrices globales à partir des matrices élémentaires. (KACIMI,2013),(ABBAS,2011).

#### II.5 Utilisation d'un logiciel éléments finis :

Un programme général de type industriel doit être capable de résoudre des problèmes variés de grandes tailles (de mille à quelques centaines de milliers de variables). Ces programmes complexes nécessitent un travail d'approche non négligeable avant d'espérer pouvoir traiter un problème réel de façon correcte. Citons à titre d'exemple quelques noms de logiciels : NASTRAN, ANSYS, ADINA, ABAQUS, CASTEM 2000, CESAR, SAMCEF, etc. Les possibilités offertes par de tels programmes sont nombreuses.

- Analyse linéaire ou non d'un système physique continu.
- Analyse statique ou dynamique.
- Prise en compte de lois de comportement complexes.
- Prise en compte de phénomènes divers (élasticité, thermiques, électromagnétiques, de plasticité, d'écoulement. . .) pouvant être couplés.
- Problèmes d'optimisation, etc.

L'utilisation de tels programmes nécessite une formation de base minimale. Suivie d'applications pratiques sur des problèmes simples.

Voyons tout d'abord comment se déroule une étude basée sur l'utilisation d'un logiciel éléments finis (BERDJI et GHERIBI, 2019).

### **II.5.1 Déroutement d'une étude :**

Pour réaliser une étude par éléments finis, il faut que les objectifs de l'étude soient bien définis. Le cadre de l'étude, c'est-à-dire le temps et les moyens disponibles, doit être compatible avec les objectifs et la précision cherchée. Supposons toutes ces conditions remplies, l'étude proprement dite est organisée de façon logique selon les étapes suivantes (HERVE, 2008) :

#### **a) Analyse du problème :**

Cette analyse doit fixer les paramètres du calcul et conduire à la réalisation d'un maillage. Cette phase basée sur l'expérience personnelle acquise dépend de nombreuses considérations. La difficulté essentielle est de trouver un bon compromis entre les paramètres propres au problème et ceux relatifs à l'environnement de travail. L'analyse du problème nous conduit à préciser un certain nombre d'hypothèses, et à effectuer des choix qui conditionnent les résultats.

#### **b) Choix du modèle :**

Dans les calculs de structure, les types les plus classiques sont: poutre, plan élastique, axisymétrique, coque mince ou épaisse, tridimensionnelle. Ces modèles mathématiques correspondent à la famille des éléments finis.

#### **c) Choix du type d'éléments :**

Il est fonction de la précision voulue, de la nature du problème, mais aussi du temps disponible. On choisira les éléments les mieux adaptés dans les familles disponibles.

#### **d) Choix du maillage :**

Il dépend essentiellement de la géométrie, des sollicitations extérieures, des conditions aux limites à imposer, mais aussi des informations recherchées : locales ou globales. Sans oublier bien entendu le type d'outils dont on dispose pour réaliser ce maillage.

#### **e) Hypothèses de comportement :**

Quel modèle retenir pour représenter le comportement du matériau. Le calcul est-il linéaire ? Doit-on modéliser l'amortissement ? Si le matériau est hétérogène ou composite, peut-on utiliser une méthode d'homogénéisation ? Peut-on traduire l'incompressibilité du milieu ?

Lors d'une étude, on peut être amené à utiliser des éléments finis nouveaux. Il est indispensable de vérifier leur comportement sur des problèmes élémentaires si possible proches de l'étude menée. Ce travail préliminaire est utile pour former sa propre expérience et permet de valider l'utilisation du modèle testé

**f) Création et vérification des données :**

Cette étape dépend du logiciel utilisé. La syntaxe utilisée pour définir le jeu de données est définie dans le mode d'emploi du bloc fonctionnel correspondant. En sortie, un fichier est créé, qui contient toutes les informations nécessaires à l'exécution des calculs. Les vérifications relatives au jeu de données se font généralement graphiquement, grâce à un module informatique appelé préprocesseur. Différents contrôles peuvent être utilisés pour valider le jeu de données :

- Vérifiez la géométrie des pièces et des maillages.
- Vérification de la prise en compte des sollicitations et des conditions cinématiques (liaisons) imposées à la structure.
- Vérifiez les propriétés mécaniques utilisées

Pour des problèmes spécifiques, d'autres contrôles seront envisagés. L'objectif d'éviter de faire tourner un calcul inutilement. Ceci d'autant plus que la recherche d'une solution acceptable pour un problème donné est rarement le résultat d'un seul calcul.

**g) Exécution du calcul :**

Ce bloc est le bloc le plus coûteux en temps machine et est généralement exécuté en arrière-plan. Le fichier résultat permet de vérifier si les différentes étapes du calcul se déroulent correctement:

- Interprétation des données, vérification des paramètres manquants.
- Construction des matrices, espace utile pour les gros problèmes.
- Singularité de la matrice raideur, problème de conditions aux limites ou de définition des liaisons.
- Convergence, nombre d'itérations, etc.

Ce fichier peut contenir aussi les résultats du calcul (déplacements, résidus, contraintes. . .) ce qui lui confère dans ce cas un volume généralement très important. Il peut arriver que le calcul échoue. Les principales sources d'erreurs généralement observées à ce niveau sont listées dans le tableau II.2.

Erreurs	Causes	Remèdes
Singularité de K	Éléments mal définis, existence de modes rigides, intégration numérique	Modifier la topologie du maillage, modifier le nombre de points d'intégration
Résolution des équations	Arrondi numérique, non convergence	Travailler en double précision, changer d'algorithme, augmenter le nombre d'itérations

**Tableau II.2:**Principales sources d'erreurs durant le calcul.(HERVE, 2008).

### **h) Exploitation des résultats :**

Les calculs requis par le cahier des charges sont le plus souvent pour valider ou vérifier le dimensionnement de la structure. Les résultats obtenus et les conclusions concernant les phénomènes étudiés doivent être présentés de manière synthétique : tableaux, courbes, visualisation. Cela justifie largement l'utilisation d'un post-processeur qui fournit les outils pour sélectionner les informations à examiner.

Attention lors de l'utilisation de ces outils, il faut savoir ce qui se cache dans les informations proposées graphiquement sachant qu'elles sont construites à partir de résultats discrets :

- Valeur moyenne sur un élément : comment est-elle définie ?
- Valeur maximale sur l'élément : comment est-elle calculée ?
- Valeurs aux nœuds (écarts entre les éléments) : à quoi correspondent-elles ?
- Les courbes d'iso-contraintes ont-elles une signification ?

Diverses vérifications doivent être effectuées pour confirmer les résultats. Dans la plupart des cas, ils conduisent à remettre en question le modèle afin d'en créer un nouveau qui, nous l'espérons, s'améliorera par rapport à la solution précédente.

Pour vérifier la solution, procédez dans l'ordre, en estimant d'abord la précision du modèle. Puis, lorsqu'elle est jugée suffisante, la vérification se poursuit. Les indicateurs de précision du modèle sont généralement partiels. Ils sont liés aux informations de base calculées au nœud ou au point d'intégration, qui sont généralement fournies comme la valeur moyenne des éléments. Les indicateurs locaux de la précision du modèle mécanique peuvent être :

- Discontinuité des contraintes entre des éléments adjacents. Le plus simple, pour un matériau isotrope, est de visualiser la contrainte équivalente de Von Mises, cela permet d'avoir une idée des zones fortement chargées ayant un fort gradient de contrainte. Ces zones seront l'objet de toute notre attention.
- Valeur du tenseur des contraintes sur les bords libres (certaines valeurs doivent être nulles). En pratique, il faudra estimer ces valeurs à partir des valeurs obtenues aux points d'intégration.
- Densité d'énergie interne de déformation sur chaque élément, l'idéal étant d'avoir un écart le plus faible possible. Ayant les informations sur la qualité de la solution, différents contrôles peuvent être envisagés pour valider votre modèle :
  - Ordre de grandeur des résultats obtenus.
  - Vérification des hypothèses du modèle.
  - Justification des choix de départ.

La comparaison des résultats de différents modèles peut améliorer et valider le modèle final. Une fois la fiabilité du modèle déterminée, nous pouvons tirer des conclusions sur l'adéquation entre la structure et le cahier des charges. La synthèse de ces calculs préliminaires est très importante car elle permet de prouver et de définir les limites du modèle sélectionné.

## **II.6 La méthode d'éléments finis en géotechniques :**

### **II.6.1 Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique :**

La construction d'un ouvrage géotechnique se traduit par une succession de travaux qui intéressent à chaque fois des volumes de sol limités et des géométries par fois compliquées (sols hétérogènes, phasage de travaux ...etc.). En toute rigueur, l'étude de la stabilité en cours de construction et l'estimation des déformations induites sur l'environnement sont donc des problèmes tridimensionnels. En revanche, pour l'étude de l'ouvrage une fois construit, il est possible dans certaines conditions de ramener le problème tridimensionnel à l'étude d'une coupe transversale ou longitudinale : c'est le cas notamment pour des ouvrages de grandes longueurs (tunnels à l'axe horizontal, grands remblais....etc.).

Les premiers calculs 3D ont été effectués à la fin des années 1960, mais ce n'est que récemment que des modèles réalistes représentatifs ont été envisagés, modèles encore relativement rudimentaires et difficiles à réaliser en 3D. Il ne suffit pas encore d'effectuer ces calculs de manière conventionnelle. Malgré sa simplicité et sa rugosité, le maillage 3D

de la géostructure a rapidement dépassé les 10 000 nœuds. Ainsi, les obstacles et difficultés proviennent de la complexité du maillage à développer, de la charge à appliquer et des paramètres à estimer en fonction de la durée du calcul et de l'utilisation des résultats.

Compte tenu des problèmes de mise en œuvre, il semble difficile d'envisager une utilisation courante des modèles tridimensionnels pour le dimensionnement des ouvrages, du moins dans les quelques années à venir. Cependant, ce type de calcul est devenu abordable et il peut être menée de manière raisonnable pour étudier des ouvrages exceptionnels, des grandes de structures ou à des fins de recherches pour analyser des procédés particuliers de construction que l'on ne saurait par aborder autrement.

D'une manière générale, toute rigueur, un calcul tridimensionnel devrait être réalisé dans les cas suivants :(LEHBARI, 2013).

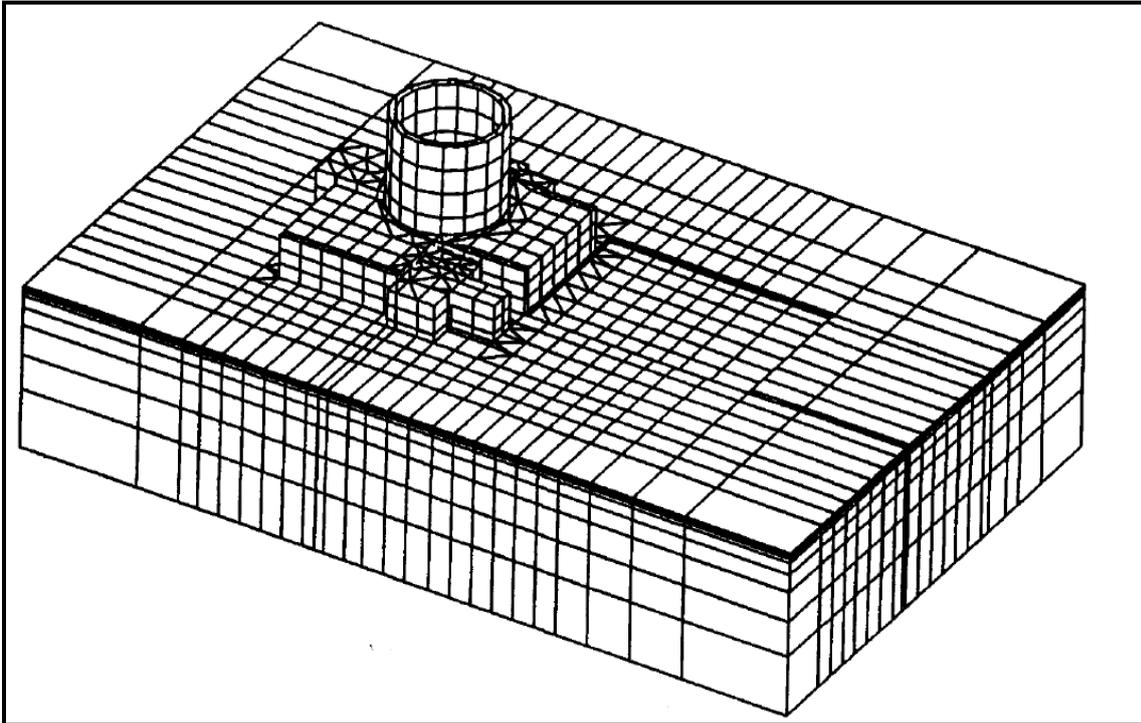
- L'effet de la troisième dimension est important (par exemple, chargement latéral des pieux).
- Aucune simplification géométrique n'est raisonnablement envisageable ou aucune symétrie n'est exploitable à cause des structures ou des terrains.
- Forte hétérogénéité des couches de sol, avec la présence de failles ou de lentilles.
- Etude du tassement différentiel d'un groupe de structures.
- Stabilité de front de taille d'un tunnel et ouvrages de soutènement
- Barrage –voute en milieu rocheux.
- Etude locale d'un phénomène ou de l'interaction du sol avec certains types de renforcement (geogrilles, barres, encrages).

Face à la complexité de l'espace tridimensionnel, les utilisateurs peuvent essayer à tout prix d'effectuer des calculs bidimensionnels. Même si une technique pour introduire un certain effet tridimensionnel dans un modèle bidimensionnel a été proposée, il est important d'être conscient des avantages et inconvénients de la modélisation en contribuant à la structure étudiée. Le tableau II.3 résume de manière très générale les problèmes posés par les méthodes 2D et 3D et sera complété ultérieurement en fonction du type de structure (fondation, tunnel, soutènement, terrassement et barrage).

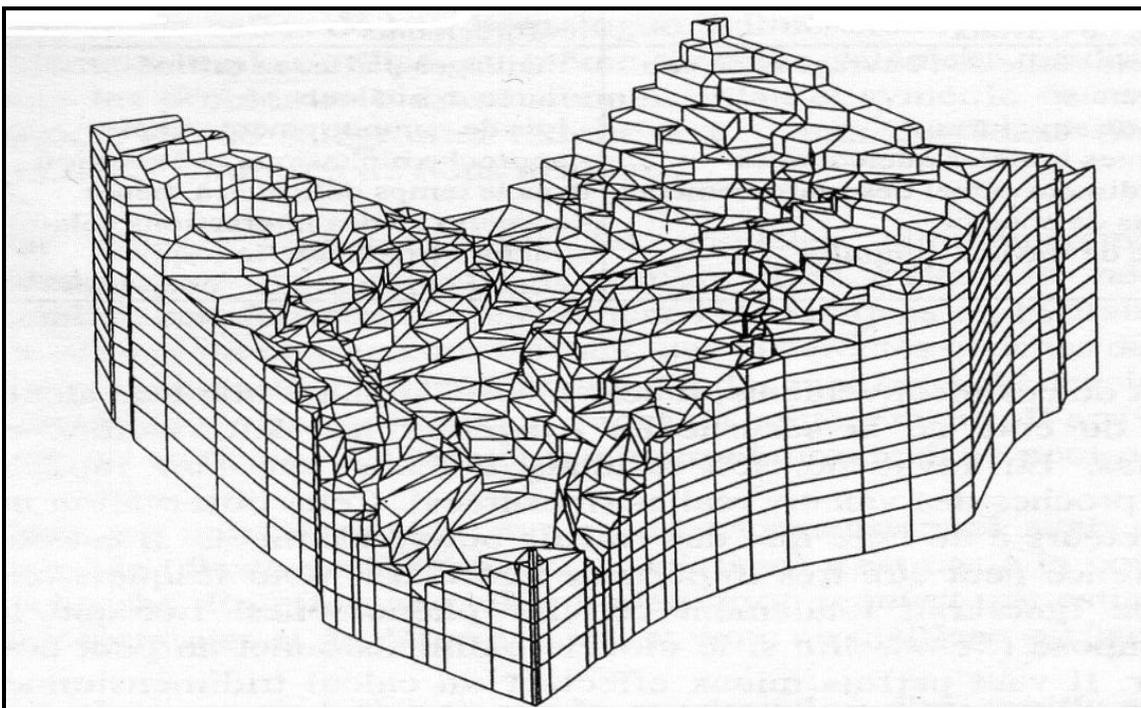
Type de modèle	Avantages	Inconvénients-Limitations
<b>Modèle Axisymétrique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-prise en compte d'une géométrie tridimensionnelle particulière</li> <li>-lois de comportement et état initial quelconques</li> <li>-études paramétriques faciles</li> <li>-approche diphasique possible</li> <li>-éléments de contact</li> <li>-phasage de travaux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-ouvrage à symétrie de révolution</li> <li>-respect des conditions de symétrie de révolution pour les terrains</li> <li>-chargement de révolution ou décomposable en une série de Fourier</li> </ul>
<b>Modèle plan (Longitudinal ou Transversal)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-loi de comportement et état initial quelques</li> <li>-études paramétriques faciles</li> <li>-approche diphasique possible, calcul de surface libre</li> <li>-éléments de contact</li> <li>-phasage de travaux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-hypothèse d'un ouvrage de grande longueur (modèle transversal) et /ou d'une largeur suffisante (modèle longitudinal)</li> <li>-chargement par mètre linéaire</li> <li>-simulation approximative des renforcements</li> </ul>
<b>Modèle tridimensionnel</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-géométrie réelle de l'ouvrage et de son environnement</li> <li>-groupe de structures</li> <li>-contraintes initiales quelconques</li> <li>-effet tridimensionnel de renforcements</li> <li>-éléments de contact</li> <li>-phasage de travaux simplifié</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-maillages pas assez raffinés</li> <li>-durée des calculs</li> <li>-lois de comportement simples</li> <li>-approche diphasique et évolution dans le temps délicates à mener</li> <li>-complexité des interactions sols-structure (maillage fins requis)</li> <li>-étude paramétriques coûteuses</li> </ul>

**Tableau II.3 :** Avantages et inconvénients des modèles d'ouvrage de géotechnique.(LEHBARI, 2013).

En plus de ces avantages et inconvénients, il convient de souligner qu'en exagérant la déformation et en surestimant les contraintes, les calculs plans sont généralement tenus secrets. En revanche, les résultats obtenus à l'aide du modèle tridimensionnel sont plus proches des valeurs réelles.(LEHBARI,2013).



Maillage d'un ouvrage dans son environnement.



Maillage d'un massif montagneux.

**Figure II.3** : Exemples de maillage tridimensionnel.(MESTAT, 1997).

### II.6.2 Formulations de la Méthode des éléments finis :

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la méthode des éléments finis, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine  $\Omega$  quelle que soit sa loi de comportement figure II.4(TOUAMRIA, 2012) :

$$\int_{\Omega} \varepsilon^*(\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} u^*(f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Gamma} u^*(\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$u$  : Vecteur déplacement réel (petits déplacements).

$u^*$  : Vecteur déplacement virtuelle.

$\sigma$  : Pseudo- vecteur contrainte (réel).

$\varepsilon$  : Pseudo- vecteur déformation (réelle).

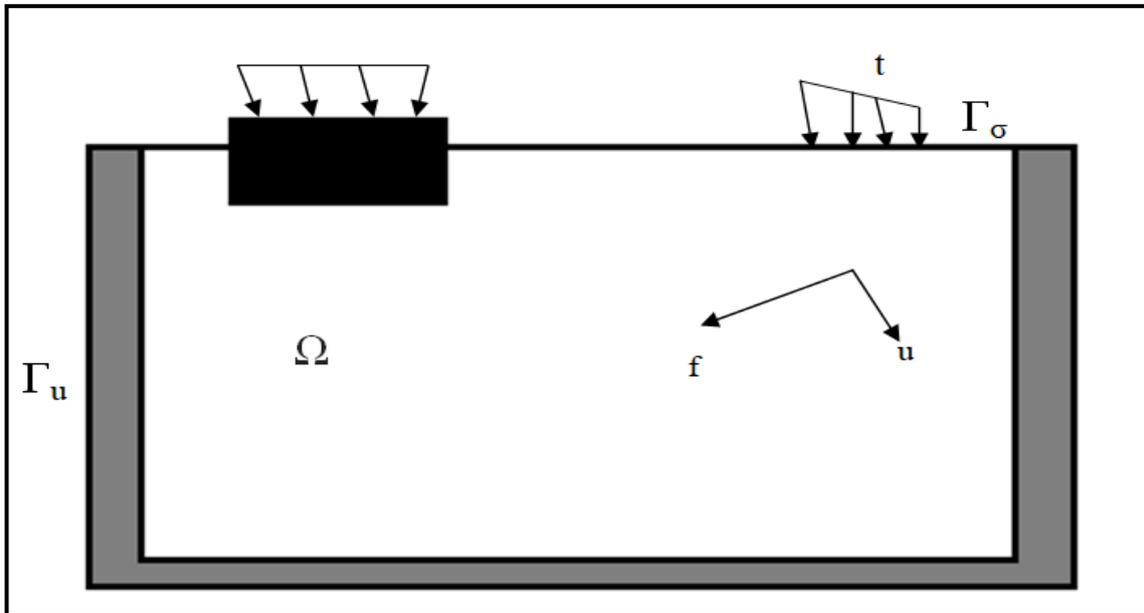
$\varepsilon^*$  : Pseudo- vecteur vitesse de déformation virtuelle.

$f$  : Vecteur forces de volume.

$t$  : Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie  $\Gamma_{\sigma}$  de la frontière  $\Gamma$  de  $\sigma$  (conditions aux limites en contraintes).

- Conditions aux limites en déplacements ( $u = u\sigma$ ) sur le complément  $\Gamma_u$  de  $\Gamma_{\sigma}$  ( $\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_{\sigma}$ ).
- Indice  $n$  : relatif à l'étape de chargement numéro  $n$  (dont la solution est Inconnue).
- Indice  $(n-1)$  : relatif à l'étape de chargement précédente numéro  $n-1$  (dont la solution est parfaitement connue).

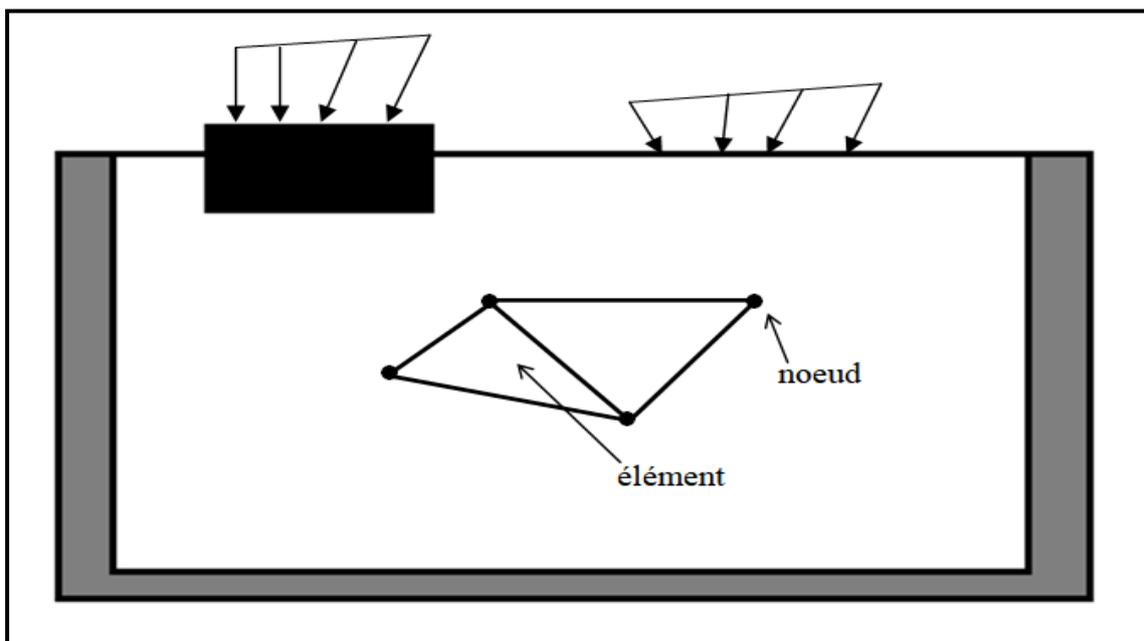
L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds Figure II.5.



**Figure II.4 :** Les actions sur le domaine  $\Omega$ .(HADRI, 2010).

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- D'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales).
- D'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).



**Figure II.5:** Domaine  $\Omega$  discrétisé.(HADRI, 2010).

### Remarques :

- La méthode des éléments finis révèle qu'il existe des intégrales de surface supplémentaires de deux entités (par exemple, sol et pieu), qui impliquent des éléments spéciaux (d'interface), où le déplacement relatif entre les deux entités peut jouer un rôle. Par déformation solide. Ces éléments impliquent un comportement "d'interface".
- Il arrive que l'on associe la méthode des éléments finis à des solides volumiques, ce qui permet de réaliser des problèmes de pieux, de palplanches ou de parois moulées, ce qui permet d'économiser des degrés de liberté (composants de déplacement), économisant ainsi de l'espace de stockage. Et le temps de calcul.

## II.7 Le code des éléments finis PLAXIS fondation 2D :

### II.7.1 Présentation :

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en last-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), qui a réalisé ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.(TOUAMRIA, 2012).

### II.7.2 Option par défaut, solutions approchées :

Le système d'options par défaut et le système de solution approximative spécifique sont l'un des pionniers des outils d'ingénierie géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est indissociable du traitement du menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment fixe, car elle effectue des tâches précises et bien définies, mais la diversité des branches en fait un outil extrêmement flexible dans son ensemble.

L'option par défaut est de commencer par le maillage : l'opérateur peut probablement spécifier une grille très détaillée, mais si seul son contour est important, d'un point de vue numérique, les détails de la disposition optimale des éléments sont entièrement à la hauteur. Le logiciel est généré à partir de quelques nœuds clés et est contrôlé en permanence à l'écran.

Il en est de même pour les conditions aux limites de déplacement : si les conditions sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités bloc par bloc de manière précise. En revanche, s'ils ont des caractères standards (vecteur de déplacement nul en bas de la zone d'étude et vecteur de déplacement horizontal nul à côté de celle-ci), vous pouvez exécuter automatiquement (par défaut) l'application depuis le menu et contrôler immédiatement l'écran de résultat.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple). (TOUAMRIA, 2012).

La pression interstitielle a toujours fait l'objet de soins particuliers pour Plaxis. Pour ceux qui souhaitent calculer avec précision le champ de pression interstitielle dans des conditions permanentes ou transitoires, cela est dû au module d'écoulement dans le milieu poreux. Mais, bien sûr, cette opération prend du temps (opérateur et machine). Si le niveau de la nappe phréatique n'est pas trop éloigné de l'horizontale, dans l'état initial et final, on sait que la pression n'est pas très différente de la pression hydrostatique. Si ce champ de

pression approximatif est utilisé, le calcul deviendra très simple car il ne traite que des changements de poussée d'Archimède Plaxis offre cette possibilité, qui est généralement très considérable. (LEHBARI, 2013).

Le coefficient de sécurité est un symbole magique en génie géotechnique, Parce qu'il regroupe un grand nombre de données dans un seul message. Les méthodes classiques estiment généralement ce nombre sur la base de la théorie de l'équilibre limite, en supposant que la résistance mécanique des matériaux impliqués est généralement réduite en proportion, ce qui ne constitue évidemment pas une véritable rupture. Il s'agit de la même méthode, applicable aux éléments finis élastoplastiques, qui contrôle l'évaluation du coefficient de sécurité de Plais. Le critère « rupture » est ici qualitatif et est laissé à l'appréciation de l'observateur, en tout cas, il est basé sur le niveau de déplacement des points de contrôle associés à la structure étudiée. La plage de déplacement obtenue est évidemment virtuelle.(LEHBARI, 2013).

Le calcul avec la méthode des éléments finis donne une masse impressionnante de résultats : des résultats directement utiles pour le concepteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade de charge donné, ainsi que des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul lui-même. Tous ces résultats sont disponibles selon que vous vous intéressez à un aspect ou à un autre, c'est aussi un système de menu arborescent qui vous permet de sélectionner les informations que vous souhaitez.

### **II.7.3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS :**

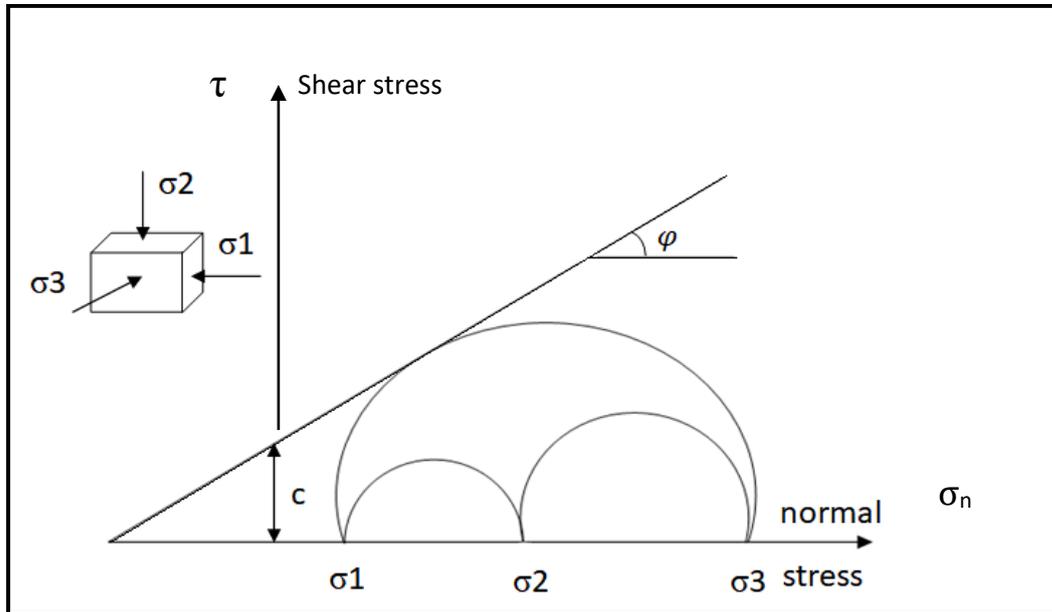
Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastovisco plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.(TOUAMRIA, 2012).

#### **a) Modèle Mohr-coulomb :**

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (\text{II.9})$$

Où :  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau figure. II.6.



**Figure II.6 :** Courbe intrinsèque du modèle Mohr-Coulomb. (TOUAMRIA, 2012).

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

#### b) Comportement élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_w$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (BJE PRUM, 1967).

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II.10})$$

$$K = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II.11})$$

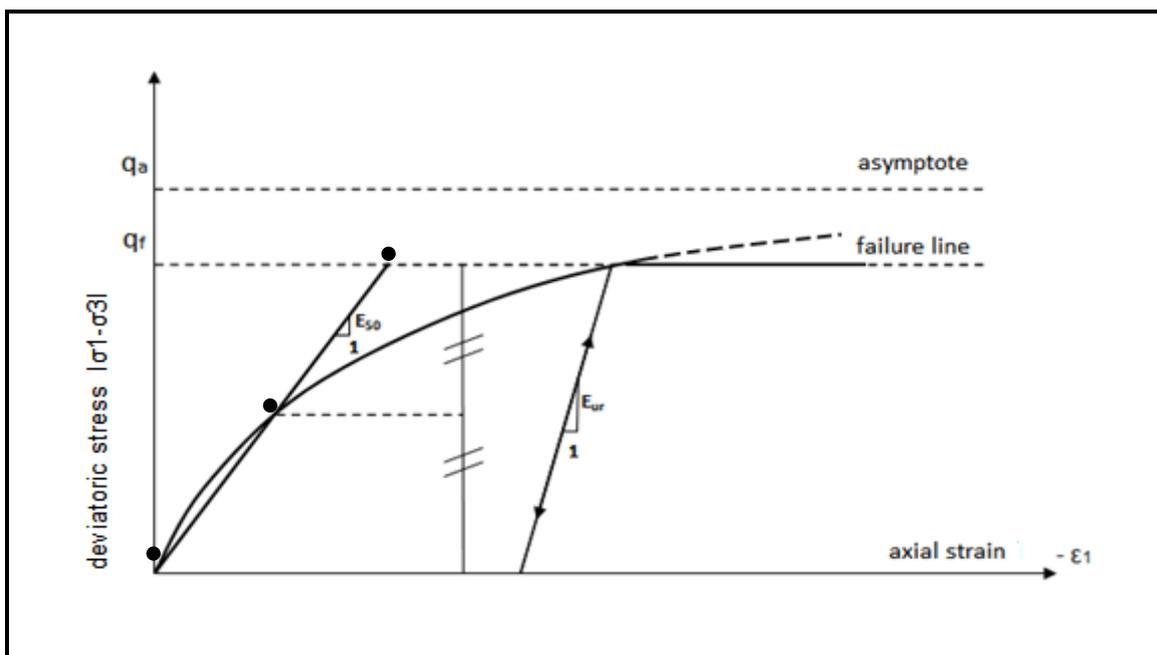
$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{II.12})$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS 3D peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

**c) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :**

Le modèle Hardening Soil Model HSM Figure II.7 a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement(YAHIAOUI, 2016).

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.



**Figure II.7:** Représentation du Hardening Soil Model.(YAHIAOUI, 2016).

On pourrait dire que ce modèle est une dérivé du modèle hyperbolique de Duncan Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes efforts déformation.

**Courbes effort-déformation :**

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (\text{II.13})$$

pour  $q < q_f$

$$\text{Avec : } q_f = (c \cot \varphi - \dot{\sigma}_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{II.14})$$

$$\text{et } q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

**Les modules :**

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \dot{\sigma}_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{II.15})$$

**Avec :**  $p^{ref} = 100 \text{Kpa}$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan

**Pour la décharge on prend :**

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \dot{\sigma}_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{II.16})$$

**Les paramètres de modèle HSH sont :**

- **Les paramètres de Mohr-coulomb**

$C$ : Cohésion (effective) (KN/m)

$\varphi$ : Angle de frottement effectif (°)

$\Psi$ : Angle of dilatance (°)

- **Paramètres de rigidité :**

$E_{ref}^{50}$ : Module sécant dans un essai triaxial (KN/m)

$E_{oed}^{ref}$ : Module tangent dans un essai œdométrique (KN/m)

$M$ : Puissance (environ 0.58 pour les sables) (-)

• Paramètres avancés :

$E_{ur}^{ref}$  : Module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{ref}=4 E_{50}^{ref}$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en décharge-recharge (-)

(Par défaut  $\nu_{ur}=0.2$ )

$p^{ref}$  : Contraintes de référence (par défaut  $P^{ref}=100$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

$K_0^{NC}$  :  $K_0$ -consolidation (par défaut  $K_0^{NC}=1 - \sin \varphi$ ) (-)

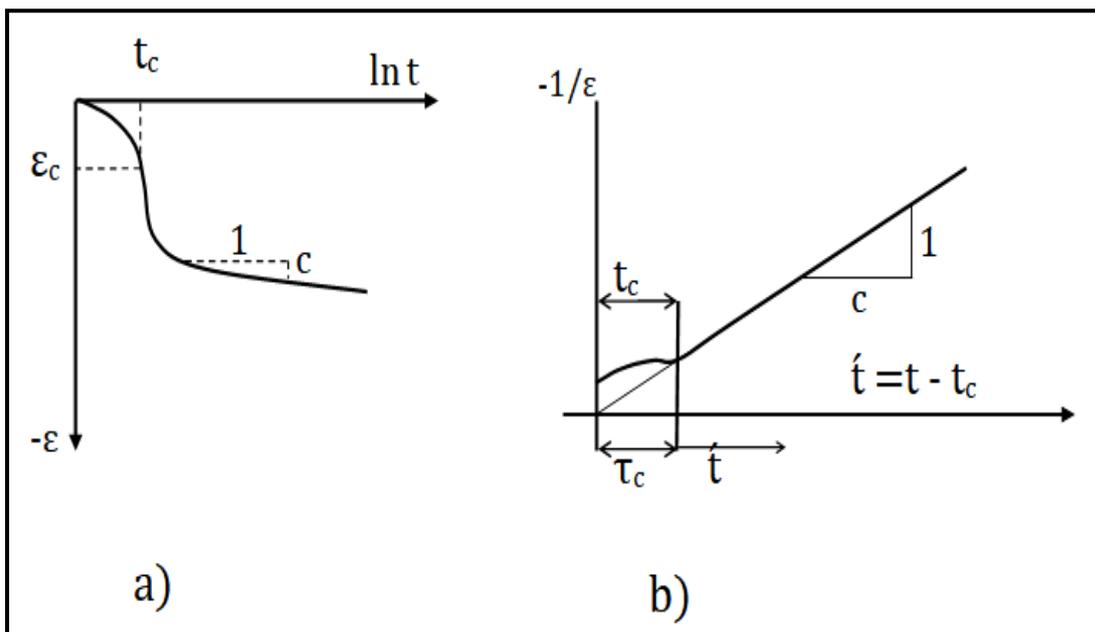
$R_f$  : Coefficient à la rupture  $q_f/q_a$  (par défaut  $R_f=0.9$ ) (-)

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension}=0$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

$C_{increment}$  :  $C_f$  modèle de Mohr-Coulomb (par défaut  $C_{increment}=0$ ) (KN/m<sup>2</sup>)

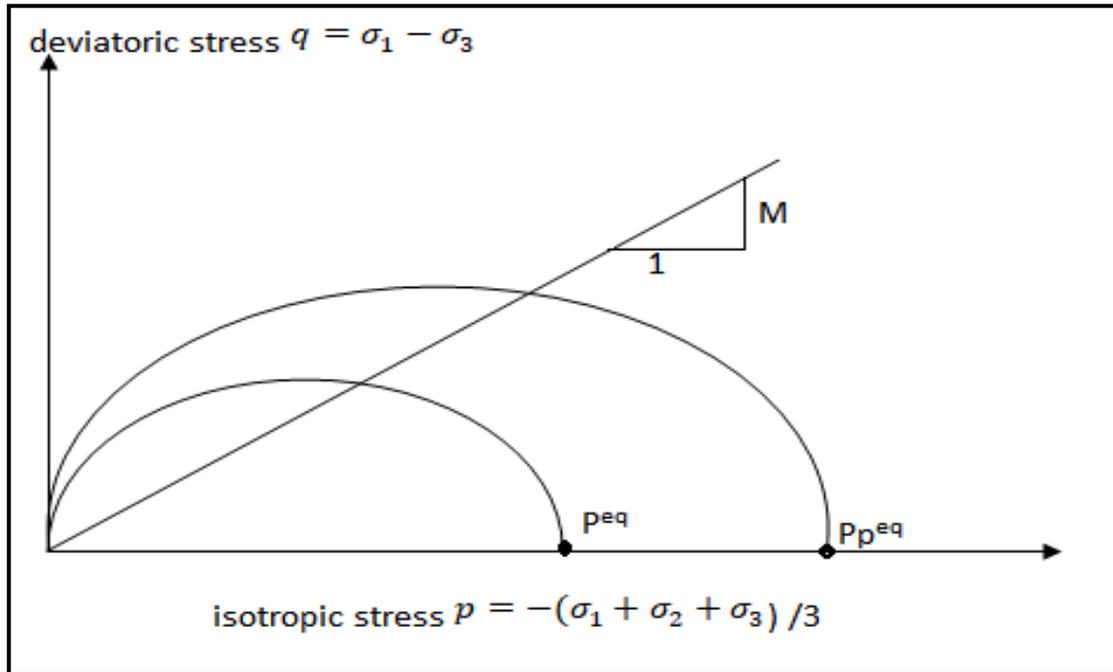
**d) Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model SSCM) :**

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre  $C\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (MESTAT, 1997). La figure II.8 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure II.8:** effet du temps sur les essais œdométriques.(YAHIAOUI, 2016).

Le soft Soil Creep model élargit ces résultats dans le plan p.q. en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Figure II.9 :** Diagramme  $p_{eq}$  dans le plan p.q.(YAHIAOUI, 2016).

## II.8 Conclusion :

Grâce à une série d'hypothèses sur la géométrie de la structure et son environnement, les matériaux et les comportements, les charges, les conditions aux limites et les conditions initiales, la structure géotechnique peut être modélisée par la méthode des éléments finis. Il s'agit généralement d'hypothèses simplifiées (mais doivent respecter les phénomènes mécaniques de base) et sont de la responsabilité de l'ingénieur.

La réalisation concrète de cette recherche nécessite la construction d'un maillage d'éléments finis et l'utilisation de codes de calcul. À ce niveau de réalisation, le plus important est de mettre en œuvre la technologie. Pour la qualité de la recherche, il est préférable d'appliquer des règles simples (qui peuvent dépendre du type de travail) pour minimiser l'effet de la technologie. Lorsque l'utilisateur construit la grille.

# Chapitre III

Modélisation d'un mono-pieu sous sollicitations  
latérales

### III.1 Introduction

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'interaction sol-pieu, elle est effectuée sur 8 pieux soumis à :

- Partie 1 : un chargement latéral  $H$
- Partie 2 : une combinaison de deux charges (latérale  $H$  et verticale  $V$ )

L'étude sera faite pour deux types de sol, sol sableux et sol argileux, dans le but de suivre :

- Le déplacement ;
- L'effort tranchant ;
- Le moment fléchissant.

### III.2 Définition des paramètres de l'étude

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

Les résultats seront déterminés numériquement en utilisant le logiciel PLAXIS qui a été présenté précédemment dans le Chapitre 2. Dans ce qui suit on définit les paramètres caractérisant les différentes parties du modèle de calcul qui sont nécessaires pour effectuer cette analyse paramétrique.

#### III.2.1 Paramètres sol-pieu

On définit les caractéristiques du :

**Pieu :**

- $B$  : diamètre du pieu ;
- $L$  : longueur du pieu ;
- $\nu_p$  : coefficient de Poisson du pieu ;
- $\gamma_p$  : poids volumique du pieu.

**Sol :**

- $E_s$  : module élastique du sol ;
- $\nu_s$  : coefficient de Poisson du sol ;
- $\gamma_s$  : poids volumique du sol ;

$c$ : la cohésion ;

$\varphi$ : l'angle de frottement ;

$\psi$ : l'angle de dilatance ;

$K_0$ : coefficient des terres au repos.

- Les principaux paramètres du sol et du pieu sont présentés dans les tableaux suivants :

PILE	$B$ (m)	$L$ (m)	$\gamma_p$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$EpIp$ (kN/m <sup>2</sup> )	$EpAp$ (kN.m)	$l_0$	$(L/l_0)$	Nature
1	1	5	25	0,25	10303,125	164850	1,1981	4,1732	Flexible
2	1	10	25	0,25	10303,125	164850	1,1981	8,3464	Flexible
3	1	15	25	0,25	10303,125	164850	1,1981	12,5196	Flexible
4	1	20	25	0,25	10303,125	164850	1,1981	16,6928	Flexible
5	2,5	10	25	0,25	402465,82	1030312,5	2,9953	3,3386	Flexible
6	2,5	15	25	0,25	402465,82	1030312,5	2,9953	5,0078	Flexible
7	2,5	20	25	0,25	402465,82	1030312,5	2,9953	6,6771	Flexible
8	2,5	25	25	0,25	402465,82	1030312,5	2,9953	8,3464	Flexible

**Tableau III.1** : Les paramètres d'entrée des pieux.

Les paramètres	Sol sableux	Sol argileux
Poids volumique naturel $\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	18	16,5
Poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	21	19,0
Cohésion $C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$0,1 \cdot 10^{-3}$	150
Angle de frottement $\varphi$ (°)	35	20
Angle de dilatance $\psi$ (°)	5	0
Module d'Young du sol $E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	20000	15000
Coefficient de Poisson	0,3	0,35
Coefficient des terres au repos $K_0$	0,4	0,6

**Tableau III.2** : Les paramètres d'entrée des sols.

### III.2.2 Formulation du modèle numérique

#### a. Modèle d'analyse

Le modèle sol-pieu utilisé dans cette étude est représenté par la figure (III.1) Le pieu est en béton armé de poids volumique  $\gamma_p$ , de diamètre  $B$  et d'une longueur  $L$ .

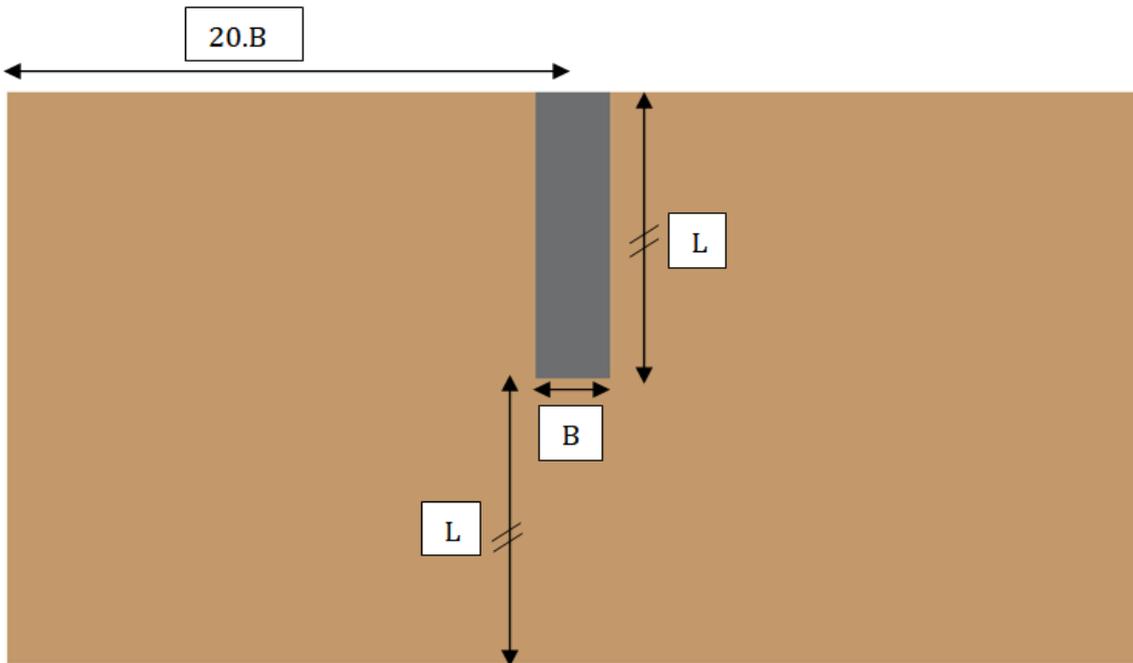


Figure III.1 : le modèle géométrique adapté dans cette étude.

#### b. Modélisation en éléments finis

Le système sol-pieu sera simulé à l'aide du logiciel PLAXIS 2D avec un modèle plan «plane strain». La figure (III.2) montre le type de maillage par éléments finis utilisé dans l'analyse.

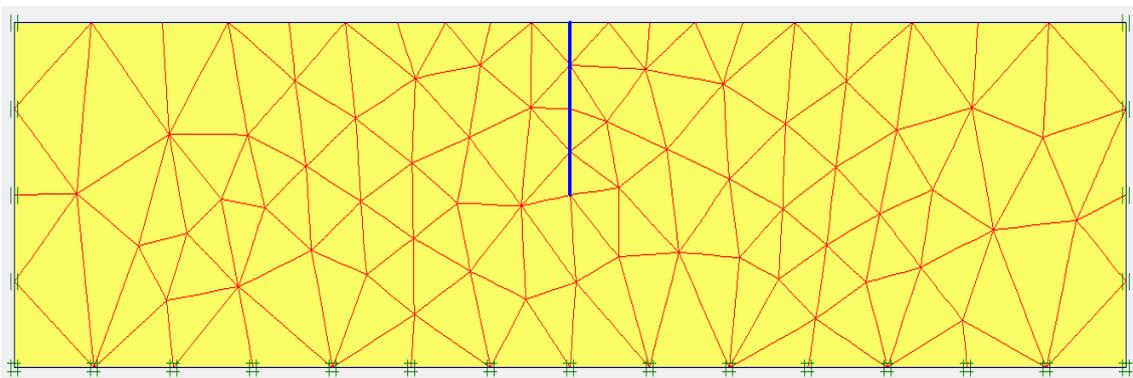


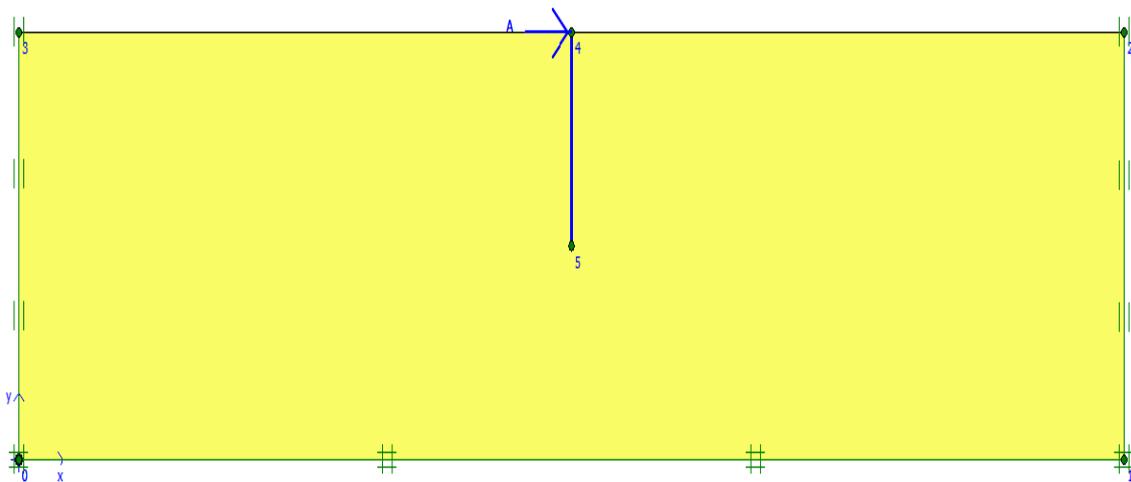
Figure III.2 : Génération typique du maillage

### III.3 Analyse et interprétation des résultats

#### III.3.1 Partie 1 : chargement latéral $H$

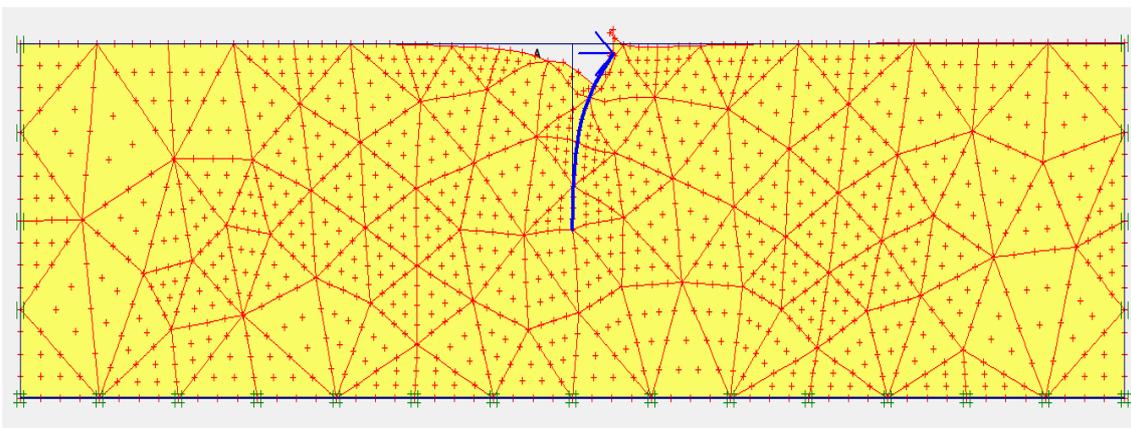
Les pieux sont implantés dans deux différents types de sol (sol sableux et sol argileux), avec des charges latérales suivantes :  $H=25\text{kN}$ ,  $H=50\text{kN}$ ,  $H=100\text{kN}$ ,  $H=200\text{kN}$ ,  $H=500\text{kN}$  et  $H=1000\text{kN}$ .

- Le modèle géométrique après l'inclusion des paramètres du pieu implanté dans le sol sableux avec la charge latérale est représenté dans la figure (III.3) :



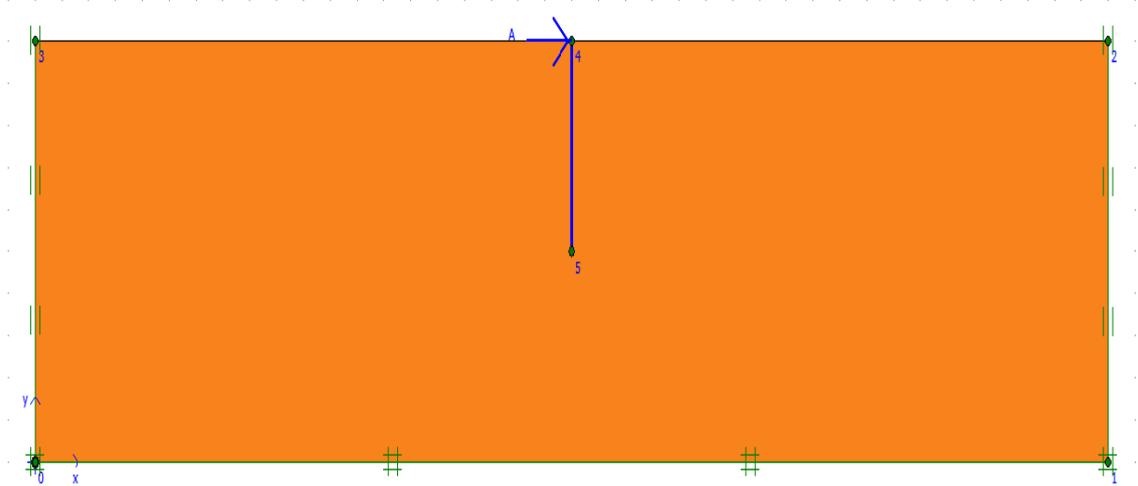
**Figure III.3 :** modèle géométrique du pieu implanté dans un sol sableux

- La figure (III.4) représente la déformée du maillage correspondant au modèle, la sélection de la condition de déformation plane aboutit un modèle en éléments finis à deux dimensions avec deux degrés de liberté de translation par nœud.



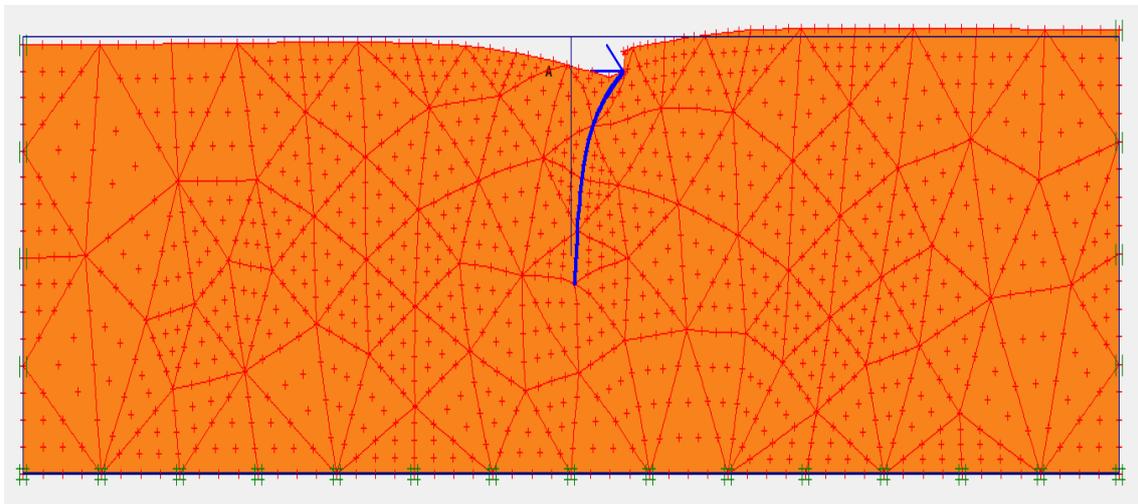
**Figure III.4 :** Modèle déformé en éléments finis.

- Le modèle géométrique après l'inclusion des paramètres du pieu implanté dans le sol argileux avec la charge latérale est représenté dans la figure (III.5) suivante :



**Figure III.5:** modèle géométrique du pieu implanté dans un sol argileux

- La figure (III.6) représente la déformation correspondante du modèle, la sélection de la condition de déformation plane aboutit à un modèle en éléments finis à deux dimensions avec deux degrés de liberté de translation par nœud.



**Figure III.6:** Modèle déformé en éléments finis.

Les effets du chargement latéral  $H$ , de diamètre  $B$  et de longueur  $L$  dans les deux types du sol, sont représentés dans les figures suivantes :

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 1 m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

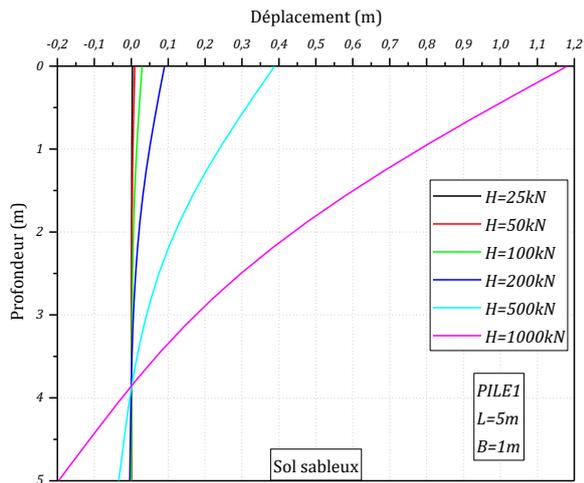


Figure III.7 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.

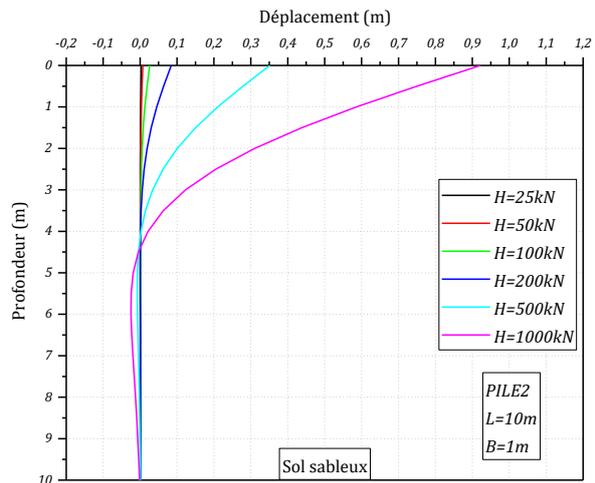


Figure III.8 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 2.

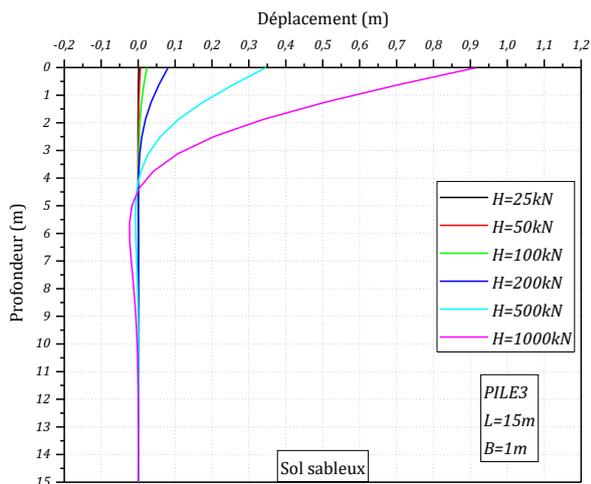


Figure III.9 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 3.

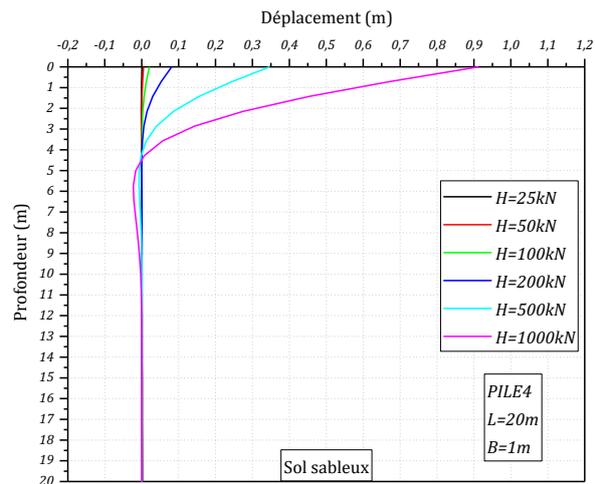


Figure III.10 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 2,5 m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

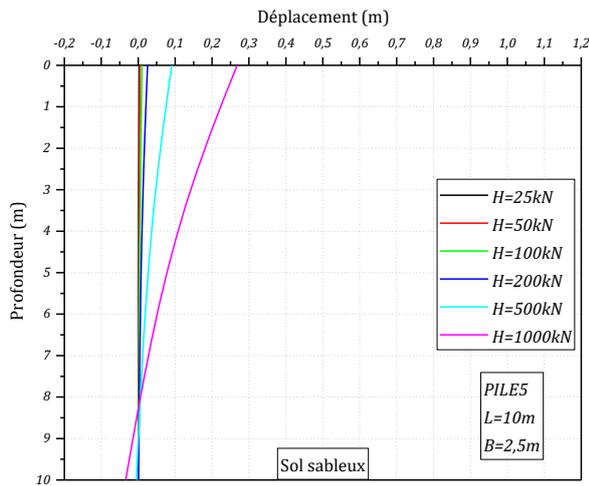


Figure III.11 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.

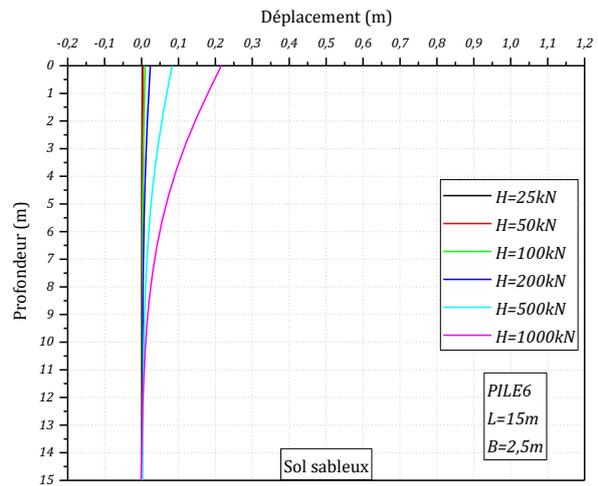


Figure III.12 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 6.

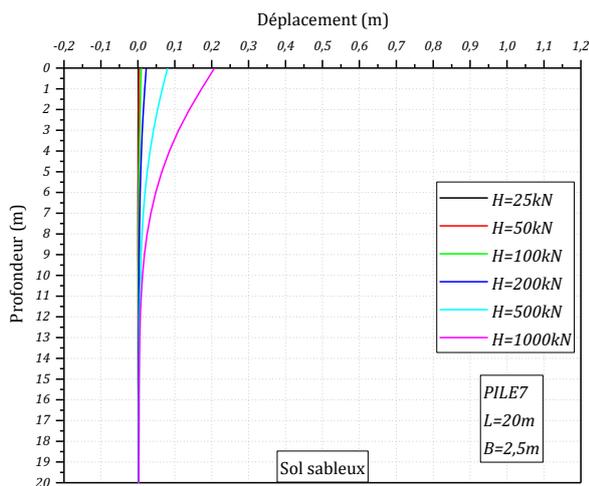


Figure III.13 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 7.

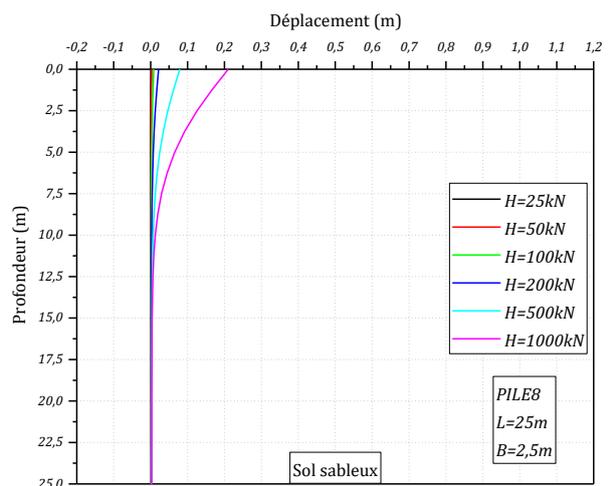


Figure III.14 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 1 m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

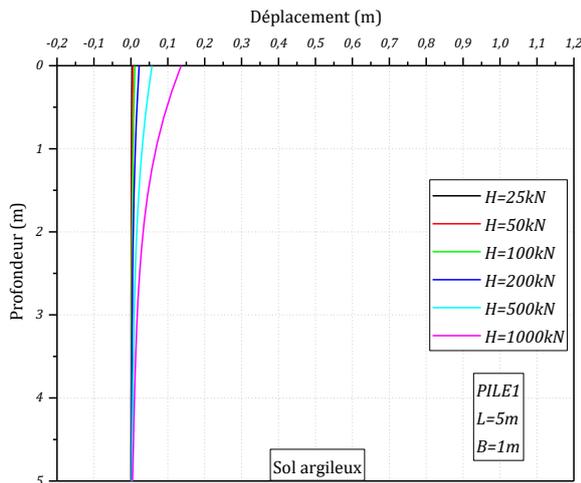


Figure III.15 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.

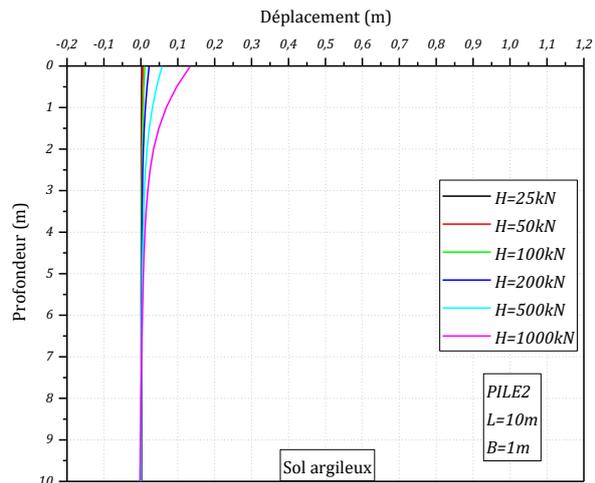


Figure III.16 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 2.

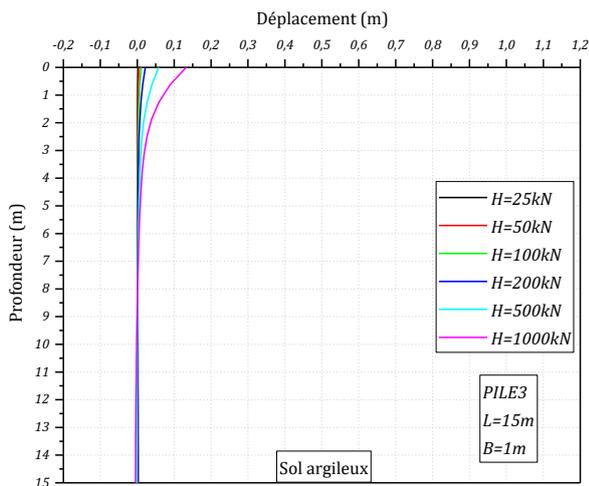


Figure III.17 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 3.

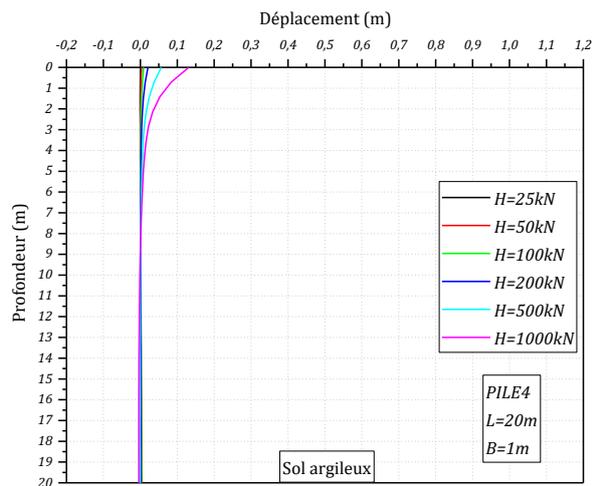


Figure III.18 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 2,5 m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

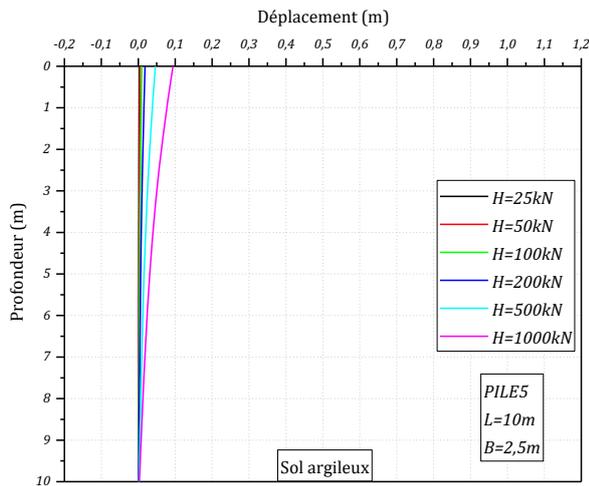


Figure III.19 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.

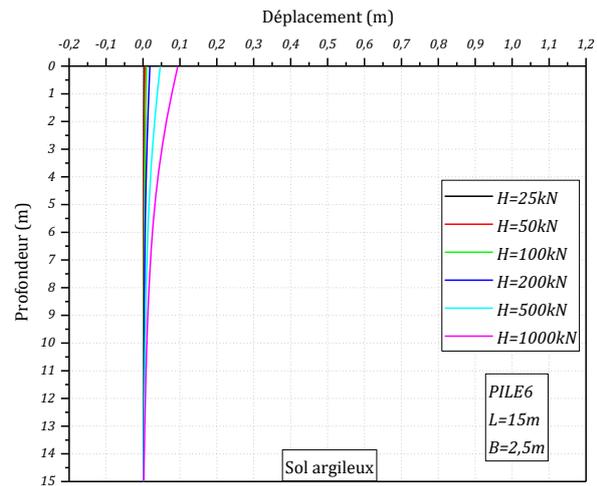


Figure III.20 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 6.

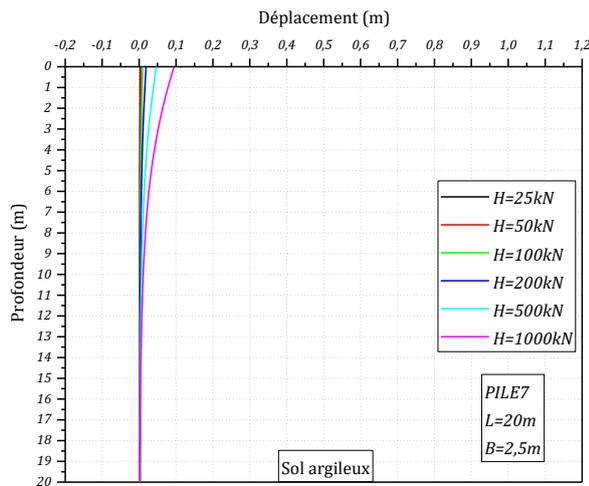


Figure III.21 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 7.

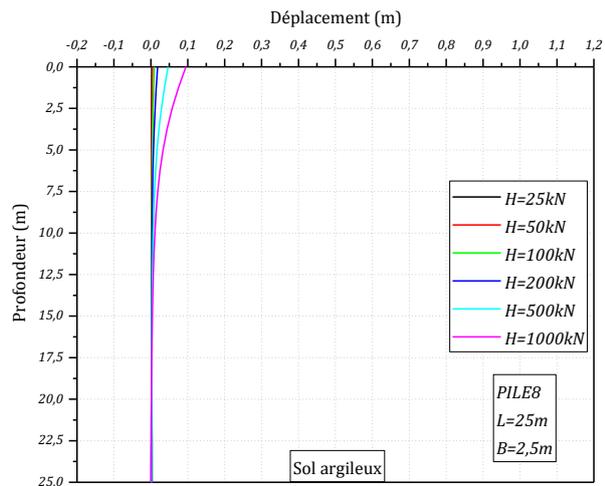


Figure III.22 : les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.

### **III.3.1.1 Commentaire : Figure III.7 ==> Figure III.22**

Les figures présentent les courbes des déplacements horizontaux  $U_x$  des pieux (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8) en fonction de la profondeur.

- **Effet de chargement latéral H**

Dans les deux cas (sol sableux et sol argileux), nous remarquons que les déplacements de tous les pieux prennent une valeur maximale en tête avec toutes les charges H (25kN, 50kN, 100kN, 200kN, 500kN et 1000kN) dans la même direction, et ils diminuent en fonction de la profondeur, jusqu'à une certaine où les courbes se croisent pratiquement au point de déplacement initial<sub>0</sub>.

À partir de ce point de profondeur :

➤ Pour les charges 25kN, 50kN, 100kN et 200kN :

Les déplacements (de tous les pieux ; cas sable et argile) restent nuls tout au long du fût jusqu'à la pointe du pieu.

➤ Et pour les charges 500kN et 1000kN :

Dans certains pieux (sable : PILE 1 et PILE 5) les déplacements deviennent accroissant en fonction de la profondeur vers la direction opposée.

Et dans certains d'autres (sable : PILE 2, PILE 3 et PILE 4) les courbes de déplacements sont légèrement augmentées en fonction de la profondeur vers la direction opposée jusqu'à une certaine profondeur, où elles reviennent ensuite progressivement au point de déplacement initial<sub>0</sub>, et elles deviennent nulles dans le reste de fût du pieu jusqu'à la pointe. Ce point en profondeur (le point de l'intersection des courbes) représente le point de rotation du pieu.

Le reste des pieux (sable : PILE6, PILE7 et PILE8 ; argile : Tous les pieux) après la valeur max en tête les déplacements diminuent jusqu'à une certaine profondeur et ils deviennent presque nuls tout au long le reste du pieu.

- **Effet de la longueur L**

Nous observons que plus la longueur de pieu augmente, plus le déplacement diminue.

Nous remarquons aussi que :

- Pour les pieux de 1m de diamètre (PILE1 – PILE4) :

Le déplacement en tête<sup>1</sup> diminue entre PILE1 et PILE2 (de 5m à 10m) de  $\approx 22\%$  pour le cas d'un sable, et de  $\approx 1\%$  pour le cas d'une argile, à partir de PILE2 jusqu'à PILE4 (de 10m à 20m) la différence de déplacement devient négligeable ( $\approx 0\%$ ).

- Pour les pieux de 2,5m de diamètre (PILE5 – PILE8) :

Nous constatons aussi que le déplacement en tête diminue entre PILE5 et PILE6 (de 10m à 15m) de  $\approx 19\%$  dans le cas d'un sable, et est négligeable pour le cas d'une argile entre tous les pieux, et à partir de PILE2 jusqu'à PILE4 (de 15m à 25m) la différence de déplacement devient négligeable ( $\approx 0\%$ ) aussi pour le sable.

- **Effet de diamètre B**

Nous observons que les déplacements dans les pieux de 1m de diamètre (PILE1, PILE2, PILE3 et PILE4) dans les deux cas (sable et argile) sont très importants par rapport aux déplacements des pieux de 2,5m de diamètre (PILE5, PILE6, PILE7 et PILE8 ; sable et argile).

- **Effet de la nature du sol**

Le déplacement dans le sol argileux est très petit par rapport au sol sableux.

---

<sup>1</sup> On prend la charge max (1000 kN) pour tous les pieux.

➤ Les figures des efforts tranchants  $Q$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 1 m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

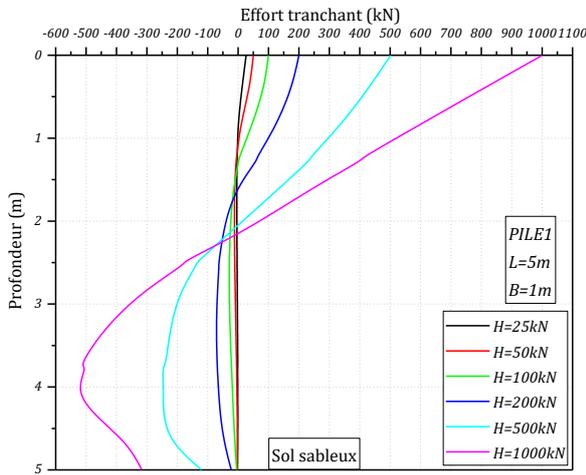


Figure III.23 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 1.

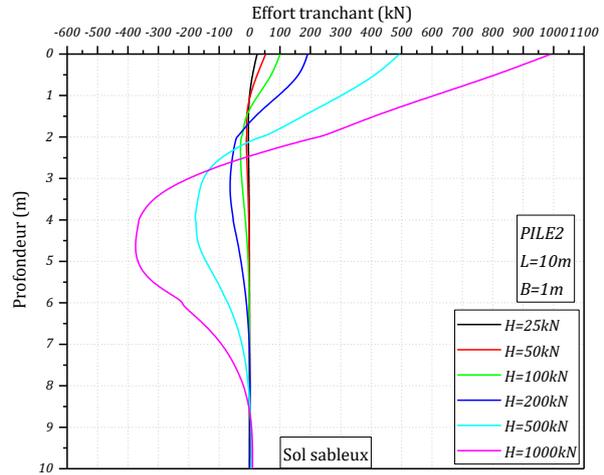


Figure III.24 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 2.

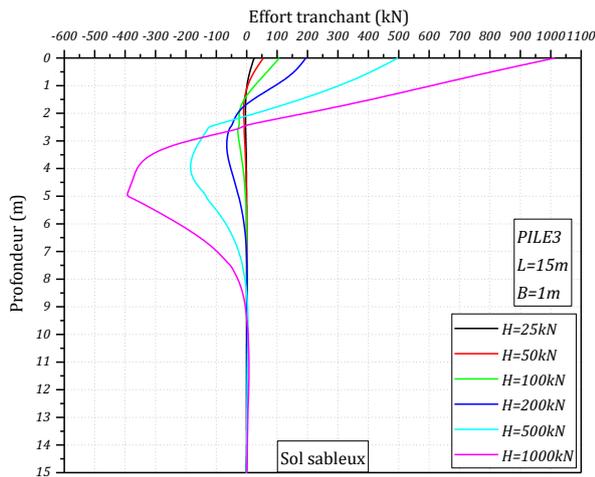


Figure III.25 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 3.

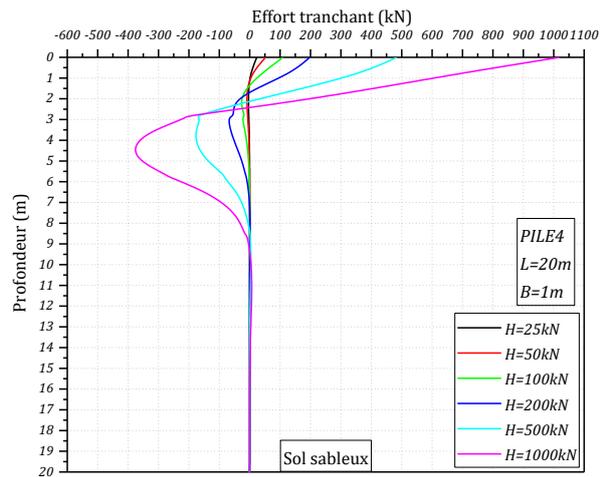


Figure III.26 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des efforts tranchants  $Q$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 2,5 m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

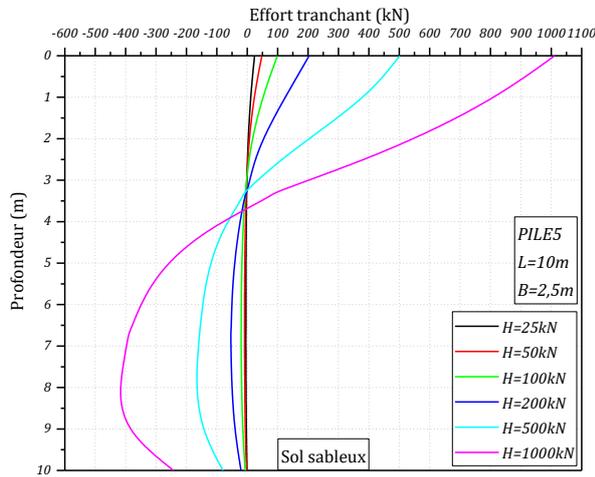


Figure III.27 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 5.

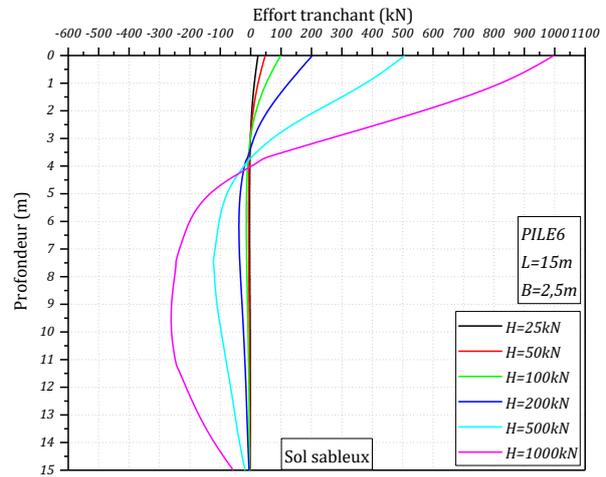


Figure III.28 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 6.

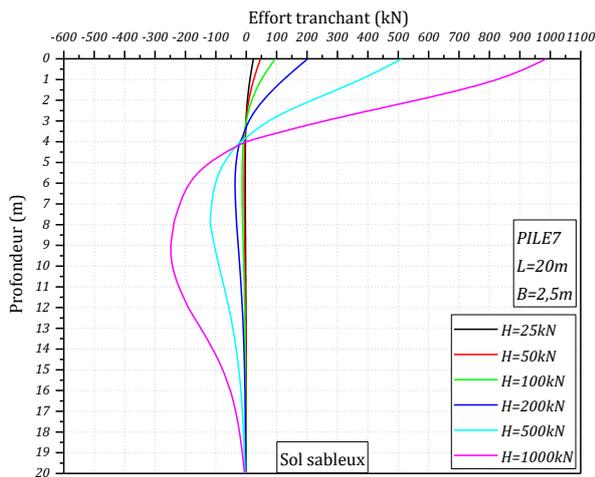


Figure III.29 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 7.

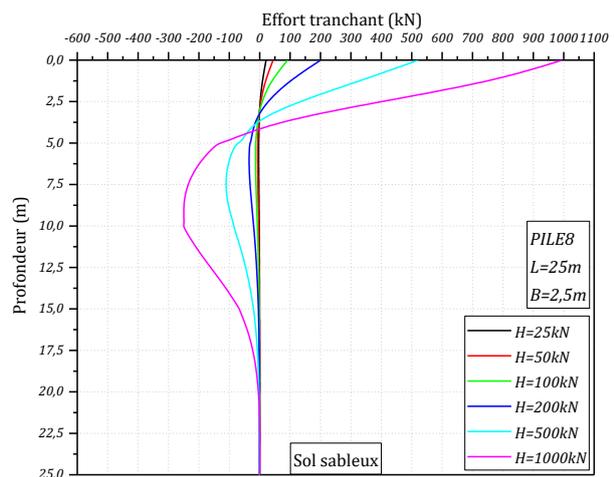


Figure III.30 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 8.

➤ Les figures des efforts tranchants  $Q$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 1m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

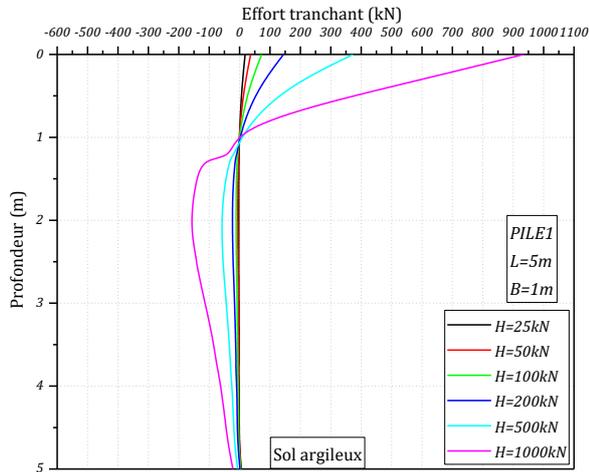


Figure III.31 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 1.

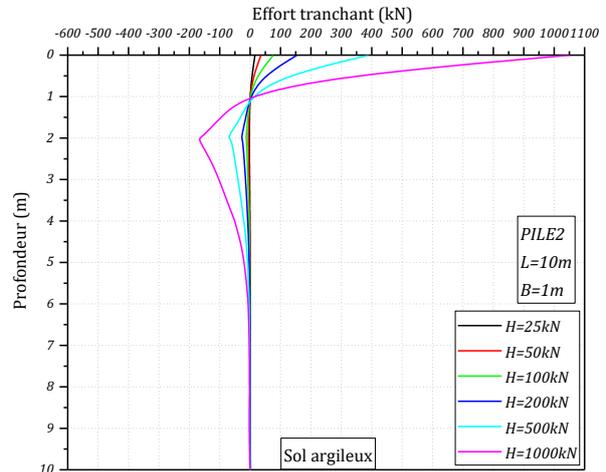


Figure III.32 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 2.

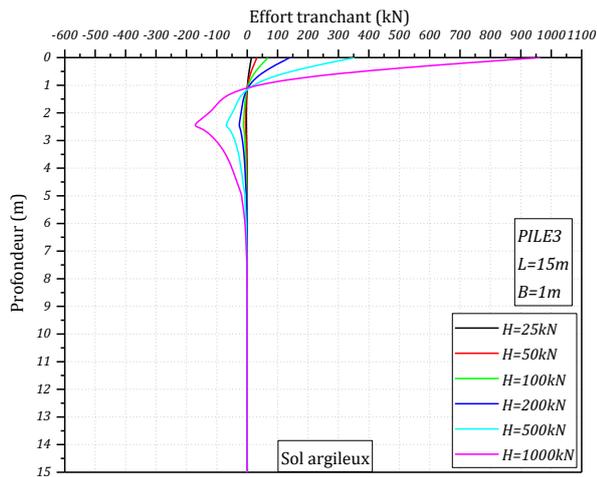


Figure III.33 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 3.

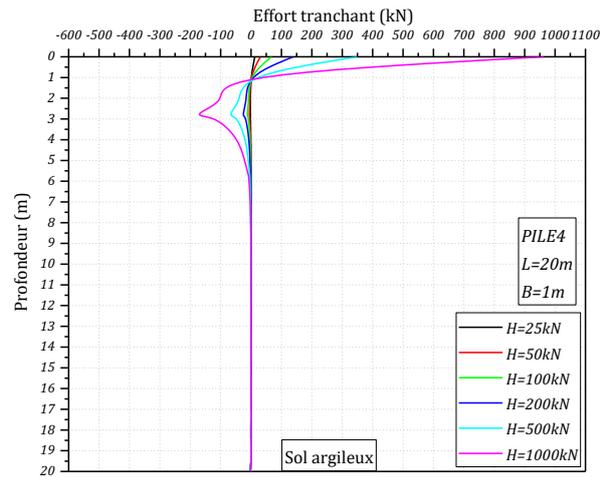


Figure III.34 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des efforts tranchants  $Q$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 2,5 m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

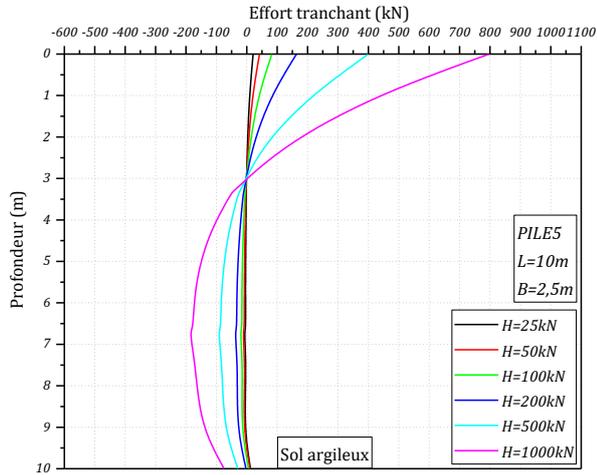


Figure III.35 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 5.

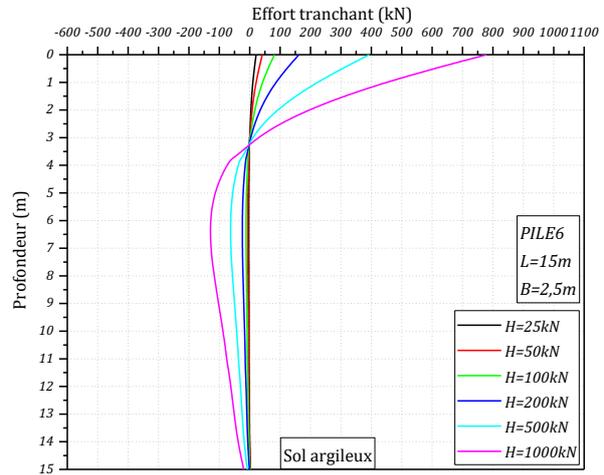


Figure III.36 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 6.

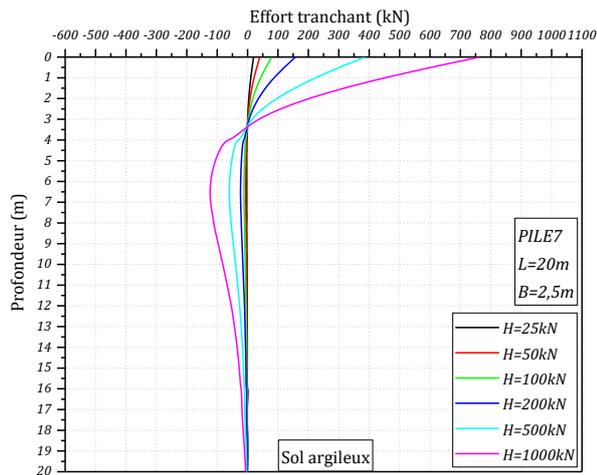


Figure III.37 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 7.

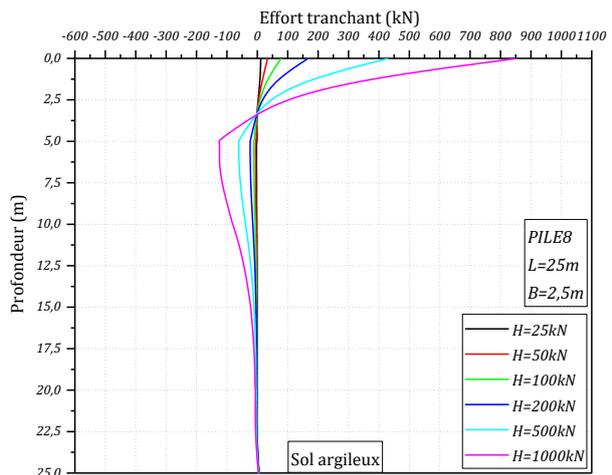


Figure III.38 : les efforts tranchants en fonction de la profondeur du pieu 8.

### **III.3.1.2 Commentaire : Figure III.23 ==> figure III.38**

Les figures (23 ==> 38) présentent les courbes des efforts tranchants des pieux (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8) en fonction de la profondeur.

- **Effet de chargement latéral H**

Nous remarquons que les efforts tranchants augmentent avec l'augmentation des charges et prennent des valeurs max en tête dans tous les pieux pour tous les niveaux de chargements.

Et ensuite ils diminuent en fonction de la profondeur jusqu'à une certaine où ils deviennent nuls.

À partir de cette profondeur l'effort tranchant :

- Reste nul pour  $H = 25\text{kN}$  et  $50\text{kN}$  tout le reste du fût du pieu.
- Devient accroissant en fonction de la profondeur dans le sens négatif dans les charges  $H = 200\text{kN}$ ,  $500\text{kN}$ ,  $1000\text{kN}$  et légèrement dans  $100\text{kN}$ , ils reviennent ensuite progressivement au 0.

Après elles deviennent nulles encore une fois (sauf PILE1, PILE5 et PILE6 ; pour le sable et l'argile) dans le reste de fût du pieu jusqu'à la pointe.

- **Effet de diamètre B**

Nous observons que le deuxième point d'intersection de la courbe<sup>2</sup> avec la ligne 0 de l'effort tranchant augmente en fonction de la profondeur quand on augmente le diamètre, c'est-à-dire :

- Dans les pieux de 1m de diamètre (PILE1, PILE2, PILE3 et PILE4) le deuxième point d'intersection est situé à  $\approx 9\text{m}$  de profondeur dans le sable, et  $\approx 6,5\text{m}$  de profondeur dans l'argile.
- Par rapport aux pieux de 2,5m de diamètre (PILE5, PILE6, PILE7 et PILE8) il est situé à  $\approx 20\text{m}$  de profondeur dans le sable et à  $\approx 19\text{m}$  de profondeur dans l'argile.

---

<sup>2</sup> On prend la charge max (1000 kN) pour tous les pieux.

- **Effet de la longueur L**

Nous remarquons que même si on augmente la longueur de pieu il n'y a pas un très important changement pour les efforts tranchants en fonction de la profondeur.

- **Effet de la nature du sol**

L'effort tranchant dans le sol sableux est important par rapport au sol argileux.

➤ Les figures des Moments fléchissants  $M$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 1 m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

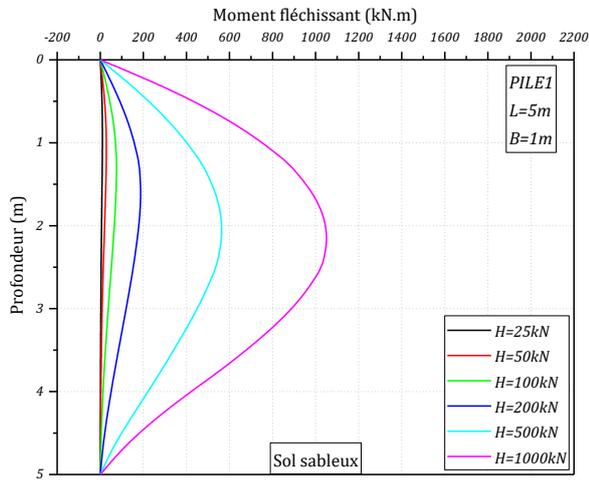


Figure III.39 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 1.

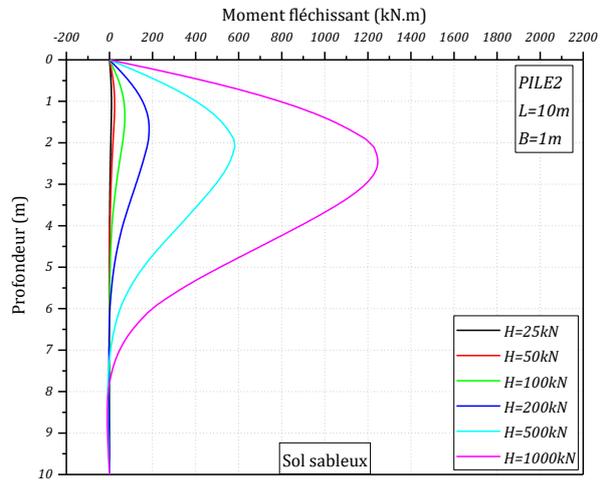


Figure III.40 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 2.

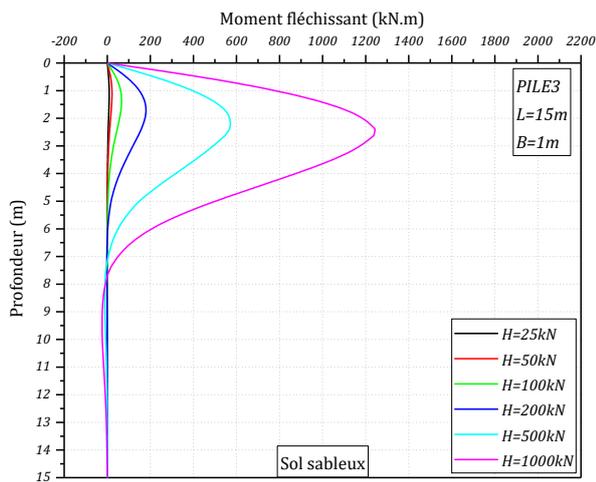


Figure III.41 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 3.

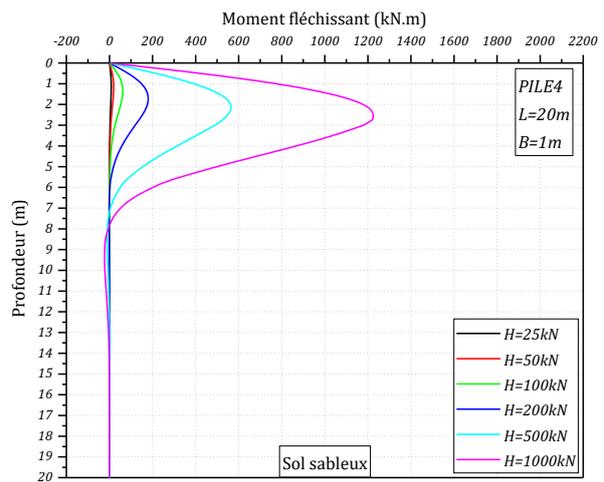


Figure III.42 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des moments fléchissants  $M$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : constant = 2,5m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

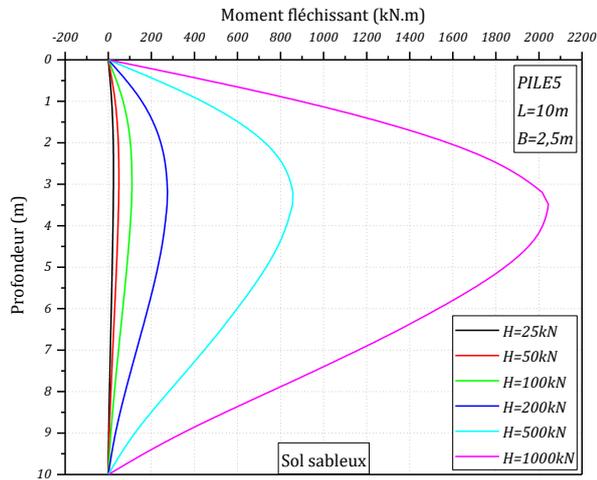


Figure III.43 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 5.

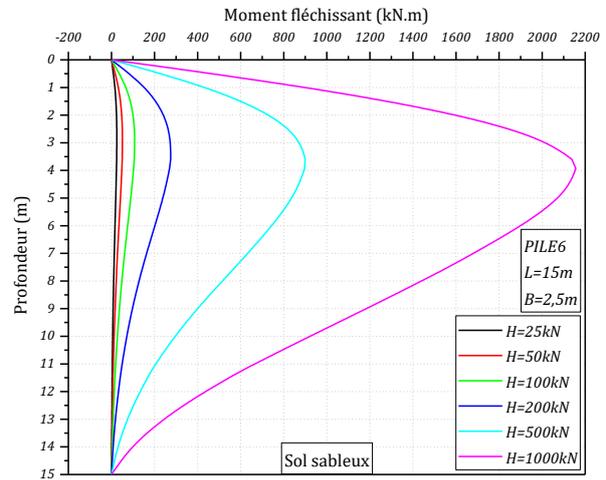


Figure III.44 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 6.

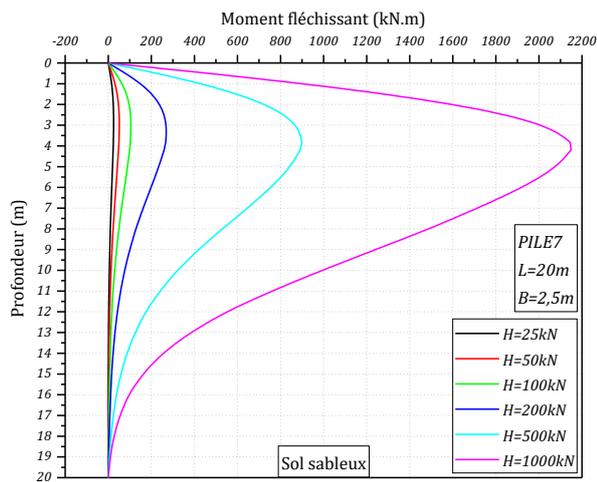


Figure III.45 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 7.

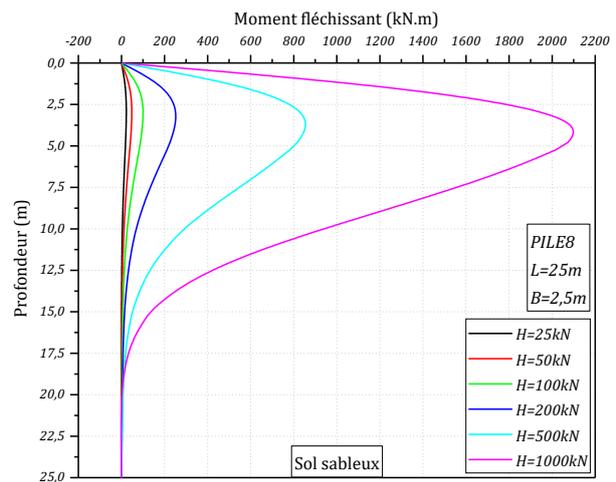


Figure III.46 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 8.

➤ Les figures des moments fléchissants  $M$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 1 m ;

$L$  : variable = 5m, 10m, 15m et 20m.

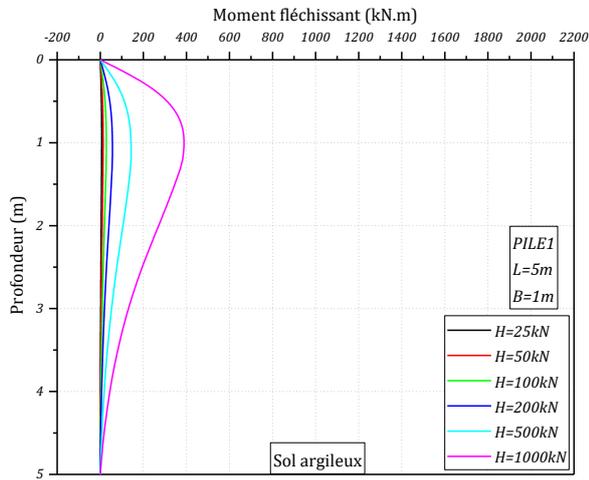


Figure III.47 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 1.

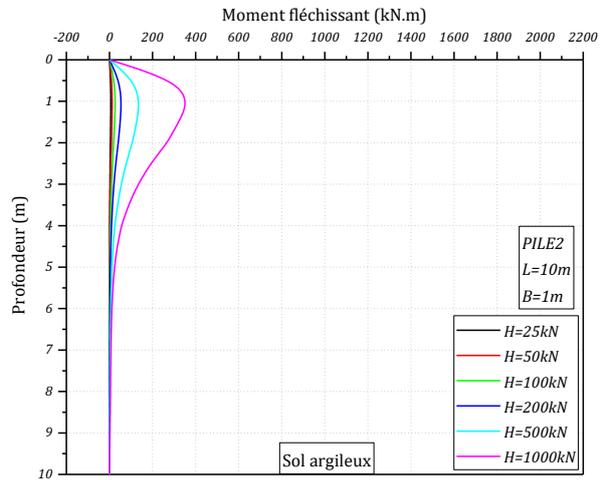


Figure III.48 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 2.

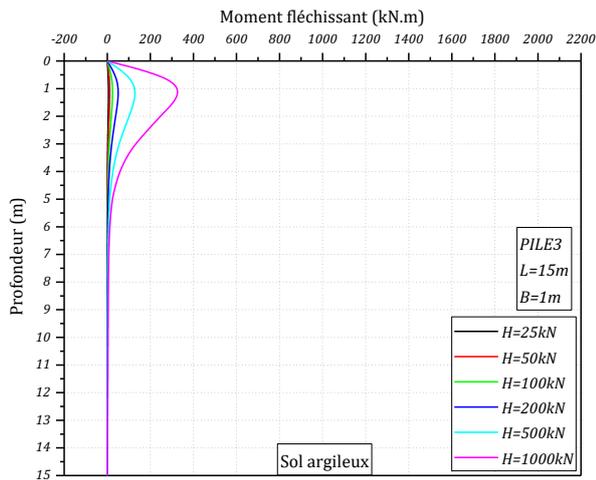


Figure III.49 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 3.

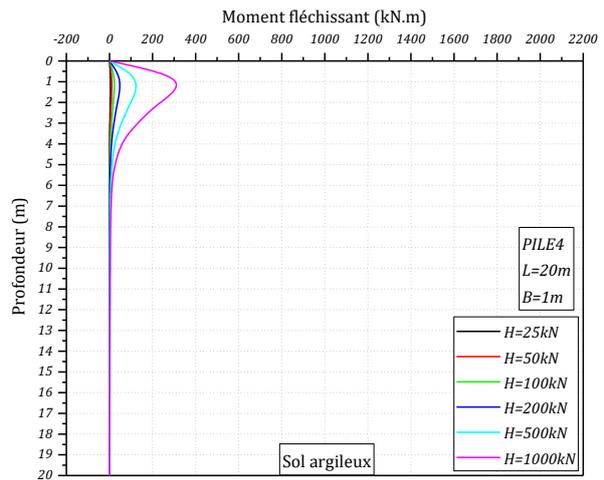


Figure III.50 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 4.

➤ Les figures des moments fléchissants  $M$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : constant = 2,5m ;

$L$  : variable = 10m, 15m, 20m et 25m.

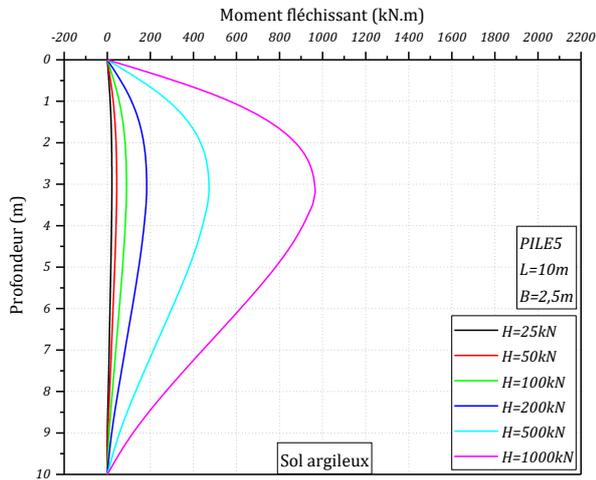


Figure III.51 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 5.

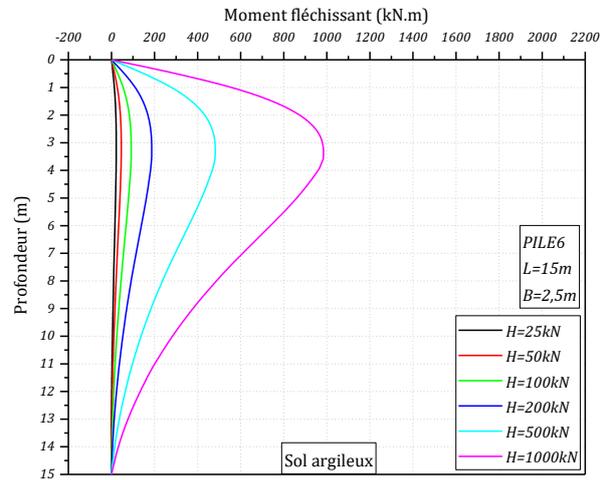


Figure III.52 : les moments fléchissants en fonction de la profondeur du pieu 6.

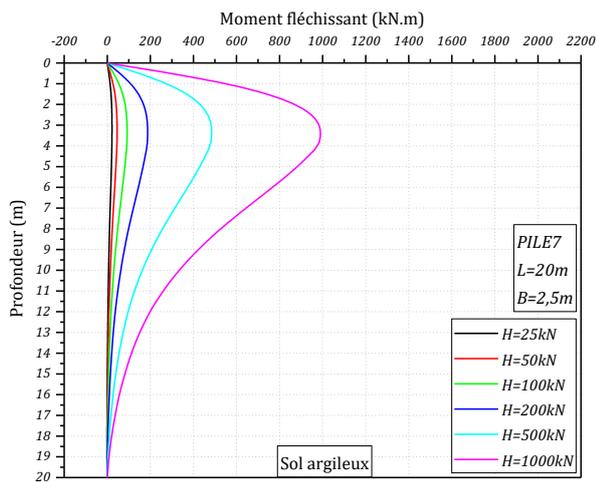


Figure III.53 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 7.

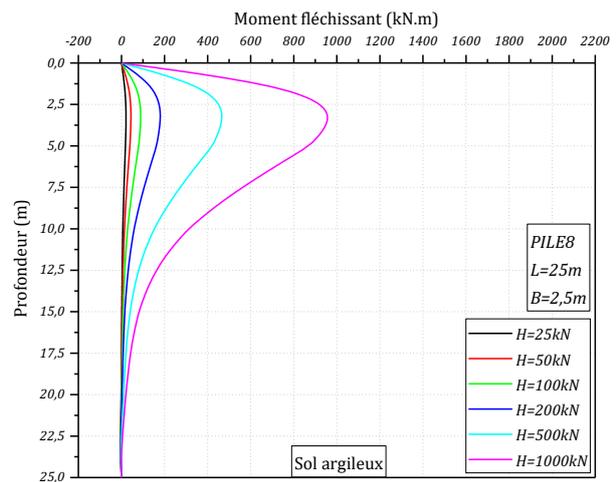


Figure III.54 : les moments fléchissant en fonction de la profondeur du pieu 8.

### **III.3.1.3 Commentaire : Figure III.39 ==> figure III.54**

Les figures présentent les courbes des moments fléchissants des pieux (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8) en fonction de la profondeur.

- **Effet de chargement latéral H**

Nous constatons que les moments fléchissants augmentent avec l'augmentation des charges.

La valeur du moment fléchissant en tête et en pointe est nulle dans tous les pieux pour tous les niveaux de chargements.

Les moments fléchissants augmentent en fonction de la profondeur, jusqu'à une valeur max à une certaine profondeur (plus d'explications dans l'effet de diamètre au-dessous).

Elles retournent ensuite progressivement au 0 :

- Au niveau de la pointe pour certains pieux (sable : PILE1, PILE5 et PILE6 ; argile : PILE1, PILE5, PILE6 et PILE7).
- Avant d'atteindre le niveau de la pointe pour le reste des pieux (sable : PILE2, PILE3, PILE4, PILE7 et PILE8 ; argile : PILE2, PILE3, PILE4 et PILE8)

- **Effet de diamètre B**

Nous remarquons que la valeur max du moment fléchissant augmente quand on augmente le diamètre, c'est-à-dire<sup>3</sup> :

- Pour le cas d'un sable une augmentation de  $\approx 42\%$  entre les pieux de 1m du diamètre et les pieux de 2,5 du diamètre.
- Pour le cas d'une argile une augmentation de  $\approx 65\%$  entre les pieux de 1m du diamètre et les pieux de 2,5 du diamètre.

Nous observons aussi que les points max des courbes des moments fléchissants augmentent en fonction de la profondeur quand on augmente le diamètre, c'est-à-dire<sup>4</sup> :

- Pour les pieux de 1m de diamètre c'est  $\approx 2,5m$  de profondeur pour le sable, et  $\approx 1m$  pour l'argile.

---

<sup>3</sup> On prend le pieu 3 et pieu 6 (même longueur) pour un chargement de 1000kN.

<sup>4</sup> On prend la charge max (1000 kN) dans tous les pieux.

- Et pour les pieux de 2,5m de diamètre c'est  $\approx 4\text{m}$  de profondeur pour le sable, et  $\approx 3\text{m}$  pour l'argile.

- **Effet de la longueur L**

Nous remarquons que même si on augmente la longueur du pieu il n'y a pas un très important changement au niveau des moments fléchissants en fonction de la profondeur.

- **Effet de la nature du sol**

Le moment fléchissant dans le sol sableux est très important par rapport au sol argileux.

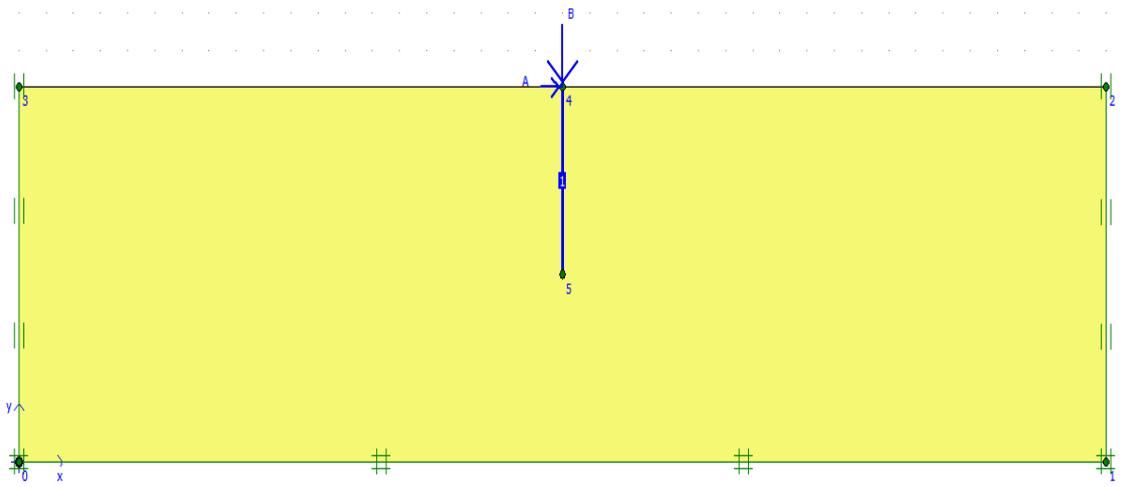
### III.3.2 Partie 2 : combinaison de deux charges (latérale H et verticale V)

Un pieu de longueur  $L= 5\text{m}, 10\text{m}, 20\text{m}$  et  $25\text{m}$  et un diamètre de  $B= 1\text{m}$  et  $2,5\text{m}$  implanté dans :

- Un sol sableux ;
- Un sol argileux.

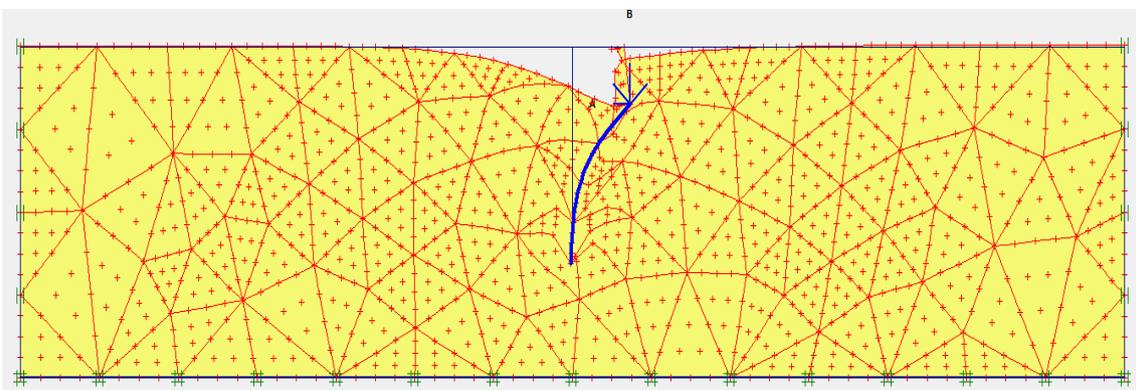
Avec une combinaison d'une charge latérale constante  $H=100\text{kN}$ , et une autre charge verticale variable pour :  $V=50\%$ ,  $V=100\%$  et  $V=200\%$  de la charge latérale  $H$ .

- Le modèle géométrique après l'implantation des paramètres des pieux dans un sol sableux est présenté dans la figure ci-dessous :



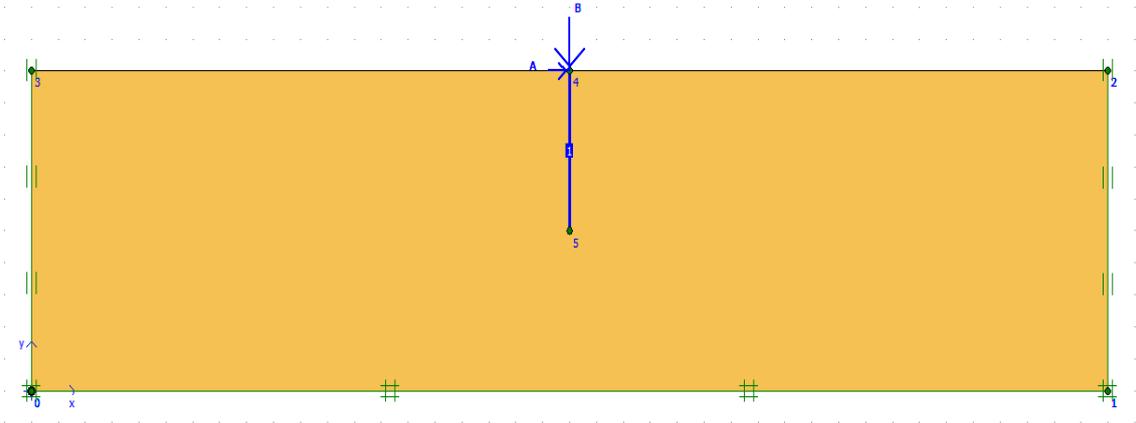
**Figure III.55 :** modèle géométrique du pieu implanté dans un sol sableux

- La figure (III.56) représente la déformation correspondante du modèle, Le choix des conditions de déformation plane produira un modèle d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud ayant deux degrés de liberté de translation.



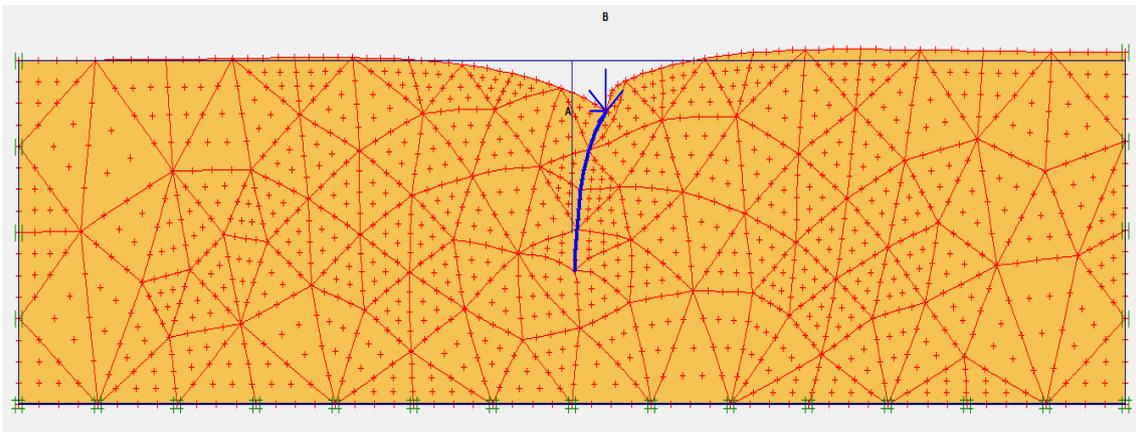
**Figure III.56 :** Modèle déformé en éléments finis.

- Le modèle géométrique après implantation des paramètres du pieu dans une argile est présenté dans la figure ci-dessous :



**Figure III.57:** modèle géométrique du pieu implanté dans un sol argileux

- La figure (III.58) représente la déformation correspondante du modèle, Le choix des conditions de déformation plane produira un modèle d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud ayant deux degrés de liberté de translation.



**Figure III.58 :** Modèle déformé en éléments finis.

**Les effets de combinaison de deux charge (verticale et latérale) avec des changements du chargement verticale  $V$ , de diamètre  $B$  et de longueur  $L$  dans les deux types du sol, sont représentés dans les figures suivantes :**

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : sableux

Où :

$B$  : variable = 1m et 2,5m ;

$L$  : variable = 5m, 20m, 10m et 25m.

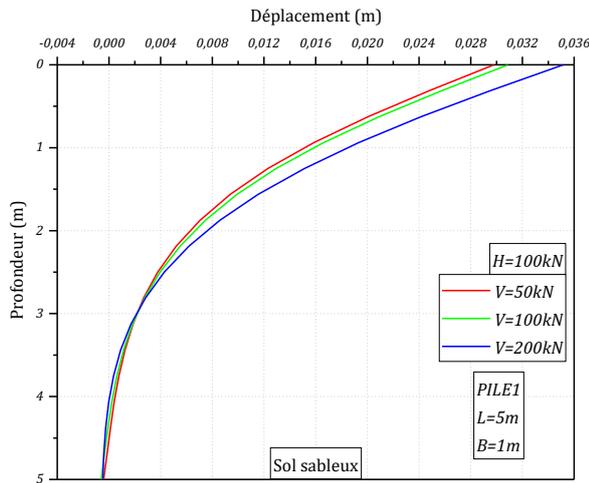


Figure III.59 Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.

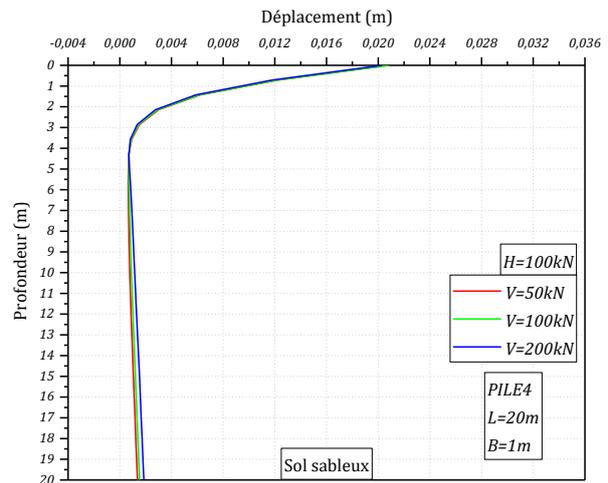


Figure III.60 : Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.

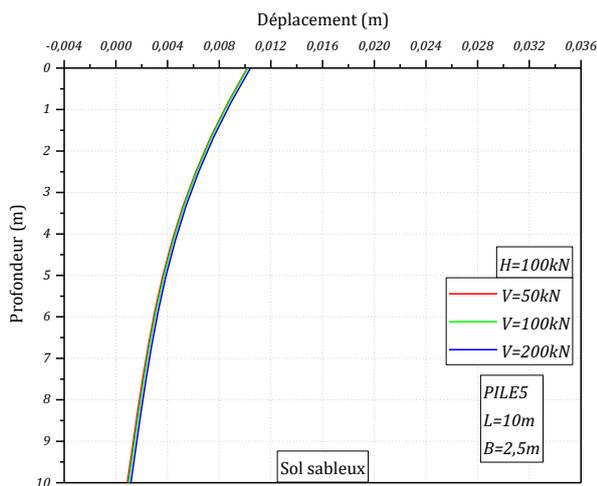


Figure III.61 Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.

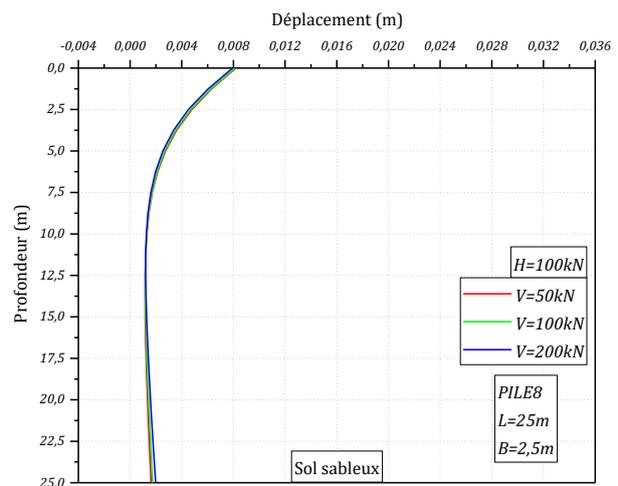


Figure III.62 : Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.

➤ Les figures des déplacements horizontaux  $U_x$  en fonction de la profondeur  $z$  dans un :

Sol : argileux

Où :

$B$  : variable = 1m et 2,5m ;

$L$  : variable = 5m, 20m, 10m et 25m.

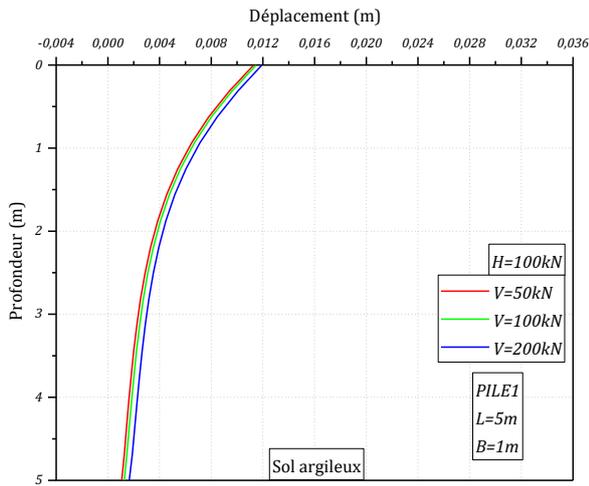


Figure III.63 Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 1.

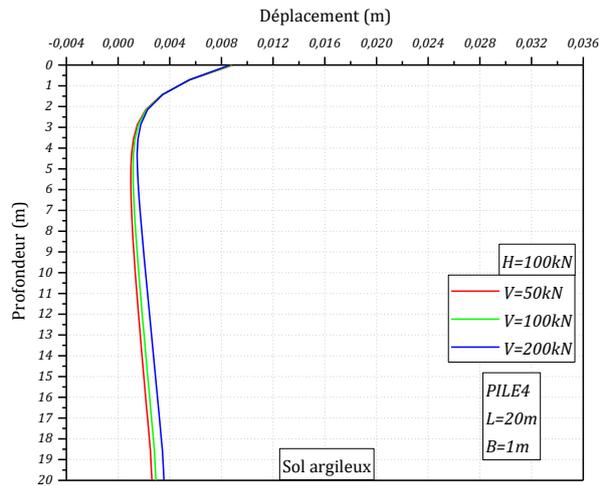


Figure III.64 : Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 4.

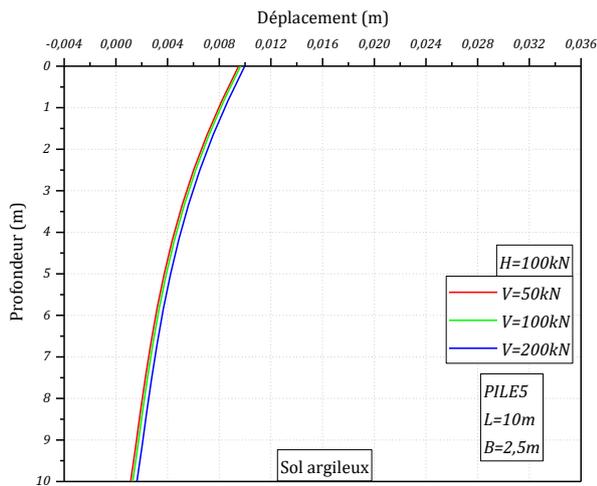


Figure III.65 : Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 5.

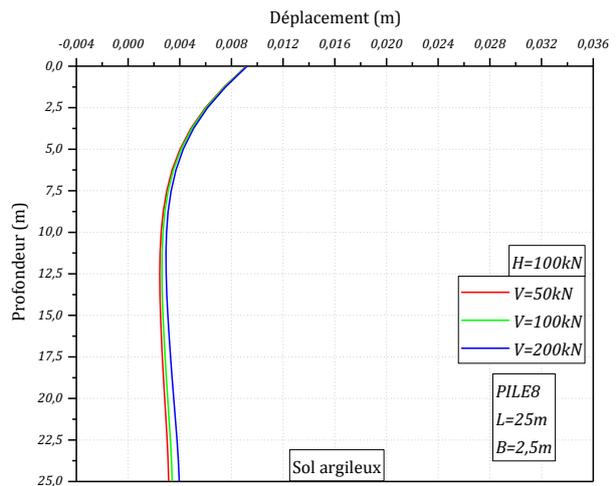


Figure III.66 : Les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur du pieu 8.

### **III.3.2.1 Commentaire : Figure III.59 ==> Figure III.66**

Les figures présentent les courbes des déplacements horizontaux  $U_x$  des pieux (1, 4, 5 et 8) en fonction de la profondeur.

- **Effet de chargement vertical V**

Nous remarquons que la charge verticale a un effet de freinage pour le déplacement horizontal, mais elle provoque le tassement de pieu.

- **Effet de diamètre B**

Nous observons que les déplacements dans les pieux de 1m de diamètre (PILE1 et PILE4) dans les deux cas (sable et argile) sont important par rapport aux déplacements dans les pieux de 2,5m de diamètre (PILE5 et PILE8 ; sable et argile).

- **Effet de la longueur L**

Nous constatons que plus on augmente la longueur de pieu, plus le déplacement va diminuer.

- **Effet de la nature du sol**

Le déplacement dans le sol argileux est très petit par rapport au sol sableux.

### III.4 Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier l'interaction sol-pieu, pour la détermination du déplacement, au niveau de tête du pieu, le long de fût du pieu et la pointe, ainsi que les efforts tranchants et les moments fléchissants. L'étude a été faite avec deux types de sol (sable et argile), pour différents types de pieux (8 pieux).

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, ont permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres (dans le système sol-pieu) : la charge latérale  $H$ , la charge verticale  $V$ , la longueur et le diamètre de pieu, ainsi que la nature du sol.

Les résultats montrent que :

- Le déplacement horizontal en tête du pieu est très influencé par le diamètre et la longueur de pieu, et notamment pour des charges élevées.
- L'effet de la longueur de pieu sur les déplacements horizontaux devient négligeable une fois le pieu atteint sa longueur critique (domaine flexible).
- Les déplacements varient en sens inverse de la valeur du diamètre et la longueur, le plus faible déplacement est observé pour la grande valeur de ces deux ( $B$  et  $L$ ).
- Les valeurs des déplacements du pieu accroissent avec l'accroissement de la valeur de la charge ( $H$ ) jusqu'à une certaine profondeur au les déplacements sont pratiquement nuls. C'est à partir de cette profondeur les déplacements devient accroissent en fonction de la profondeur vers la direction opposée avec l'accroissement de la charge ( $H$ ). Le point qui correspond à cette profondeur représente le point de rotation du pieu.
- L'augmentation de l'effort tranchant est proportionnelle avec l'augmentation de la charge, et prennent des valeurs max en tête dans tous les pieux pour tous les niveaux de chargements.
- La valeur de moment fléchissant en tête et en pointe est nulle dans tous les pieux pour tous les niveaux de chargements, elle augmente avec l'augmentation des charges en fonction de la profondeur jusqu'à une valeur max, elle retourne ensuite progressivement au 0.
- la charge verticale a un effet de freinage pour le déplacement horizontal, mais elle provoque le tassement de pieu.
- Les déplacements horizontaux dans le sable sont beaucoup plus importants que celles obtenus dans l'argile, pour les mêmes conditions de chargement. Cela explique le rôle de la cohésion du sol dans la diminution des déplacements horizontaux.

# Chapitre IV

Étude de cas de site national des essais  
géotechniques de Houston.

## IV.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de prévoir la réponse des pieux sous sollicitations horizontales de nature cyclique en termes des déplacements en tête et l'accélération en fonction du temps.

Ces pieux sont ancrés dans un sol multicouche dont les données ont été collectées de la littérature. Le cas étudié s'agit de site national des essais géotechniques à Houston (Etats unis).

## IV.2 Présentation du site

L'université de Houston (UH) National Geotechnical Experimentation Site (NGES) est un petit site intensément étudié dédié à l'examen des performances des fondations en argile surconsolidée et les limons argileux. Il a commencé à fonctionner comme un site d'essai sur les fondations en 1979 et il est utilisé de façon continue depuis ce temps, devenant un site national en 1991. Dix-neuf études de recherche In-situ sur des fondations y ont été menées à ce jour, et plusieurs autres études ont été réalisées sur le rendement des dispositifs d'essai sur place dans des sols surconsolidés à grains fins.

L'NGES-UH, qui est situé sur le campus principal de l'Université de Houston, a été ouvert en tant que centre de test de fondation en 1979 lorsque La Federal Highway Administration des États-Unis a parrainé un expert sur place pour étudier la performance axiale d'un groupe des pieux, isolés et rapprochés.

La réalisation de cette expérience sur le terrain nécessite une détermination de précision des caractéristiques du site afin que le comportement du pieu puisse être compris à partir des caractéristiques du sol.

En 1989, la superficie du site a plus que doublé lorsque l'Université de Houston a mis à disposition des terres adjacentes au Sud de l'assiette originale, qui avaient été occupées par des structures légères en dalles et en pente qui ont été démolisse. Le site a été officiellement désigné en tant que le Site National des Essais Géotechnique (NGES) en 1991. (O'Neill, 2000).

### IV.3 Cadre géographique

Université de Houston (UH) dans l'état du Texas est situé dans la région Sud du pays des États-Unis avec les coordonnées de 29° 43' 15.9060" Nord et 95° 20' 31.3764" Ouest, et une latitude de 29.72, et une longitude de -95.34.

UH se trouve à 392 km au sud-est de Dallas, à 328 km à l'Est de San Antonio et à environ 520 km à l'Ouest de New Orléans.

Cette célèbre université située au CALHOUN Road Street, Houston. Il est très près de la vallée de Barzos et situe au Nord de vallée et du côté de Sud de la route N°45.



**Figure IV.1 :** Image satellitaire de la zone d'étude.

#### **IV.4 Cadre géologique**

D'après O'Neill (2000), l'université de Houston (UH) National Geotechnical Experimentation Site (NGES) est situé sur la formation de Beaumont, un dépôt deltaïque du Pléistocène, constitué principalement d'argile préconsolidée par dessiccation. Il repose sur le site à une profondeur d'environ 8m par un ancien gisement du Pléistocène, communément appelé formation de Montgomery.

Le Montgomery se compose également d'argile principalement, mais il transporte des particules de sable fin et de limon que le Beaumont le recouvre. Les gisements de Beaumont et du Pléistocène plus ancien, comme le Montgomery, occupent une partie importante de la plaine côtière du Texas et de la Louisiane, comme le montre la figure IV.3. Les deux formations se sont déposées dans des environnements deltaïques le long des rives de l'ancien golfe du Mexique, principalement sous forme des sols pro-delta et marécage.

Le Montgomery a été déposé lors de la période Interglaciaire Sangamon, environ 250000 ans avant l'actuel, tandis que le plus jeune, qui recouvrait Beaumont, a été déposé lors de la période Interglaciaire Péoriale, environ 75000 ans avant l'actuel.

Les deux gisements ont donc été soumis à des stades d'abaissement prolongé du golfe du Mexique voisin (environ 120 m) au cours des stades glaciaires suivant leur dépôt. Ces sols ont été préconsolidés par dessiccation.

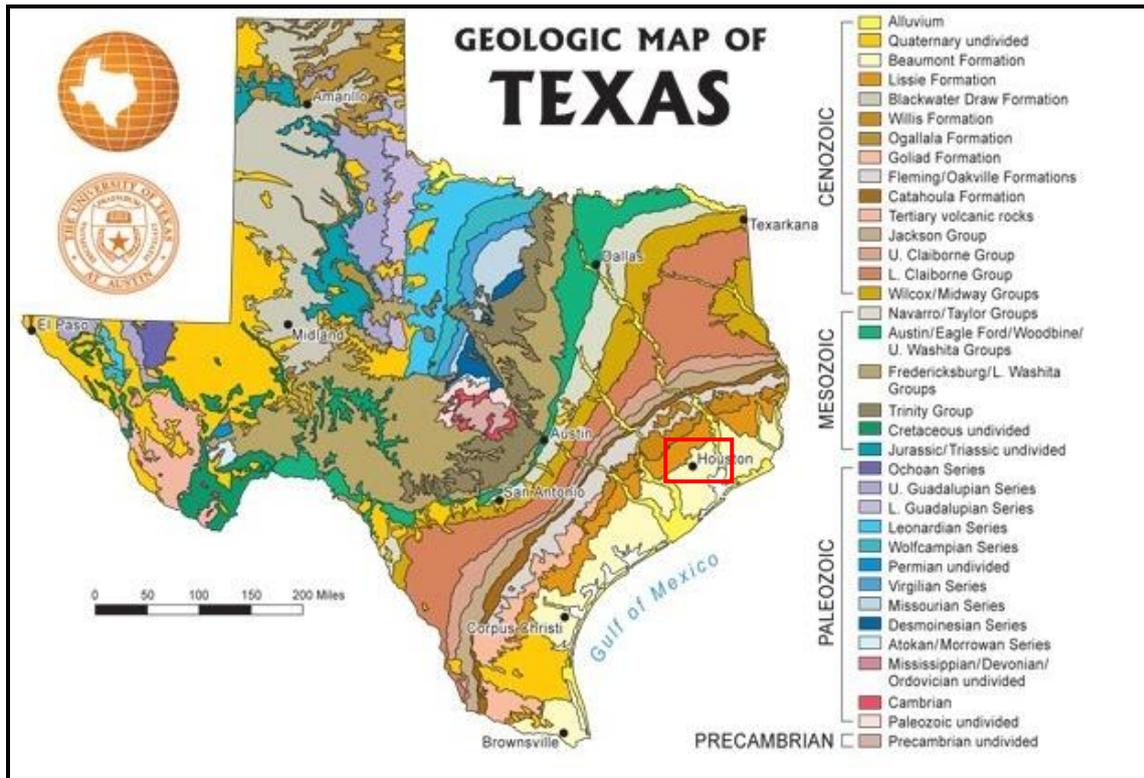


Figure IV.2 : Carte géologique du Texas.

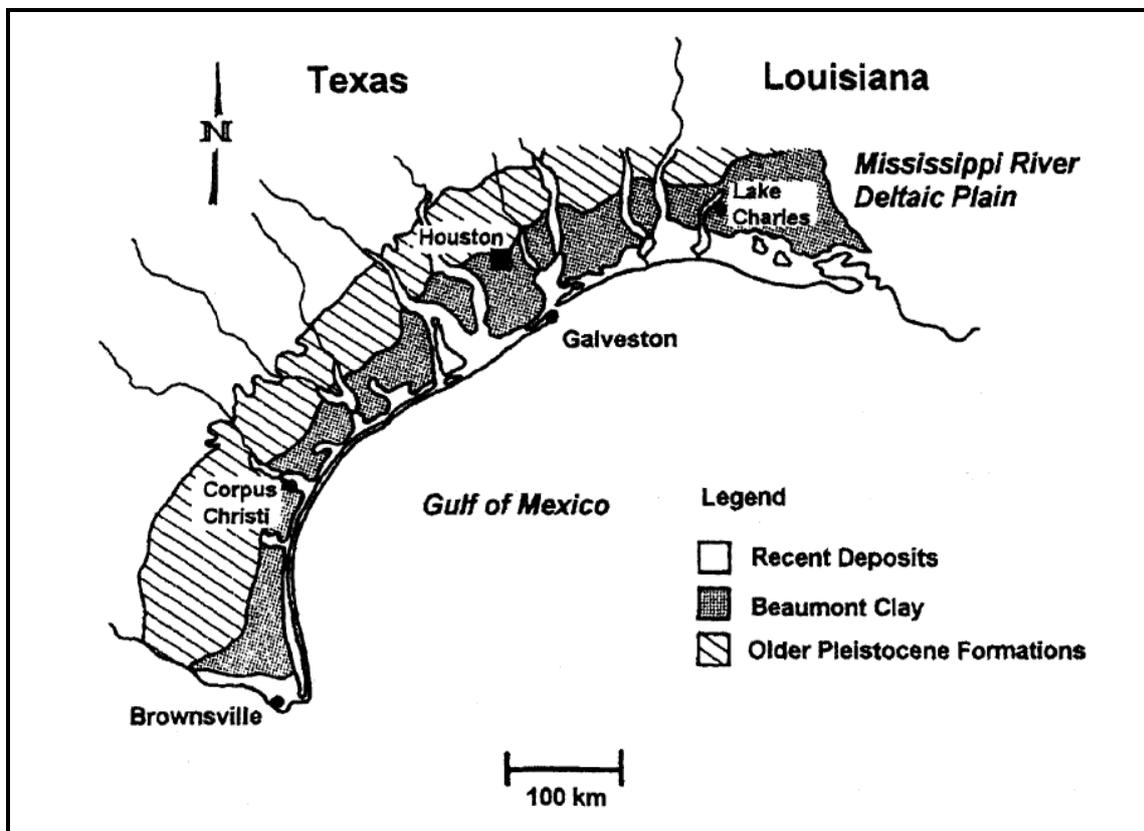


Figure IV.3 : La région géologique le long de la côte du golfe du Texas et de la Louisiane (O'Neill, 2000).

## IV.5 La description du sol

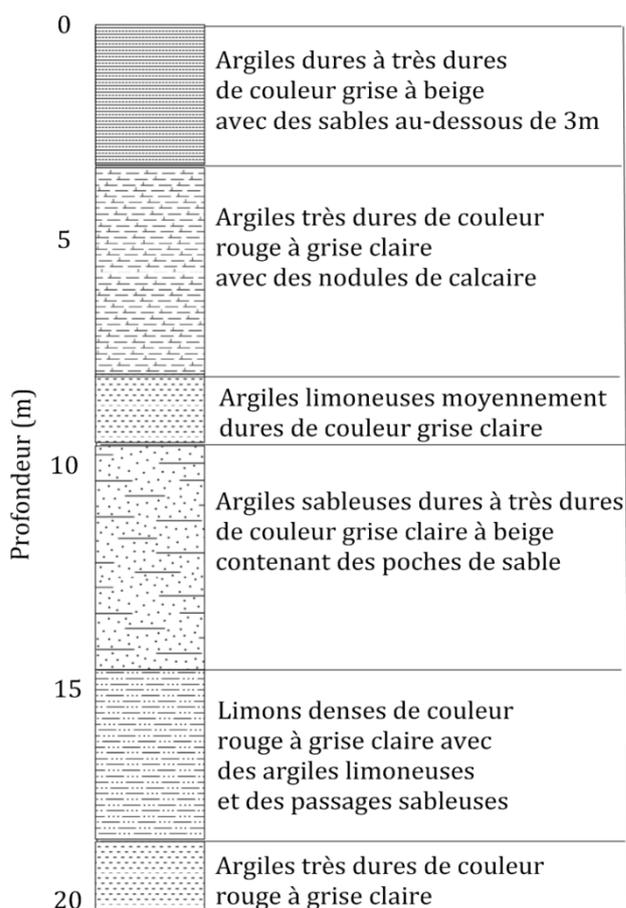
La plupart des essais sur fondation ont été effectués dans les premiers 15 m. Par conséquent, la plupart des études de site ont été effectuées à une profondeur de 0 à 18 m.

La figure IV.4 présente un profil des teneurs en eau naturelle et les limites Atterberg des sols dans cette profondeur et identifie six couches de sol (1 - 6) en fonction des propriétés physiques, la description visuelle et les propriétés de l'état.

Les couches de sol 1 et 2 se trouvent dans la formation de Beaumont, tandis que les couches 3 - 6 se trouvent dans la formation de Montgomery.

À diverses périodes de la vie du site, des piézomètres ont été placés dans de fines couches de sable au fond de la couche 1, dans la couche 3 et dans la couche 5.

Dans chacune de ces couches, le niveau piézométrique est de 2 m sous la surface du sol. On a constaté que le niveau piézométrique ne varie que d'une quantité mineure sur une base saisonnière ou annuelle dans la région



**Figure IV.4 :** Coupe lithologique du site (Mahar et al., 1983).

Les figures suivantes représenteront les propriétés du sol pour NGES-UH :

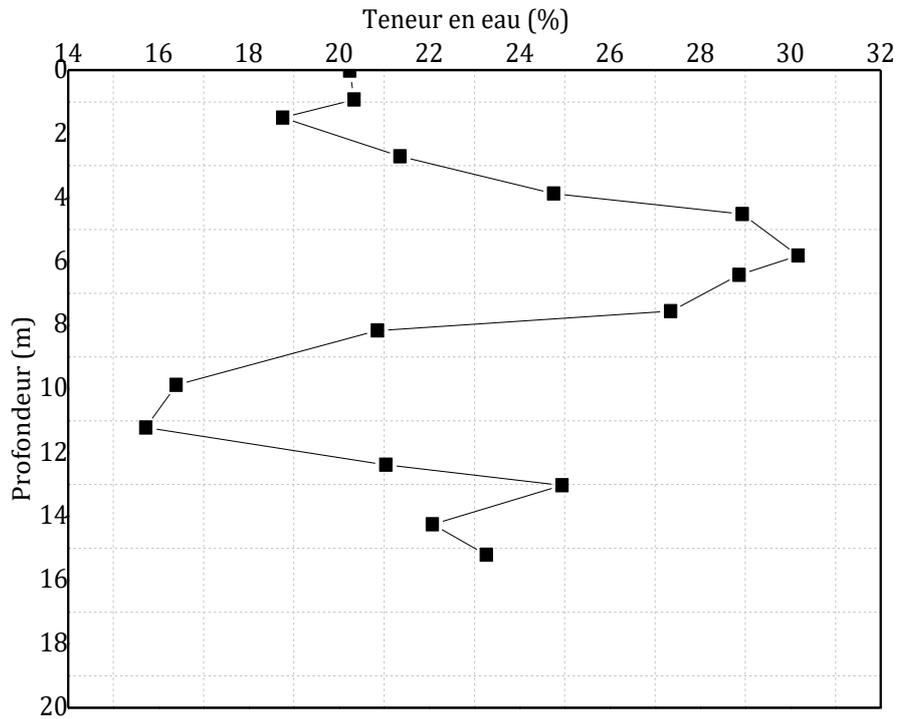


Figure IV.5 : Teneur en eau en fonction de la profondeur.

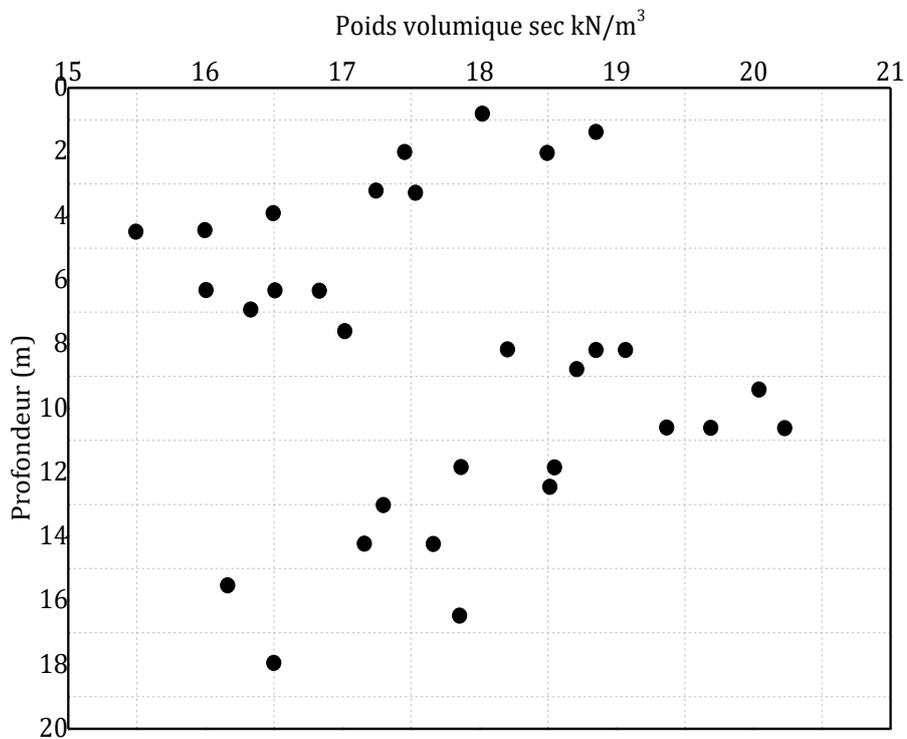


Figure IV.6 : Poids volumique sec en fonction de la profondeur.

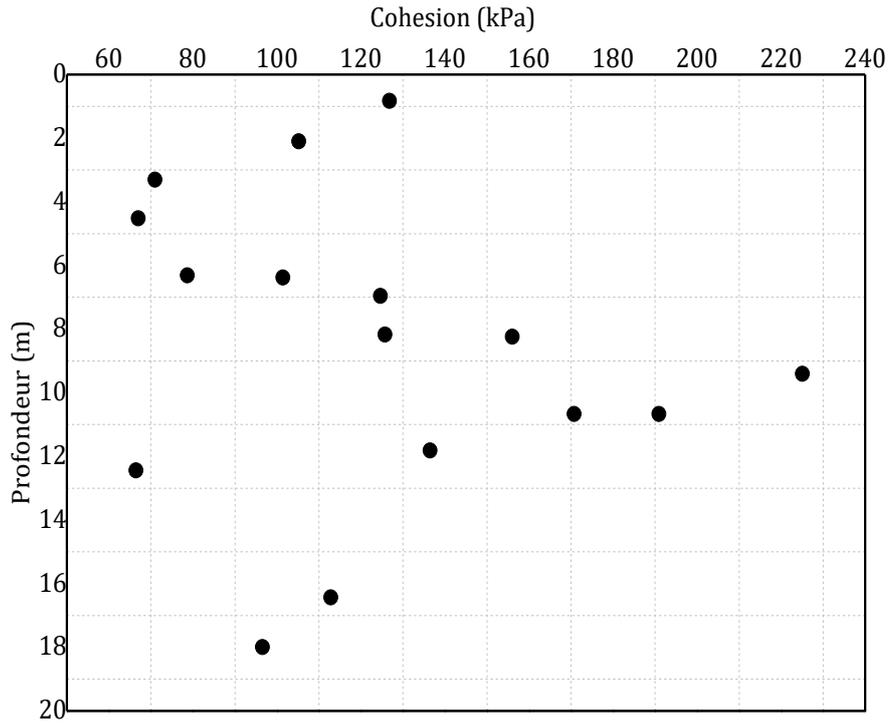


Figure IV.7 : La cohésion en fonction de la profondeur.

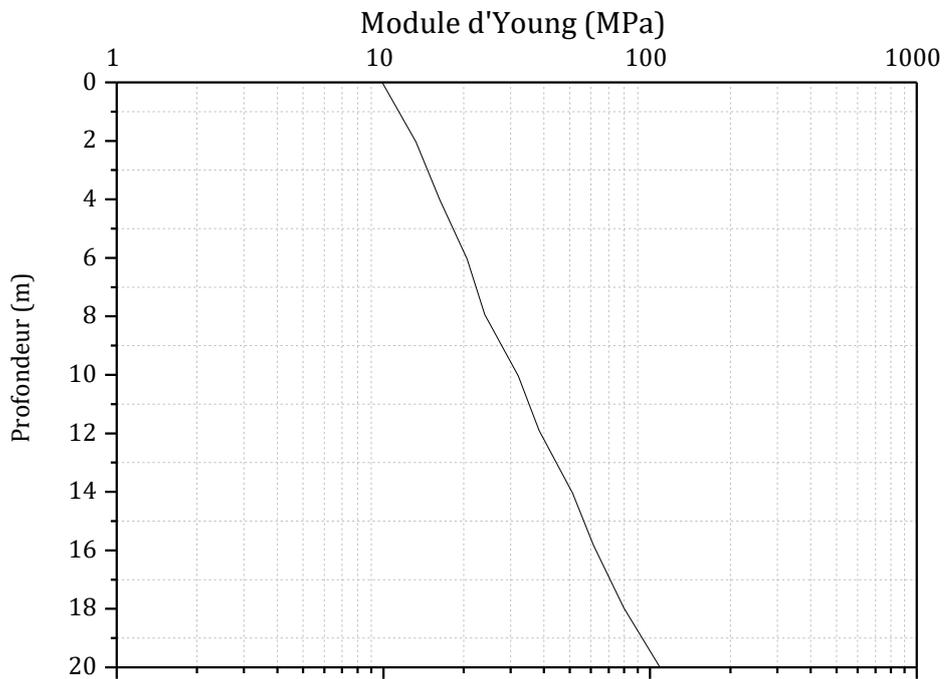


Figure IV.8 : Le module de Young en fonction de la profondeur.

## IV.6 Les paramètres de l'étude

Les principaux paramètres du sol et du pieu sont présentés dans les tableaux suivants :

PILE	$B$ (m)	$L$ (m)	$\gamma_p$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$EpIp$ (kN/m <sup>2</sup> )	$EpAp$ (kN.m)	$l_0$	$(L/l_0)$	Nature
4	1	20	25	0,25	10303,125	164850	1,1981	16,6928	Flexible
7	2,5	20	25	0,25	402465,82	1030312,5	2,9953	6,6771	Flexible

**Tableau IV.1 :** Les paramètres d'entrée des pieux.

Les paramètres	Couche de sol 1 (Beaumont)	Couche de sol 1 (Montgomery)
Poids volumique naturel $\gamma_{unsat}(kN/m^2)$	20,16	21,28
Poids volumique saturé $\gamma_{sat}(kN/m^2)$	21	22
Cohésion $C_u(kN/m^2)$	100	125
Angle de frottement $\varphi$ (°)	18	18
Angle de dilatance $\psi$ (°)	0	0
Module d'Young du sol $E_s(kN/m^2)$	26770	106730
Coefficient de Poisson	0,25	0,25
Coefficient des terres au repos $K_0$	1,5	1
Indice des vides initial $e_{init}$	0,58	0,6

**Tableau IV.2 :** Les paramètres d'entrée du sol.

Rayleigh $\alpha$	0.003
Rayleigh $\beta$	0.03

**Tableau IV.3 :** Paramètres d'amortissement du sol.

Dans le code Plaxis, l'amortissement du système est fonction de la masse et la rigidité suivant l'équation  $C=\alpha.M+\beta.K$ . ou  $C$  est l'amortissement du système,  $M$  est la masse,  $K$  est la rigidité et  $\alpha$  et  $\beta$  sont les coefficients de Rayleigh. En éléments finis, les coefficients de Rayleigh contrôlent l'influence de la masse (Rayleigh  $\alpha$ ) et l'influence de la rigidité

(Rayleigh  $\beta$ ) sur l'amortissement du système. Autrement, plus la valeur de coefficient  $\alpha$  est importante plus les basses fréquences sont amorties et plus la valeur de coefficient  $\beta$  est importante plus les hautes fréquences sont amorties (Dynamic Manual, Plaxis V8).

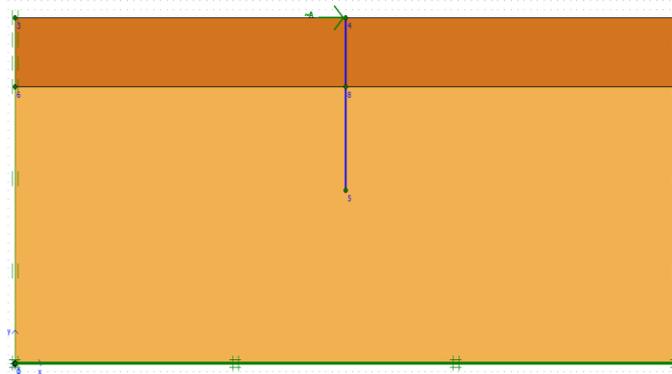
### IV.7 Analyse et interprétation des résultats :

Les deux pieux sont implantés dans un sol de deux couches, avec une charge latérale et dynamique variable de :  $H=100\text{kN}$ ,  $H=200\text{kN}$ ,  $H=500\text{kN}$  et  $H=1000\text{kN}$ .

Le temps dynamique	0.5 s
La charge dynamique horizontale appliquée	100kN, 200kN, 500kN et 1000 kN
La fréquence	10 Hz

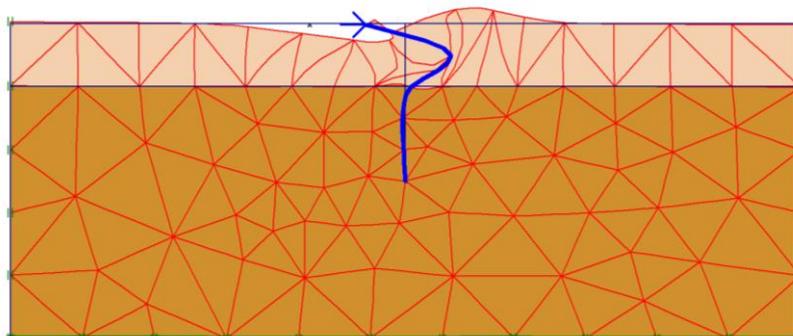
**Tableau IV.4 :** Paramètres de chargement dynamique.

Le model géométrique après l'inclusion des paramètres du pieu, dans le sol avec la charge dynamique latérale est représenté dans la figure IV.9 :



**Figure IV.9 :** Modèle géométrique adopté.

La figure IV.10 représente la déformé du maillage correspondant du modèle.



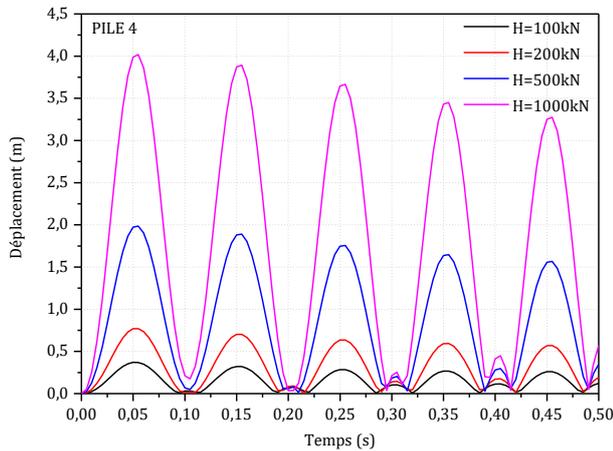
**Figure IV.10 :** Modèle déformé en éléments finis.

## Les figures des déplacements horizontaux en fonction de temps

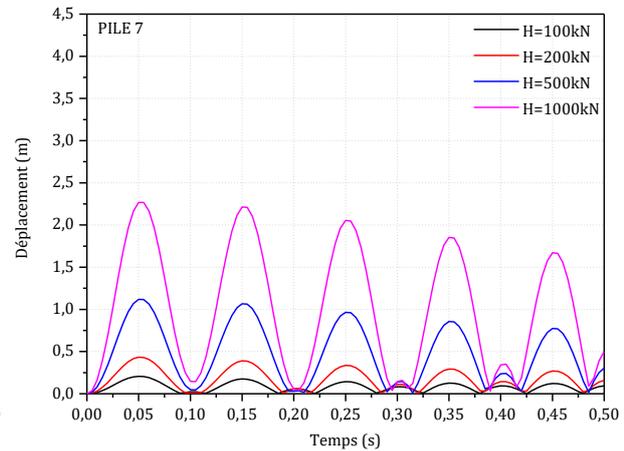
Où :

$B = 1\text{m}$  (Pieu 4) et  $2,5\text{m}$  (Pieu 7)

$L = 20\text{m}$ .



**Figure IV.11** : Le déplacement en fonction de temps du pieu 4.



**Figure IV.12** : Le déplacement en fonction de temps du pieu 7.

### ❖ Commentaire : Figure IV.11 et figure IV.12

Les figures représentent la variation des déplacements en tête du pieu 4 et du pieu 7 en fonction du temps. On remarque dans les deux figures que les déplacements augmentent à une valeur maximale (Pique de déplacement) puis après descendent dans un intervalle de temps de 0,1s et cela jusqu'à la fin de la durée de sollicitation (0,5s). De plus, les piques de déplacements diminuent en fonction de temps (Durée de chargement).

D'autre part, Plus la charge augmente, plus la pique de déplacement augmente dans les mêmes intervalles de temps ([0.0-0.1], [0.1-0.2], [0.2-0.3], [0.3-0.4] et [0.4-0.5]) pour une fréquence donnée (10Hz).

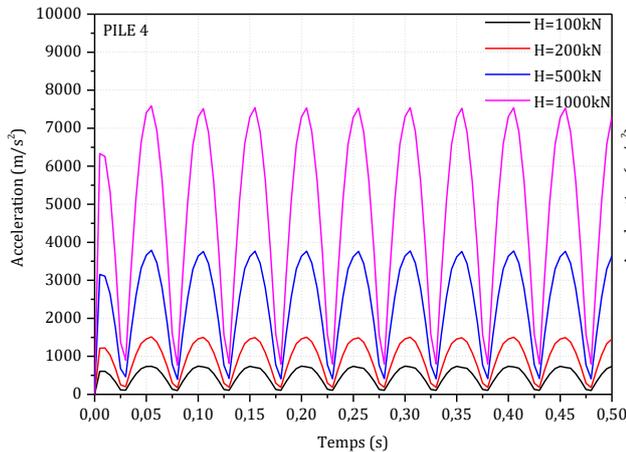
En comparaison de la figure IV.11 avec la figure IV.12 on remarque que plus le diamètre du pieu augmente, les déplacements en tête diminuent (Diminution de pique de déplacement).

## Les figures de l'accélération en fonction de temps

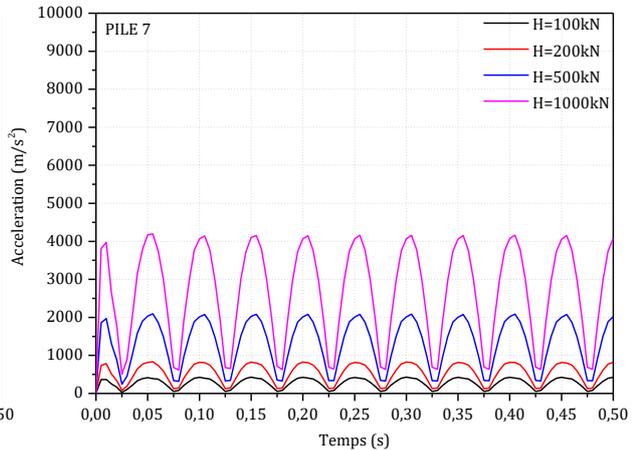
Où :

$B = 1\text{m}$  (Pieu 4) et  $2,5\text{m}$  (Pieu 7)

$L = 20\text{m}$ .



**Figure IV.13** : l'accélération en fonction de temps du pieu 4.



**Figure IV.14** : l'accélération en fonction de temps du pieu 7.

### ❖ Commentaire : Figure IV.13 et figure IV.14

Les figures représentent la variation de l'accélération en tête du pieu 4 et du pieu 7 en fonction du temps. On remarque que l'accélération augmente en fonction de temps jusqu'à une valeur maximale (Pique d'accélération) puis descend suivant un intervalle de temps (0.05 s) et cela jusqu'à la fin de temps de chargement (0.5s). Cette pique est la même dans tous les intervalles. On observe aussi dans les deux figures que plus la charge augmente on aura une augmentation de l'accélération (Pique d'accélération plus grande).

La comparaison de la figure IV.13 avec la figure IV.14 reflète que plus le diamètre augmente plus l'accélération en tête diminue.

### Discussion des résultats obtenus :

L'allure des courbes de déplacement en fonction de temps est expliquée par le type de mouvement qui est de nature périodique et cela est dû évidemment à la nature de chargement qui est dynamique. Les déplacements en tête sont proportionnels à la charge appliquée.

La diminution des piques de déplacement en fonction du temps est du probablement à la densification du sol en tête du pieu. La densification du sol en tête du pieu est dû à la présence des sables dans les 3 premiers mètres selon la coupe lithologique du terrain.

L'augmentation des déplacements en tête est inversement proportionnelle avec l'augmentation du diamètre, cela montre que l'augmentation de diamètre peut diminuer les déplacements en tête du pieu.

L'augmentation de la charge appliquée en tête engendre une augmentation de l'accélération. Donc l'accélération est proportionnelle à la charge appliquée.

L'augmentation de l'accélération est inversement proportionnelle avec l'augmentation du diamètre du pieu.

## IV.8 Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier l'interaction sol-pieu, pour la détermination de la réponse dynamique. L'étude a été faite avec un sol multicouche, et différents types de pieux (2 pieux).

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permis de caractériser l'effet de plusieurs paramètres : la charge latérale  $H$  et le diamètre de pieu  $B$ .

Les résultats montrent que :

- Les déplacements en tête sont proportionnels à la charge appliquée.
- L'augmentation de diamètre peut diminuer les déplacements en tête du pieu.
- L'accélération est proportionnelle à la charge appliquée.
- L'augmentation de l'accélération est inversement proportionnelle avec l'augmentation du diamètre du pieu.

# Conclusions Générales

Ce projet de fin d'étude a traité un problème très abondant en Géotechnique c'est l'interaction sol-structure. Le traitement dans ce problème a été effectué en utilisant un logiciel de calcul par éléments finis (PLAXIS 2D). La loi de comportement élastique linéaire est utilisée afin de modéliser la structure (Pieu), ainsi que la loi de comportement Mohr-Coulomb est utilisé afin de modéliser le sol.

Les résultats numériques obtenus dans ce travail permettent de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse du pieu.

A travers ces résultats on conclut se qui suit :

Les déplacements horizontaux en tête du pieu sont fortement influencés par le diamètre et la longueur du pieu. L'effet de la longueur de pieu sur les déplacements horizontaux devient négligeable une fois le pieu atteint sa longueur critique (Domaine flexible).

L'augmentation des déplacements horizontaux sont inversement exponentiel avec l'augmentation du diamètre et la longueur du pieu.

Les déplacements horizontaux dans un sol sableux sont beaucoup plus importants que dans un sol cohérent pour les mêmes conditions de chargement. Cela explique le rôle de la cohésion du sol dans la diminution des déplacements horizontaux.

L'augmentation de l'effort tranchant est proportionnelle avec l'augmentation de la charge.

La valeur maximale est enregistrée en tête et en pointe du pieu.

L'augmentation du moment fléchissant augmente avec l'augmentation de la charge. Les moments fléchissant sont nuls en tête et en pointe du pieu.

# ANNEXE A

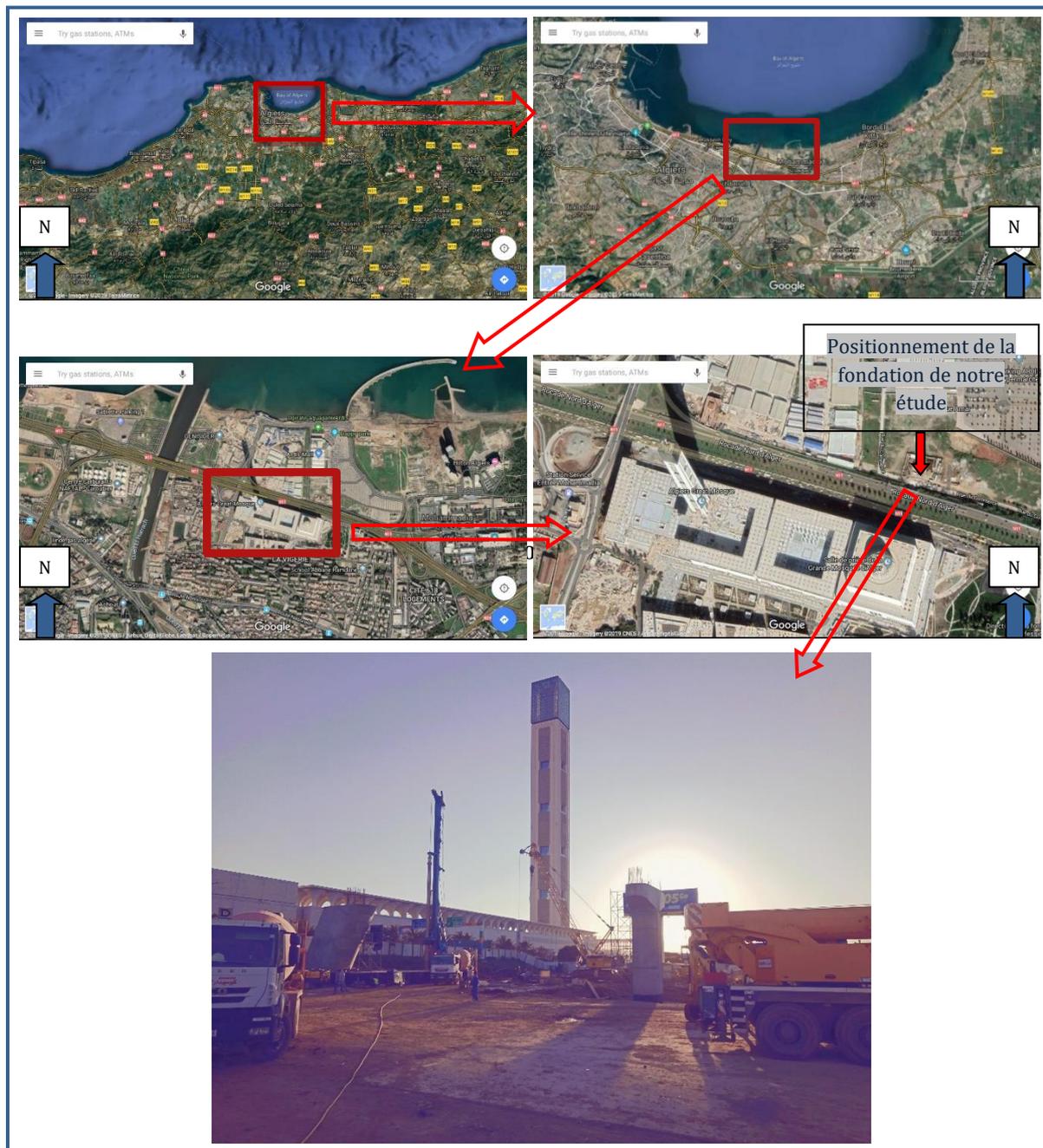
Réalisation d'un pieu foré à la boue dans le cadre du projet de la grande mosquée d'Alger

# Projet de réalisation de deux passerelles reliant le projet djamaa el Kabîr au côté nord de l'autoroute

## A.1 Situation géographique du projet

La grande mosquée d'Alger (Djamaâ El-Djazair), est une mosquée située à El Mohammadia, Wilaya d'Alger, en Algérie.

➤ Les coordonnées : 36° 44' 06" nord, 3° 08' 36" est.



**Figure A.1 : Situation géographique du projet**

## **A.2 Principe de réalisation d'un pieu foré à la boue:**

La réalisation d'un pieu foré à la boue passe par les étapes suivantes, qui sont exécutées dans cet ordre :

- Fabrication de la cage d'armature
- Réalisation de la plate-forme de travail
- Exécution des pieux d'essai
- Implantation des pieux par le topographe.
- Mise au Point de la foreuse
- Installation de l'atelier de production et de retraitement de fluide stabilisateur (la bentonite)
- Forage par pression et rotation.
- La mise en place de la virole (après  $\approx 3$  à 4 m du forage).
- Ajout de la bentonite.
- Forage du diamètre précisé sur le plan.
- Dessablage de la bentonite et nettoyage du fond de forage
- Mise en place de la cage d'armature.
- Mise en place des tubes plongeurs.
- Bétonnage au tube plongeur.
- Extraction des tubes plongeurs.
- Récupération de la bentonite à l'aide d'une pompe.
- Exécution des essais soniques.

### A.3 La réalisation

#### ❖ Mise au Point de la foreuse



**Figure A.2 : La foreuse**

#### ❖ Installation de l'atelier de production et de retraitement de la bentonite

Avant le démarrage des travaux, il est nécessaire d'installer une station de fabrication et de régénération de la boue qu'il convient de recycler régulièrement en cours de forage.



**Figure A.3 : L'atelier de production et de retraitement de la bentonite.**

❖ **Forage par pression et rotation.**



**Figure A.4 : Le forage.**

❖ **La mise en place de la virole**

L'utilisation d'une virole en tête (de 2 à 5 m de hauteur) est obligatoire pour :

- Prévenir l'éboulement du forage en partie supérieure ;
- Guide l'outil de forage.



**Figure A.5 : La mise en place de la virole.**

### ❖ Ajout de la bentonite

Durant l'exécution du forage, la paroi de l'excavation est maintenue par une boue bentonitique.



**Figure A.6 :** Ajout de la bentonite.

La fonction essentielle d'une boue bentonitique est de maintenir la paroi du forage malgré d'absence de tubage de travail.

La formation, par filtration, d'un cake peu perméable qui tapisse la paroi du forage et la pression hydrostatique exercée sur cette paroi :

- Limitent les risques d'éboulement ;
- Réduisent les pertes de boue ;
- Evitent les infiltrations de la nappe dans le forage ainsi que le gonflement de certains sols.

Le niveau de la boue doit être tel que, à tout instant, une pression interne suffisante soit appliquée, afin de:

- Maintenir la stabilité des parois ;
- Empêcher la migration de particules de sol dans le forage.

➤ La boue est déversée dans le forage au fur et à mesure de l'avancement de l'outil.

### ❖ Dessablage de la bentonite et nettoyage du fond de forage

Quand le forage est terminé on fait le dessablage et nettoyage du fond de forage au niveau de l'atelier de production et de retraitement de la bentonite à l'aide de la pompe, c'est une opération qui consiste à enlever le sable de la bentonite.



**Figure A.7 :** La pompe.

### ❖ Mise en place de la cage d'armature.



**Figure A.8 :** La mise en place de la cage d'armature.

❖ Mise en place de la colonne bétonnage



**Figure A.9 :** La mise en place de la colonne bétonnage

❖ Bétonnage au tube plongeur



**Figure A.10 :** Bétonnage

La bentonite est chassée naturellement par la remontée du béton mis en œuvre au tube plongeur.

❖ **Retrait de la colonne bétonnage**



**Figure A.11** : Retrait de la colonne bétonnage.

❖ **Retrait de la virole**



**Figure A.12** : La virole

❖ Et on a un pieu...



Figure A.13 : Un pieu.

✚ On peut tout résumer sur une photo

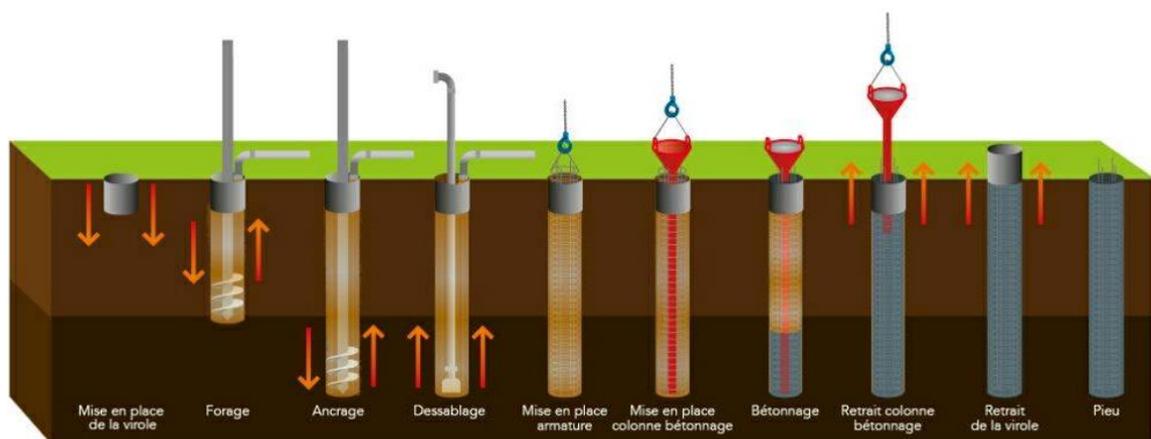


Figure A.14 : Schéma du procédé d'installation d'un Pieu foré à la boue



# Références Bibliographique

**A.P.I. (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE),** (1993) : *Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*. RP2A-LRFD, Section G, pp. 64-77.

**ABBAS M.,** (2011) : *La méthode des éléments finis iso-paramétriques -Code\_Aster-*, EDF (Électricité de France), Fascicule r3.01, Janvier 2011, 18p.

**BAGUELIN F., JEZEQUEL J. et SHIELDS D.H.,** (1978) : *The pressiometer and foundation engineering*, Trans. Tech. Publications, Clausthal, R.F.A., 617p.

**BANERJEE P. et DAVIS T.,** (1978) : *The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils*. Géotechnique 28, n°3, pp. 309-326.

**BAOUCHE A.,**(2014) : *Modélisation numérique de l'interaction fluide-structure par couplage éléments finis - éléments de frontière (FEM/BEM)*, Thèse de Magistère, Université Abderrahmane Mira de Bejaia.

**BERDJI M. et GHERIBI Noureddine.,** (2019) : *Modélisation d'une structure en matériaux isotropes par la méthode des éléments finis*, Thèse de Master, Université de Ouargla.

**BJERRUM L.,** (1967) : *Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings*, Géotechnique, Vol. 17, June 1967, pp. 83-118.

**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.,** (2018) : *Conception et Calcul des ouvrages géotechniques*, Pages Bleues Internationales, 4<sup>ème</sup> édition, 436p.

**BRINKGEREVE R.B.J. et VERMEER P.A.,** (2003) : *PLAXIS Version 8, Material Model Manual*. DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, Jan 2003.

**BROMS B.B.,** (1964) : *Lateral resistance piles on cohesionless soils*. Journal A.S.C.E., SM3, pp. 123-156.

**CHRISTOULAS S.**, (1990) : *Déplacements des pieux sous charge horizontale*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LCPC), n° 168, juillet-août 1990, pp 29-37.

**D.N.V. (DET NORSKE VERITAS)**, (1992) : *Rules for the design construction and inspection of offshore structures*. Appendix Foundations, 54p.

**D.T.R. B.C. 2.33.2 (Document Technique Réglementaire)**, (1994) : *Méthodes de calcul des fondations profondes*, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Ministère de l'habitat, Aout 1994, 53p.

**D.T.U. 13.2 (Document Technique Unifié)**, (1992) : *Fondation profondes pour le bâtiment*, Afnor, P 11-212, septembre 1992, 72p.

**DEGHBODJ S.**, (2018) : *Méthode des éléments finis*, Polycopie de cours, Université Larbi Tébéssi de Tébéssa.

**DHATT G.et TOUZOT G.**, (1981) : *Une présentation de la méthode des éléments finis*, Les pressesde l'Université Laval, Québec.

**FASCICULE 62-Titre V**, (1993) : *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil*. M.E.L.T. (Ministère de l'équipement, du Logement et des Transports), Texte Officiels, n° 93-3, Décembre 1993, 182p.

**FRANK R.**, (1999) : *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Editions Technique de l'Ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141p.

**GEORGIADIS M., ANAGNOSTOPOULOS C. et SAFLEKOU S.**, (1992) : *Centrifugal testing of laterally loaded piles*. Canadian Geotechnical Journal, n°29, pp 208-216.

**GILBERT C.**, (1995) : *Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure*, Revue française de Géotechnique, No. 7, 3<sup>ème</sup> trimestre, pp 3–9.

**HADRI W.**, (2010) : *Analyse de la capacité portante des fondations superficielles Par le code de calcul « PLAXIS »*, Thèse de Magister, Université de Guelma.

**HAZZAR L.**, (2014) : *Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales*, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke (Québec) Canada, 192p.

**HERVE O.**, (2008) : *Méthodes des éléments finis*, E.C.N.(Ecole Centrales Nantes), pp 63.

**HONJO Y., ZAIKA Y. et POKHAREL G.**, (2005) : *Estimation of subgrade reaction coefficient for horizontally loaded piles by statistical analyses*, Soils and foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 45, No. 3, pp. 51-70.

**HUBERT B., PHILIPPONNAT B., PAYANT O. et ZERHOUNI M.**, (2019) : *Fondations et ouvrages en terre – Manuel professionnel de géotechnique du BTP*, Éditions Eyrolles, 797p

**KACIMI N.**, (2013) : *Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portique + voile)*, Thèse de Magister, Université de Tizi-Ouzou.

**KOUDA M., OKAMOTO M., TAKEMOURA J., KUSAKABE O. et KIMURA T.**, (1998) : Direct Measurement of p-y Relationships of Piles in Sand. Centrifuge 98, Vol. 1, pp. 551-556.

**KUBO K.**, (1965) : *Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles*. Proc. 6<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol. 2, pp. 275-279.

**LAIB Y. et SALEM H.**, (2017) : *Analyse de quelques structures de Génie Civil par M.E.F en utilisant le logiciel ROBOT*, Thèse de Master, Université Mohamed Boudiaf de Msila.

**LAOUAMRI H.**, (2007) : *Étude numérique de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre*, Thèse de Magistère, Université Ferhat Abbas Sétif.

**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*, Thèse de Doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Génie Civil, 238p.

**LEHBARI S.**, (2013) : *Modélisation en 3D d'un pieu chargé latéralement dans une argile molle à proximité d'un talus*. Thèse de Magistère. Université de Batna.

**LI YAN et BYRNE P.M.**, (1992) : *Lateral pile response to a monotonic head loading*, Canadian Geotechnical Journal, n°29, pp. 955-970.

**MAHAR L.J. et O'NEILL M. W.**, (1983) : *Geotechnical Characterization of Desiccated Clay*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Janvier 1983, pp. 56-71.

**MATLOCK H. et REESE L.C.**, (1960) : *Generalized solutions for laterally load loaded piles*. Journal S.M.F.E - A.S.C.E., SM 5, Octobre 1960, pp. 63-91.

**MENARD L., BOURDON G., et GAMBIN M.**, (1969) : *Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques*. Sols – Soils, n° 22-23, Vol. 6, pp. 16-29.

**MESTAT Ph.**, (1997) : *Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique Conseils et recommandations*, Bulletin Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées - 212 -, Novembre-Décembre 1997, RÉF : 4161, pp. 39-64.

**MEZAZIGH S.**, (1995) : *Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 272p.

**MINDLIN R.D.**, (1936) : *Force at a point in the interior of semi-infinite solid*. Physics, May 1936.

**NF EN ISO 22477-1**, (2018) : *Reconnaissance et essais géotechniques, partie 1 : essai de pieux : essai de chargement statique en compression*, (indice de classement : P94-522-1), Afnor, Décembre 2018.

**NF P94-262**, (2012) : *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes*, Afnor, Juillet 2012.

**O'NEILL M.W.**, (2000) : *National geotechnical experimentation site - university of Houston*, Site Manager and Cullen Dist. Prof, Dept. de Civil et Environ. Eng., Université de Houston.

**P.H.R.I. – PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE**, (1980) : *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*. Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 317p.

**PHILIPPONNAT G. et HUBERT B.**, (2007) : *Fondations et ouvrages en terre*, Sixième tirage, Éditions Eyrolles, 548p.

**PHILIPPONNAT G. et ZERHOUNI M.,** (1993) : *Interprétation de l'essai au Phicomètre*, Rev. Franç. Geotech. n° 65, octobre 1993, pp. 3-28.

**PHILIPPONNAT G.,** (1979) : *Fondations et ouvrages en terre*, Éditions Eyrolles, 402p.

**POULOS H.,** (1971) : *Behaviour of laterally loaded piles : 1-single pile*. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 101, n°SM5, pp. 733-751.

**REESE L.C., COX W.R. & KOOP F.D.,** (1974) : *Analysis of laterally loaded piles in sand*. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Proc., Houston, Texas, pp. 473-483.

**REMAUD D.,** (1999) : *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de Doctorat, Université de Nantes, Génie Civil, 328p.

**ROSQUOET F.,** (2004) : *Pieu sous charges latérales cyclique*, Thèse de Doctorat, université de Nantes, Génie Civil, 305p.

**SEGHIR A.,** (2009) : *Méthode des éléments finis*, Département de Génie Civil, Université Abderrahmane Mira de Bejaia.

**TERASHI M., KITAZUME M. & KAWABATA K.,** (1989) : *Centrifuge modeling of a laterally loaded pile*. Proceeding of Twelfth International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering (I.C.S.M.F.E.). Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 991-994.

**TERZAGHI K.,** (1955) : *Evaluation of the coefficients of sub grade reaction*, Géotechnique, Vol. 5, pp. 297-326.

**TOUAMRIA S.,** (2012) : *Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement de superstructures sus-jacentes*, Thèse de Magistère, Ecole Doctoral en Génie Civil, Université de Skikda.

**WINKLER E.,** (1867) : *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Verlag, 182p.

**YAHIAOUI O.,** (2016) : *Comportement d'un Pieu Isolé Sous Charges Verticales Dans Un Sol Sableux*, Thèse de Master, Université Mohamed Boudiaf de Msila.

