

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Ecole Doctorale : Ingénierie et Environnement

Option : Construction et Environnement

Mémoire de magister

**CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES  
PIEUX SOUS CHARGEMENT VERTICAL**

**ANALYSE D'UNE BASE DE DONNEES LOCALE**

Préparé par : **HENNICHE Abderrahmane**

Ingénieur d'état de l'Ecole Nationale Polytechnique

Devant le jury composé de :

A. Bali	Professeur à l'ENP, Alger	Président
K. Omraci	Maitre de conférences à l'ENP, Alger	Examineur
S.Belkacemi	Maitre de conférences à l'ENP, Alger	Examineur
K.Silhadi	Maitre de conférences à l'ENP, Alger	Examineur
A.Bouafia	Professeur à l'université de Blida	Rapporteur

**Février 2010**

## ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مجموعة معطيات محلية متعلقة بالأساسات المعمقة و التجارب الحقلية بالجزائر. تتضمن هذه الدراسة تحليل نتائج تجارب تحميل الأساسات مما يسمح بتشكيل منحنيات قابلة للاستعمال في المشاريع المسبقة للأساسات وتتضمن أيضا استغلال نتائج التجارب الحقلية وربطها بنتائج تجارب تحميل الأساسات بواسطة الحساب العكسي وبالتالي تشكيل علاقات قابلة للاستعمال في حساب الأساسات وهذا الأخذ بعين الاعتبار للأثر المحلي الجيوتقني والجيولوجي للجزائر.

**كلمات مفتاحية :** أساس, مجموعة معطيات, الحساب العكسي, تحميل عمودي, التجارب الحقلية.

## Résumé

Le but de ce travail est de contribuer à l'analyse d'une base de données locale des essais de chargement statique des pieux et des essais géotechniques qui leur correspondent. L'analyse consiste essentiellement à interpréter les essais de chargement et de construire des courbes exploitables dans des projets de fondations profondes en Algérie, ainsi qu'à exploiter les essais in-situ et d'établir, à partir de leurs résultats, des corrélations utilisées au calcul linéaire des pieux, avec les paramètres retrouvés des courbes de chargement pour tenir compte de l'effet géotechnique local.

**Mots clés :** pieu, base de données, calcul à rebours, chargement vertical, essais in-situ

## Summary

The purpose of this work is to contribute to the analysis of a local data- base of the tests piles loading and their in-situ tests. The analysis consists in interpreting the tests piles loading and to build exploitable curves in projects of deep foundations in Algeria, and also exploiting the in-situ tests and to establish a correlation used to the linear calculation of the piles, with the parameters calculated from the curves of loading and this to take account of the local geotechnical effect.

**Key words:** Pile, Database, Piles tests, In-situ tests, Back-calculation

## Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

Je tiens à remercier ensuite le professeur A. BOUAFIA, pour l'aide qu'il a apporté à la réalisation de ce travail et pour ses précieux conseils.

Mes remerciements vont également au personnel du Laboratoire Central des Travaux Publics de Hussein Dey à Alger pour leurs orientations vers les organismes qui m'ont aidé à la constitution de la base de données.

Je remercie particulièrement Mr. A.HADDID pour les efforts fournis durant plusieurs années d'expériences dans la réalisation des essais de chargement statique des pieux.

Mes remerciements vont aussi aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont accordé à ce modeste travail.

Je remercie également les enseignants qui ont contribué à ma formation à la graduation et en PG.

Sans oublier de remercier enfin tous les membres de ma famille, ma mère, mon père et mes frères, et toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail.

Table de matières

Sommaire.....	i
Notations.....	v
Liste des figures.....	vii
Liste des tableaux.....	xi
Introduction.....	1
Chapitre 01 : Etude bibliographique.....	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Définitions.....	4
1.2.1 Fondations.....	4
1.2.1.1 Fondations superficielles.....	4
1.2.1.2 Fondations profondes.....	5
1.2.2 Classification des pieux.....	6
1.2.2.1 Pieux refoulant le sol.....	7
1.2.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol.....	8
1.2.2.3 Pieux particuliers.....	10
1.2.3 Contraintes résiduelles .....	10
1.3 Capacité portante verticale d'un pieu isolé .....	10
1.3.1 Aperçu théorique sur la capacité portante.....	10
1.3.2 Facteurs d'influence de la capacité portante.....	12
1.3.2.1 Densité du massif.....	13
1.3.2.2 Rugosité du pieu.....	13
1.3.2.3 Effet du temps.....	13
1.3.3 Quelques méthodes pour l'évaluation de la capacité portante.....	13
1.3.3.1 Théorie classique des corps rigides-plastiques.....	14
1.3.3.2 Calcul à partir des essais in-situ.....	21
1.3.3.3 Théorie de l'expansion des cavités.....	43
1.3.3.4 Méthode de l'essai de chargement des pieux.....	44
1.3.4 Quelques méthodes pour l'évaluation du tassement d'un pieu isolé.....	45

1.3.4.1 Méthodes empiriques.....	45
1.3.4.2 Méthodes d'élasticité.....	46
1.3.4.3 Méthodes des éléments finis.....	52
1.3.4.4 Méthode des courbes t-z et q-z.....	53
1.3.5 Essai de chargement statique des pieux.....	55
1.4 Autres considérations.....	60
1.4.1 Frottement négatif.....	60
1.4.2 Effet d'accrochage.....	64
1.4.3 Effet de groupe.....	67
1.5 Conclusion.....	73
Chapitre 2 : Présentation et interprétation de la base de données.....	74
2.1. Introduction.....	74
2.2. Présentation de la base de données locale.....	74
2.2.1. Résultats de l'essai de chargement des pieux.....	74
2.2.2. Résultats de l'étude géotechnique.....	75
2.2.3 Fiche synthétique.....	75
2.2.4. Etude statistique de la base de données.....	75
2.2.5 Essai de chargement statique des pieux.....	77
2.3. Interprétation des résultats de la base de données.....	78
2.3.1. Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement.....	78
2.3.2 Analyse qualitative des courbes adimensionnelles de chargement.....	83
2.3.3 Tassement de référence.....	86
2.3.4 Autres méthodes d'interprétation de la capacité portante à partir des essais de chargement.....	90
2.4. Conclusion.....	97
Chapitre 3 : Etude comparative des méthodes courantes de calcul.....	98
3.1. Introduction.....	98
3.2. Exploitation des essais in-situ.....	98
3.2.1. Étude de la charge limite.....	99

3.2.1.1. Calcul de la capacité portante et de la charge de fluage par la méthode Pressiometrique.....	99
3.2.1.2. Calcul de la capacité portante et de la charge de fluage par la méthode Pénétrométrique.....	101
3.2.2. Etude du tassement des pieux.....	102
3.2.2.1. Module de déformation du sol $E_s$ .....	102
3.2.2.2. Paramètre de transfert de charges $R_0$ et $B_0$ .....	105
3.2.3. Etude de la charge critique (ou de fluage).....	108
3.3. Conclusion.....	109
Chapitre 04 : Analyse de la capacité portante et de la pente initiale de la courbe de chargement	
4.1. Introduction.....	110
4.2. Regroupement des résultats.....	110
4.3. Module de déformation du sol équivalent $E_s$ .....	110
4.4. Analyse de la charge limite $Q_l$ .....	112
4.4.1 Effet de la compressibilité relative $K$ .....	113
4.4.2 Effet de l'élanement $D/B$ .....	113
4.5. Analyse de la pente initiale $\alpha$ de la courbe de chargement.....	114
4.5.1 Effet de la compressibilité relative $K$ .....	114
4.5.2 Effet de l'élanement $D/B$ .....	115
4.6. Conclusion.....	116
Chapitre 5 : Calcul inverse des courbes de chargement.....	
5.1. Introduction.....	117
5.2. Etude paramétrique du tassement des pieux.....	117
5.2.1. Facteur du tassement $I_p$ .....	117
5.2.2. Paramètres de transfert de charge $R_0$ et $B_0$ .....	121
5.2.2 .1. Paramètre de déformation en pointe $R_0$ .....	121
5.2.2 .2 Paramètre de mobilisation du frottement latéral $B_0$ .....	121
5.3. Calcul à rebours (calcul inverse des courbes de chargement).....	125
5.3.1. Calcul à rebours du module de déformation $E_s$ du sol.....	125

## Table de matières

---

5.3.1.1. Corrélation avec la résistance en pointe du pénétromètre statique $q_c$ .....	126
5.3.1.2 Corrélation avec le module pressiométrique $E_m$ .....	126
5.3.2. Calcul à rebours des paramètres de transfert de charge.....	127
5.3.2.1. Corrélation avec la résistance en pointe du pénétromètre statique $q_c$ .....	127
5.3.2.2. Corrélation avec le module pressiométrique $E_m$ .....	128
5.4. Conclusion.....	130
Conclusions et perspectives.....	131
Bibliographie.....	133
Annexes.....	135

## Notations

B : Largeur de la fondation

D : Fiche de la fondation

D/B : Elancement du pieu

$D_e$  : Fiche équivalente de la fondation

L : Longueur d'une fondation superficielle

A : Section du pieu

P : Périmètre du pieu

$h_c$  : Hauteur critique

$h_c$  : Profondeur critique

C : Terme de cohésion du sol

$\varphi$  : Angle de frottement du sol

$C'$  et  $\varphi'$  : Caractéristiques mécaniques effectives du sol

$C_u$  et  $\varphi_u$  : Caractéristiques mécaniques non drainées du sol

$\gamma$  : Poids volumique du sol

K : Coefficient de la poussée des terres

$K_s$  : Coefficient de la butée des terres

$\sigma_0$  : Contrainte verticale des terres

OCR : Coefficient moyen de consolidation du sol

$D_r$  : Densité relative du sol

$q_p$  : Pression verticale en pointe du pieu

$\tau$  : Contrainte de cisaillement le long du fut du pieu

$Q_l$  : Charge limite d'un pieu

$Q_P$  : Charge limite de pointe du pieu

$Q_S$  : Charge limite du frottement latéral du pieu

$f_s$  : Coefficient du frottement latéral

$Q_c$  : Charge critique ou charge de fluage d'un pieu

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  : Facteurs de portance de la capacité portante

$K_P$  : Facteur de portance pour l'essai pressiométrique  
 $P_l^*$  : Pression limite pour l'essai pressiométrique  
 $P_{le}^*$  : Pression limite équivalente pour l'essai pressiométrique  
 $q_s(z)$  : Frottement latéral unitaire à la profondeur  $z$   
 $E_m$  : Module pressiométrique  
 $q_c$  : Résistance de pointe du pénétromètre statique  
 $q_{ce}$  : Résistance de pointe équivalente du pénétromètre statique  
 $K_c$  : Facteur de portance pour l'essai de la pénétration statique  
 $N$  : Nombre de coups déduits de l'essai de pénétration standard  
 $n_s$  : Facteur de frottement latéral  
 $E_p$  : Module d'élasticité du matériau du pieu  
 $\nu_p$  : Module de Poisson du pieu  
 $I_v$  : Facteur du tassement du pieu  
 $\frac{E_p}{E_s}$  : Compressibilité relative sol/pieu  
 $R_0$  et  $B_0$  : Paramètres de transfert de charges  
 $E_s$  : Module de déformation du sol équivalent  
 $\nu_s$  : Module de Poisson du sol  
 $\lambda$  : Coefficient d'accrochage du système sol/ pieu  
 $G_{sf}$  : Frottement négatif total  
 $\alpha$  : Pente initiale de la courbe de chargement  
 $R$  : Coefficient de régression selon la méthode des moindres carrées  
 $V_R$  : Tassement de référence  
 $\varphi_s$  : Angle de frottement fictif du milieu  
 $\delta$  : Angle d'obliquité  
 $\Delta L$  : Raccourcissement du pieu  
 $h$  : Hauteur d'action du frottement négatif

# Liste des figures

## Chapitre 01

Figure 1.01 : Pieu battu moulé

Figure 1.02 : Pieu foré à la boue

Figure 1.03 : Pieu foré tubé

Figure 1.04 : Courbe de chargement axial d'un pieu

Figure 1.05 : Contraintes agissant sur un élément en équilibre sous la pointe

Figure 1.06: Le mécanisme de rupture selon BEREZENTZEV

Figure 1.07: Le mécanisme de rupture selon TERZAGHI

Figure 1.08: Le mécanisme de rupture selon MEYERHOF

Figure 1.09: Le mécanisme de rupture selon L'HERMINIER

Figure 1.10: L'appareillage de l'essai pressiométrique

Figure 1.11: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

Figure 1.12: Le frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite nette.

Figure 1.13: L'appareillage de l'essai de pénétration statique

Figure 1.14: Résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique.

Figure 1.15: Essai de chargement du pieu de l'ouvrage d'art 273.3 dans le cadre de la réalisation de l'autoroute Est-Ouest

Figure 1.16: Représentation de l'hypothèse de MINDLIN

Figure 1.17: Représentation d'un élément élémentaire  $dz$  du pieu

Figure 1.18: Subdivision de la circonférence du pieu

Figure 1.19: Schéma de transfert des charges du pieu au sol

Figure 1.20: Courbe de mobilisation des contraintes

Figure 1.21: Dispositif de chargement et de mesure pour un essai de pieu (schéma de principe)

Figure 1.22: Programmes de chargement-déchargement

Figure 1.23: Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu

Figure 1.24: Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée

Figure 1.25: Cumul du frottement négatif et des actions variables

Figure 1.26: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé

Figure 1.27: Calcul du frottement négatif pour un pieu isolé dans un sol homogène chargé par un remblai

Figure 1.28: Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux

Figure 1.29: Coefficients d'interaction  $\alpha_F$  et  $\alpha_E$

Figure 1.30: Calcul du tassement d'un groupe de pieux flottants par la méthode de Terzaghi

## Chapitre 02

Figure 2.1 : Distribution en pourcentage selon la nature des sols

Figure 2.2 : Distribution en pourcentage selon le type de l'essai in-situ

Figure 2.3 : Courbe de chargement du pieu à la nouvelle aérogare d'Alger  $D=18m$  et  $B=1.20m$

Figure 2.4 : Courbe d'ajustement d'essai de chargement avec  $\alpha=827.67$  kN/mm et  $Q_L=551$  tonnes

Figure 2.5 : Courbes de chargement et d'ajustement du pieu OA 0/1B Gue de Constantine

Figure 2.6: Courbe de chargement en 02cycles du projet OA. 49de la deuxième rocade d'Alger.

Figure 2.7 : Exemple d'une courbe adimensionnelle de chargement

Figure 2.8 : L'ensemble des courbes adimensionnelles de chargement en Algérie

Figure 2.9 : Courbe représentant la moyenne du tassement des pieux calculée à partir de la base de données (courbes adimensionnelles)

Figure 2.10 : courbe représentant la courbe moyenne et les fuseaux des tassements des pieux calculés à partir de la base de données (courbes adimensionnelles).

Figure 2.11 : Variation du coefficient de variation CV en fonction du rapport  $V_0/B$

Figure 2.12: Méthode de la détermination de la charge critique pour le projet OA 0/1B

Figure 2.13: La détermination du tassement de référence  $V_R$

Figure 2.14 : Variation de  $Q/Q_L$  en fonction du tassement de référence  $V_R$

Figure 2.15 : Estimation de la capacité portante selon la méthode de la tangente (Butler et Hoy).

Figure 2.16 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de 80 % (Hansen) 1963

Figure 2.17 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de 90 % (Hansen) 1963

Figure 2.18 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de la valeur limite Davisson (1972)

Figure 2.19: Courbe chargement - déchargement sur un pieu  $D=22m$  et  $B=1.00m$  dans un site à Tlemcen

Figure 2.20: Courbes de chargement réel et simulé selon la méthode de lissage hyperbolique.

Figure 2.21: Courbe de tendance de la partie linéaire de la courbe  $\sqrt{V/Q}$  en fonction de  $V$ .

Figure 2.22: Comparaison entre les résultats estimés par les méthodes de lissage et critère 80% de Hansen.

### **Chapitre 03**

Figure 3.1 : Comparaison entre la charge limite calculée par la méthode pressiométrique et celle déduite de l'essai de chargement.

Figure 3.2 : Comparaison entre la charge limite calculée par la méthode pénétrométrique et celle déduite de l'essai de chargement.

Figure 3.3: Comparaison entre les modules de déformation de sol géométrique et arithmétique.

Figure 3.4: Comparaison entre les modules de déformation de sol arithmétique et harmonique.

Figure 3.5: Schéma de transfert de charges pieu/sol.

Figure 3.6: Courbes de mobilisation de contraintes.

Figure 3.7: Courbe de chargement axial d'un pieu.

Figure 3.8: Détermination de la charge de fluage selon la norme.

Figure 3.9: Détermination de la charge de fluage à partir de la courbe d'ajustement.

### **Chapitre 04**

Figure 4.1: Comparaison entre les modules de déformation de sol géométrique et arithmétique.

Figure 4.2: Comparaison entre les modules de déformation de sol arithmétique et harmonique.

Figure 4.3: Variation de la charge limite en fonction de la compressibilité.

Figure 4.4: Variation de la charge limite en fonction de l'élançement.

Figure 4.5: Variation de la pente initiale en fonction de la compressibilité relative.

Figure 4.6: Variation de la pente initiale en fonction de l'élançement.

## Chapitre 05

Figure 5.1: Courbes de  $I_v$  en fonction de  $K$  et  $D/B$  à court et à long terme pour un sol homogène.

Figure 5.2: Comparaison des résultats de  $I_v$  à court et à long terme.

Figure 5.3: Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité.

Figure 5.4: Représentation de la courbe  $q_p - v(D)/B$ .

Figure 5.5: Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $D/B$  pour un sol homogène.

Figure 5.6: Représentation de la courbe  $\tau - v(z)$ .

Figure 5.7: Variation de  $B \cdot B_0/E_s$  en fonction de  $D/B$  pour un sol homogène.

Figure 5.8 : Corrélation entre le module de déformation du sol  $E_s$  et la résistance en pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

Figure 5.9: Corrélation entre le module de déformation du sol  $E_s$  et le module préssiométrique  $E_m$  du pressiomètre de MENARD.

Figure 5.10: Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

Figure 5.11: Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $R_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

Figure 3.12: Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $R_0$  et le module préssiométrique  $E_m$ .

# Liste des tableaux

## Chapitre 01

Tableau 1.1: Définition des catégories conventionnelles de sols selon la valeur de la pression limite

Tableau 1.2: Valeurs du facteur de portance  $K_p$  de l'essai pressiométrique

Tableau 1.3: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$

Tableau 1.4: Définition des catégories conventionnelles de sols selon la valeur de la résistance en pointe

Tableau 1.5: Valeurs du facteur de portance  $K_c$  de l'essai de pénétromètre statique

Tableau 1.6: Valeurs de  $\beta$  et  $q_{smax}$  en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Tableau 1.7: valeurs de  $q_s/f_s$  en fonction de la nature du sol et de  $q_c$ .

Tableau 1.8 : Valeurs de frottement latéral en fonction de la profondeur et de la marge de résistance en pointe pour les sols pulvérulents.

Tableau 1.9 : Valeurs de frottement latéral en fonction de la Cohésion non drainée pour les sols cohérents.

Tableau 1.10 : Valeurs de facteur de portance  $K_c$  en fonction du diamètre B.

Tableau 1.11: Valeurs de la profondeur critique en fonction de l'angle de frottement interne.

Tableau 1.12: Valeurs du frottement latéral selon la méthode de Cassan(1978)

Tableau 1.13: Valeurs du rapport  $q_s/q_c$  selon la méthode de Sanglerat(1983)

Tableau 1.14: Valeurs du rapport  $q_s/q_c$  selon la méthode d'Aoki et Velloso (1975)

Tableau 1.15: Valeurs de  $K_s$  en MPa selon la méthode d'Aoki et Velloso (1975)

Tableau 1.16: Valeurs de  $K_s$  en MPa selon Bazaraa et Kurkur

Tableau 1.17: Catégories des pieux selon Bazaraa et Kurkur

Tableau 1.18: Valeur de  $K_s$  selon Decourt et Quaresma

Tableau 1.19: Valeurs de  $K_s$  en MPa selon Lopes et Laprovitera

Tableau 1.20: Valeurs de  $K_s$  selon Meyerhof

Tableau 1.21: Valeurs de  $K_s$  selon Martin et Al (1987)

Tableau 1.22: Valeurs de  $K_s$  en MPa selon Aoki et Velloso (1975)

Tableau 1.23: Valeurs de  $n_s$  selon Bazaraa et Kurkur

Tableau 1.24: Valeurs de  $n_s$  en kPa selon Lopes et Laprovitera (1988)

Tableau 1.25: Valeurs de  $q_s/N$  en kPa selon Shioi et Al

Tableau 1.26 : Valeur de  $I_v$  dans un sol homogène  $E_s = \text{cte}$  ( $\nu = \frac{1}{3}$ )

Tableau 1.27 : Valeurs de  $I_v$  dans un sol Gibson  $E_s = a.Z$  ( $\nu = \frac{1}{3}$ )

Tableau 1.28 : Valeurs du terme  $K \tan \delta$  pour l'évaluation du frottement négatif

## Introduction générale

Le sol est un matériau destiné à supporter les ouvrages tout en leur assurant un bon support et sans compromettre leur bon fonctionnement. Ces qualités ne sont assurées que lorsque les couches constituant le sol support sont de bonne qualité, et les ouvrages peuvent, dans ces cas, être fondés même sur des fondations isolées ou filantes. Dans le cas contraire, où le tassement des couches du sol est excessif ou sa capacité portante est insuffisante, le recours aux fondations profondes, et cela pour atteindre le bon sol, est la solution adéquate.

Le calcul de la capacité portante des pieux, l'estimation de leurs tassements, et les fiches minimales qu'il faut leur donner pour atteindre un degré satisfaisant de sécurité des ouvrages, sont des recherches qui étaient et restent en cours dans tous les pays intéressés par ce type d'ouvrages pour aboutir à des méthodes facilitant ces calculs en corrélation avec les caractéristiques géotechniques du sol déduites des essais in-situ peu coûteux comparativement à d'autres essais tels que les essais de chargement statique des pieux en vraie grandeur.

L'établissement des corrélations pour le calcul de la capacité portante ou du tassement avec les essais in-situ a connu des développements très avancés dans les pays développés, et a fait partie des plusieurs normes telles que le code DIN en Allemagne, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil en France.... etc. Ces corrélations, faites chacune dans un pays donné, ont été élaborées en tenant compte les contextes géologique et géotechnique locaux de ces pays. Malheureusement, en Algérie, l'utilisation des corrélations étrangères sans tenir compte de l'effet du contexte local sur leur fiabilité pour le calcul et la conception des fondations profondes, reflète le manque en termes de normes et des méthodologies locales que connaît le pays, et l'espoir d'avoir un jour un code ou une norme locale pour le calcul et la conception de fondations profondes est le stimulus à ce travail de recherche.

Ce travail est une initiative d'établir quelques corrélations nécessaires au calcul et à la prévision du comportement des pieux, entre les résultats des essais de chargement statique des pieux en Algérie, et ceux des essais in-situ, et en particulier l'essai préssiométrique PMT et l'essai du pénétromètre statique CPT, et cela après avoir analysé et interprété les résultats de ces essais.

Ce travail s'articule autour de cinq chapitres distincts. Le premier chapitre est réservé à l'étude bibliographique des différentes méthodes existantes dans la littérature pour l'évaluation de la capacité portante et du tassement des pieux, et des principales précautions à prendre en compte, lors du calcul en fonction du type du pieu et du terrain dans lequel est installé le pieu.

Le deuxième chapitre est destiné à la présentation et l'interprétation de la base de données locale, et précisément les essais de chargement statique des pieux en Algérie, tout en menant une étude comparative des principales méthodes permettant la prévision de la capacité portante des pieux à partir des résultats du chargement statique des pieux d'une part, et

d'autre part en exposant les méthodes permettant l'évaluation des valeurs limites en termes de charge et du tassement du pieu, sous lesquelles le comportement du pieu est considéré à l'état limite de service, en l'occurrence la charge critique et le tassement de référence.

Le troisième chapitre comporte une étude comparative de différentes méthodes de calcul des pieux, avec pour référence les données des essais de chargement des pieux.

Le quatrième chapitre est considéré comme une étude paramétrique qui a pour but d'analyser le tassement des pieux, par le biais de la pente initiale de la courbe de chargement, et de sa capacité portante en fonction des caractéristiques géométriques du pieu et des caractéristiques mécaniques du système pieu/sol.

Dans le cinquième et dernier chapitre un calcul inverse des courbes de chargement est fait pour aboutir à des corrélations entre les paramètres nécessaires au calcul du tassement des pieux et les caractéristiques géotechniques du sol déduites des essais in-situ.

On termine enfin par une conclusion générale contenant les principaux résultats de ce travail et les perspectives des futures recherches.

---

## Chapitre 01: Etude bibliographique

### 1.1 Introduction:

Le but de ce premier chapitre, qui constitue l'étude bibliographique, est d'exposer les principales notions et définitions relatives aux fondations de manière générale, puis de s'intéresser à celles des fondations profondes, aux méthodes d'installation des pieux selon que ces derniers refoulent le sol ou non; ensuite d'exposer les méthodes d'évaluation de la capacité portante des pieux, en commençant par les différents mécanismes de rupture selon la théorie classique des corps rigide-plastiques, puis de passer aux méthodes semi-empiriques et empiriques issues des résultats des essais in-situ, enfin on présente l'évaluation directe du comportement du pieu par le biais de l'essai de chargement en vraie grandeur.

La capacité portante des pieux est influencée par plusieurs paramètres tels que le mode d'installation des pieux, les caractéristiques des couches traversées, les caractéristiques des pieux, l'espacement entre les pieux, etc. Ce point fait partie aussi de ce chapitre.

L'essai de chargement des pieux en vraie grandeur constitue la méthode la plus efficace pour l'évaluation de la capacité portante. On consacre dans ce chapitre la méthodologie d'exécution de cet essai selon la norme française, et l'exploitation des résultats pour définir quelques notions telles que la charge de fluage, le tassement du pieu, et dans le cas où l'essai est poussé plus loin, on peut même évaluer la charge limite.

L'application d'une charge sur le pieu engendre l'enfoncement de ce dernier dans le sol. Plusieurs méthodes, que soit empiriques ou non, basées sur la méthode des éléments finis, sur la théorie d'élasticité, ou sur les courbes de transfert des charges, seront exposées dans ce chapitre.

A la fin de ce chapitre, on citera quelques considérations qu'on doit tenir en compte lors de la conception des pieux, telles que le frottement négatif, l'effet d'accrochage, et l'effet du groupe, ainsi que leurs effets sur la capacité portante des pieux et sur leurs tassements.

## 1.2 Définitions

### 1.2.1 Fondations

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces fondations doivent être conçues de manière à maintenir à toute profondeur les contraintes transmises au sol au deçà de la capacité portante admissible du sol, et aussi à limiter le tassement aussi bien total que différentiel à des niveaux tolérés pour ne pas compromettre la stabilité de l'ouvrage. Autrement dit, le dimensionnement des fondations repose sur deux critères principaux, le premier est que les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà de l'état limite ultime qui correspond à la rupture du sol, et le second est que les déformations du sol dues aux contraintes transmises doivent être inférieures à l'état limite de service de la structure de l'ouvrage, tout en considérant que la structure, la fondation, et le sol forment un tout indissociable gouverné par des lois d'interaction sol – structure [1].

Selon le type de l'ouvrage et la nature de sol, on peut envisager soit des fondations superficielles, ou des fondations profondes, qui se distinguent par leurs dimensions et leurs comportements.

#### 1.2.1.1 Fondations superficielles

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol possède de bonne capacité portante, on envisage des fondations superficielles faiblement encastées et reportent les charges au niveau des couches superficielles des terrains.

Une fondation superficielle est caractérisée par  $D < 4B$ , sachant que  $B$  représente la largeur de la fondation et  $D$  sa fiche ou la profondeur de sa base. En termes de fiche équivalent  $D_e$ , qu'on va préciser plus loin dans les calculs, et qui tient compte des propriétés mécaniques des couches traversées par la fondation, une fondation est dite superficielle si :  $D_e < 1.5B$  [1]

Une fondation superficielle est dite continue si sa largeur  $B$  est petite devant sa longueur  $L$  et isolé dans le cas contraire. En pratique, une fondation continue correspond à  $L/B > 5$  et une fondation isolée à  $L/B \leq 5$ . Elle est considérée comme un radier, qui est une dalle de grandes dimensions, dans le cas où le sol est de faible portance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage pour faciliter les travaux des fondations [1].

Le calcul pratique de la capacité portante d'une fondation superficielle peut être mené, selon les paramètres géotechniques requis, soit suivant une approche théorique qui considère le sol comme un matériau rigide plastique obéissant au critère de rupture Mohr-Coulomb, et les paramètres nécessaires pour le calcul sont le terme de cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et le poids volumique  $\gamma$ , soit selon une approche semi-empirique ou empirique basée sur les résultats des essais in situ [1].

Le comportement du sol sous la fondation dépend de la nature du sol sous la fondation et des conditions de drainage. En effet, dans le cas d'un sol pulvérulent, le comportement est

drainé et le calcul de la capacité portante fait intervenir les caractéristiques mécaniques effectives ou drainées  $C'$  et  $\varphi'$ . Et dans le cas d'un sol fin saturé, il est nécessaire de faire l'analyse de fondation à court terme faisant intervenir les caractéristiques mécaniques non drainées  $C_u$  et  $\varphi_u$  et à long terme par le biais des caractéristiques effectives du sol. Le comportement à court terme est couramment le plus défavorable ; c'est pour cette raison qu'en pratique le dimensionnement de la fondation ancrée dans un sol fin saturé se fait à court terme et une vérification des dimensions retenues se fait pour un comportement à long terme [1].

### 1.2.1.2 Fondations profondes

Les fondations profondes sont caractérisées par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées, les méthodes d'exécution qui font appel à des entreprises spécialisées et un fort élancement. En général une fondation est considérée profonde lorsque l'élancement  $D/B > 6$  et  $D > 3m$  [2].

Avec  $D$ : longueur de la fondation enterrée dans le sol.

$B$ : largeur de la fondation.

Ou encore, selon [3] lorsque  $D_e/B > 5$  ;  $D_e$  est la fiche ou la hauteur d'encastrement équivalente déterminée selon une méthode exposée ci-après.

Cette catégorie de fondations regroupe essentiellement les pieux, les caissons et quelquefois les parois moulées porteuses (barrettes) qui bien que de forme différente et fait appel à des techniques d'exécution particulières ont en général un comportement comparable à celui d'un pieu moulé en place sous tubage.

On définit aussi les fondations profondes comme ayant une pointe située au dessous de la hauteur critique  $h_c$ , contrairement aux fondations superficielles qui ont leur base au dessus de cette profondeur. La profondeur critique, utilisée pour différencier les deux types de fondations, est la hauteur au-delà de laquelle les lignes de ruptures du sol de fondation ne se manifestent plus en surface [3]. Il y a lieu de signaler que cette hauteur est à ne pas confondre avec la profondeur critique  $D_C$  du pieu, au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu, soit  $q_l$ , devient constante avec la profondeur.

Les fondations profondes sont à envisager lorsque la solution apportée par les fondations superficielles n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont très importants) ou économique.

En plus, un autre critère pour différencier entre les deux types de fondation, est le mode de transmission des charges au sol. En effet, pour les fondations superficielles l'effort est transmis à la base de fondation et l'on cherche à rester éloigné d'une éventuelle rupture du sol ou d'une déformation importante sous cette fondation ; par contre, pour une fondation profonde, l'effort qui la transmis est repris à la fois par la base de fondation, et aussi par le frottement latéral qui va s'exercer à l'interface entre le pieu et le sol environnant. Pour les fondations profondes, la charge se transmet à la base de fondation (sous la pointe) et dans ce

cas la résistance à la pointe est peu influencée par le type du pieu, et aussi par le frottement latéral entre le pieu et le sol, mais ce type de transmission de la charge dépend du matériau constitutif du pieu et de son mode de mise en place.

### 1.2.2 Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux selon le matériau constitutif (bois, métal, béton armé) ou selon le mode d'installation ou d'introduction dans le sol, à savoir [4] :

- Les pieux refoulant le sol lors de l'installation (pieu battu, foncé, pilonné, vissé, vibrofoncé, ....)
- Les pieux ne refoulant pas le sol lors de l'installation (pieu foré simple, foré tubé,....).

En effet, ces deux critères de classification vont influencer le frottement latéral le long du pieu et donc sa capacité portante. Donc, il est important lors de l'évaluation de la capacité portante de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue [4]:

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

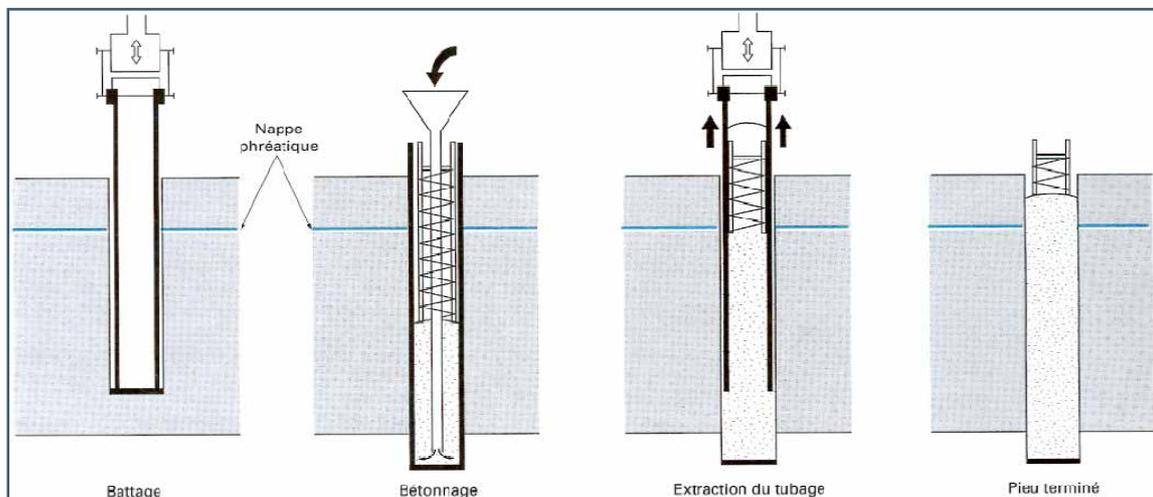


Figure 1.1: Pieu battu moulé

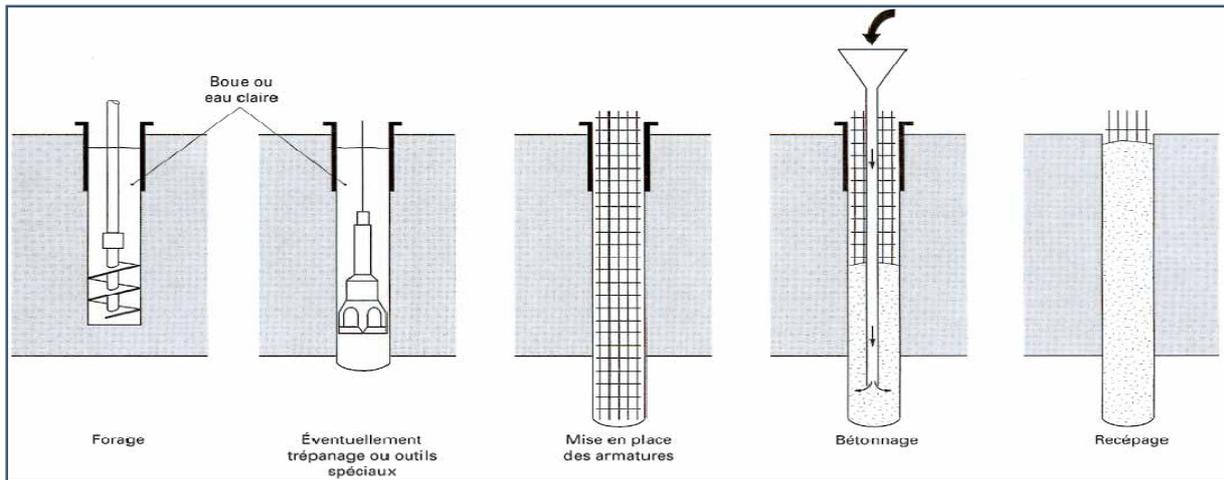


Figure 1.2 : Pieu foré à la boue

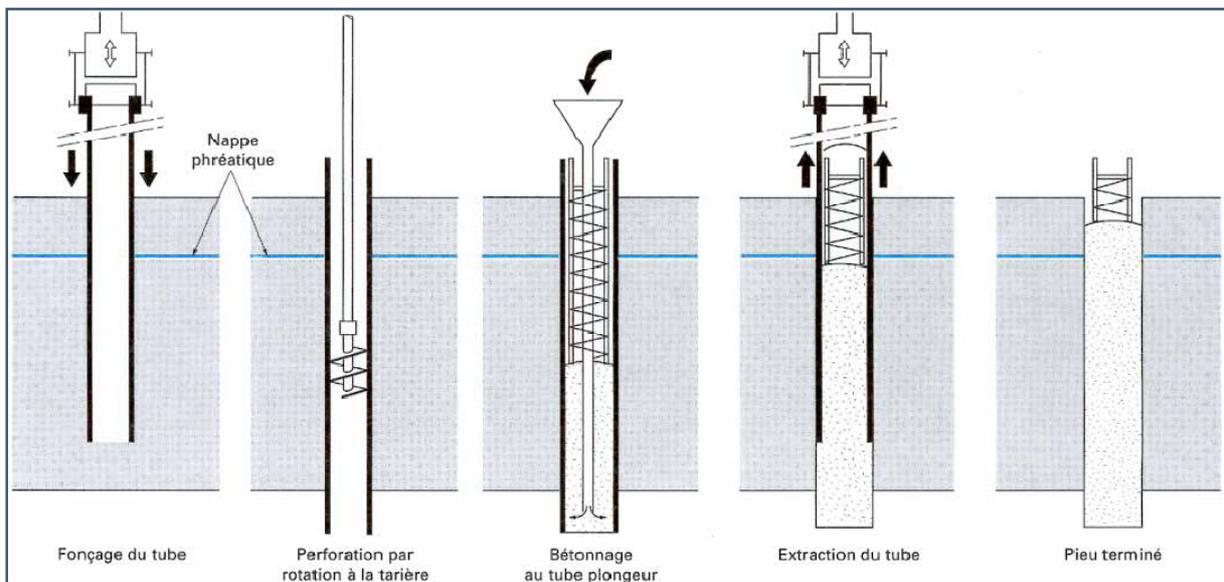


Figure 1.3: pieu foré tubé

Le mode de mise en place, soit en refoulant le sol soit par son extraction, comme on a signalé, influence le frottement latéral du pieu. En effet, quand il y a refoulement du sol, on se rapproche d'un état de butée (passif), et quand il n'y a pas refoulement du sol on se rapproche d'un état d'équilibre actif (poussée).

### 1.2.2.1 Pieux refoulant le sol

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants [4]:

- Les pieux battus : Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage;
- Les pieux battus en métal: Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont:
  - en forme de H ;
  - en forme d'anneau (tube) ;

— de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (palpieux).

- Les pieux en béton foncés: Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.
- Les pieux foncés en métal: Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.
- Pieu battu pilonné: Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.
- Pieu battu moulé: Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.
- Pieu battu enrobé: Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :
  - de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
  - de profilés H ;
  - de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

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

- Pieu tubulaire précontraint: Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne preneuse, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.
- Pieu vissé moulé: Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

### 1.2.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol

Leur exécution se fait in-situ. On parlera de [4] :

- Pieux forés simple: (et barrette exécutée dans les mêmes conditions) Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne preneuse, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.
- Pieux forés à la boue et barrettes: Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne preneuse, etc., sous protection d'une boue de

forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

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

- **Puits (gros diamètre):** Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

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

- **Micropieu:** La technique et l'utilisation de micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :

- **type I :** c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.

- **type II :** c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage;

- **type III :** c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

- **type IV :** c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

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

### 1.2.2.3 Pieux particuliers

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, palpieux) battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils font l'objet de recommandations particulières.

### 1.2.3 Contraintes résiduelles

Les contraintes et les déformations provoquées dans le massif de sol lors de l'installation des pieux ont des conséquences pratiques importantes sur leurs comportements, c'est-à-dire la variation de leurs contraintes en fonction des tassements provoqués par le chargement. De nombreux auteurs ont étudié l'effet des contraintes résiduelles sur le frottement latéral et la résistance des pieux, et ils ont montré que, sous chargement de compression, ignorer les contraintes résiduelles peut amener à une surestimation du frottement latéral et une sous-estimation de la résistance en pointe. De plus, plusieurs auteurs ont relié la contrainte normale développée au cours de l'installation à celle du coefficient  $K$  de poussée des terres, et d'autres auteurs l'ont reliée à celle de contrainte verticale initiale du sol [5].

## 1.3 Capacité portante verticale d'un pieu isole

La capacité portante c'est l'aptitude d'une fondation de supporter la pression appliquée sur le sol par la structure qu'il supporte sans subir le cisaillement ou les tassements excessifs du sol. L'application d'une pression qui n'entraîne pas le cisaillement du sol, n'assure pas que le tassement de la fondation sur laquelle la pression est appliquée sera dans les limites acceptables; par conséquent, l'analyse du tassement devrait généralement faite car la majorité des structures sont sensibles au tassement. [6]

### 1.3.1 Aperçu théorique sur la capacité portante

Le chargement vertical d'un pieu se traduit par la mobilisation d'une pression verticale en pointe  $q$ , et des contraintes de cisaillement  $\tau$  le long du fut du pieu, appelées frottement latéral.

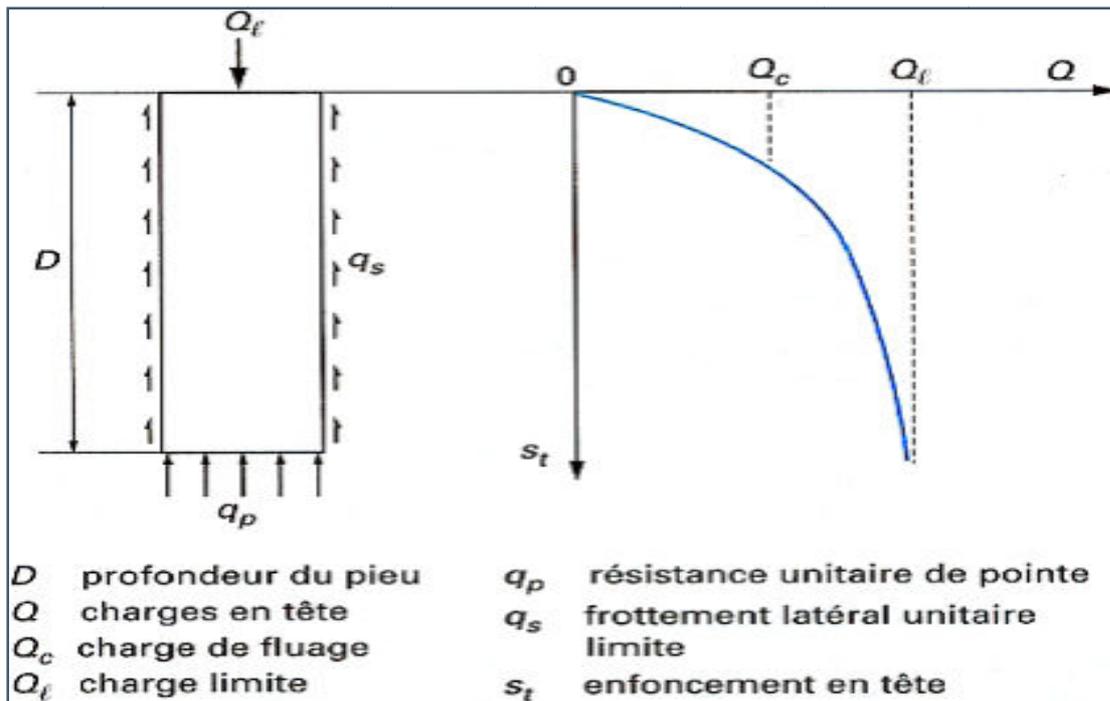


Figure 1.4 : Courbe de chargement axial d'un pieu

La charge verticale limite  $Q_l$  reprise par le pieu correspond théoriquement à des tassements infinis. En découplant les effets de la résistance en pointe et du frottement latéral, on peut écrire d'une manière générale:

$$Q_l = Q_p + Q_s = S \cdot q_l + P \cdot \int_0^l q_s(z) dz \quad (I.1)$$

$S$  est la section du pieu et  $P$  le périmètre du fut. Conventionnellement, la charge  $Q_l$  correspond à un tassement égal à 10 % du diamètre  $B$  du pieu.

Il est admis que la notion de la charge limite est ambiguë, du fait qu'elle dépend sensiblement d'une multitude de paramètres, notamment, la vitesse de chargement. Par contre, la charge de fluage ou la charge critique  $Q_c$  est une donnée intrinsèque qui permet de délimiter le domaine de stabilité du système sol/pieu. En fait, cette charge correspond à la limite de proportionnalité entre la charge et le tassement en tête, et au delà de laquelle on constate expérimentalement que les tassements du pieu ne se stabilisent plus dans le temps [7].

Avant le développement des essais *in-situ*, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour le calcul de la charge limite  $Q_l$  à partir des caractéristiques mécaniques du sol  $C$  et  $\phi$ . La charge limite reprise par un pieu isolé chargé verticalement dans un sol homogène est selon cette théorie [8] :

$$Q_l = S \cdot (1.2 C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q) + P \cdot D \cdot (\alpha \cdot \gamma \cdot D + \beta \cdot C) \quad (I.2)$$

$\alpha$  et  $\beta$  sont fonction de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

Le système sol/pieu y est considéré comme un corps rigide plastique. L'état d'équilibre limite du sol est caractérisé par une rupture généralisée ignorant la contribution des zones du sol en équilibres élastique et élasto-plastique.

Les facteurs de portance  $N_c$  et  $N_q$  varient exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, une faible incertitude dans l'évaluation de l'angle de frottement se traduit par une importante erreur sur l'estimation de la capacité portante du pieu. En plus, l'angle de frottement est affectée par une multitude de facteurs physiques, tel qu'on peut le considérer comme une caractéristique mécanique intrinsèque du sol. L'expérience des essais mécaniques du laboratoire montre que ce paramètre dépend du chemin de contraintes suivi par l'échantillon au cours de l'essai. Or, le chemin de contraintes suivi par le sol autour du pieu est mal connu. En outre, la variabilité spatiale des caractéristiques du sol fait qu'il est illusoire de tenter de caractériser le sol autour de la pointe par une valeur de l'angle de frottement, et essayer ainsi d'estimer la capacité portante du pieu à partir de telles méthodes simplistes [8].

La littérature des pieux montre une diversité d'approches de mécanisme de rupture du sol sous la pointe, avec variation des facteurs de portance  $N_c$  et  $N_q$  dans une large gamme, ce qui rend difficile le choix de telle ou telle formule pour l'évaluation de ces facteurs. En outre, le concept de la profondeur critique, mis en évidence expérimentalement, est ignoré par cette théorie qui stipule que la capacité portante augmente indéfiniment avec la profondeur [8].

Il y a lieu de signaler en outre que la portance des pieux est notablement influencée par le mode d'installation du pieu dans le sol, ce qui modifie l'état de contraintes initiales et induit des contraintes résiduelles gouvernant par la suite la réponse du pieu au chargement. Cependant, il n'existe pas d'approche théorique satisfaisante permettant d'évaluer l'effet de ce paramètre sur  $Q_l$  [8].

Il est donc nécessaire d'évaluer la capacité portante des pieux sous une optique empirique ou semi-empirique, à travers les essais de chargement des pieux dans les sites, pour que la méthode qui en découle intègre directement l'influence du mode d'installation sur la capacité portante.

### **1.3.2 Facteurs d'influence de la capacité portante [5]**

La capacité portante du pieu dépend de la géométrie et du matériau de chaque pieu isolé, de l'espacement entre les pieux (effet du groupe), de la résistance et du type des couches de sol traversées par le pieu, de la méthode de l'installation du pieu, et la direction de l'application de la charge ( compression ou arrachement axiaux, moment et cisaillement latéraux, ou la combinaison des deux types de chargements).

En plus, plusieurs auteurs ont montré l'influence de plusieurs paramètres sur la capacité portante des pieux installés dans le sable tels que la densité du massif, la rugosité du pieu, et l'effet du temps en termes de fluage et vitesse de chargement

### 1.3.2.1 Densité du massif

La plupart des auteurs ont évalué l'influence de la densité initiale du sable pour l'évolution du coefficient de poussée des terres  $K$  et donc des contraintes normales à l'interface (Dossier FOND 72 1972 ; Puech et Al. 1979 ; Eissautier 1986 ; API 1989).

### 1.3.2.2 Rugosité du pieu

L'état de rugosité du pieu a un effet non négligeable sur son comportement en frottement. Une surface rugueuse du pieu conduit à une courbe de cisaillement avec pic, située au dessus de celle correspondante à une surface lisse du pieu mais sans pic.

### 1.3.2.3 Effet du temps

La capacité portante est influencée par le temps. En effet, plusieurs auteurs (Jardin et Al) ont montré des augmentations remarquables dans les capacités portantes des pieux dans les mois qui suivent l'installation. Les résultats obtenus montrent une augmentation de l'ordre de 70 à 90% sur 6 mois. Cette augmentation concerne beaucoup plus le frottement latéral que la résistance en pointe.

Par ailleurs, la vitesse de chargement est aussi un autre paramètre à prendre en compte qui a un effet non négligeable sur le comportement de l'interface sol-pieu.

## 1.3.3 Quelques méthodes pour l'évaluation de la capacité portante

Supposons un pieu de diamètre  $B$  et fiché dans un sol homogène à une profondeur  $D$ . En appliquant une charge sur la tête du pieu, et au fur et à mesure que cette charge augmente, on remarque :

- Pour de faibles charges, le sol a un comportement pseudo – linéaire, qui correspondent à de faibles déformations;
- Pour des charges un peu plus élevées, le comportement du sol ne sera plus linéaire, la linéarité dans cette phase est grossière;
- Enfin, pour des charges très élevées, le comportement du sol devient plastique, et dans cette phase, la charge que peut être supportée est atteinte, est dite la charge limite  $Q_l$ .

Il y a lieu de signaler qu'une partie de la charge appliquée sur le pieu est transmise au début le long du pieu provoquant un mouvement relatif du pieu par rapport au sol et donc la mobilisation d'un effort de cisaillement, et l'autre partie sera reprise par la pointe, et qui engendre un mouvement de celle-ci vers le bas, provoquant un poinçonnement du sol sous la pointe.

Pour le calcul de la capacité portante d'un pieu chargé verticalement, il existe plusieurs méthodes, qu'on peut regrouper en quatre catégories [8]:

- Théorie classique des corps rigides-plastiques
- Méthodes semi-empiriques à partir des essais *in-situ*
- Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique

- Et en fin, la méthode la plus fiable, c'est l'essai de chargement du pieu.

### 1.3.3.1 Théorie classique des corps rigides-plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu. Dans ces théories, les efforts résistants unitaires (résistance de pointe  $q_p$ , frottement latéral limite  $q_s$ ) ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire [7].

Cette théorie suppose que le pieu se comporte comme un matériau rigide qui s'enfonce dans un sol homogène, incompressible, et plastique. La rupture du sol en tout point autour du pieu se produit selon le critère de Mohr-Colomb selon l'expression suivante :  $\tau = C + \sigma \tan \phi$ . Selon cette théorie, plusieurs mécanismes de ruptures ont été proposés par les auteurs, en s'appuyant sur les lignes de cisaillement développés le long du pieu. La superposition des effets consiste à additionner les effets contribuant, à savoir le terme de cohésion  $C$ , la densité, et la profondeur  $D$ . Cette théorie ne tient pas compte de la compressibilité du sol et les caractéristiques de dilatance du sol [7].

#### Le terme de la pointe:

Le terme en pointe  $q_1$  est égale:  $q_1 = C \cdot N_c \cdot f_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$  (I.3)

Avec :  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sont les facteurs de la capacité portante, ils sont fonction de la régosité du pieu et de la nature du sol,

$f_c$  facteur de forme,

L'élancement  $D/B$  d'un pieu est généralement grand. Donc, on peut négliger le troisième terme devant les deux premiers, et l'équation devient:  $q_1 = C \cdot N_c \cdot f_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$  (I.4)

Les principales méthodes selon cette théorie sont :

- Méthode de CAQUOT- KERISEL

Les lignes de glissement sont assimilées à des spirales logarithmiques qui remontent au dessus de la pointe et retournent sur le fut du pieu, la résistance en pointe est donnée par [9]:

$$q_1 = C \cdot N_{cmax} + \gamma \cdot D \cdot N_{qmax} \quad (I.5)$$

Suite à de nombreux essais au laboratoire, en particulier à Londres par SKEMPTON, YASSIN et GIBSON (1953), CAQUOT- KERISEL (1953) ont proposé les formules suivantes:

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \tan \phi}$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \phi} \quad (I.6)$$

- Méthode de RANKINE (1880) [10]

La théorie de RANKINE sur les contraintes conjuguées pour les matériaux pulvérulents, ayant un angle de frottement  $\varphi$ , forme le début des théories de la capacité portante.

Selon cet auteur, si  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales respectivement majeure et mineure conjuguées, à la rupture et selon la loi de MOHR-COULOUM on a:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (\text{I.7})$$

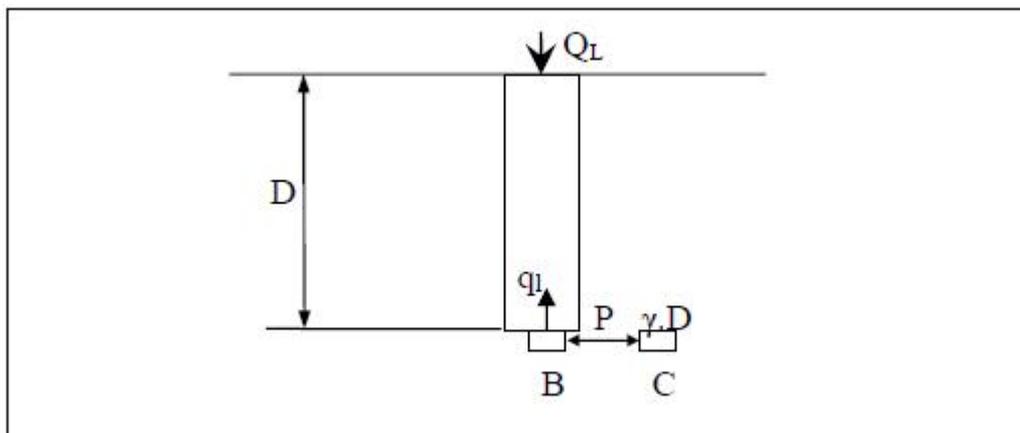
La résistance en pointe est déterminée par le biais des conditions d'équilibre de deux éléments B et C, voir la figure 05. Lorsque la résistance limite est atteinte, l'élément B est soumis à une pression verticale  $q_l$ .

Supposons que  $q_l$  est la contrainte principale majeure. La pression horizontale entre B et C est P, on a donc:

$$\frac{q_l}{p} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (\text{I.8})$$

Si l'élément C est en équilibre sous la contrainte majeure P, donc selon RANKINE:

$$\frac{P}{\gamma \cdot D} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (\text{I.9})$$



**Figure 1.05 :** Contraintes agissant sur un élément en équilibre sous la pointe

La résistance en pointe ultime devient:

$$q_l = \gamma \cdot D \frac{(1 + \sin\varphi)^2}{(1 - \sin\varphi)^2} \quad (\text{I.10})$$

Avec l'avancement des recherches dans le domaine de la géotechnique, plusieurs paramètres ont été injectés dans les formules en essayant de rapprocher du comportement réel du pieu.

Pour un sol purement cohérent, la formule précédente s'écrit comme suit:

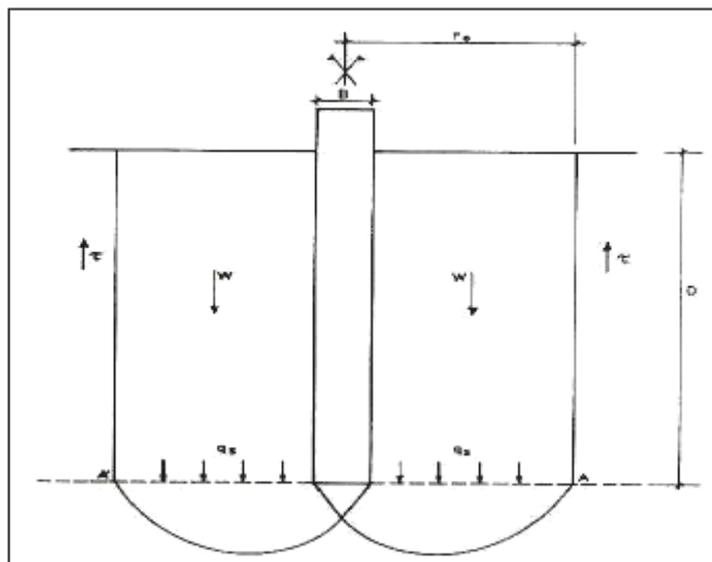
$$q_l = \gamma \cdot D + 6 \cdot C_u \quad (\text{I.11})$$

- Méthode de BEREZENTZEV (1961) [10]

Cet auteur admet le schéma de rupture représenté dans la figure 06, en adoptant les hypothèses suivantes:

- 1- Sous la pointe, les lignes de glissement sont des spirales logarithmiques limitées au plan horizontal de la base;
- 2- Autour du fut, les surfaces de glissement sont des cylindres concentriques de rayon  $r_0$
- 3- Au cours de la pénétration du pieu, le volume de sol enfermé dans la surface cylindrique subit des tassements qui donnent naissance à des contraintes de cisaillement telle que:  $\tau = \sigma_h \cdot \text{tg} \varphi$

$\sigma_h$  contrainte horizontale agissant le long du fut.



**Figure 1.06:** Le mécanisme de rupture selon BEREZENTZEV [11]

Berezentzev propose la solution selon la formule suivante:

$$q_l = A_K \cdot \gamma \cdot B + B_K \cdot \alpha_t \cdot \gamma_d \cdot D \quad (\text{I.12})$$

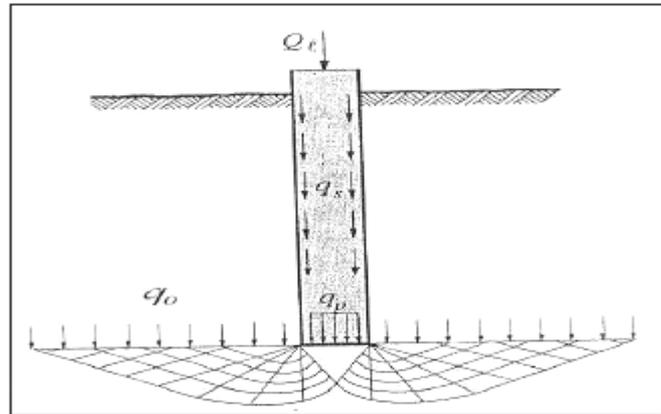
$\alpha_t$ : Coefficient qui est fonction de  $D/B$ ,  $\varphi$  et  $\gamma_d$

$\gamma_d$ : la valeur de  $\gamma$  à la profondeur  $d$

Les coefficients  $A_K$  et  $B_K$  sont déterminées par la théorie de l'équilibre limite.

- Méthode de Terzaghi (1943)

À cause de la méconnaissance de la valeur et de la distribution de l'effort tangentiel le long du fut, cet auteur n'a pas proposé une solution rigoureuse du problème. Les lignes de glissement selon cet auteur sont présentées dans la figure 07. Pour des applications pratiques TERZAGHI et PECK ont proposé de calculer la résistance à la pointe du pieu de la manière suivante:  $q_L = 1.3 \cdot C \cdot N_c + \gamma_d \cdot D \cdot N_q$  [10] (I.13)



**Fig I.07:** Le mécanisme de rupture selon TERZAGHI

- Méthode de MEYERHOF (1951) [10]

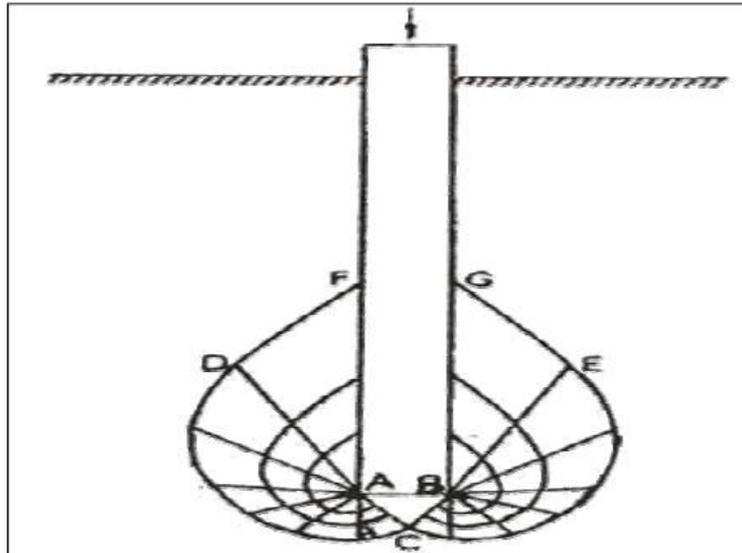
Les lignes de glissement sont représentées dans la figure 08. Au dessous de la base, la zone ABC est en état d'équilibre surabondant, elle agit comme elle fait partie de la fondation. De part et d'autre cette zone, elles apparaissent deux zones plastiques ACD et BCE.

La résistance à la pointe est exprimée selon la formule:

$$q_L = C \cdot N_c + K_s \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q + B/2 \cdot (\gamma \cdot D \cdot N_\gamma) \quad (\text{I.14})$$

$K_s$  : coefficient des poussées des terres. Varie de 0.5 pour un sol lâche à 1 pour un sol dense.

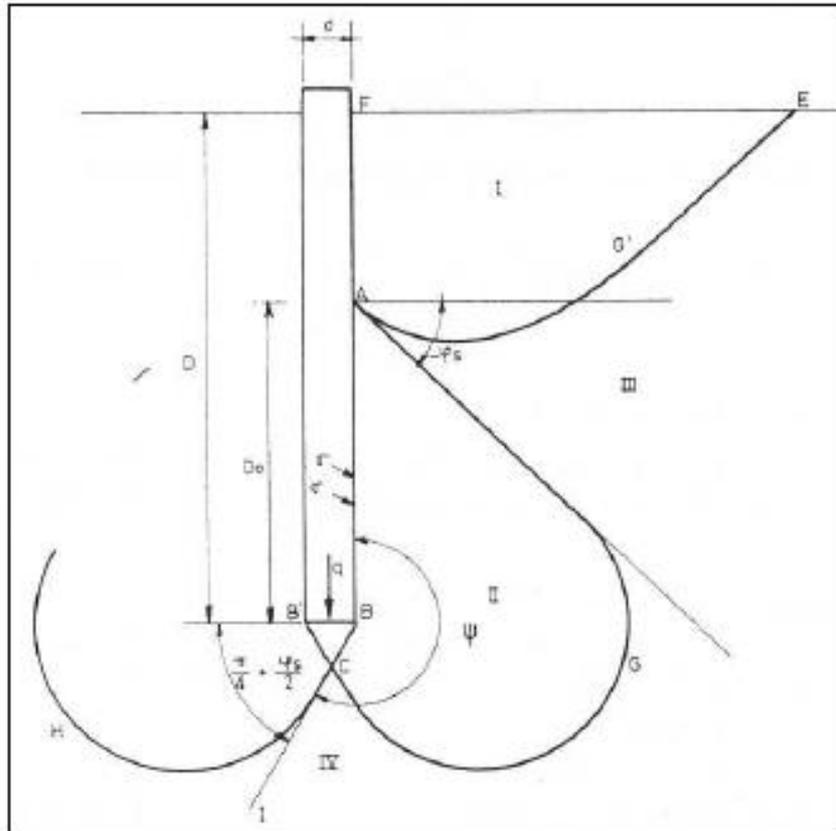
$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  : coefficient de portance dépendant de  $\phi$  et du rapport  $D/B$ .



**Fig I.08:** Le mécanisme de rupture selon MEYERHOF

- Méthode de L'HERMINIER (1967) [11]

Selon cet auteur, les lignes de glissement retournant sur le fut du pieu sont des spirales logarithmiques comme schématisées dans la figure 09. L'HERMINIER a essayé d'évaluer la capacité portante des pieux de faible diamètre en faisant une analogie avec le pénétromètre en poinçonnement continu. Le poinçonnement est un phénomène de cisaillement continu avec un angle de frottement fictif du milieu  $\phi_s$  tel que:  $\text{tg}\phi_s = 2/3 \text{tg}\phi$ .



**Figure 1.09:** Le mécanisme de rupture selon L'HERMINIER

L'auteur admet que la contrainte qui s'exerce le long du fut entre A et B est contrainte de butée égale à  $\gamma.K_s$  ( $K_s$  est un coefficient de butée correspondant à  $\text{tg}\varphi$ ).

La réaction du fut au point A prend la valeur:  $\gamma.K_s (D-D_0)$

Et au point B:  $\gamma.K_s.D$ .

La réaction moyenne est donc:  $\gamma.K_s (D-D_0/2)$

La réaction moyenne le long du plan rayonnant BC est donc:  $\gamma.K_s (D-D_0/2)^{2.\Psi.\text{tg}\varphi}$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{3.\pi}{2} - \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) = \frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi_s}{2}$$

La contrainte ultime à la base est:

$$q_L = \gamma.K_s (D-D_0/2) e^{2. \left( \frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi_s}{2} \right)} \quad (\text{I.15})$$

$$q_{L1} = \gamma.D.N_{q1}$$

$$\text{Avec: } N_{q1} = K_s \cdot \left( 1 - \frac{D_0}{2D} \right) R(\varphi_s)$$

$$R(\varphi_s) = \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2} \right) \cdot e^{2. \left( \frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi_s}{2} \right)}$$

Cependant, l'effet de la taille qui se manifeste avec en général une diminution de la résistance en pointe avec le diamètre du cône a nécessité, pour passer du modèle réduit de diamètre b au

modèle réel du pieu de diamètre B, une correction de la résistance ultime à la base  $q_L$ . GUEZE a proposé à cet effet de multiplier la résistance ultime par le rapport des diamètres B/b.

- Méthode de HANSEN (1970)

Cet auteur a introduit des facteurs de corrections pour chaque terme faisant partie de la combinaison suivante [10]:

$$q_p = C \cdot N_c \cdot f_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \sigma_v \cdot N_q \cdot f_q \cdot d_q \cdot i_q \quad (I.16)$$

f: facteur de forme

d: facteur de la profondeur

i: facteur d'inclinaison

Le frottement latéral limite:

Les principales méthodes permettant l'évaluation du frottement latéral sont:

- Méthode de CAQUOT [12]

Dans les milieux pulvérulents compacts, le pieu s'enfonçant en refoulant le sol et provoque ainsi, dans le massif, l'apparition de la butée. Selon CAQUOT, la butée se développe avec un angle d'obliquité  $\delta$ , on a donc:  $q_s = K_{py} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \delta$  (I.17)

$K_{py}$  est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical dans un terrain vertical.

Additionnant toutes ces forces élémentaires le long du fut du pieu, on trouve:

$$Q_s = K_{py} \cdot \gamma \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \sin \delta \cdot P \quad (I.18)$$

$$\text{Et le frottement unitaire moyen: } q_{sm} = \frac{Q_s}{PD} = K_{py} \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot \sin \delta = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \quad (I.19)$$

$\alpha = K_{py} \cdot \sin \delta$  ce coefficient est déterminé par CAQUOT- KERISEL

P est le périmètre du pieu.

En pratique, le frottement latéral est toujours inférieur aux valeurs déterminées avec l'obliquité ( $\delta = \varphi$ ), mais il est proche de celles déterminées avec une obliquité intermédiaire ( $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ ) (rugosité intermédiaire).

Dans les milieux cohérents, on peut résoudre le problème en introduisant de la même manière les termes des états appropriés. Il faut seulement introduire le terme dû à la cohésion au frottement unitaire calculé précédemment.

La composante tangentielle de la contrainte due à la cohésion a pour expression:

$$f^{(c)} = K_{pq} (C / \tan \varphi) \cdot \sin \delta \quad (I.20)$$

$$\beta = (C / \tan \varphi) \cdot \sin \delta$$

Où  $K_{pq}$  est le coefficient de butée dû aux surcharges.

En travaillant avec  $\delta = (\frac{2}{3}) \varphi$ , on a :

$$K_{pq} = \frac{\cos(\frac{2\varphi}{3}) + \sin \varphi \cos \Delta}{1 - \sin \varphi} e^{2 \cdot \tan(\frac{\pi}{3} + \frac{\Delta}{2})} \quad (I.21)$$

$$\text{Avec } \sin \Delta = \frac{\sin(\frac{2\varphi}{3})}{\sin \varphi}$$

Pour un sol caractérisé par un angle de frottement  $\varphi$  et un terme de cohésion  $C$ , on peut considérer le long du pieu, le frottement unitaire interne suivant:

$$q_{cm} = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + \beta \cdot C$$

Et dans le cas d'un sol purement cohérent ( $\varphi=0$ ),  $q_{cm}$  prend la forme suivante:

$$q_{cm} = \beta \cdot C$$

la valeur extrême de  $q_{cm}$  pour un sol purement cohérent correspond à la valeur maximale de  $\beta=1$  et qui s'avère très optimiste, c'est pour cette raison que CAQUOT-KERISEL propose la

$$\text{formulation suivante: } \beta = \frac{1+C_u^2}{1+7C_u^2}$$

Où  $C_u$  est la cohésion non drainé exprimé en bars.

#### - Méthode de BURLAND (1973)

Cette méthode appelée aussi **méthode  $\beta$** , est très utilisée pour le calcul du frottement le long de la surface latérale du pieu engendré lors de sa pénétration dans le sol.

Cet auteur suppose que la contrainte qui agit sur la surface latérale du pieu après dissipation de la pression interstitielle est au moins égale à la contrainte horizontale initiale avant l'installation du pieu, et que l'adhérence sol/pieu est réduite à zéro lors de la pénétration du pieu [10].

Selon cet auteur, le frottement latéral limite est égale à:

$$q_s = K \cdot \sigma_0 \cdot \text{tg } \delta \tag{I.22}$$

$$\text{Avec } K \cdot \text{tg } \delta = \beta$$

$\sigma_0$  est la contrainte verticale des terres à une profondeur  $z$ .

$K$  est le coefficient de poussée latérale du sol.

Prenant le coefficient  $K=K_0$  qui est le coefficient des poussées des terres au repos, il est relié au coefficient de surconsolidation comme suit:  $K_0 = (1-\sin\varphi) \text{OCR}^{1/2}$

$\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol

Pour un sol normalement consolidé  $\text{OCR}=1$ , on trouve la formule de JAKY :  $K_0=1-\sin\varphi$

#### - Méthode de BUSHAN (1982)[10]

Cet auteur a proposé la formule suivante pour  $\beta$ :

$$\beta = K \cdot \text{tg } \delta = 0.18 + 0.0065 \cdot D_r \tag{I.23}$$

$D_r$  est la densité relative du sol déduite de l'essai SPT en fonction du nombre des coups  $N$  en fonction de la profondeur.

### 1.3.3.2 Calcul à partir des essais *in-situ*

Les essais *in-situ* ont connu une évolution considérable dans les deux dernières décennies, ils sont apparus pour éliminer les inconvénients des essais de laboratoire plus particulièrement le problème de remaniement des échantillons du sol. En effet, Plusieurs raisons ont permis de préférer, dans certains cas, les essais *in-situ* de ceux de laboratoire et ils ne peuvent jamais les remplacer dans certains cas.

On a vu précédemment lors de l'exposition de l'aperçu théorique du calcul de la capacité portante que sa détermination à partir des résultats des essais de laboratoire est délicate, et le recours à des méthodes empiriques présente une approche pragmatique basée sur des formules ajustées aux paramètres d'essais *in-situ*.

En plus, la rapidité de l'exécution des essais *in-situ* et leur coût peu onéreux permet d'en faire le plus grand nombre possible pour pouvoir ainsi apprécier l'homogénéité du sol et aussi de procéder à un calcul statistique de ses caractéristiques mécaniques. En outre, le mode de sollicitation du sol en place dans son environnement naturel tient parfaitement compte de son comportement réel.

#### 1.3.3.2.1 Essai de pressiomètre (PMT) [4]

L'essai pressiométrique permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées par la sonde cylindrique contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage, il permet ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petites déformations ce qui permet d'évaluer le module de déformation du forage, qu'à la rupture ce qui permet dans ce cas d'estimer la pression limite correspondant à la rupture du sol.

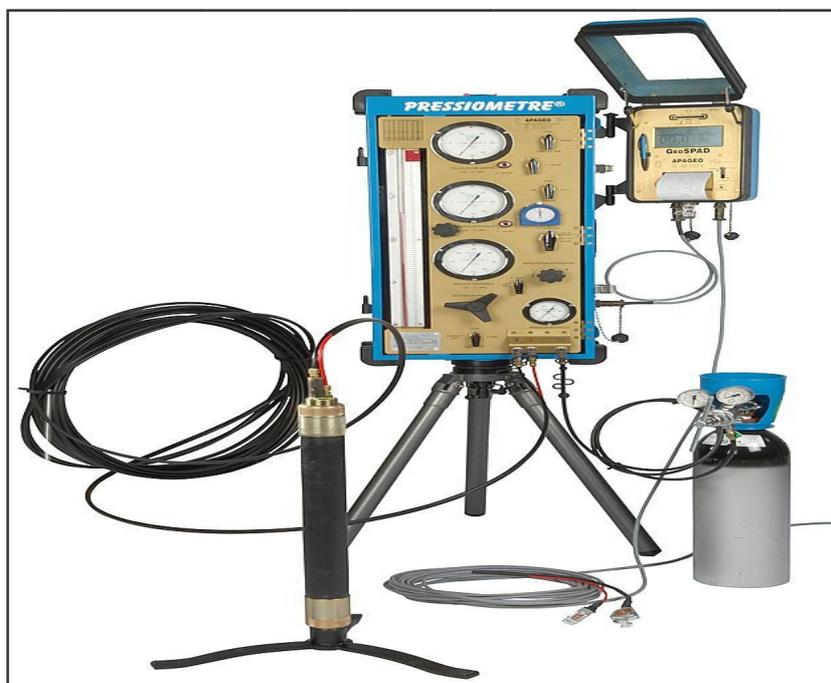


Figure 1.10: L'appareillage de l'essai pressiométrique

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard, les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V, définissent les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 1.1, en fonction de la pression limite mesurée par le pressiomètre Ménard.

**Tableau 1.1:** Définition des catégories conventionnelles de sols selon la valeur de la pression limite

Classe de sol			Pressiomètre (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	<0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2-2.0
	C	Argiles très fermes à dures	>2.5
Sables. Graves	A	Lâches	<0.5
	B	Moyennement compacts	1.0-2.0
	C	Compacts	>2.5
Craies	A	Molles	<0.7
	B	Altérées	0.1-2.5
	C	Compactes	>3.0
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1.5-4.0
	B	Compacts	>4.5
Roches (1)	A	Altérées	2.5-4.0
	B	Fragmentées	>4.5

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

- Charge limite de pointe  $Q_p$

Selon le fascicule 62 (1993), la charge limite de pointe est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = A \cdot K_p \cdot P_{le}^* \quad (I.24)$$

Avec  $A$  : la section de la pointe;

$K_p$  : facteur de portance, il dépend de la nature de sol et la technique de mise en œuvre;

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

- Pression limite équivalente:

C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est donnée par la formule suivante :

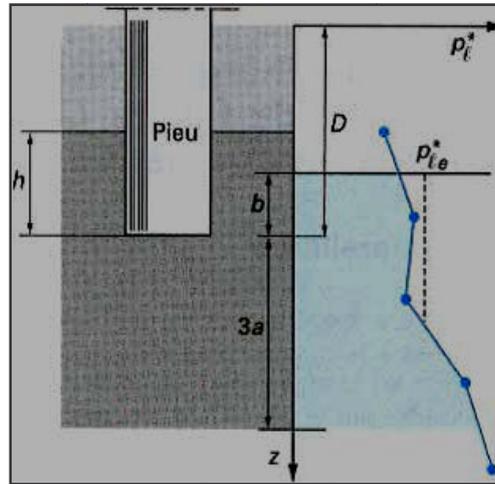
$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^* dz \quad (I.25)$$

Avec  $a = B/2$  si  $B > 1$  m,

$a = 0,5$  m si  $B < 1$  m,

$b = \min \{a, h\}$  où  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de  $P_{le}^*$  n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales de  $P_l$ .



**Figure 1.11:** Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

- Facteur de portance  $K_P$  :

Il est donné en fonction de la nature du sol et de la technique de mise en œuvre ( cf .tableau 1.2).

**Tableau 1.2:** Valeurs du facteur de portance  $K_P$

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables. Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes. Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées (1)		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

- Charge limite de frottement latéral  $Q_s$

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

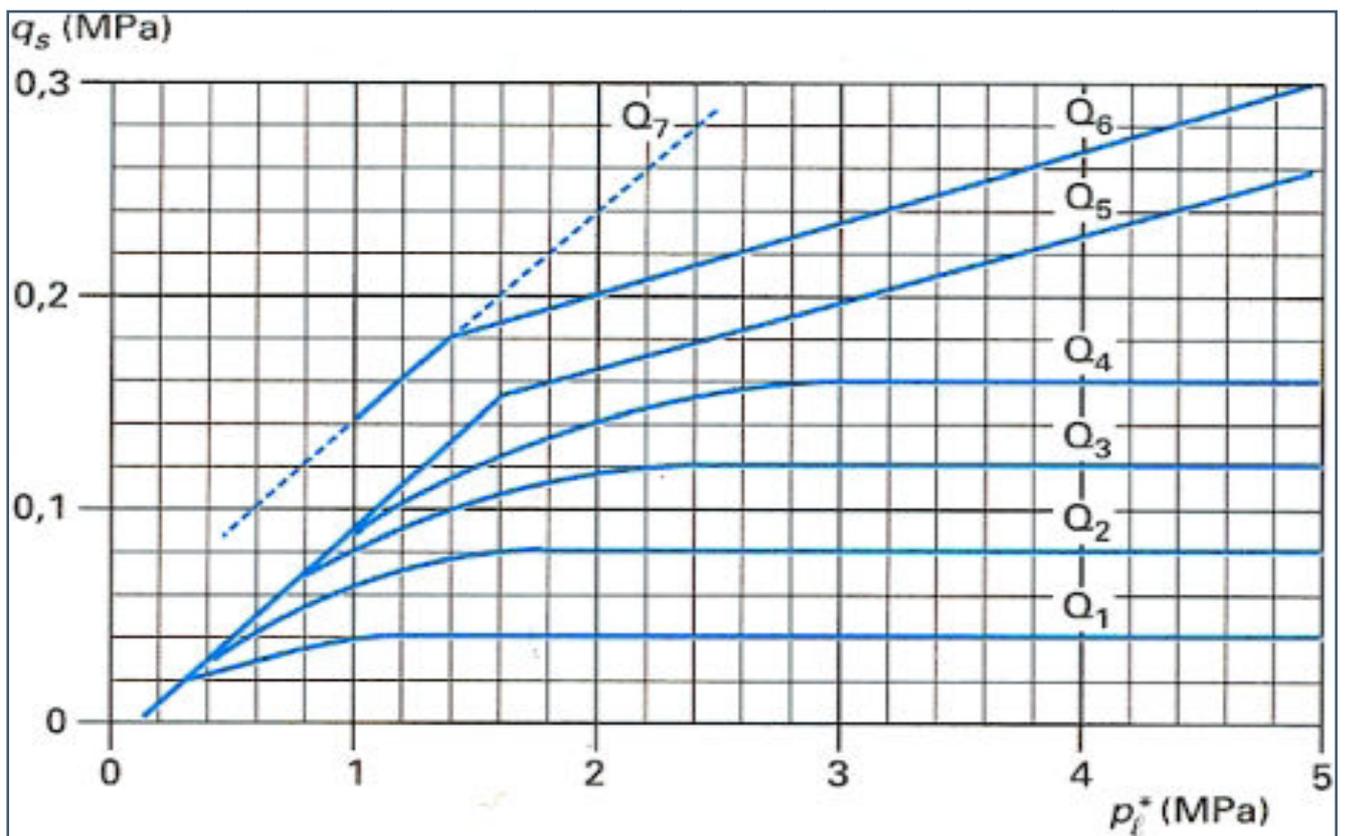
$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad (I.26)$$

Dans cette expression,  $P$  désigne le périmètre du pieu et  $q_s(z)$  le frottement latéral unitaire limite à la cote  $z$ , on verra ci-après les méthodes de sa détermination.

La hauteur  $h$  est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage et de la hauteur où s'exerce le frottement négatif.

Frottement latéral unitaire limite  $q_s$

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette  $P_l^*$  (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 12:



**Figure 1.12:** le frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite nette.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction de la nature du sol, du type de pieu est indiqué au tableau 03

**Tableau 1.3:** Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche s
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	
Puits (5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		
Injecté haute pression (6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>4</sub>		Q <sub>5</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.  
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).  
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

- Charge limite totale  $Q_l$  :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on

$$Q_l = Q_p + Q_s \tag{I.27}$$

Avec  $Q_p$  : charge limite de pointe

$Q_s$  : charge limite de frottement latéral

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a :

$$Q_l = Q_s$$

- Charge critique  $Q_c$  :

En absence d'un essai de chargement de pieux pour la détermination de la charge critique  $Q_c$ , celle-ci peut être estimée de la manière suivante [8] :

- Les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = 0.5.Q_p + 0.7.Q_s \tag{I.28}$$

- Les pieux refoulant le sol :

$$Q_c = 0.7.Q_p + 0.7.Q_s \tag{I.29}$$

### 1.3.3.2.2 Essai au pénétromètre statique (CPT) [4]

On expose, dans ce qui suit, les différentes méthodes réglementaires et théoriques pour l'évaluation de la capacité portante des pieux à partir des résultats du pénétromètre statique en l'occurrence la résistance en pointe en fonction de la profondeur. A ce titre, les méthodes théoriques sont limitées aux sols homogènes tels qu'un sable ou une argile purement cohérente et ne prétendent pas traiter d'un sol multicouche, tandis que les méthodes réglementaires prennent en compte l'hétérogénéité du sol.

L'essai consiste à enfoncer une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique, dans le sol avec une vitesse constante de l'ordre de 02 cm/s et de mesurer l'effort total nécessaire à l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée.

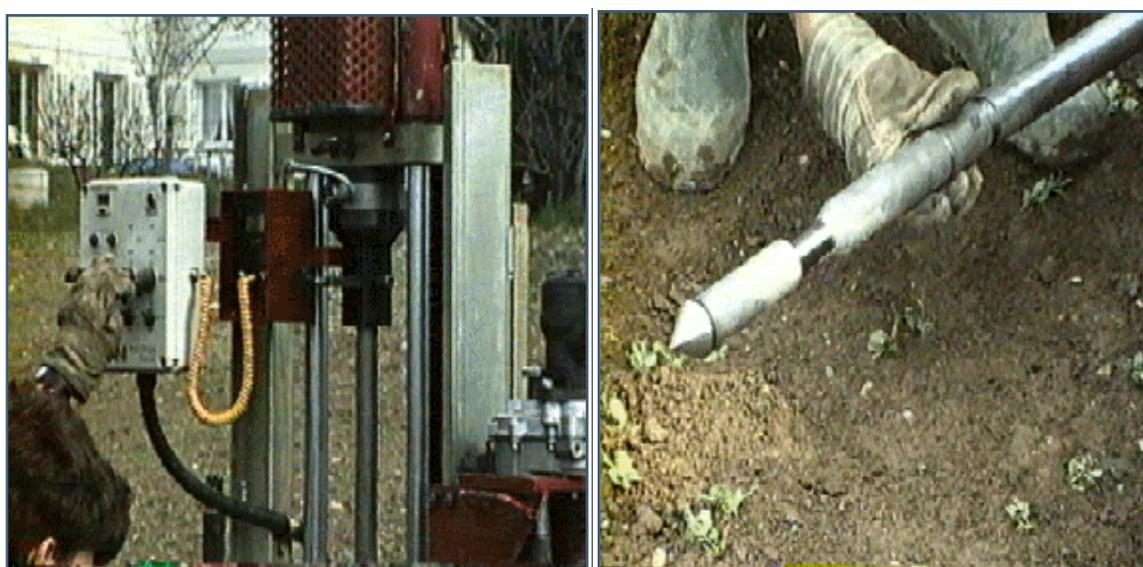


Figure 1.13: l'appareillage de l'essai de pénétration statique

#### 1.3.3.2.2.1 Calcul réglementaire

On propose, dans ce paragraphe, des règles de calcul des pieux à partir des résultats au pénétromètre statique selon les règles françaises de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil CCTG fascicule 62 (essentiellement la résistance de pointe ou de cône  $q_c$ ). Ces règles ont une forme tout à fait analogue à celles de pressiomètre. Compte tenu d'un nombre moins important de résultats expérimentaux et du caractère plus dispersé des résultats des essais pénétrométriques, comparés à ceux des essais pressiométriques, les règles proposées ont un caractère plus incertain et elles ne s'appliquent, en toute rigueur, que pour les pieux dont la pointe est au-dessous de la profondeur critique. Comparée à la courbe de variation de la charge en pointe  $Qp$  en fonction de la profondeur pour un pieu, la courbe du pénétromètre (diamètre de la pointe de l'ordre de 35 mm) montre une profondeur critique quasiment nulle, donc une résistance en pointe constante avec la profondeur du sol homogène.

Les catégories conventionnelles des sols sont données, en fonction de  $q_c$ , dans le tableau 1.04

**Tableau 1.04:** Définition des catégories conventionnelles de sols selon la valeur de la résistance en pointe

Classe de sol			Pénétrromètre $q_c$ (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	<3.0
	B	Argiles et limons fermes	3.0 à 6.0
	C	Argiles très fermes à dures	>6.0
Sables. Graves	A	Lâches	<5.0
	B	Moyennement compacts	8.0 à 15.0
	C	Compacts	>20.0
Craies	A	Molles	<5.0
	B	Altérées	>5.0
	C	Compactes	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	
	B	Compacts	
Roches (1)	A	Altérées	
	B	Fragmentées	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

- charge limite de pointe  $Q_p$

Selon le fascicule 62 (1993), la charge limite de pointe est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = A \cdot K_c \cdot q_{ce} \quad (\text{I.30})$$

Avec  $A$  : la section de la pointe;

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique;

$K_c$  : facteur de portance.

- Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique  $q_{ce}$

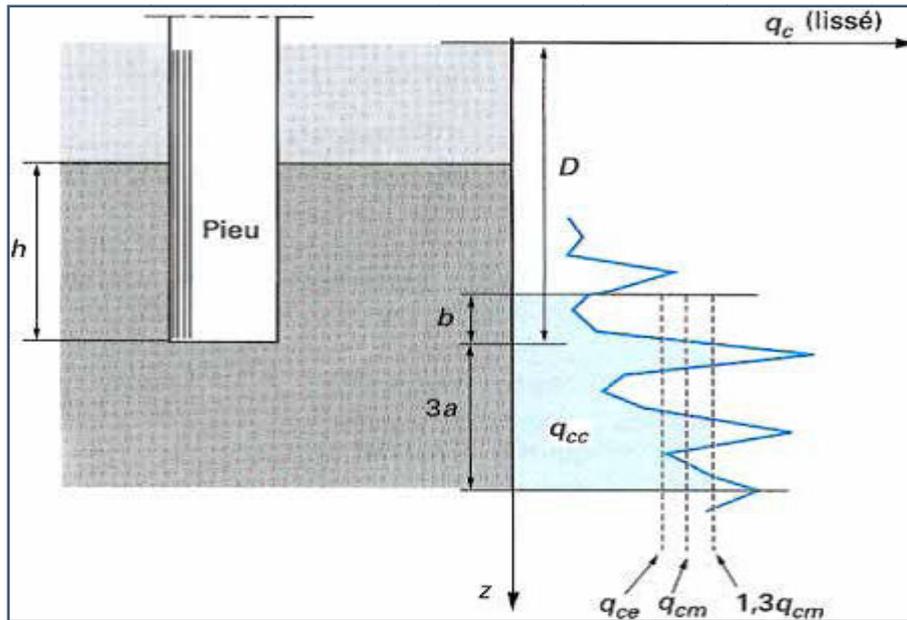
C'est une résistance de pointe *moyenne* autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe  $q_c(z)$  lissée, définie par :

$$q_{ce} = \frac{1}{a+3b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (\text{I.31})$$

avec  $q_{cc}$  résistance de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3 q_{cm}$  :

$$q_{cm} = \frac{1}{a+3b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (\text{I.32})$$

$a$  et  $b$  ayant même définition que dans le cas du pressiomètre.



**Figure 1.14:** Résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique.

- Facteur de portance  $K_c$ :

Il est donné en fonction de la nature du sol et la technique de la mise en œuvre, comme l'indique le tableau 1.05:

**Tableau 1.05:** valeurs du facteur de portance  $K_c$

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	0.40	0.55
	B		
	C		
Sables. Graves	A	0.15	0.50
	B		
	C		
Craies	A	0.20	0.30
	B	0.30	0.45

- charge limite de frottement  $Q_s$

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fût du pieu (excluant les tronçons avec double chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif) est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \tag{I.33}$$

P : périmètre du pieu

$q_s$  : frottement latéral unitaire limite à la cote z.

La valeur de  $q_s$  est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_{smax} \right\} \quad (I.34)$$

Avec  $q_c(z)$  résistance de pointe lissée à la profondeur z.

$\beta$  et  $q_{smax}$  donnés par le tableau 1.06 en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

**Tableau 1.06:** valeurs de  $\beta$  et  $q_{smax}$  en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Type de pieu		Nature des terrains											
		Argiles. Limons					Sables. Graves			Craies			
		A	B		C		A	B	C	A	B		
Foré	$\beta$	-	-	75 (1)									
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40	80 (1)	40	80 (1)	200	200	200	125	80	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	$\beta$	-	100	100(2)									
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40	60(2)	40	100(2) 80(2)	250	250 40	300 120	125 40	100 80		
Métal battu fermé	$\beta$	-	120		150								
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40		80		300	300	300 120	(3)			
Battu préfabriqué béton	$\beta$	-	75										
	$q_{smax}$ (kPa)	15	80		80		150	150	150 120	(3)			

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Forage à sec, tube non louvoyé.  
 (3) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

- charge limite  $Q_l$  et charge de fluage  $Q_c$

Le calcul de la charge limite et celle de fluage se fait de la même manière que celui effectué à partir de l'essai pressiométrique.

Après avoir exposé le calcul de la charge limite de pointe et celle de frottement, et par conséquent la charge limite et celle de fluage, selon les règles françaises, on passe maintenant aux quelques autres règlements comme le code Russe SNIP-85 qui stipule de prendre pour les pieux battus un coefficient de portance  $K_c$  diminuant avec  $q_c^e$ , est indépendamment de la nature du sol. Il varie de 0.9 pour un sol mou  $q_c^e < 1\text{MPa}$  à 0.2 pour un sol raide  $q_c^e > 30\text{MPa}$ . Sachant que la valeur de  $q_c^e$  est évaluée de manière différente de celle utilisée par la norme française CCTG, c'est la moyenne de la résistance en pointe pénétrométrique s'étalant sur une zone de 4B sous la pointe du pieu et 1B au dessus.

Selon ce code, le rapport  $q_s/f_s$  est donné en fonction de la nature du pieu et bien entendu de la valeur de  $q_c$ . Le tableau 1.07 illustre les valeurs de  $q_s/f_s$  :

**Tableau 1.07:** valeurs de  $q_s/f_s$  en fonction de la nature du sol et de  $q_c$ .

Nature de sol	Valeur de $q_c$	
	$q_c < 1\text{MPa}$	$q_c = 15\text{MPa}$
Argile	1.5	0.4
Sable	2.4	0.75

Selon cette méthode, les résultats de prédiction ont donné, comparativement avec ceux des essais de chargement de 75 pieux, une marge d'erreur de l'ordre de 25% de part et d'autre de la valeur référentielle.

Le règlement canadien CFEM (1985) recommande de prendre une valeur de  $K_c=1$ , et de prendre le coefficient de frottement latéral  $f_s$  directement mesuré sur le manchon au pénétromètre. Toutefois, il recommande, pour des raisons de sécurité, pour des pieux de diamètre supérieur à 0.5m de prendre une résistance pénétrométrique équivalente inférieure à la valeur moyenne ou même égale à la plus petite valeur mesurée.

Le règlement allemand DIN 4014 (1977) donne une courbe de mobilisation des pressions pour les sols pulvérulents caractérisés par des résistances  $q_c$  entre 10 et 15 MPa avec une résistance en pointe de 3.4 MPa pour un tassement limite de la pointe de 15cm.

Pour les sols cohérents moyennement consistants ( $I_c \approx 1$ ), la résistance en pointe recommandée est de 1.20MPa pour un tassement limite de 5% du diamètre du pieu [9].

Le frottement latéral pour les sols pulvérulents est donné en fonction des marges de la résistance en pointe et en fonction de profondeur, comme l'indique le tableau 1.08, pour les sols cohérents, il est donné en fonction de la cohésion drainée voir le tableau 1.09.

**Tableau 1.8 :** valeurs de frottement latéral en fonction de la profondeur et de la marges de résistance en pointe pour les sols pulvérulents.

Résistance du sol	Résistance $q_c$ en MPa	Profondeur en m	$q_s$ en MPa
Très faible	<5	-	0.00
Faible	5-10	0-2	0.00
		2-5	0.03
		>5	0.05
Moyenne	10-15	0-2	0.00
		2-7.5	0.045
		>7.5	0.075
Elevée	>15	0-2	0.00
		2-10	0.060
		>10	0.100

**Tableau 1.9** : valeurs de frottement latéral en fonction de la Cohésion non drainée pour les sols cohérents.

Cohésion non drainée (MPa)	$q_s$ (MPa)
0.025	0.025
0.10	0.04
0.20	0.05

### a) Calcul théorique

Les résultats du pénétromètre statique sont largement affectés par la vitesse de pénétration, ce qui augmente le nombre des pics dans le diagramme de pénétration, et aussi par le diamètre du pénétromètre qui engendre une diminution de la résistance en pointe avec l'augmentation de sa taille. A cet effet, il était nécessaire de standardiser l'appareillage et le mode opératoire, ce qui était le sujet de plusieurs congrès et symposiums à partir de 1957 à Londres, puis en 1974 Stockholm, et ce n'est qu'en 1988 lors du premier symposium international sur les essais de pénétration ISOP-1 qui s'est tenu à Orlando (Florida) que furent dégagées des recommandations unifiées concernant des essais normalisés. En 1989, lors du 12<sup>ème</sup> congrès international de mécanique des sols à Rio de Janeiro, ces recommandations ont été approuvées par le comité exécutif et ainsi fut née le projet de norme mondiale sur l'essai de pénétration statique [13].

La standardisation de l'appareil a permis de résoudre plusieurs problèmes. Cependant, la complexité du mécanisme de la capacité portante a poussé plusieurs chercheurs à entreprendre une démarche empirique basée sur la corrélation des observations des essais de chargement des pieux aux résultats de la pénétration statique. Les méthodes normalisées exposées dans le paragraphe précédent fait partie de ce genre de recherche, et on verra maintenant d'autres méthodes développées par les chercheurs pour l'évaluation de la capacité portante des pieux à partir des résultats de l'essai de pénétration [8].

### b) Evaluations de la résistance en pointe

On admet qu'il existe une homothétie entre la résistance en pointe du pieu, soit  $q_l$ , et celle mesurée au CPT, telle que:

$$q_l = K_c \cdot q_c^e \quad (I.35)$$

$K_c$  est le facteur de la capacité portante.

#### Méthode de Ven der veen(1957)

Le facteur de la capacité portante  $K_c$  est pris égale à 1. La résistance pénétrométrique équivalente  $q_c^e$  est évaluée de la manière suivante [11]:

$$K_c = \frac{1}{4B} \int_{D-3.75B}^{D+B} q_c(z) dz \quad (I.36)$$

Il est recommandé d'adopter pour cette méthode un coefficient de sécurité de 2.5. la comparaison des prévisions de cette méthode aux essais de chargement des pieux donne un écart de  $\pm 40\%$  environ.

Méthode de De Ruiter et Beringer(1979) [8]

De même que Ven der veen, ils ont pris le facteur de la capacité portante  $K_c$  égal à 1 pour les pieux battus dans les sables. Mais, ils recommandent, pour les sols pulvérulents surconsolidés, de le prendre égal à 0,68 pour les sables graveleux et sables avec  $OCR=2$  à 4, et de le prendre égal à 0,50 pour les graves fines et sables avec  $OCR=2$  à 4.

La résistance pénétrométrique équivalente  $q_c^e$  est évaluée de la manière suivante:

$$q_c^e = \frac{q_c^1 + q_c^2}{2} + \frac{q_c^3}{2} \quad (I.37)$$

$q_c^1$  est la résistance pénétrométrique moyenne sur une zone étendue de 0.7 B à 4B au dessous de la pointe du pieu.

$q_c^2$  est la résistance pénétrométrique minimale sur une zone précédente

$q_c^3$  est la résistance pénétrométrique moyenne sur une zone étendue de 0 à 8B au dessus de la pointe du pieu.

Concernant l'argile, le facteur  $K_c$  est pris égal à  $9/N_K$  où  $N_K$  est le facteur de cône :

$$N_K = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{c_u}$$

$\sigma_{v0}$  est la contrainte totale due au poids des terres à la profondeur étudiée.

$c_u$  est la cohésion non drainée.

DE Ruiter et Beringer recommandent de déterminer ce facteur expérimentalement en mesurant la cohésion non drainée.

Pour des pieux dont l'élancement dépasse 8 et forés dans des sables denses ou très denses, Jamiolkovski et Lancellota (1988) suggèrent un facteur de portance  $K_c$  est une fonction décroissante du diamètre B, comme le montre le tableau 1.10.

**Tableau 1.10** : valeurs du facteur de portance  $K_c$  fonction du diamètre B.

B(m)	<0.6	0.80	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25
$K_c$	0.20	0.17	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07

Pour des pieux de faible diamètre ( $B < 0.60m$ ), la valeur de  $K_c$  est prise égale à 0.20 ; et pour des pieux de gros diamètre ( $B > 2.00m$ )  $K_c$  est de 0.08.

Selon le niveau de confiance dans la conception, le coefficient de sécurité peut être égal à 1.54 ou 1.77.

Méthode de Meyerhof(1983) [8]

En se basant sur la profondeur critique  $D_c$ , Meyerhof a suggéré le facteur de portance pénétrométrique des pieux battus dans les sables ou limons. En se rappelant que la profondeur critique est celle au delà de laquelle la résistance en pointe reste constante.

Pour des pieux courts de faible diamètre ( $B < 0.50\text{m}$ ) battus dans un sol sableux assez homogène,  $K_c$  est égal à  $D/D_c$ . la profondeur critique pour le sable est donnée dans le tableau 11, en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$ .

**Tableau 1.11:** valeurs de la profondeur critique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\varphi^0$	10	15	20	25	30	40
$D_c/B$	1.60	2.00	3.00	4.10	9.70	15.00

Pour des pieux longs ( $D > D_c$ ) battus et traversant une couche molle surmontant un horizon sableux dense dont l'épaisseur est plus grande que 20 fois le diamètre, la résistance en pointe est donnée par :

$$q_t = q_c^1 + [(q_c^2 - q_c^1) \cdot D/D_c] \quad (\text{I.38})$$

$q_c^1$  et  $q_c^2$  sont respectivement les résistances en pointe des couches molle et dense.

Pour des pieux dont le diamètre est compris entre 0.50 et 2.0 m, la capacité portante doit être réduite par un facteur de taille tel que :

$$K_b = \left( \frac{B+0.5}{2 \cdot B} \right)^n \quad (\text{I.39})$$

Avec  $n=1,2$  ou  $3$  pour un sable lâche, moyennement dense ou dense respectivement, et  $B$  est exprimé en m.

Le coefficient de sécurité global recommandé par Meyerhof est de l'ordre de 3.

Méthode de Schmertmann(1978) [8]

Schmertmann a proposé de prendre, pour les pieux préfabriqués battus dans la sable ou l'argile, un facteur  $K_c$  égal à 1 et de considérer une résistance pénétrométrique équivalente identiquement à De Ruitter et Beringen. La résistance en pointe ainsi calculée est à limiter à 15 MPa pour les sables et à 10 MPa pour les sables très limoneux, et à plafonner à 30 MPa.

### c) Evaluation du frottement latéral

Les contraintes limites  $q_s$  de frottement latéral du sol contre le pieu sont déterminées en pratique soit à partir du frottement latéral  $f_s$  mesuré sur le manchon de frottement du pénétromètre, soit à partir d'une corrélation empirique avec la résistance en pointe  $q_c$ .

#### Méthode de Dinesh Mohan(1963) [8]

Il a proposé, suite aux études de corrélation des essais de chargement des pieux aux essais CPT, les relations empiriques suivantes:

- pour les argiles:  $q_s = 0.02 \cdot q_c$
- pour les sables:  $q_s = 0.01 \cdot q_c$

#### Méthode de Cassan(1978) [8]

Il a compilé un ensemble de recommandations pratiques concernant le frottement latéral regroupées dans le tableau 1.12:

**Tableau 1.12:** valeurs du frottement latéral selon la méthode de Cassan(1978)

sol	Rapport $q_s/q_c$
Sable et graviers ou sable dense	1/150
Sable moyennement dense	1/100
Limons et sols intermédiaires	1/60
Argiles	1/50

#### Méthode de Sanglerat(1983) [8]

Il a proposé des valeurs pour les sols pulvérulents beaucoup plus faibles que celles proposées par Cassan, comme le montre le tableau 1.13:

**Tableau 1.13:** valeurs du rapport  $q_s/q_c$  selon la méthode de Sanglerat(1983)

sol	Rapport $q_s/q_c$
Sol pulvérulent compact ou très dense	1/500
Sol pulvérulent lâche	1/200
argiles	1/100

#### Méthode d'Aoki et Velloso (1975) [8]

Selon Aoki et Velloso, le rapport  $q_s/q_c$  dépend de la nature de sol et du type de pieu. Les résultats sont résumés dans le tableau 1.14 suivant :

**Tableau 1.14:** Valeurs du rapport  $q_s/q_c$  selon méthode d'Aoki et Veloso (1975)

Type de sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Gravier	-	-	-
Sable	0.200	0.400	0.400
Sable limoneux	0.286	0.570	0.570
Sable argileux	0.428	0.857	0.857
Limon sableux	0.314	0.628	0.628
Limon	0.428	0.857	0.857
Limon argileux	0.486	0.971	0.971
Argile sableuse	0.343	0.686	0.686
Argile limoneuse	0.570	1.143	1.143
Argile	0.857	1.714	1.715

Méthode de Tuitet et Beringen (1979) [8]

Ces auteurs ont suggéré de prendre le rapport  $q_s/q_c$  comme suit :

- pour le sable :  
 $q_s/q_c=1/300$  pour les pieux travaillant en compression.  
 $q_s/q_c=1/400$  pour les pieux travaillant en traction.
- pour l'argile :  
 $q_s/q_c=1/2.N_K$  pour une argile surconsolidée  
 $q_s/q_c=1/N_K$  pour une argile normalement consolidée.

Méthode de Schmertmann(1978) [8]

Il a proposé les valeurs suivantes pour le rapport  $q_s/q_c$  dans le sable selon le type du pieu:

$q_s/q_c=1/12.5$  pour les pieux tubulaires en acier à pointe ouverte,

$q_s/q_c=1/83.5$  pour les pieux en béton préfabriqué ou tubulaires en acier à pointe ouverte,

$q_s/q_c=1/55.5$  pour les pieux en bois ou vibro

Schmertmann recommande dans le calcul de  $q_s$  de limiter la résistance pénétrométrique à 30 MPa. Selon les auteurs, la contrainte  $q_s$  calculée ne doit en aucun cas dépasser la valeur de 120 kPa.

### 1.3.3.2.3 Essai du pénétromètre dynamique (DPT) [8]

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant d'une hauteur fixe  $H$  et de mesurer le nombre de coups nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur  $h$ . L'essai DPT est le plus simple et le moins coûteux des essais *in-situ*, ce qui explique qu'il est le plus utilisé pour la reconnaissance géotechnique du terrain et même pour le calcul des fondations dans certains types de sols.

Le fait que l'essai consiste à battre la pointe dans le sol, il est recommandé d'orienter l'utilisateur vers les milieux perméables ou les milieux peu perméables non saturés car le battage de la pointe dans un sol fin saturé se traduit par une forte résistance dynamique à la pointe due à l'absorption de la presque totalité de l'énergie de battage par l'eau interstitielle, en donnant ainsi une résistance surestimée à la pointe.

L'interprétation théorique de comportement dynamique, en grandes déformations, du sol avoisinant la pointe DPT et la multitude des paramètres géométriques gouvernant l'énergie transmise de la pointe au sol font qu'il est rare de trouver dans la littérature une approche théorique du problème. Donc, le DPT est considéré comme un excellent outil de reconnaissance qualitative dans les milieux pulvérulents ou fins au dessus de la nappe phréatique.

### 1.3.3.2.4 Essai du pénétromètre standard (SPT) [8]

L'essai SPT consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant d'une hauteur fixe  $H$ , et de mesurer le nombre de coups nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm. Et pour la même raison que le DPT, les sols pulvérulents sont plus intéressés par ce type d'essai.

Pour le calcul de la capacité portante des pieux en se basant sur les résultats de l'essai SPT, une multitude de méthodes empiriques, issues en général des corrélations avec l'essai de chargement des pieux, sont mises par plusieurs chercheurs à la disposition des ingénieurs, et qui nécessite, du fait de divergence des résultats, de les comparer et de ne pas se limiter par une seule approche.

#### - Evaluation de la résistance en pointe d'un pieu

On suppose, pour ce type d'essai, que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre  $N$  représentatif de la zone mobilisée autour de la pointe :

$$q_t = K_s \cdot N$$

$K_s$  est le facteur de portance et possède la dimension d'une contrainte.

Aoki et Velloso (1975) ont montré que ce facteur est fonction de la nature du sol et du mode d'installation du pieu et n'a pas de relation avec la rugosité d'interface sol /pointe. Il est plus grand pour les sols pulvérulents que les sols fins, et ses valeurs selon ces auteurs sont résumées dans le tableau 1.15 suivant :

**Tableau 1.15:** Valeurs de  $K_s$  en MPa selon la méthode d'Aoki et Velloso (1975)

sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Gravier	--	--	--
Sable	0.286	0.571	0.571
Sable limoneux	0.228	0.457	0.457
Sable argileux	0.171	0.343	0.343
Limon sableux	0.157	0.314	0.314
Limon	0.114	0.228	0.228
Limon argileux	0.066	0.131	0.131
Argile sableuse	0.100	0.200	0.200
Argile limoneuse	0.063	0.126	0.126
Argile	0.057	0.114	0.114

Selon ces auteurs, la valeur de  $N$  à introduire dans la formule précédente est la moyenne des trois valeurs de  $N$  les plus proches de la pointe.

Bazaraa et kurkur (1986) ont présenté une étude originale sur l'expérience des essais de chargement des pieux en Egypte, en introduisant la notion de la qualité de mise en place des pieux dans le sol. Les valeurs de  $K_s$  sont résumées dans le tableau 1.16 suivant

**Tableau 1.16:** Valeurs de  $K_s$  en MPa selon selon **Bazaraa et kurkur**

Catégorie du pieu	Sol pulvérulent	Sol cohérent
1 et 2	$B \leq 0.5\text{m} : K_s = 0.200$ $B > 0.5\text{m} : K_s = 0.2 \cdot B$ (B en m)	$K_s = 0.06$
3 et 4	$B \leq 0.5\text{m} : K_s = 0.135$ $B > 0.5\text{m} : K_s = 0.27 \cdot B$ (B en m)	$K_s = 0.04$

Les catégories des pieux est fonction du type de pieu et la qualité de mise en œuvre comme l'indique le tableau 1.17 suivant

**Tableau 1.17:** Catégories des pieux selon **Bazaraa et kurkur**

catégorie	description
1	Pieu battu avec réalisation minutieuse
2	Pieu battu ou pieu Bauer avec réalisation minutieuse
3	Pieu foré avec réalisation minutieuse, ou pieu Bauer avec réalisation quelque peu défectueuse
4	Pieu foré avec réalisation quelque peu défectueuse

Le nombre  $N$  à introduire dans la formule selon les auteurs est une moyenne arithmétique des valeurs de  $N$  sur une zone s'étalant de  $3.75B$  au dessus de la pointe et  $1B$  au dessous, sans toutefois dépasser une valeurs moyenne maximale de 50 coups [11].

Decourt et Quaresma (1982) ont proposé une méthode de calcul de la résistance en pointe pour les différents types des sols et pour les différents types de pieux (foré, préfabriqué, Franki, Strauss) comme l'indique le tableau suivant

**Tableau 1.18:** Valeur de  $K_s$  selon Decourt et Quaresma

Nature du sol	Valeur de $K_s$ (MPa)
Sable	0.400
Limon sableux résiduel	0.250
Limon argileux résiduel	0.200
Argile	0.120

La valeur de  $N$  n'a pas été précisée. Cependant, un facteur de sécurité de 4 a été suggéré pour la résistance en pointe.

**Hirayama (1990)** s'est basé sur l'expérience japonaise avec le SPT pour proposer une méthode préliminaire de calcul de la résistance en pointe des pieux forés dans les sables et argiles. Le facteur de portance est de 5.0 kPa pour les sables et 10.0 kPa pour les argiles. La valeur de  $N$  à prendre est la moyenne arithmétique d'une zone s'étalant de  $1B$  au dessous de la pointe et  $1B$  au dessus.

Lopes et Laprovitera (1988) ont étudié des essais sur des pieux forés et ont proposé de modifier la méthode d'Aoki et Velloso. Le facteur de portance proposé est résumé dans le tableau 1.19 suivant.

**Tableau 1.19:** Valeurs de  $K_s$  en MPa selon Lopes et Laprovitera

sol	Pieu foré
Gravier	--
Sable	0.171
Sable limoneux	0.151
Sable argileux	0.151
Limon sableux	0.137
Limon	0.137
Limon argileux	0.086
Argile sableuse	0.137
Argile limoneuse	0.071
argile	0.071

Meyerhof (1983) a proposé une méthode dans laquelle le facteur de portance  $K_s$  dans le sable dépend de l'élançement du pieu, de son mode d'installation et de la présence ou non d'une nappe phréatique. Le tableau 1.20 donne les valeurs de ce facteur pour des pieux dont l'élançement est supérieur à 10.

**Tableau 1. 20:** Valeurs de  $K_s$  selon Meyerhof

Type de pieu	Sols sableux
Foré	$K_s = 0.120$ MPa
battu	$K_s = 0.400$ MPa

La valeur de  $N$  représentative à introduire dans la formule de calcul de la résistance en pointe est la moyenne arithmétique sur une zone s'étalant de  $8B$  au dessous et  $3B$  au dessus. Le facteur de sécurité exigé est 3, et pour des terrains submergés par une nappe phréatique, il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité de 2. Pour les pieux dont le diamètre varie entre 0.50 et 2.0m, Meyerhof propose de tenir compte d'un effet de taille sur la résistance en pointe en la réduisant par le facteur  $\kappa$  tel que :

$$\kappa = \left( \frac{B+0.5}{2B} \right)^n$$

$n$  est 1,2 ou 3 selon que le sable est lâche, moyennement dense, ou dense respectivement.  $B$  est exprimé en m.

Pour des pieux battus dans le limon, Meyerhof propose de leur adopter une valeur de  $K_s$  égale à deux tiers de celle du sable.

Shioi et Fukui (1982) ont proposé une méthode, qui est la plus utilisée au Japon, et dont le facteur de portance  $K_s$  est 0.1MPa pour les pieux forés dans le sable, et pour les pieux battus, ce facteur dépend de l'élançement  $D/B$ ,  $D$  est la fiche du pieu dans la couche porteuse, le facteur de portance prend la forme suivante pour  $D/B < 5$  :

$$K_s = 0.1x (1 + 0.4x D/B) \leq 0.300 \quad (I.40)$$

Pour les pieux tubulaires ouverts en pointe et battus, le facteur de portance recommandé est :

$$K_s = 0.06xD/B \leq 0.300 \quad (I.41)$$

Pour les pieux forés dans l'argile,  $K_s$  doit être pris égal à 0.15 MPa[12].

Reese et O'Neill (1989) ont interprété des essais de chargement des gros pieux forés dans le sable et ont proposé que le facteur de portance soit égal à 0.06MPa pour des diamètres entre 0.52m et 1.2m et entre 5 et 60 pour N qui est la moyenne arithmétique sur une zone de 2 diamètres sous la pointe du pieu. Pour des gros pieux  $B \geq 1.27m$ , le facteur de portance est calculé comme suit :

$$K_s = 0.076/B \text{ MPa, } B \text{ est en mètres.}$$

Martin et Al (1987) ont proposé de relier la résistance en pointe des pieux battus mobilisant un déplacement important du sol, tels que les tubes fermés en pointe et le tableau 1.21 suivant précise les valeurs de  $K_s$

**Tableau 1.21:** Valeurs de  $K_s$  selon Martin et Al (1987)

Nature de sol	$K_s$ en MPa
Sable	0.45
Limon, limon sableux	0.35
argile	0.20

La valeur de N est la moyenne dans la zone de rupture locale.

Yamashita et Al (1987) ont proposé pour les pieux coulés sur place dans les sols pulvérulents de prendre  $K_s$  égal à 0.15 MPa, tout en limitant la résistance en pointe à 7.5 MPa. Pour les sols cohérents, la résistance en pointe est telle que :

$$q_t = 0.09x (1 + 0.16D) \quad (I.42)$$

D est en mètre.

#### - Evaluation du frottement latéral du pieu

On suppose que la contrainte limite  $q_s$  du frottement latéral le long du pieu est proportionnelle au nombre N représentatif de l'interface sol/pieu à la profondeur étudiée :

$$q_s = n_s \cdot N$$

$n_s$  est le facteur du frottement latéral et a une dimension d'une contrainte.

Aoki et Velloso (1975) ont montré que le facteur du frottement latéral  $n_s$  dépend de la nature du sol et du type du pieu et varie de 1 à 5 kPa. Ses valeurs sont résumées dans le tableau 1.22 suivant

**Tableau 1.22:** Valeurs de  $K_s$  en MPa selon Aoki et Velloso (1975)

sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Gravier	--	--	--
Sable	2.00	4.00	4.00
Sable limoneux	2.28	4.56	4.56
Sable argileux	2.57	5.14	5.14
Limon sableux	1.73	3.46	3.46
Limon	1.71	3.42	3.42
Limon argileux	1.12	2.24	2.24
Argile sableuse	1.20	2.40	2.40
Argile limoneuse	1.26	2.52	2.52
argile	1.71	3.41	3.41

Bazaraa et kurkur (1986) ont proposé pour le facteur  $n_s$  les valeurs suivantes

**Tableau 1.23:** valeurs de  $n_s$  selon Bazaraa et kurkur

Catégorie du pieu	Sol pulvérulent	Sol cohérent
1 et 2	$B \leq 0.5m : n_s = 0.200$ $B > 0.5m : n_s = 4.40.B$ (B en m)	$n_s = 3.30$
3 et 4	$B \leq 0.5m : n_s = 0.67$ $B > 0.5m : n_s = 1.34.B$ (B en m)	$n_s = 3.30$

Pour les sols pratiquement homogènes, ces auteurs recommandent de prendre une valeur moyenne de  $q_s$  le long du pieu.

Decourt et Quaresma (1982) ont proposé de calculer le frottement latéral dans les sables, limon et argile, comme suit :

$$q_s = 10x((N/3)+1) \text{ en kPa.} \quad (I.43)$$

Le nombre N à introduire dans cette formule doit être entre 3 et 15 pour les pieux préfabriqués, pieux Franki et les pieux Strauss, et il ne doit pas dépasser 50 pour les pieux forés. Le coefficient de sécurité suggéré est de 1.30.

Lopes et Laprovitera (1988) ont proposé, de la même manière comme la résistance en pointe, de modifier les résultats des études d'Aoki et Velloso pour les pieux forés. Les valeurs du frottement latéral selon eux sont résumées dans le tableau 1.24 suivant:

**Tableau 1.24:** valeurs de  $n_s$  en kPa selon Lopes et Laprovitera (1988)

sol	Pieu foré
Gravier	--
Sable	1.620
Sable limoneux	1.940
Sable argileux	0.060
Limon sableux	2.770
Limon	2.770
Limon argileux	1.960
Argile sableuse	3.690
Argile limoneuse	2.640
argile	2.880

Meyerhof (1976), et par la suite le code canadien CFEM-85, ont suggéré de prendre  $n_s$  égal à 2 kPa pour les pieux battus dans les sables ou limons, et 1 kPa pour les pieux forés dans les sables [11], [12]. Cette méthode consiste à calculer un frottement latéral moyen le long du pieu, en introduisant dans le calcul une moyenne arithmétique de  $N$  [11], [13]. Selon Cassan, dans les sables submergés, il faut diviser ces facteurs s'il y a lieu de corriger les valeurs de  $N$  sous la nappe.

Shioi et Al (1982) proposent les valeurs empiriques de  $n_s$  pour différents types des pieux et sols comme indiquées dans le tableau 1.25 suivant

**Tableau 1.25:** Valeurs de  $q_s/N$  en kPa selon Shioi et Al

Sol	Pieu foré	Pieu coulé sur place	Pieu battu
Sableux	1.00	5.00	2.00
argileux	5.00	10.0	10.0

Findlay (1984) a confirmé la valeur de  $n_s=1\text{kPa}$  pour les pieux forés dans les sols pulvérulents.

Wright et Reese (1979) suite à leur analyse des essais de chargement des pieux forés dans le sable, ont recommandé de prendre la valeur de 3, 3 kPa pour  $n_s$ .

#### - Calcul réglementaire

Dans le calcul de la capacité portante des pieux à partir des résultats de SPT, il est recommandé d'être prudent et de procéder à une comparaison entre les résultats des différentes méthodes et de ne pas se limiter à une seule.

Sur le plan de la réglementation, les règles françaises de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ignorent complètement l'apport de cet essai au dimensionnement des fondations aussi bien superficielles que profondes.

Le code canadien CFEM-85 et les recommandations des travaux publics de Canada stipulent que la charge verticale limite d'un pieu isolé dans un sol pulvérulent se calcule comme suit:

$$Q_l = m \cdot N \cdot A_b + n \cdot N_s \cdot P \cdot D \quad (I.44)$$

$m = 0.40$  MPa pour les pieux battus

$m = 0.12$  MPa pour les pieux forés

$N$  est le nombre de coups représentatif au niveau de la pointe. Aucune précision n'a été mentionnée sur cette valeur. Cependant Meyerhof a proposé que cette valeur est une moyenne des nombres  $N$  dans une zone entre  $8B$  au dessus de la base et  $3B$  au dessous.

$A_b$  est la surface de la pointe

$n = 2.0$  kPa pour les pieux battus

$n = 1.0$  kPa pour les pieux forés

$N_s$  est la valeur moyenne de  $N$  mesurés le long du pieu.

Et  $P$  le périmètre du pieu.

Le nombre  $N$  à introduire dans la formule de calcul de la capacité portante est à corriger pour tenir compte de l'effet du poids des terres.

### 1.3.3.3 Théorie de l'expansion des cavités [10]

Parmi les principaux défauts de la théorie classique est qu'elle ne tient pas compte des propriétés de compressibilité des sols. En effet, de nombreuses études ont été menées sur ce point et ont montré que pour deux sols qui ont la même valeur de l'angle de frottement, mais des propriétés de déformation différentes, ils ne possèdent pas la même résistance en pointe, ce qui montre que la théorie classique qui fait intervenir dans le calcul de la capacité portante des pieux ignore complètement la compressibilité des sols.

Toutes ces méthodes reposent sur l'analogie entre la déformation du sol sous une fondation profonde et l'expansion d'une cavité sphérique. Cette théorie a été appliquée pour la première fois pour les sols par GIBSON (1950) et SKEMPTON (1951). Rappelant qu'elle a été développée au début par BISHOP, HILL et MOTT (1945) pour étudier le poinçonnement d'un métal.

SKEMPTON et Al (1953) ont proposé de relier la capacité portante d'une fondation à une profondeur donnée à la pression limite  $P_s$  de l'expansion d'une cavité sphérique située situant à la même profondeur suivant une loi de comportement élastoplastique comme suit :

$$q_l = N_q \cdot q \quad (I.45)$$

$$\text{et } N_q = \frac{P_s}{\gamma \cdot D} (1 - \cotg \alpha \cdot \tg \phi)$$

$\alpha$  : c'est le demi angle de la pointe du pieu, pris généralement  $45^\circ$ .

$\varphi$  : angle du frottement interne du sol sous la pointe du pieu.

$P_s$  est évalué de la manière suivante :

$$P_s = \gamma \cdot D \cdot \left[ \frac{3}{1+2N} \cdot \frac{E}{6(1+\vartheta)P_0} \cdot \frac{1+2N}{1-N} \right]^{\frac{2}{3}(1-N)} \quad (I.46)$$

$$\text{Et } N = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

### 1.3.3.4 Méthode de l'essai de chargement des pieux

L'essai de chargement statique des pieux en vraie grandeur a pour but de déterminer directement sur la pieu la courbe chargement-enfoncement et d'en déduire la charge limite et la charge de fluage et par la suite la charge admissible du pieu. On n'a pas recours à ce type d'essai lourd et couteux que lorsque les méthodes de calcul exposées plus haut ne conduisent pas à des résultats suffisamment sûrs et que l'on peut extrapoler les résultats à nombre suffisant de pieux sur le même site et aussi pour ajuster les coefficients empiriques utilisés dans les méthodes basés sur les essais in-situ.

On distingue, selon la nature des sollicitations auxquelles sera soumis le pieu, différents types de chargement, le plus couramment le pieu est soumis à la compression axiale, et aussi à l'arrachement et au chargement horizontal.

La figure suivante représente un essai de chargement statique du pieu.



**Photo 1**

**Installation pour l'essai de chargement statique de pieu, OA 273.3**

**Figure 1.15:** Essai de chargement des pieux

On verra plus en détails dans ce chapitre dans un paragraphe consacrée à ce type d'essai.

### 1.3.4 Quelques méthodes pour l'évaluation du tassement d'un pieu isolé

L'application de la charge sur un pieu provoque son enfoncement dans le sol, qu'il est nécessaire d'évaluer pour pouvoir estimer les déformations maximales que peut atteindre le sol. Le tassement du sol se traduit d'une part par la mobilisation d'un frottement latéral le long du pieu repris instantanément par le sol et d'autre part par mobilisation d'une contrainte normale provoquant une consolidation locale [14].

Le tassement d'un pieu est la somme de deux composantes, la première est relative à la déformation du pieu, qui dépend des caractéristiques du pieu et la distribution du frottement latéral, elle est prépondérante pour les pieux travaillant en pointe; et la deuxième fonction du tassement des couches du sol que traverse le pieu, il est surtout remarquable pour les pieux flottants [14].

Le calcul du pieu s'est basé au début sur la théorie de l'élasticité linéaire à partir de la théorie de BOUSSINESQ tout en ignorant les couches des sols situées au dessus de la base du pieu, et en supposant que la charge est concentrée à sa base, Suivie par la théorie de MENDELIN, en 1936, qui a pu calculer le tassement du pieu soumis à une charge à une certaine profondeur, et donc rapprocher du cas réel. Ce n'est qu'après l'analyse de CAMBEFORT, en comparant les résultats du calcul avec ceux des essais de chargement, que le calcul du tassement des pieux a connu un progrès considérable [11].

On admet usuellement que le calcul des pieux se fait en petits déplacements pour le calcul du tassement et en grands déplacements pour le calcul de la capacité portante. Les méthodes les plus couramment utilisées pour le calcul du tassement du pieu sont[8] :

- Les méthodes empiriques,
- Les méthodes d'élasticité,
- La méthode des éléments finis,
- La méthode des courbes t-z ou q-z, ou méthode de transfert des charges.

#### 1.3.4.1 Méthodes empiriques

Le calcul du tassement d'un pieu par cette méthode est approximatif et se base sur les constatations sur un certain nombre d'essai des pieux.

En appliquant une charge pas proche de celle de la rupture sur un pieu dans un sol pulvérulent, le tassement  $V_0$  peut être estimé par la formule empirique suivante (VESIC, 1977) [8]:

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L$$

$\Delta L$  est le raccourcissement du pieu

B est le diamètre du pieu

$$\Delta L = \frac{Q D}{A E_p} \tag{I.47}$$

A et D sont respectivement la section et le diamètre du pieu.

Q est la charge appliquée à la tête du pieu

$E_p$  le module d'élasticité du matériau du pieu.

Meyerhof (1956) a proposé pour les différents types des pieux de calculer le tassement de la manière suivante :

$$V_0 = \frac{B}{3 F_s} \quad F_s \text{ est le facteur de sécurité et pris égal à } 3$$

La méthode de LCPC pour l'évaluation du tassement des pieux dont la longueur varie de 6 et 45 m, et le diamètre entre 0.3 et 1.5m, basée sur la compilation et l'analyse des essais de chargement a fournit les formules empiriques suivantes (FRANK, 1995) [8]:

$$\frac{V_0}{B} = 0.1\% \quad \text{pour les pieux battus avec des valeurs extrêmes de } 0.8\% \text{ et } 1.2\%.$$

$$\frac{V_0}{B} = 0.6\% \quad \text{pour les pieux forés avec des valeurs extrêmes de } 0.3\% \text{ et } 0.1\%.$$

Ces valeurs sont pour une charge verticale égale à  $0.7\% Q_c$  avec  $Q_c$  est la charge critique.

Ces méthodes empiriques ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondations et qui doivent être suivis lors d'un stade avancé par une analyse du déplacement du pieu en question.

#### 1.3.4.2 Méthodes d'élasticité

Dans cette méthode, l'enfoncement d'un pieu incompressible dans un massif de sol élastique isotrope non pesant a été étudié analytiquement dans le cas d'un contact parfait entre le sol et le pieu. Différentes approches ont été établies et les plus couramment utilisées celles de POULOUS et DAVIS (1968), de RANDOLPH et WROTH (1978) ainsi que BANERJEE et BUTTERFIELD (1978). En se basant sur la solution de MINDLIN du problème d'une force verticale enterrée dans un massif de sol élastique semi infini [15].

Selon ces méthodes, le tassement vertical en tête du pieu  $V_0$  s'exprime sous la forme suivante :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{B \cdot E_s(D)}$$

$E_s(D)$  le module d'élasticité du sol à la base du pieu

$I_v$  facteur du tassement et dépend de la compressibilité relative  $K = \frac{E_p}{E_s}$  et de l'élançement  $D/B$

Et du coefficient du poisson du sol  $\nu$ .  $E_p$  est le module d'élasticité du pieu.

- METHODE DE POULOUS ET DAVIS (1980)

Selon cette méthode, le pieu est assimilé à un cylindre de longueur  $D$  et de diamètre  $B$ , divisé en  $n$  éléments, chacun est soumis à une contrainte de cisaillement  $\tau$  uniforme autour du pieu et d'une contrainte radiale  $\sigma$ . On suppose que la base du pieu est soumise à une contrainte verticale  $q_p$  uniformément répartie [16].

Le déplacement de chaque élément, soumis aux contraintes  $\sigma, \tau$  et  $q_p$ , doit satisfaire les conditions de compatibilité :

- Le déplacement vertical  $V_z$  des points d'un pieu incompressible est le même, et aucun déplacement radial  $V_r$  ne doit être enregistré, il en est de même pour les points d'interface dans le cas d'un pieu rigoureux.
- Si le pieu est compressible et rigoureux, les points du sol les plus proches du pieu doivent avoir les mêmes déplacements que ceux du fut du pieu, il y a lieu de tenir compte dans ce cas le raccourcissement élastique du pieu.

MATTES a montré que la distribution de la contrainte tangentielle et des tassements en ne tenant compte que de la compatibilité des déplacements verticaux, est identique à celle qui considère la comptabilité générale, c'est pour cette raison que POULOUS et DAVIS ne prennent en considération que les déplacements verticaux dans leur calcul.

*Cas d'un pieu incompressible*

Cas d'un pieu incompressible dans un milieu homogène, le déplacement  $V_{ij}$  d'un point  $M$  du sol voisin d'un élément  $i$  du pieu dû aux contraintes appliquées sur un élément  $j$  s'écrit comme suit :  $V_{ij} = r_{ij} \tau_j$  (le principe de l'élasticité linéaire)

$r_{ij}$  est le facteur de déplacement de l'élément  $i$  dû aux contraintes appliquées sur l'élément  $j$ .

Donc le déplacement du point  $M$  de l'élément  $i$  dépend des contraintes appliquées sur autres éléments du pieu et celle appliquée à la base du pieu:

$$V_{ij} = \sum_{j=1}^n r_{ij} \tau_j + r_{ib} q_p \quad (I.48)$$

Avec  $r_{ib}$  est le facteur de déplacement vertical de la base du pieu.

Et sous forme matricielle :  $[r]\{\tau\} + [r_b]q_p = \{V\}$

L'équation d'équilibre du pieu s'écrit comme suit :

$$\sum_{j=1}^N \tau_j \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = P$$

Donc on aura le système d'équations suivant :

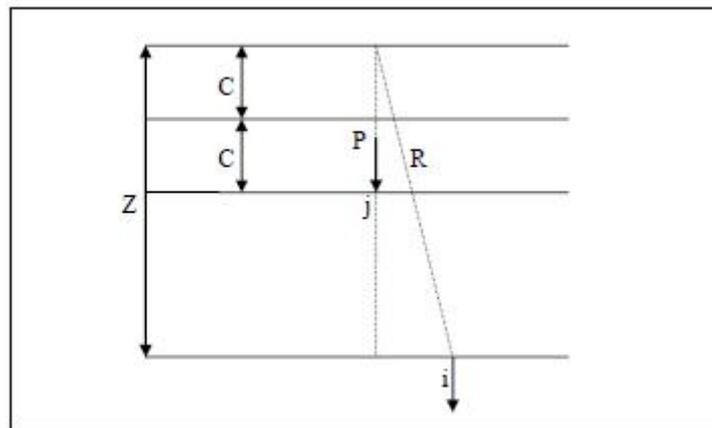
$$\begin{cases} [r]\{\tau\} + [r_b]q = V \\ \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = P \end{cases} \quad (I.49)$$

$r_{ij}$  et  $r_{ib}$  sont des facteurs qui sont déterminés par intégration des équations de MINDLIN.

Le déplacement vertical d'un point  $i$  dû à la charge verticale appliquée au point  $j$  dans un demi-espace élastique et homogène est obtenu en intégrant l'expression ci-dessous:

$$r_{ij} = \frac{1+\nu}{8.\pi.(1-\nu).E_S} \left[ \frac{Z^2}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{R} + \frac{(3-4\nu).Z^2 - 2.C.Z + 2.C^2}{R^3} + \frac{6.C.Z^2.(2-C)}{R^5} \right] \quad (I.50)$$

La force appliquée selon MINDLIN est supposée ponctuelle, alors qu'en réalité il s'agit d'une force répartie (frottement latéral), c'est pour cette raison que POULOUS et DAVIS ont remplacé les contraintes tangentielles par des forces ponctuelles le long du fut du pieu pour revenir aux hypothèses de MINDLIN (voir la Figure 1.16).



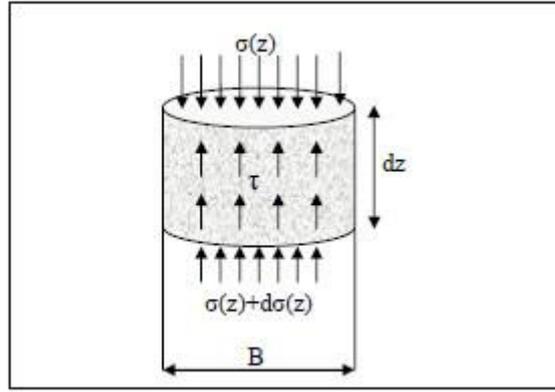
**Figure 1.16:** Représentation de l'hypothèse de MINDLIN

Poulous et Davis ont posé, pour résoudre le système d'équations précédent, le déplacement du pieu égal à l'unité, et égal au tassement du sol envoisinant un pieu incompressible et rigoureux.

Le nombre d'inconnus dans ce système est  $N+1$  ( $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$  et  $q_p$ ), et le nombre d'équations est aussi  $N+1$  ; donc le système d'équations est résolvable.

Par contre, pour un pieu compressible en milieu homogène, on suppose dans ce cas que le sol et le matériau du pieu ont un comportement élastique, on aura les mêmes équations sauf pour ce cas les points du pieu, plus précisément ceux proches du sol, n'ont pas le même déplacement, c'est-à-dire que le déplacement est fonction de la profondeur  $Z$ . Alors, il y a une équation supplémentaire qui s'ajoute au système précédent.

Supposons un élément  $dz$  du pieu soumis à une contrainte normale  $\sigma(z)$  et une contrainte tangentielle  $\tau(z)$  (voir la Figure 1.17).



**Figure 1.17:** Représentation d'un élément  $dz$  du pieu

Ecrivons l'équilibre de cet élément :

$$\sum F=0 \rightarrow (\sigma(z) + d\sigma(z)) S + \tau(z) \cdot \pi \cdot B \cdot dz - \sigma(z) \cdot S = 0$$

Ce qui nous donne : 
$$\frac{d\sigma(z)}{dz} = \frac{-\tau(z) \cdot \pi \cdot B}{S}$$

D'autre part, le raccourcissement du pieu est donné par : 
$$\varepsilon = \frac{-dv(z)}{dz} = \frac{-\sigma(z)}{E_p}$$

En dérivant l'équation précédente par rapport à  $z$ , on trouve :

$$\frac{d^2 V_z}{dz^2} = \frac{d\sigma(z)}{dz \cdot E_p} = \frac{\tau(z) \cdot \pi \cdot B}{S E_p} \rightarrow \frac{d^2 V_z}{dz^2} - \frac{\tau(z) \cdot \pi \cdot B}{S E_p} = 0 \quad (I.51)$$

C'est l'équation donnant le tassement du pieu au niveau  $z$  en fonction de la contrainte tangentielle  $\tau(z)$ .

On obtient donc le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} [r]\{\tau\} + [r_b]q = V \\ \sum_{i=1}^n \tau_j \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = P \\ \frac{d^2 V_z}{dz^2} - \frac{\tau(z) \cdot \pi \cdot B}{S E_p} = 0 \end{cases} \quad (I.52)$$

Il est possible de résoudre le système d'équations précédent, en calculant les coefficients  $r_{ij}$  et en discrétisant la dernière équation, et obtenir ainsi la distribution des contraintes tangentielles et du tassement le long du pieu.

Dans le cas d'un sol multicouche ou non homogène, Poulos a recommandé de calculer un module équivalent  $E_s$  égal à la moyenne arithmétique pondérée de différentes valeurs de  $E_s(z)$ .

$$E_s(z) = \frac{1}{D} \sum_{i=1}^n E(z_i - z_{i-1})$$

Avec  $E_i$  est le module d'Young du sol à la profondeur  $z$ .

- METHODE DE RANDOLPH et WROTH (1980)

Ces deux auteurs ont présenté une formulation analytique du facteur du tassement qui se calcule de la manière suivante [15] :

$$I_v = 4(1+\nu) \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \xi \cdot \lambda \cdot (1-\nu)} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \mu \cdot D}}{\frac{4}{(1-\nu)\xi} + \frac{4 \cdot \beta \cdot \pi}{\alpha} + \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \mu \cdot D}} \quad (I.53)$$

Avec  $\xi = \frac{E(D)}{E_b}$  pour une couche sur un substratum ( $E_b$  est le module du substratum)

$\xi = 1$  pour un massif semi- infini

$$\beta = \frac{E(\frac{D}{2})}{E(D)}$$

$$\alpha = \ln [(0.25 + (2.5 \beta(1-\nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot \frac{D}{B}]$$

$$\lambda = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \frac{E_p}{E(D)}$$

$$\mu \cdot D = \frac{2\sqrt{2} \cdot \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}}$$

Une fois calculé le facteur du tassement, le tassement du pieu est ensuite évalué comme suit :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E_s(D) \cdot B}$$

il y a lieu de signaler que le module  $E_s$  est constant pour un sol homogène, et variable pour un sol Gibson  $E_s(z) = a \cdot z$

On donne ici quelques valeurs du facteur du tassement pour un sol homogène, et pour un sol Gibson. (voir les tableaux 1.26 et 1.27).

**Tableau 1.26** : Valeur de  $I_v$  dans un sol homogène  $E_s = \text{cte}$  ( $\nu = \frac{1}{3}$ )

$K = E_s/E_p$		$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^4$
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

**Tableau 1.27** : Valeurs de  $I_v$  dans un sol Gibson  $E_s = a.Z$  ( $\nu = \frac{1}{3}$ )

$K = E_s/E_p$		$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^4$
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.2653
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	20	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	50	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

- METHODE DE BANERJEE et BUTTERFIELD (1980)

Dans cette méthode, la base du pieu est assimilée à un disque lisse soumis à des contraintes uniformes tout en ignorant la continuité entre le pieu et le sol [17].

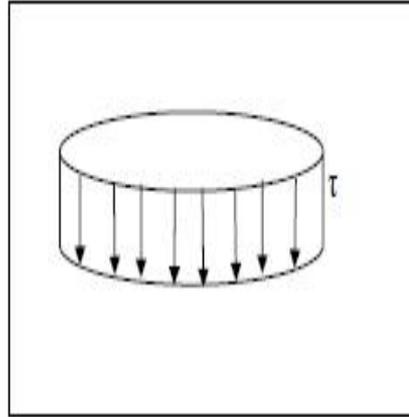
L'analyse consiste à trouver une contrainte fictive appliquée aux limites du système, et qui va produire des déplacements identiques à ceux correspondant aux conditions aux limites. Puis, de calculer les contraintes et les déplacements à n'importe quel point du système y compris les points d'interface sol/pieu en intégrant l'équation de Mindlin.

Contrairement à Poulos qui ne tient pas compte de la compatibilité des déplacements horizontaux, Butterfield considère la compatibilité des deux déplacements horizontal et vertical.

- METHODE DE CHRISTOULAS (1976)

CHRISTOULAS a divisé la circonférence du pieu en un grand nombre d'arcs égaux ( $\theta$ ), et au milieu de chaque arc est appliquée une charge concentrée représentant le frottement latéral de l'arc (voir la Figure 1.18), et il a utilisé la formule de Mindlin pour déterminer le déplacement vertical d'un point de l'arc, et il a proposé la formule enveloppe suivante :

$$B_0 = 0.45.E_s \quad (B_0 \text{ en kN/m}^3 \text{ et } E_s \text{ en kPa}).$$



**Figure 1.18:** Subdivision de la circonférence du pieu

Il a assimilé la base du pieu à un disque plan et circulaire soumis à une contrainte verticale uniformément répartie. A partir de la relation entre la contrainte et le déplacement,  $R_0$  prend la forme suivante :

$$R_0 = \frac{32(1-\nu) \cdot E_s}{\pi(1+\nu)(3-4\nu)}$$

En prenant :  $\nu = \frac{1}{3}$ , on aura :  $R_0 = 3 \cdot E_s$

Le tassement  $V_0$  dans les pieux incompressibles est donné par la formule suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{\pi \cdot B \cdot (B_0 \cdot D + \frac{R_0}{4})} \quad (I.54)$$

En remplaçant  $R_0$  et  $B_0$  par leurs valeurs dans la formule du tassement, on aura :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_0}{E_s \cdot B}$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{1}{\pi B (0.45 E_s D + \frac{3 E_s}{4})} = \frac{1}{\pi B \frac{D}{E_s} + 0.75 \pi}$$

La valeur de  $E_s$  dépend du chemin de contrainte, sa détermination présente un sérieux problème. La valeur de  $E_s$  est déterminée à partir des résultats des essais in-situ, en corrélation avec la résistance en pointe pour l'essai de pénétration statique, et en fonction du module pressiométrique. Les principales corrélations sont les suivantes :

Selon CRISTOULAS, le module de déformation du sol est relié avec la résistance en pointe, pour les pieux battus, par la formule suivante:  $E_s = 21.06 q_c^{1.091}$

Et selon Frank et Bestamante (1990) ils ont relie, pour des pieux forés dans les sols homogènes comme suit :  $E_s = 10 q_c$

Et avec le module pressiométrique, Frank et Bestamante ont recommandé, pour les pieux forés dans des sols homogènes, les corrélations suivantes :

$E_s = 4 E_m < 60 \text{MPa}$  pour les pieux travaillant en pointe

$E_s = 5 E_m < 50 \text{MPa}$  pour les pieux travaillant en frottement latéral [1].

### 1.3.4.3 Méthodes des éléments finis [1]:

La méthode des éléments finis peut traiter des modèles de forme très compliquées, des milieux anisotropiques, hétérogènes, les conditions aux limites très complexes, et on peut l'utiliser pour traiter des comportements non linéaires par résolution itérative d'une série de résolutions linéaires.

L'interaction sol/pieu est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème peut être étudié à l'aide de tout programme général de calcul par éléments finis.

Il s'agit d'un outil de recherche sur les pieux. Néanmoins, cette méthode de calcul peut être utilisée dans un projet de pieux en cas d'une étude poussée pour une meilleure prise en compte de certains aspects particuliers de l'interaction sol/pieu [16].

### 1.3.4.4 Méthode des courbes t-z et q-z :

On l'appelle aussi méthode des transferts des charges, elle est largement utilisée pour la prédiction du comportement des pieux soumis à des charges verticales, et elle peut tenir compte du comportement non linéaire du sol.

Les courbes de transfert des charges décrivent la relation entre la charge transmise du pieu au sol et déplacement relatif du pieu par rapport au sol dans une couche donnée.

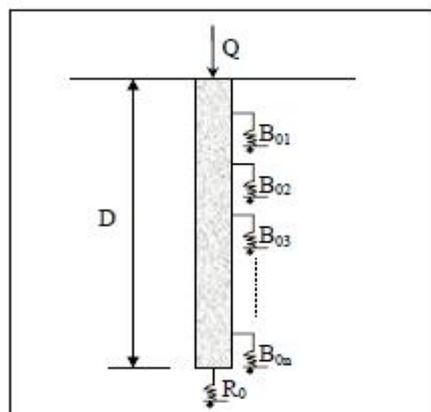


Figure 1.19: Schéma de transfert des charges du pieu au sol

La méthode de transfert des charges se base sur le principe de la discrétisation de l'interface sol/ pieu en une infinité de ressorts reprenant les contraintes de frottement et aussi la pression verticale à la base du pieu, elle ignore la continuité du sol.

Le transfert des charges à une profondeur donné est assuré par les ressorts, on suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu à une profondeur donnée sont proportionnelles aux tassements correspondants telles que [8] :

$$\tau(z) = B_0(z) \cdot V(z)$$

$$q_p = R_0(z) \cdot \frac{V(D)}{B}$$

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante:

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a^2 \cdot v = 0 \quad (I.55)$$

$$\text{Avec } a = \sqrt{\frac{4 \cdot B_0}{E_p \cdot B}}$$

Dans le cas d'un sol caractérisé par  $B_0$  constant avec la profondeur, l'équation précédente s'intègre analytiquement, et le tassement en tête du pieu est donné par :

$$v_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B_1} \cdot \frac{1 + \frac{R_0 \cdot \text{Tanh}(a \cdot D)}{a \cdot B_1 \cdot E_p}}{R_0 + a \cdot B_1 \cdot E_p \cdot \text{Tanh}(a \cdot D)} \quad (I.56)$$

Si le pieu incompressible, la solution précédente devient, en imposant  $\frac{E_p}{E} = \infty$ :

$$v_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B_1} \cdot \frac{1}{R_0 + 4 \cdot D \cdot B_0}$$

Dans le cas d'un sol multicouche ou d'un sol monocouche non homogène, où le profil  $B_0(Z)$  est quelconque, où le sol est décomposé en un ensemble de tranches suffisamment minces telles qu'on peut supposer que  $B_0(Z)$  est pratiquement constant dans un segment donné du pieu et l'équation précédente peut être intégrée soit par la méthode des différences finies, soit en exploitant la solution analytique en imposant la continuité aux interfaces des tranches. Cette solution a été à la base de plusieurs programmes sur ordinateurs tels que PIVER, et SETPIL.

Certains auteurs ont recommandé des corrélations entre les paramètres  $B_0$  et  $R_0$  et le module d'élasticité du sol:

Cassan (1978) en se basant sur le modèle d'une sphère infiniment rigide pour la pointe du pieu a donné la relation suivante:

$$R_0/E=6/(1+\nu)$$

Christoulas (1976) en se basant sur le modèle d'un disque infiniment rigide pour la pointe du pieu a donné la relation suivante:

$$\frac{R_0}{E} = \frac{32(1-\nu)}{\pi \cdot (1+\nu)(3-4\nu)}$$

Suite à une analyse théorique basée sur la solution de MINDLIN (1936) d'une force verticale enterrée dans un milieu élastique infini, Cassan(1978) a abouti pour les pieux infiniment rigides à :

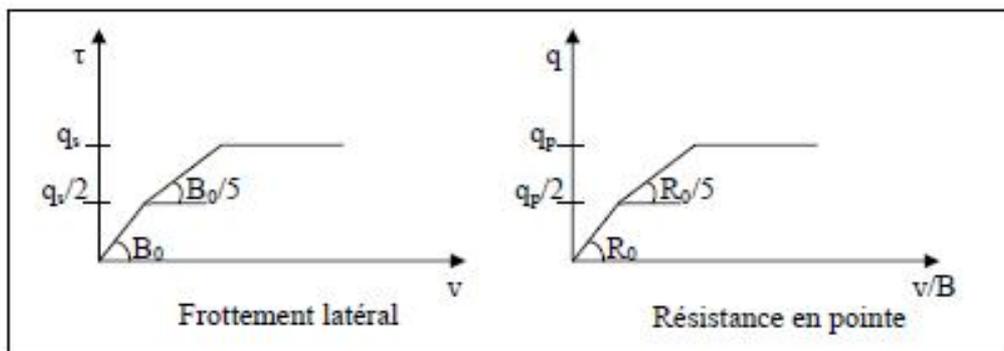
$$B_0 = \frac{E}{B \cdot (1.53 \times \text{Log}\left(2\frac{D}{B}\right) + 0.95)}$$

Christoulas (1976) a suggéré l'expression enveloppe:

$$B_0 = 0.45 \cdot E$$

$B_0$  et  $E$  ont la dimension d'une contrainte.

FRANK et ZHAO (1982) ont recommandé de construire des courbes de mobilisation du frottement  $\tau$ - $v$  et celle de pression en pointe  $q_p$ - $v(D)/B$  telles que schématisées sur la figure 1.20 :



**Figure 1.20:** courbe de mobilisation de contraintes

Avec :  $B_0 = 2 \cdot E_m/B$  et  $R_0 = 11E_m$  pour les sols fins.

$B_0 = 0.8 \cdot E_m/B$  et  $R_0 = 4.8E_m$  pour les sols granulaires.

Puisque les courbes sont non linéaires, il est nécessaire d'effectuer un calcul itératif d'équilibre du pieu pour un effort donné.

### 1.3.5 Essai de chargement statique des pieux [4]

Le principe de la méthode, la description de l'appareillage à utiliser, la préparation et l'exécution de l'essai sont décrits en détail dans la norme AFNOR NF P 94-150

L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement (figure 1.21) :

- un **dispositif de réaction**: massif-poids constitué de cuves remplies de gravillons ou poutres de réaction avec ancrages (pieux voisins pouvant être sollicités à l'arrachement ou tirants précontraints);
- un **dispositif de chargement**: vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition;
- un **dispositif de mesures** :
  - mesure **des charges**: manomètres branchés sur le circuit d'alimentation du vérin ou, ce qui est préférable, peson électrique intercalé entre le vérin et le pieu,
  - mesure **des déplacements en tête** : niveau à lunette, comparateurs,
  - on peut également mesurer **les efforts à différents niveaux du fût** : on instrumente alors le pieu d'extensomètres à différentes profondeurs (jauges collées, extensomètre amovible, etc.

**Délai de repos**: D'une façon générale, il est recommandé de laisser s'écouler un délai de repos de 1 à 4 semaines entre la mise en place du pieu et l'essai de chargement.

#### - Programme de chargement:

Il convient en premier lieu d'évaluer, au moins approximativement, la charge limite par la méthode pressiométrique ou pénétrométrique:

**L'essai préalable** a pour but d'atteindre la rupture de portance du sol et de pouvoir, ainsi, optimiser la fondation sur pieux de l'ouvrage. Le pieu d'essai ne peut, en principe, être utilisé pour la fondation de l'ouvrage. Le programme d'essai comporte deux cycles de chargement déchargement (**figure I.22**)

— un premier cycle, avec un chargement par 5 paliers de 1 h jusqu'à  $0,5 Q_{max}$  et un déchargement avec un palier de 5 min ;

— suivi d'un second cycle, avec un chargement par 5 paliers de 30 min et 5 paliers de 1 h jusqu'à  $Q_{max}$  et un déchargement par 4 paliers de 5 min.

$Q_l$  la charge maximale d'essai est telle que :

$$1,3 Q_l = Q_{max} \leq Q_G$$

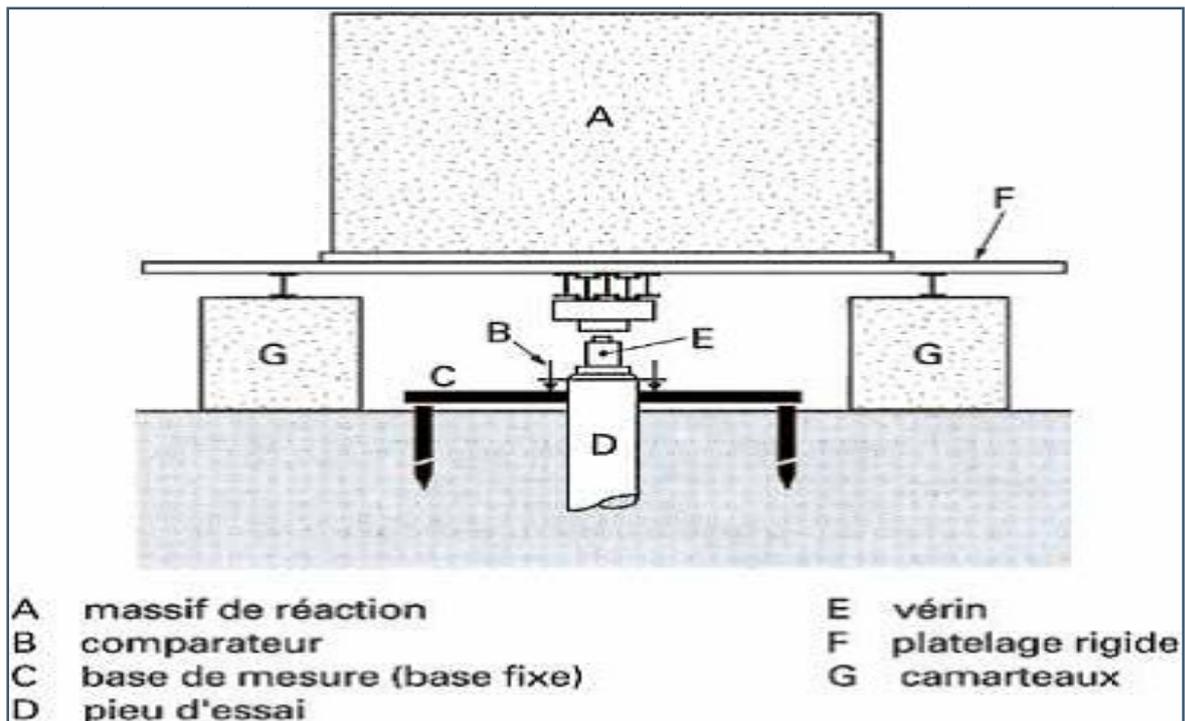


Figure 1.21: Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe) [4]

Où  $Q_G$  est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de l'usage futur du pieu d'essai.

À ce propos, le fascicule 62, titre V, n'interdit pas d'utiliser les pieux d'essai dans les fondations définitives de l'ouvrage. Si c'est le cas,  $Q_G$  correspond alors aux états-limites de service.

L'**essai de contrôle** est effectué sur un pieu de l'ouvrage. Son but est de vérifier la qualité et l'intégrité du pieu et de s'assurer que son comportement est conforme aux prévisions. La charge d'essai ne doit pas dépasser  $0,8 Q_G$ . Le programme d'essai ne comporte qu'un seul cycle (figure 22).

Pour chaque palier de chargement ou de déchargement, l'enfoncement de la tête du pieu  $s_t$  est mesuré en fonction du temps.

#### - Exploitation des résultats:

Dans le cas de l'**essai préalable**, on trace les courbes suivantes :

- Charge en tête  $Q$ , enfoncement en tête  $S_t$  (cumulé, obtenu à la fin de chaque palier);
- enfoncement en tête, logarithme du temps ; la partie de ces courbes, en général linéaire, située entre 30 et 60 min, correspond à ce que l'on appelle des droites de stabilisation (prendre les déplacements du premier cycle jusqu'à  $0,5 Q_{max}$ , puis ceux du 2e cycle à partir de  $0,6 Q_{max}$ ) ;
- vitesse d'enfoncement  $v$  (prise entre 30 et 60 min, charge en tête  $Q$ , pour chaque palier de charge [ $v$  correspond, à un facteur constant près, à la pente de la partie droite (30 – 60 min des courbes de stabilisation)]).

Voir la figure 1.23.

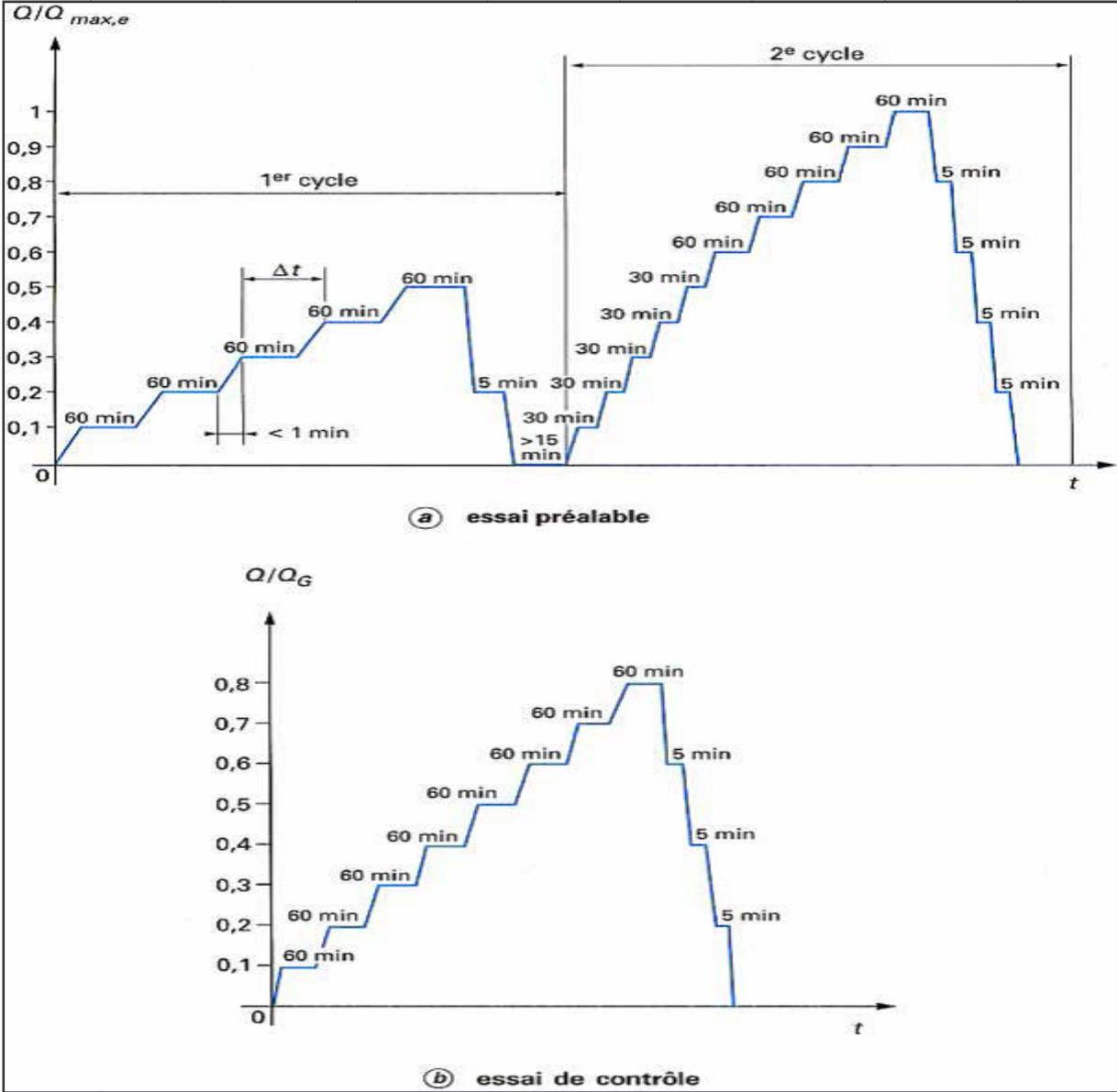


Figure 1.22: Programmes de chargement-déchargement [4]

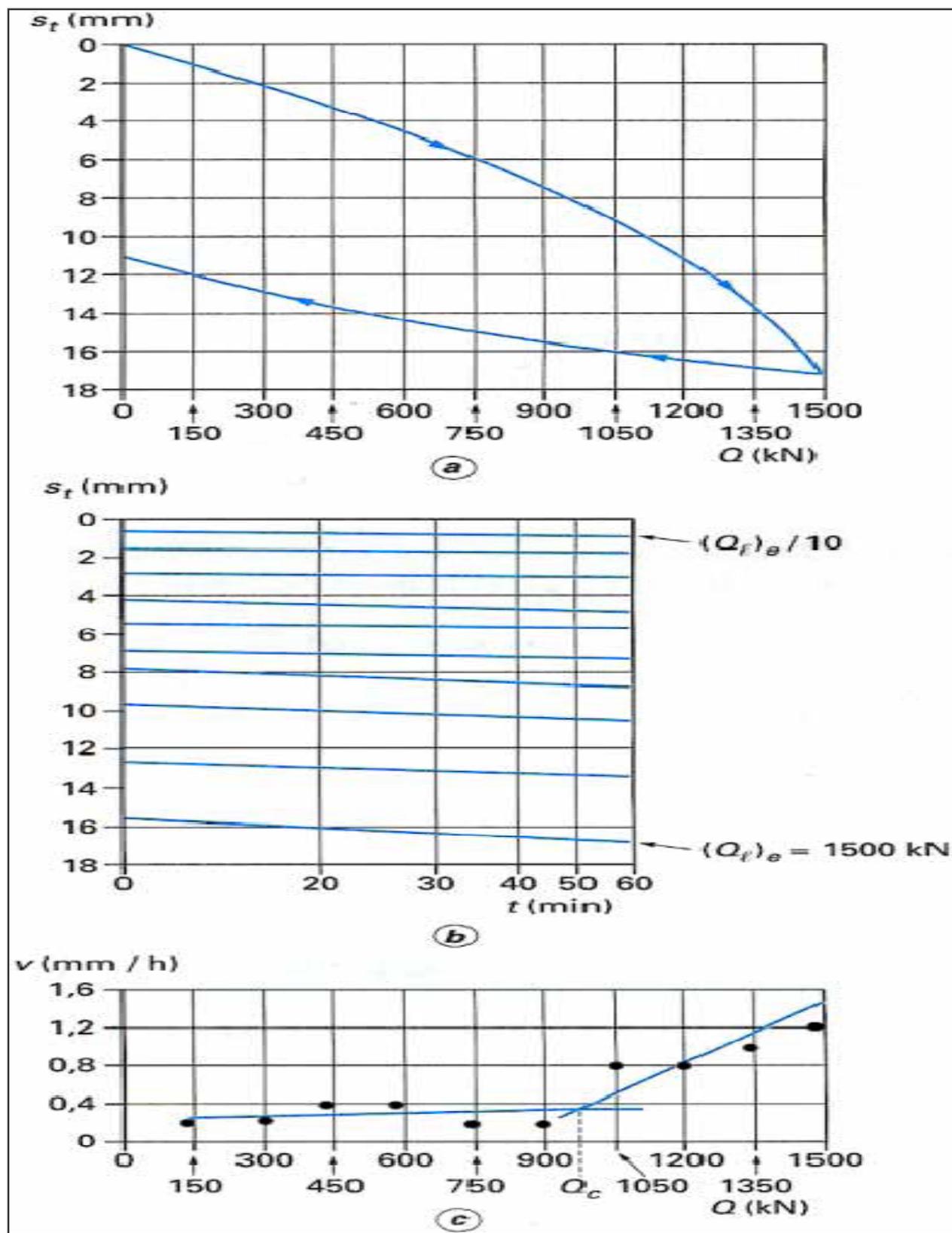


Figure 1.23: Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu [4]

L'analyse de ces courbes fournit :

- la **charge de fluage**  $Q_c$  qui correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe de la figure **23c** lorsque celle-ci se présente sous cette forme, ce qui est souvent le cas ; on peut aussi avoir une idée de  $Q_c$  par l'abscisse du point final de la partie initiale *linéaire* de la *courbe* de la figure **23a**;
- la **charge limite** qui est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure **23a**, lorsque cette asymptote est nettement apparente. Sinon, on prend pour  $Q_l$  (*a priori* différent de  $(Q_l)_e$ , approximation qui a été faite au préalable pour définir le programme de chargement), la valeur de  $Q$  correspondant à un enfoncement de la tête  $s_t = B/10$ ,  $B$  étant le diamètre du pieu.
- Dans le cas d'un **pieu instrumenté** d'extensomètres, l'exploitation des mesures fournit la répartition des efforts le long du pieu et, à partir des efforts et des déformations à un niveau donné, on peut tracer la courbe de mobilisation du frottement latéral correspondante.
- Dans le cas d'essais de **pieux non instrumentés** le long du fût, on utilise directement les charges totales mesurées. Dans le cas où un seul essai de pieu est réalisé, on affecte le résultat d'un coefficient minorateur de 1,2 :  $Q = Q_m/1,2$ , avec  $Q$  désignant,  $Q_c$ ,  $Q_s$  ou  $Q_{cT}$  (§ 6.2.1.1) et  $Q_m$  la valeur mesurée correspondante.
- Dans le cas d'essais de **pieux instrumentés** le long du fût, permettant la mesure de la charge de pointe unitaire limite  $q_p$  et des frottements latéraux unitaires limites  $q_s$ , ces résultats sont utilisés pour déterminer la charge limite et la charge de fluage  $Q_c$ .
- Dans le cas d'un **essai de contrôle**, le paramètre caractéristique est le déplacement de la tête du pieu sous la charge  $0,8 Q_G$  entre 1 et 60 min.

## 1.4 Autres considérations

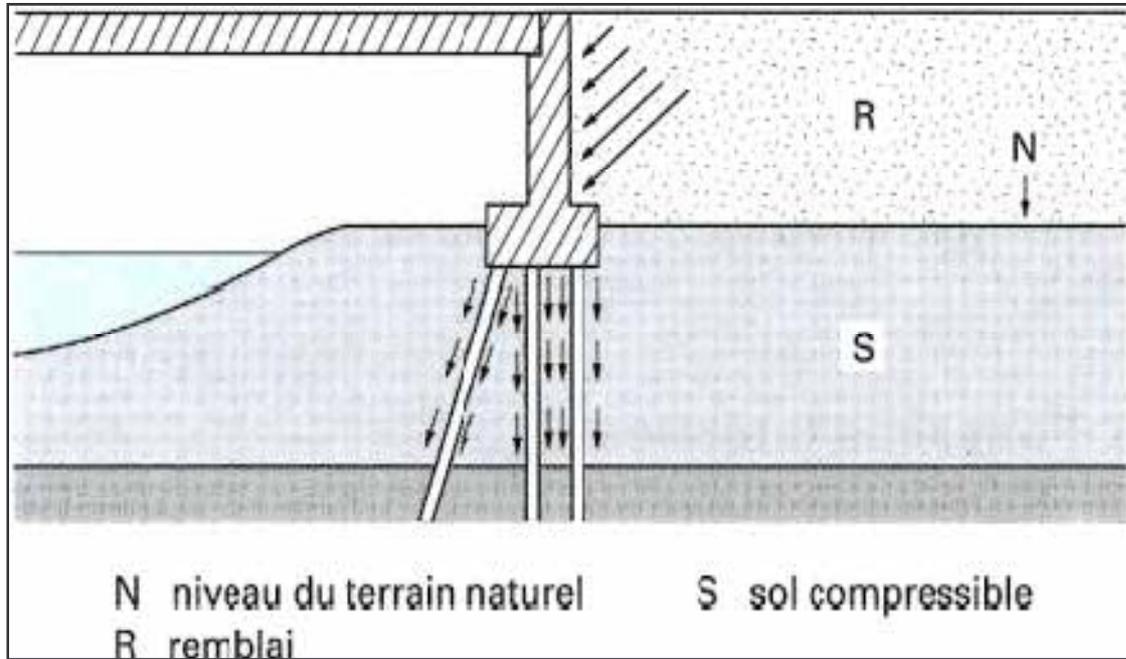
**1.4.1 Frottement négatif [4] et [18]:** Dans le cas où les pieux traversent une couche de sol compressible, il faut envisager la possibilité de frottement négatif. Celui-ci se produit, d'une manière générale, lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse. La figure **24** donne l'exemple d'une couche de sol compressible chargée par un remblai (cas fréquent dans les culées remblayées fondées sur pieux).

Le tassement progressif, par consolidation de la couche compressible, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas, le déplacement relatif sol-pieu étant dirigé dans ce sens.

Le frottement, augmentant avec la pression effective horizontale agissant normalement à la surface du pieu, croît au fur et à mesure de l'avancement de la consolidation. Il est donc maximal à long terme.

Notons que le frottement négatif, dans les combinaisons aux états-limites ultimes et états-limites de service, ne s'ajoute pas, en principe, aux actions variables de courte durée. En effet, on peut admettre que, lors d'une application d'une action de courte durée, le tassement du pieu provoque une diminution du déplacement relatif sol-pieu (donc une diminution du

frottement négatif), en partie haute tout au moins, et peut même l'inverser. Par ailleurs, la charge maximale de frottement négatif se situe en profondeur, alors que ces actions agissent en tête.



**Figure 1.24:** Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée

Dans la pratique, les actions variables de courte durée ne sont prises en compte que si elles sont supérieures à la charge de frottement négatif. Sinon, c'est cette dernière qui est retenue (§ 2.2). Cela se traduit par la condition suivante (valable dans le cas où l'effort normal est défavorable), illustrée par la figure 1.25 :

$$F_d = \text{Max} (F_{nd} ; F_{Qd} ) + F_{Gd}$$

Avec :  $F_d$  effort normal de calcul, supposé constant le long du fût,

$F_{nd}$  frottement négatif de calcul,

$F_{Gd}$  effort normal de calcul dû aux autres actions permanentes et, éventuellement, les valeurs quasi permanentes des actions variables,

$F_{Qd}$  effort de calcul dû aux autres actions variables.

Cependant, dans le calcul de la capacité portante, on ne prend jamais en compte de terme de frottement latéral (positif) dans les couches de sol susceptibles d'être soumises à un frottement négatif.

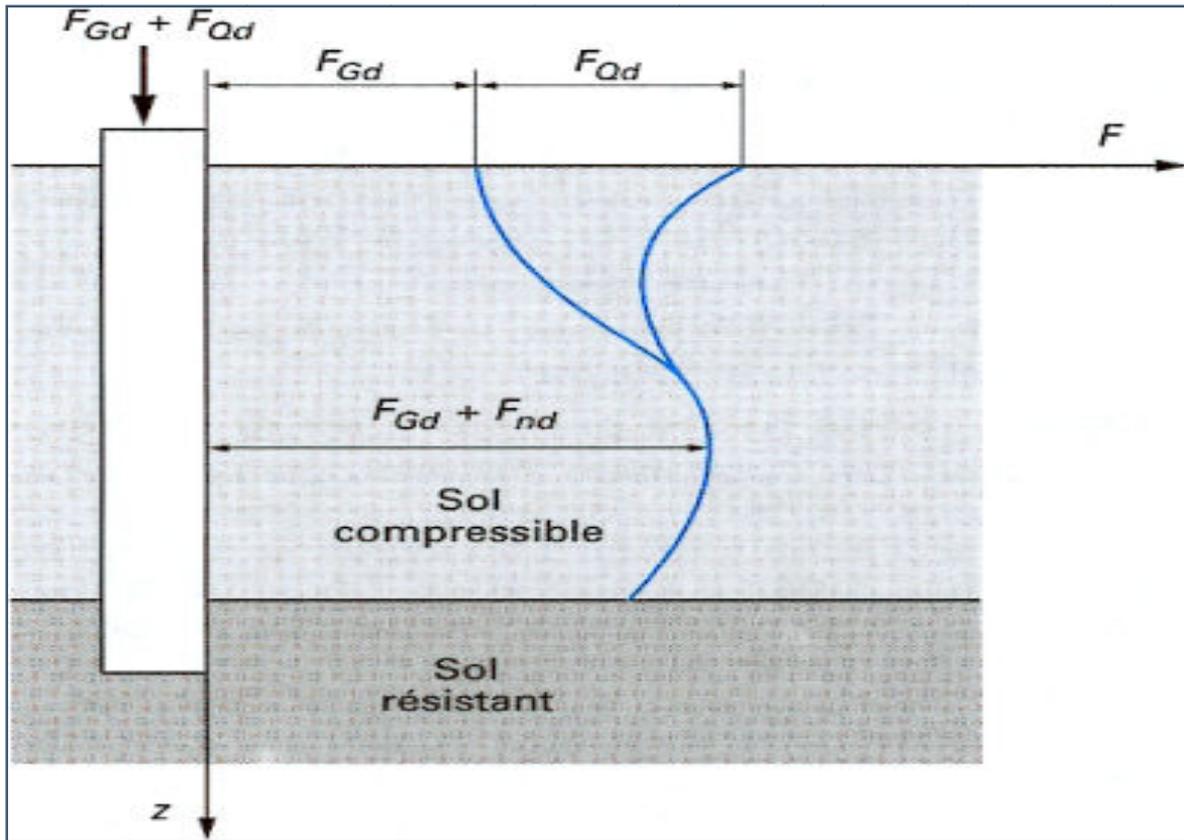


Figure 1.25: Cumul du frottement négatif et des actions variables

- Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante:

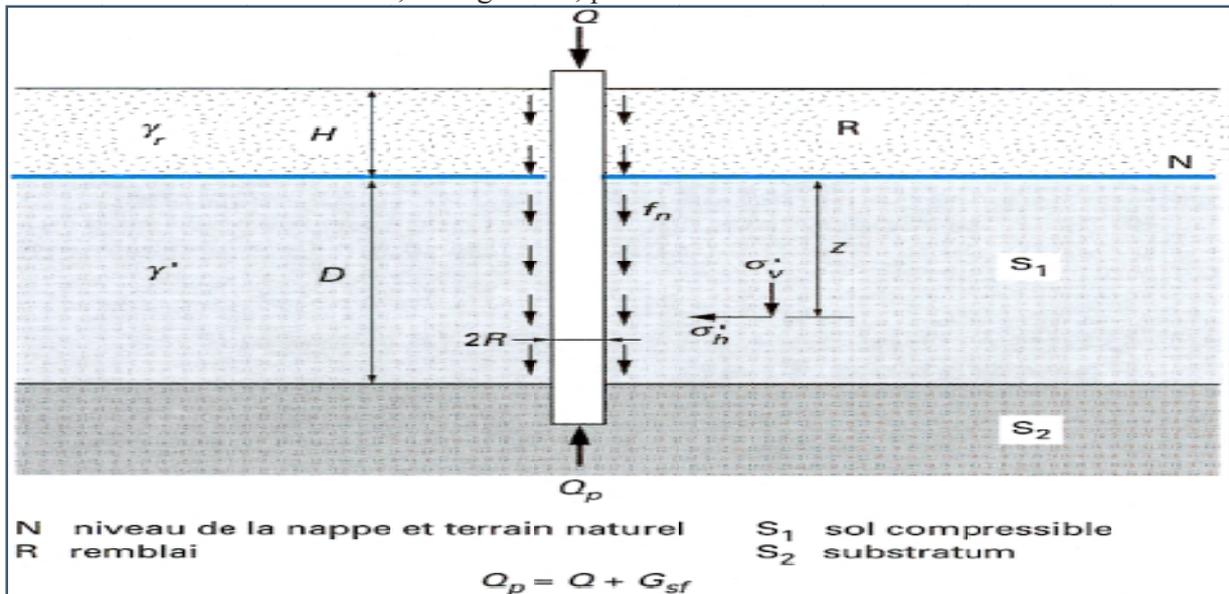


Figure 1.26: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé.

À un niveau donné  $z$ , la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (I.57)$$

Avec:

$\sigma'_h$  et  $\sigma'_v$  contraintes effectives horizontale et verticale à long terme à l'interface sol-pieu,

$K$  rapport  $\sigma'_h / \sigma'_v$

$\delta$  angle de frottement du contact sol-pieu.

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol compressible :

$$G_{sf} = P \int_{-H}^h K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \, dz$$

Avec:

$P$  périmètre du pieu ( $2\pi R$  pour un pieu circulaire,  $R$  rayon du pieu),

$H$  hauteur du remblai,

$h$  hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

- Hauteur d'action du frottement négatif  $h$

La hauteur  $h$  ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour  $h$  l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol.

- En sol suffisamment compressible:

$h_1$ : profondeur où la contrainte devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

- En sol très peu compressible où, manifestement, la valeur calculée pour  $h_1$  est excessive :
- $h_2$ : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu,  $0,01 B$  (où  $B = 2R$  est le diamètre ou la largeur du pieu). Ce tassement peut être calculé par les méthodes oedométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

- Valeur du terme  $K \tan \delta$

On pourra adopter les valeurs de  $K \tan \delta$  données dans le tableau 1.28, dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Un moyen utilisé pour réduire le frottement négatif consiste à enduire les pieux de bitume, du moins dans les sols fins. Dans ce cas, le produit  $K \tan \delta$  est pris égal à 0,05 au maximum.

**Tableau 1.28 : Valeurs du terme  $K \tan \delta$  pour l'évaluation du frottement négatif**

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0.10	0.15	0.20
Argiles Limens	mous	0.10	0.15	0.20
	fermes à durs	0.15	0.20	0.30
Sables Graves	très lâches	0.35		
	lâches	0.45		
	autres	1.00		

**1.4.2 Effet d'accrochage [4]:**

L'expression générale de la contrainte verticale effective à l'interface sol-pieu est de la forme suivante dans les intervalles où  $d\sigma'_1(z)/dz$  est constant [18]:

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} + e^{-mz} \left[ \sigma'_1(0) - \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \right] \quad (I.58)$$

$$\text{Avec } m = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} \frac{K \tan \delta}{R}$$

Où  $\lambda$  est le coefficient d'accrochage, prend les valeurs suivantes:

$$\lambda = \frac{1}{0.5 + 25 K \tan \delta} \quad \text{si } K \tan \delta \leq 0.15$$

$$\lambda = 0.385 - K \tan \delta \quad \text{si } 0.15 \leq K \tan \delta \leq 0.35$$

$$\lambda = 0 \quad K \tan \delta \geq 0.15$$

$d\sigma'_1(z)$  Contrainte effective verticale à l'emplacement du pieu, régnant en l'absence de celui-ci.

$\lambda = 0$  et ( $m=0$ ) correspond à l'accrochage maximum pour lequel:

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(0) + z \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} = \sigma'_v(1)$$

$\lambda = \infty$  correspond à l'accrochage nul pour lequel:

$$\sigma'_v(z) = 0 \quad (\text{pas de frottement négatif})$$



- Si  $h_1$  (calculé)  $< D$ :

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\Delta\sigma'(h_1) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0)] \quad (I.61)$$

- Si  $h_1$  (calculé)  $> D$ :

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\gamma' D + \Delta\sigma'(D) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(D)] \quad (I.62)$$

- Dans le cas où l'on peut considérer la surcharge comme uniforme et indéfinie ( $\Delta\sigma'(z) \equiv q$ ) et l'accrochage comme maximal dans le remblai ( $\sigma'_v(0) = \sigma'_{v1}(0) = q$ ), ces expressions deviennent :

- Si  $h_1$  (calculé)  $< D$ :

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} q_0 \quad (I.63)$$

(Proportionnalité entre  $G_{sf}$  et  $q_0$ )

- Si  $h_1$  (calculé)  $> D$ :

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\gamma' D + q_0 - \sigma'_v(D)] \quad (I.64)$$

Il y a lieu, évidemment, d'ajouter le frottement négatif dans le remblai sus-jacent.

- Si  $h_2$  est largement inférieur à  $h_1$  ou à  $D$  (sol très peu compressible), on utilise les mêmes analyses jusqu'à  $z=h_2$  uniquement.
- Dans un but de simplification, on peut parfois se contenter d'estimer une borne supérieure du frottement négatif en supposant que l'accrochage est maximal, soit  $\lambda=0$  (ou  $m=0$ ), conduisant à :

$$\sigma'_v(z) = q_0 + \gamma' z \quad (I.65)$$

L'application de cette relation au cas courant de la figure 1.26 conduit à la force totale de frottement négatif limite :

$$G_{sf} = P \left[ (K \tan \delta)_r \gamma_r \frac{H^2}{2} + (K \tan \delta)_{S_1} \left( \gamma_r H D + \gamma' \frac{D^2}{2} \right) \right] \quad (I.66)$$

Ce type d'expression, fréquemment employé, donne donc une borne supérieure du frottement négatif limite, l'accrochage étant maximal ( $\lambda = 0$ ) et la prise en compte du frottement négatif se faisant dans toute la couche du sol compressible  $h=D$ , ce qui peut être justifié dans le cas d'une surcharge  $q_0$  importante sur un sol suffisamment compressible.

### I.4.3 effet de groupe [4]:

Un pieu dans un groupe a un comportement différent d'un pieu isolé notamment parce que:

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée;
- La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

#### I.4.3.1 Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe :

On définit un coefficient d'efficacité  $C_e$  par:

$$C_e = \frac{\text{charge de rupture d'un groupe de } n \text{ pieux}}{n \times \text{charge de rupture d'un seul pieu}}$$

Avec  $n$  est le nombre de pieux dans le groupe;

Il y a lieu de signaler que la valeur de  $C_e$  diminue quand le nombre des pieux  $n$  augmente et qu'elle dépend aussi de la distance entre les pieux. On distingue notamment les cas suivants:

- L'entre axe est supérieur à 3 diamètres d'un pieu
- L'entre axe est inférieur à 3 diamètres d'un pieu

#### Groupe de pieux dans un sol cohérent:

- **L'entre axes est supérieur à 3 diamètres:**

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égal à 1 pour un entre-axe de 8 diamètres, à 0,7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.
- Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/l}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (I.67)$$

Avec:

$B$  diamètre d'un pieu,

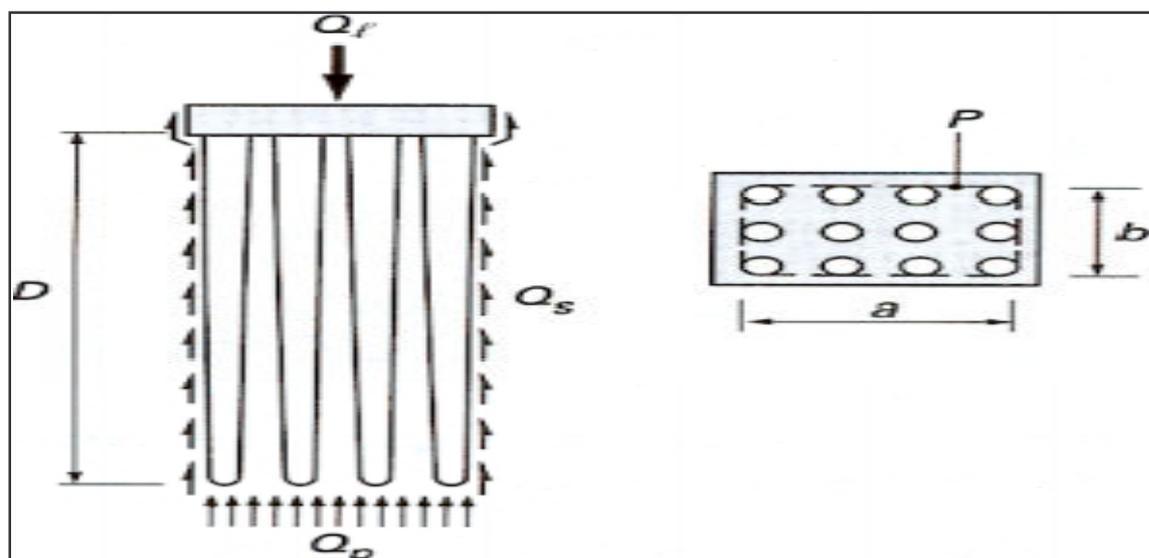
$l$  entre-axes,

$m$  et  $n$  nombre de lignes et de colonnes du groupe.

- On peut également appliquer la méthode de la fondation massive fictive au cas où elle conduirait à une réduction notable de la capacité portante du groupe dans le cas d'entre-axes supérieurs à 3 diamètres.

- **L'entre axes est inférieur à 3 diamètres.**

- Dans ce cas, on considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserrent comme une fondation massive fictive de périmètre  $P$  égal à celui du groupe, et de longueur égale à la longueur des pieux (figure 1.28).



**Figure 1.28:** Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux

La charge de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_s$  sur cette fondation fictive sont déterminés comme pour un seul pieu (la surface de pointe est  $a \times b$ , la surface latérale  $P \times D$ ). La capacité portante  $Q_1$  à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs : capacité portante de la fondation massive fictive et  $N$  fois la capacité portante du pieu isolé.

On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que l'entre-axe est inférieur à 3 diamètres.

#### Groupe de pieux dans un sol sans cohésion:

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes, qui s'appliquent essentiellement pour des pieux refoulant le sol hors de la mise en place.

- **Sables lâches**

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de 1,5 pour un entre-axe de 2 diamètres, à 1 pour un entre-axe de 4 diamètres.

Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de 2 pour un entre-axe de 2 diamètres à 1 pour un entre-axe de 6 diamètres.

- **Sables denses**

Le coefficient d'efficacité varie de 0,7 pour un entre-axe de 3 à 6 diamètres à 1 pour un entre-axe de l'ordre de 8 diamètres.

### 1.4.3.2 Tassement d'un groupe de pieux

- **Méthode élastique**

Pour cette méthode on admet les hypothèses suivantes:

- le sol a un comportement élastique;
- la semelle de liaison ne charge pas le sol.

- **Détermination de l'interaction entre deux pieux**

- Pour un groupe de deux pieux identiques, chargés identiquement et reliés par une semelle rigide, le tassement d'un pieu  $s_1$  est donné à partir du tassement d'un pieu isolé  $s_{is}$  par:  $s_1 = s_{is} (1 + \alpha)$

$\alpha$  est un facteur d'interaction qui dépend de la position de la base des pieux, de la rigidité relative pieu-sol :  $K = E_p/E_s$ ,  $E_p$  et  $E_s$  étant respectivement les modules d'élasticité des pieux de section supposée pleine et du sol, du rapport  $B/l$  entre le diamètre et l'espacement des pieux, de la longueur du pieu  $D$  (rapports  $D/B$  et  $h/D$ ), et du coefficient de Poisson  $\nu$  du sol.

Des abaques ont été établis pour la détermination de  $\alpha$ . La figure 1.29 donne un exemple d'abaque  $\alpha_F$  dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie ( $h = \infty$ ) et un exemple d'abaque  $\alpha_E$  dans le cas de pieux reposant sur un substratum rigide.

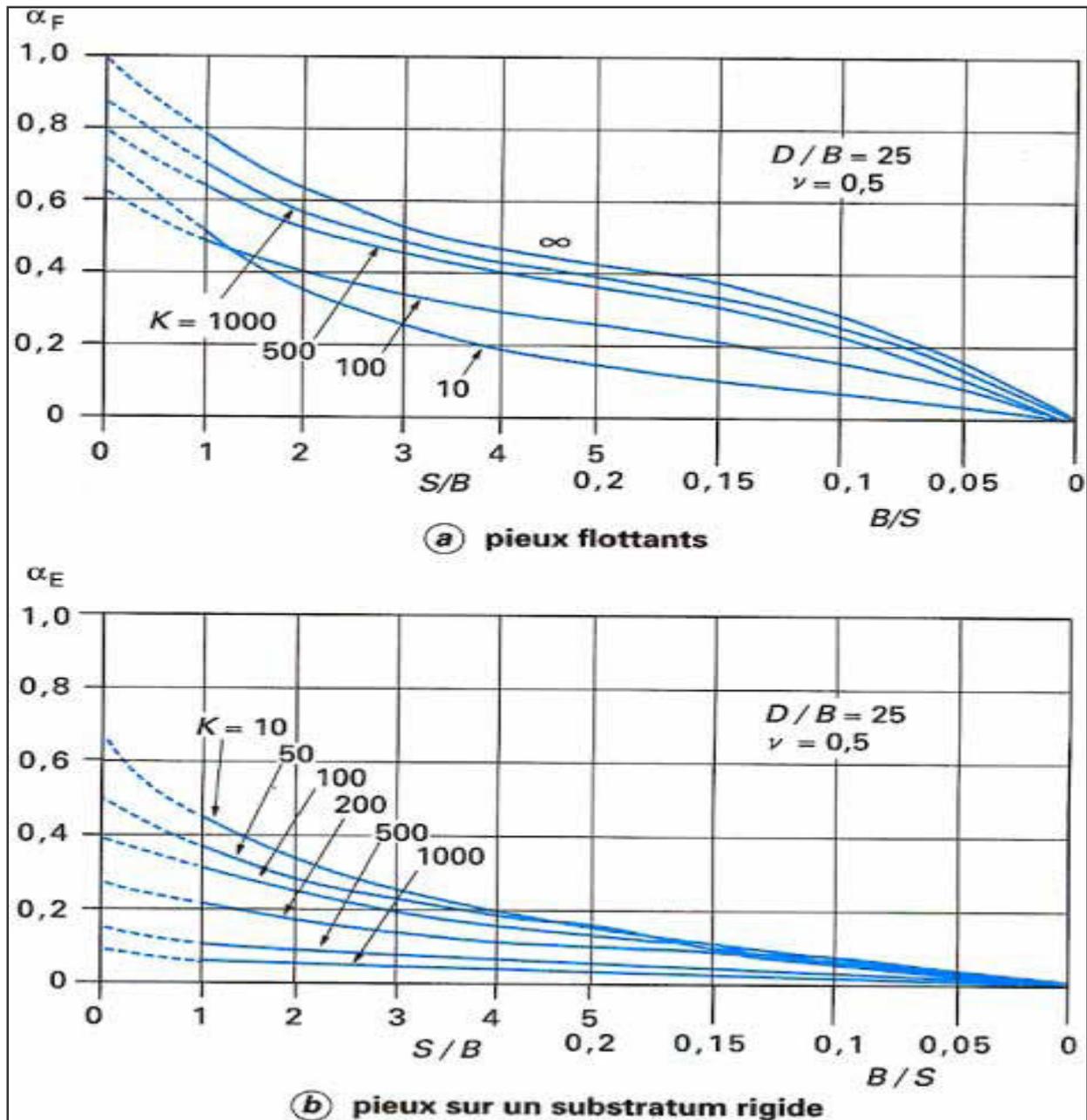


Figure 1.29: Coefficients d'interaction  $\alpha_F$  et  $\alpha_E$

- Si les deux pieux, 1 et 2, sont différents :

$$S_1 = S_{1is} + S_{2is} \alpha_{12}$$

$\alpha_{12}$ : coefficient d'influence du pieu 2 sur le pieu 1 (à calculer avec la longueur et le diamètre du pieu 2).

- Tassement d'un groupe quelconque :

On suppose que l'on peut superposer les différents facteurs d'interaction:

- Cas de  $N$  pieux identiques, espacés et chargés identiquement

Si  $s_{(1)}$  est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et  $Q$  la charge sur chaque pieu, le tassement du groupe est :

$$s_G = s_{(1)} Q (1 + \sum_{i=2}^N \alpha_i) \quad (\text{I.68})$$

$\alpha_j$ : coefficient d'interaction pour l'espacement  $S_j$

- Cas de  $N$  pieux différents et différemment chargés

Si  $s_k$  est le tassement d'un pieu,  $Q_k$  la charge sur le même pieu, on a :

$$s_k = s_{(1)k} Q_k + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^N s_{(1)j} \cdot Q_j \cdot \alpha_{jk} \quad (\text{I.69})$$

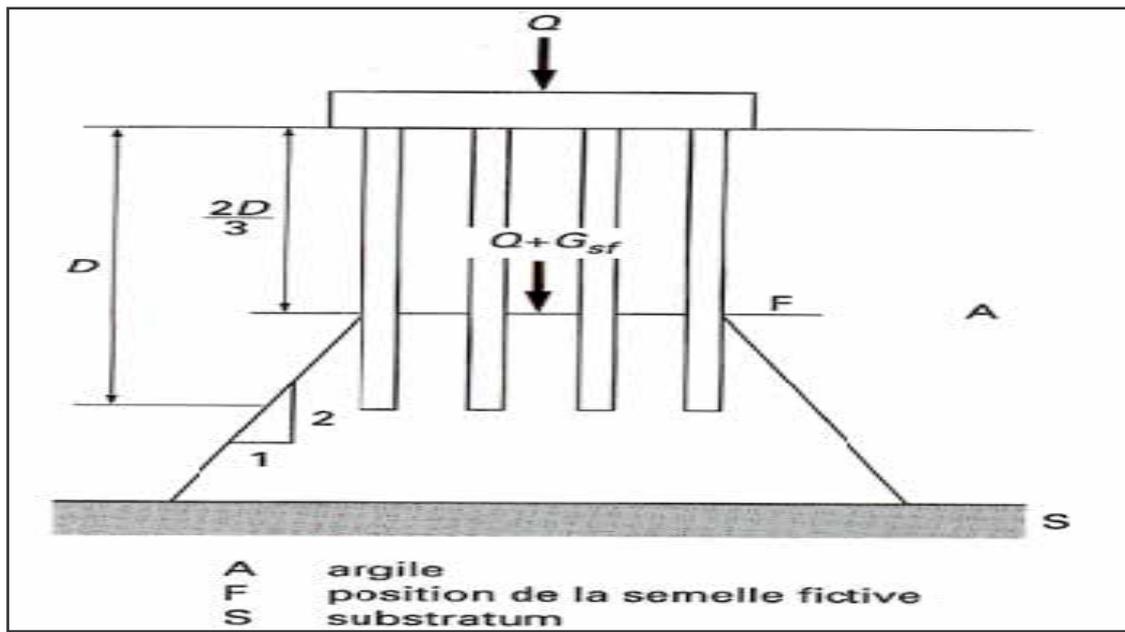
On a donc  $(N+1)$  équations et  $2N$  inconnues : les  $s_k$  et les  $Q_k$  (les  $s_{(1)j}$  sont connus par l'étude du pieu isolé).

Ce système peut être résolu dans deux cas :

- les charges sur les pieux sont identiques : les inconnues restant à déterminer sont les  $s_k$ , les charges étant  $Q_j = Q_G/N$ ,
- la semelle de liaison est rigide : les tassements  $s_k$  sont identiques :  $s_k = s_G$  et les  $(N+1)$  inconnues sont  $s_G$  et  $Q_j$ .

- **Méthode empirique de Terzaghi**

Terzaghi a proposé la méthode suivante pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants, dans l'argile. On considère une semelle fictive située aux  $2/3$  de la longueur des pieux et qui supporte la charge  $Q$  appliquée à la semelle de liaison augmentée éventuellement, en fonction du cas de charge envisagé, de tout ou partie du frottement négatif  $G_{sf}$  sur les pieux (figure 1.30).



**Figure 1.30:** Calcul du tassement d'un groupe de pieux flottants par la méthode de Terzaghi

On calcule le tassement de cette semelle en prenant une répartition des contraintes en profondeur à 1 pour 2. Le calcul du tassement se fait :

- soit par la méthode oedométrique, si l'argile est relativement molle et les phénomènes de consolidation importants ;
- soit par la méthode pressiométrique, s'il s'agit d'une argile raide surconsolidée. Dans le cas des sables, les tassements sont en général faibles et rapides, et ne posent guère de problème.

Toutefois, dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche, on pourra, par sécurité, appliquer la méthode de la semelle fictive décrite précédemment. Par ailleurs, si l'on craint un tassement sous la pointe de pieux encastés dans un sol sableux, on peut étudier le tassement du sol sous la pointe en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe.

## 1.5 Conclusion

Les pieux sont des éléments structuraux ayant des dimensions transversales petites relativement à leurs longueurs. Les pieux sont conçus pour transmettre les charges aux couches profondes lorsque le sol des couches supérieures est très compressible ou peu résistant.

La capacité portante ultime d'un pieu  $Q_t$  est la somme de la portance ultime  $Q_s$  le long de sa surface latérale et la portance ultime  $Q_p$  en s pointe. Cela ne sera vrai que lorsque les portances ultimes en surface latérale et en pointe du pieu se produisent simultanément.

Il existe de nombreuses méthodes, théoriques, empiriques, numériques, ou directes pour l'évaluation ou la prévision de la capacité portante ultime des pieux. La plus fiable, mais onéreuse est l'essai chargement statique des pieux.

L'estimation du tassement des pieux pour des charges données se fait aussi par plusieurs méthodes. L'application de ces méthodes pour un pieu donné donne généralement des résultats dispersés, ce qui montre bien que le contexte géotechnique et géologique local est un paramètre essentiel à tenir en compte lors de la conception des pieux.

L'évaluation de la capacité portante d'un pieu traversant une couche compressible nécessite la prise en compte de l'effet du frottement négatif qui a pour effet de réduire la capacité portante.

Les fondations profondes sont généralement constituées de groupes de pieux. Les résultats expérimentaux montrent que la capacité portante d'un groupe de pieux est différente de la somme des capacités portantes individuelles de chaque pieu du groupe. Cette réduction est engendrée par l'intersection des bulbes de pressions autour de chaque pieu.

La constitution d'une banque de données des essais de chargement des pieux pour chaque pays et l'analyse et l'interprétation de ces données en corrélation avec les essais in-situ est une opération primordiale pour tenir compte de l'effet des contextes géotechnique et géologique sur le comportement des pieux. Pour cette raison, Le deuxième chapitre traite de ce point.

## Chapitre 2 : Présentation et interprétation de la base de données

### 2.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation de la base de données locale collectée à partir de certain nombre d'essais de chargement statique des pieux en vraie grandeur, réalisés en Algérie par le laboratoire central des travaux publics (**LCTP**) à la demande de plusieurs entreprises nationales et étrangères, durant plus de 40 ans d'expérience.

La base de données des essais de chargement statique des pieux contient des informations sur la nature des projets, sur les caractéristiques du site dans lequel est implanté le projet, et cela par le biais du rapport géotechnique du site, sur les caractéristiques du pieu, et sur les dates de l'expérimentation des différents essais.

D'une manière générale, la constitution de la base de données a pour but de mettre à la disposition des chercheurs et des spécialistes en la matière un système d'informations bien organisé, qui peut être aisément consulté, ce qui permet de mieux interpréter les données, et de les utiliser dans le but de la détermination des paramètres nécessaires pour le calcul et la conception des pieux.

### 2.2. Présentation de la base de données locale

La base de données contient environ 32 essais de chargement effectués dans des sites situés dans le nord algérien, et notamment dans le centre du pays, et le recours à ce type de fondations dû essentiellement à l'importance des projets.

La collecte des données consiste à s'informer sur les sites dans lesquels l'essai de chargement a été réalisé, sur les parties ou organismes intervenant dans la réalisation du projet (entreprise de réalisation, le bureau d'études, les organismes de contrôle ...etc), puis à contacter ces organismes pour avoir premièrement le rapport de chargement du pieu, ensuite le rapport géotechnique du site, on trouve dans lesquels les résultats des essais en laboratoire et ceux in situ nécessaires à l'analyse des données.

#### 2.2.1. Résultats de l'essai de chargement des pieux

Les résultats de l'essai de chargement d'un pieu donné sont collectés dans un rapport établi pour la majorité des projets par le Laboratoire Central des Travaux Publics. Il comporte des données concernant les conclusions de l'étude géotechnique, tels que les valeurs des charges limite et de fluage, des données concernant le pieu d'essai, tels que le matériau constituant le pieu, dans notre cas c'est le béton, la façon de l'installation du pieu dans le sol, la longueur du pieu, ses dimensions transversales caractérisées par son diamètre dans le cas de notre étude, et les résistances aux échéances caractéristiques dans le cas où le pieu est constitué par le béton ; il comporte ensuite la procédure à suivre lors du chargement, et qui se fait selon la norme **NF P 94-150**, et enfin on trouve aussi dans ce rapport les résultats de chargement sous forme des courbes figurées en annexes de ce rapport.

### 2.2.2. Résultats de l'étude géotechnique

Les résultats des essais géotechniques sont collectés dans un rapport de l'étude géotechnique établi par divers laboratoires en Algérie. Les résultats les plus importants qui nous intéressent dans notre étude sont les essais in-situ tels que les sondages carottés, l'essai pressiométrique ou à pénétration statique, et quelques résultats d'essais au laboratoire tels que l'analyse granulométrique, les essais mécaniques, les analyses chimiques...etc.

### 2.2.3 Fiche synthétique

Une fois collectées, ces données seront ensuite saisies dans des fiches synthétiques, dont un modèle est donné en annexe. Chaque fiche synthétique pour chaque pieu contient les informations suivantes :

- **Données sur le projet:** on résume dans ce point des informations sur la localisation du projet, et la nature du projet qui sera réalisé après l'établissement de l'essai de chargement;
- **Données sur le site:** dans ce point, on résume les données concernant la nature du sol du site du projet, la présence ou non de la nappe phréatique, et on note aussi les principaux essais géotechniques effectués plus particulièrement les essais in-situ tels que l'essai de pressiomètre de Ménard PMT, l'essai de la pénétration statique CPT, l'essai de la pénétration dynamique DPT, l'essai de la pénétration standard SPT, et les sondages carottés;
- **Données sur le pieu:** cette partie contient des informations sur les caractéristiques du pieu d'essai telles que la géométrie du pieu (forme de la section, diamètre, longueur...), le matériau constituant le pieu et ses caractéristiques, le mode d'installation, et éventuellement l'instrumentation du pieu par des jauges ou comparateurs et capteurs des déplacements, et extensomètres;
- **Données sur le chargement:** on note ici, la nature de chargement, monocyclique ou à plusieurs cycles, et on indique aussi dans cette partie la charge nominale et maximale appliquées, et les différents points de chargement – enfoncement en tête du pieu;
- **Interprétation de l'essai:** consiste à évaluer la pente initiale de la courbe de chargement et la charge limite  $Q_L$ , obtenus par l'ajustement hyperbolique au sens des moindres carrés.

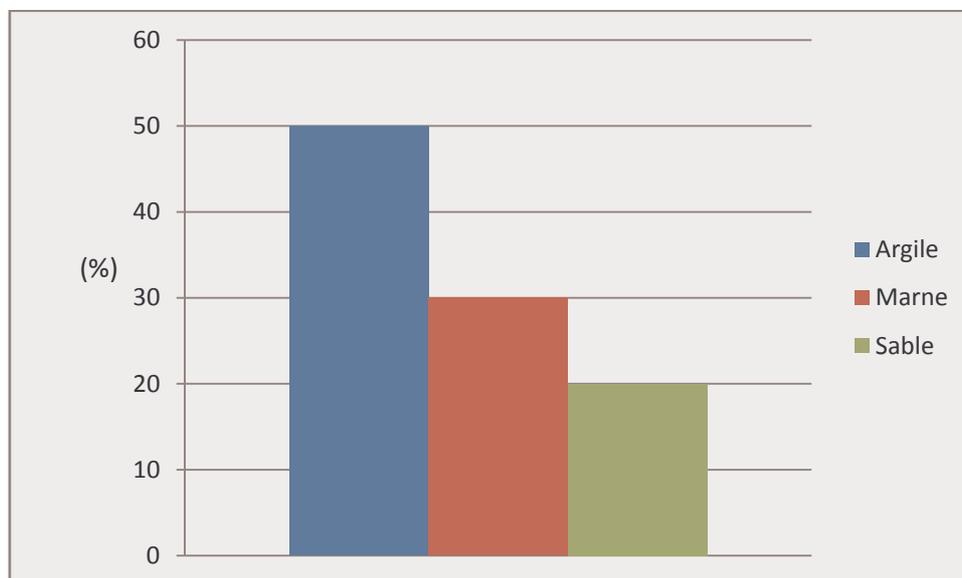
### 2.2.4. Etude statistique de la base de données

La statistique est un outil scientifique qui permet d'étudier un nombre important de données, et d'en déduire certaines caractéristiques géotechniques exploitables par la suite dans l'analyse d'un phénomène géotechnique donné.

Pour cette raison qu'une étude statistique a été menée sur la base de données pour mieux illustrer les données nécessaires à l'interprétation et à l'évaluation de certains paramètres indisponibles au calcul des pieux.

**- Nature de sol:**

Plus de 80% des couches des sols traversés par les pieux sont de natures argileuse et marneuse et le reste est de nature sableuse. La figure 2.1 illustre le pourcentage des différentes natures des sols de la base de données.



**Figure 2.1 :** distribution en pourcentage selon la nature des sols

**- Mode d'installation des pieux:**

La totalité des pieux faisant partie de notre base de données sont installés dans le sol par la technique du forage à la boue.

**- Matériaux des pieux:**

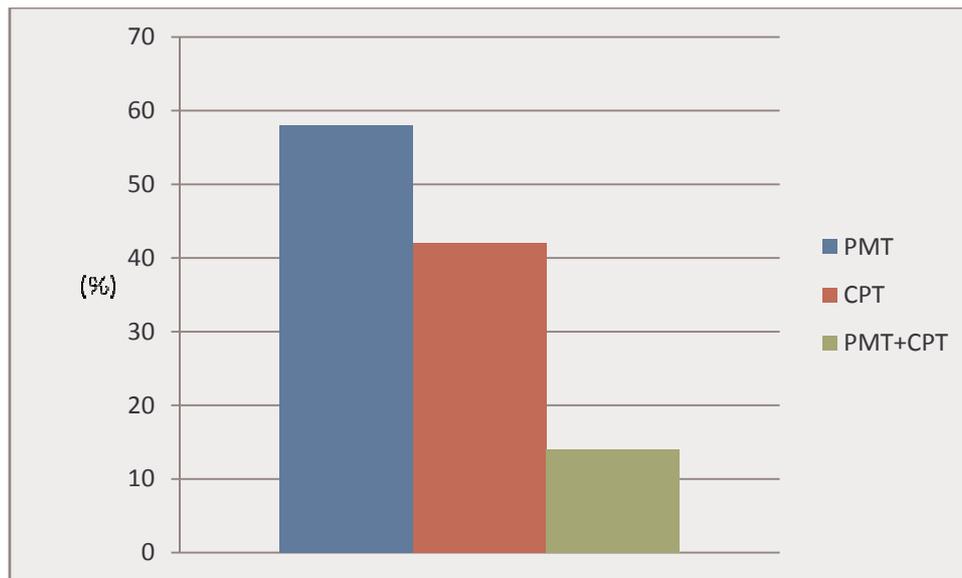
Tous les pieux faisant objet dans notre étude sont des pieux en béton, coulés par le tube plongeur.

**- Forme de la section:**

La forme qui permet un forage de puits du pieu et un bétonnage simples des pieux en Algérie est la forme circulaire. C'est pour cette raison que tous les pieux qui ont été sujet de l'essai de chargement sont de forme circulaire.

**- Les essais in-situ:**

Plus de 42% des essais in situ était à la base de CPT, et le reste, plus de 57%, ont été réalisé avec le PMT, avec 14% de des projets avec les deux types d'essais PMT et CPT simultanément.



**Figure 2.2 :** distribution en pourcentage selon le type de l'essai in-situ

En résumé, la base de données qu'on va analyser est constituée par des essais sur des pieux en béton circulaire foré dans le sable et l'argile.

Et avant de passer à l'interprétation et l'analyse des essais de chargement statique des pieux, on rappelle la procédure suivant laquelle se fait cet essai.

### 2.2.5 Essai de chargement statique des pieux:

L'essai statique de pieu a pour but de contrôler et de préciser les conclusions de l'étude géotechnique préalable et en particulier la valeur de la charge limite de service.

La méthode d'essai consiste à appliquer des charges sur la tête de pieu suivant un programme bien déterminé et à mesurer les déplacements correspondants de la tête.

Si le chargement est poussé suffisamment loin, on obtient les caractéristiques suivantes :

- \* Charge limite  $Q_L$  soit la charge maximale que peut supporter le pieu.
- \* Charge de fluage  $Q_F$  soit la charge au-delà de laquelle la stabilisation n'est plus assurée.
- \* Déplacement total  $S_T$ .
- \* Déplacement permanent  $S_N$  après déchargement complet.

La mise en charge progressive du pieu se réalise par l'intermédiaire d'un vérin de charge et de section connues.

Quatre capteurs de déplacements munis de supports magnétiques se fixent sur la tête du pieu préalablement équipée pour les recevoir.

Reposant sur une base fixe totalement indépendante du pieu, les quatre capteurs au 1/100 de mm mesurent les déplacements verticaux du pieu en cours de chargement.

Au cours de l'essai, un appareil topographique de nivellement est installé pour vérifier la stabilité de la base fixe sur laquelle reposent les capteurs.

Le programme de chargement et déchargement pour les deux types d'essai, que ce soit pour un pieu d'essai ou un pieu de service, est illustré par la figure 2.03.

### 2.3. Interprétation des résultats de la base de données

Comme on a signalé au début de ce chapitre, la base de données est constituée par des essais de chargement des pieux d'une part, et d'autre part par des essais in-situ donnant les caractéristiques géotechniques du site dans lequel l'essai de chargement est fait.

L'interprétation des résultats des essais de la base de données consiste donc à évaluer la capacité portante à partir des essais de chargement par le biais de plusieurs méthodes qu'on trouve dans la littérature, puis de recouper les résultats et de choisir la méthode la plus efficace. Il y a lieu de signaler qu'il y a d'autres méthodes, permettant d'évaluer la capacité portante, celles qui permet d'exploiter les résultats des essais in-situ telles que la méthode préssiométrique et la méthode pénétrométrique. Cependant les méthodes basées sur les résultats des essais de chargement des pieux sont considérées comme une référence pour toute corrélation avec d'autres méthodes tant en capacité portante du pieu que son tassement.

#### 2.3.1. Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement

En analysant les courbes de chargement expérimental des pieux, on remarque toujours qu'elles présentent une non-linéarité prononcée de la relation charge verticale-enfoncement en tête du pieu. Ces Courbes ont une relation linéaire au début c'est-à-dire pour les petits déplacements, puis la courbe tend vers un asymptote lorsque les déplacements tendent vers l'infini c'est-à-dire pour les grands déplacements. On peut résumer ces deux aspects par la loi hyperbolique suivante :

$$Q = \frac{V_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{V_0}{Q_l}}$$

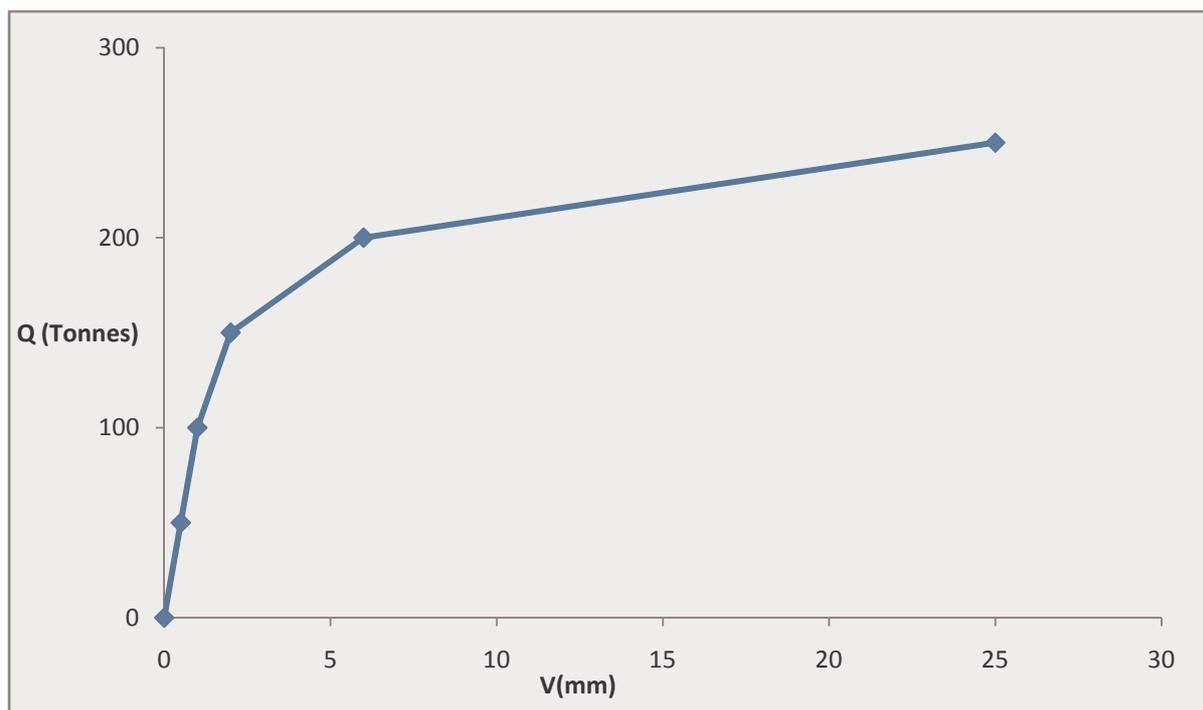
$\alpha$  est la pente initiale de courbe de chargement  $Q-V_0$ , elle permet d'estimer les petits déplacements. En effet, lorsque  $V_0$  tend vers 0, l'équation devient sous la forme linéaire suivante :  $Q = \alpha.V_0$ .

$Q_l$  charge verticale limite ou capacité portante verticale limite, qui correspond aux grands déplacements.

Pour obtenir ces deux paramètres, pente initiale et charge limite, à partir de la courbe de chargement, on utilise la méthode d'ajustement au sens de moindres carrés avec bien entendu le contrôle de la qualité d'ajustement par le biais du coefficient de régression **R**.

À titre d'exemple, on présente ici les détails d'interprétation de l'essai de chargement d'un pieu circulaire de 1.2 m diamètre et 18.0 m de profondeur, fiché dans un site situé à la nouvelle aérogare d'Alger (1989).

L'essai de chargement a donné les résultats suivants en terme de charge-enfoncement :

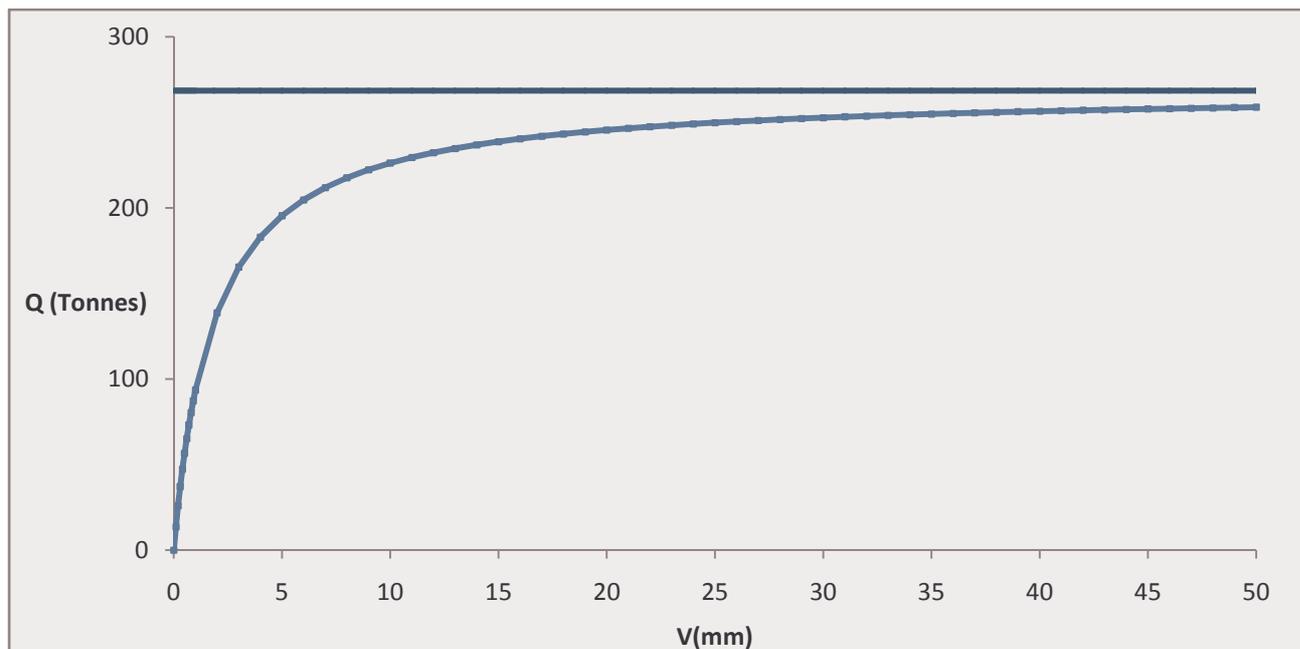


**Figure 2.3** : courbe de chargement du pieu à la nouvelle aérogare d'Alger D=18m et B=1.20m

L'ajustement hyperbolique au sens de moindres carrés en utilisant l'utilitaire **HYPER** a donné une pente initiale  $\alpha$  de l'ordre de 1434.67 kN/mm, une charge limite  $Q_l = 2685$  kN (268,5 tonne) et un coefficient de corrélation  $R = 99.97\%$ . Donc on peut écrire la charge appliquée en fonction du tassement du pieu sous la forme suivante:

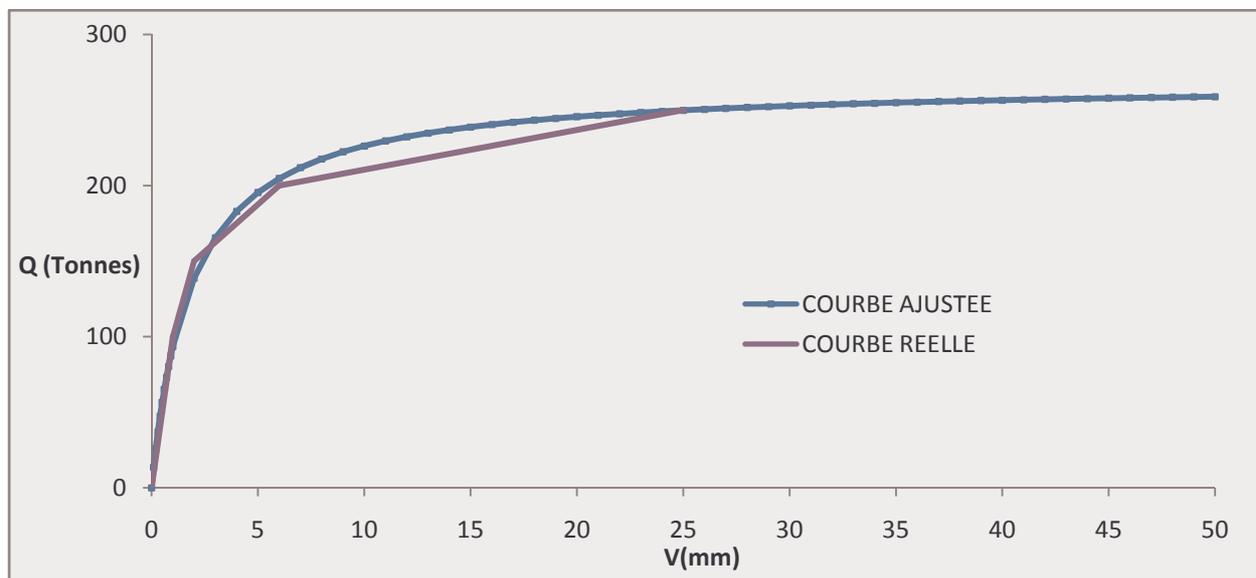
$$Q = \frac{V_0}{\frac{1}{1435} + \frac{V_0}{2685}}$$

Et on peut aussi représenter cette équation par la courbe d'ajustement illustrée dans la figure 2.4 :



**Figure 2.4:** Courbe d'ajustement d'essai de chargement avec  $\alpha=1434,67$  t/mm et  $Q_f=268$  tonnes

Pour illustrer l'importance de cette méthode d'ajustement, on porte les deux courbes, celui de chargement réel du pieu et celui d'ajustement, sur le même graphique (voir la figure 2.05).



**Figure 2.5 :** Courbes de chargement et d'ajustement du pieu réalisé dans la nouvelle aérogare d'Alger  
D=18m et B=1.20m

On remarque qu'il y a une bonne corrélation entre les résultats de chargement réel du pieu et ceux issus de l'ajustement au sens de moindres carrés des résultats de chargement et

notamment dans le domaine de petits déplacements, ce qui correspond à un coefficient de corrélation  $R=99.97\%$ .

Il y a lieu de signaler que l'essai de chargement qu'on vient d'analyser a été fait selon un seul cycle, il s'agit d'un essai de contrôle; Dans le cas où l'essai de chargement comporte deux cycles, ce sont les points du premier cycle à introduire dans le programme d'ajustement. Cependant, et comme on a signalé dans la partie bibliographique, pour la détermination de la charge critique (charge de fluage), où on tient compte des pentes des cinq derniers paliers du deuxième cycle, et les pentes des cinq points du premier cycle. À partir de cette idée, nous avons procédé de deux manières d'ajustement différentes:

- La première en ne tenant compte que les cinq premiers points du premier cycle;
- La seconde basée sur l'introduction de dix points dans l'ajustement, cinq points sont ceux de premier cycle, auxquelles s'ajoutent les cinq derniers points du deuxième cycle, mais tout en prenant en considération le tassement résiduel du premier cycle.

Prenant un exemple de chargement comportant deux cycles de chargement-déchargement, et on l'applique les deux méthodes précédentes.

Il s'agit d'un pieu circulaire de 1.2m de diamètre et de 23m de longueur du projet OA. 49 réalisé dans le cadre de la deuxième rocade d'Alger (2008). Les résultats de des deux cycles sont illustrés dans le tableau 2.01 et le graphe 2.06 suivants :

Tableau 2.1 : Résultats de l'essai de chargement du pieu installé dans le projet OA. 49 de la deuxième rocade d'Alger.

Charge (t)	70	140	210	280	350	400	450	500
Enfoncement (mm)	0.22	0.57	1.04	1.49	2.42	4.05	5.263	6.23

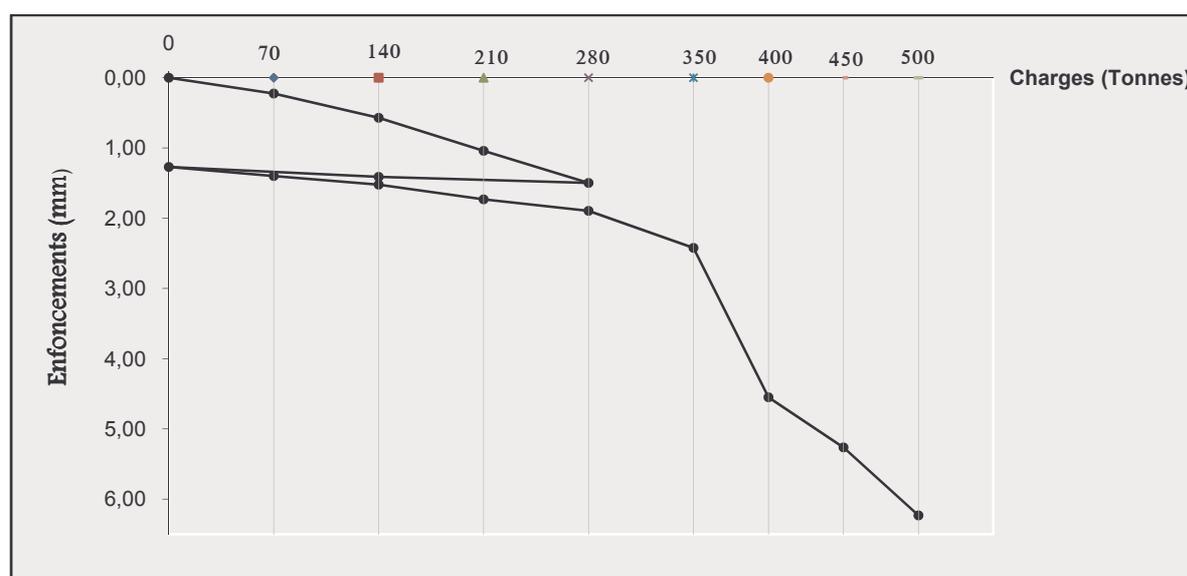


Figure 2.6: Courbe de chargement en 02 cycles du projet OA. 49 de la deuxième rocade d'Alger.

L'ajustement par l'introduction de 04 premiers points, ceux de premier cycle, a donné les résultats suivant :

$$\alpha=3440 \text{ kN /mm}, Q_L= 6800\text{kN} \text{ et } R= 97.42\%$$

Et l'ajustement par l'introduction de 08 points, 04 de premier cycle et le reste de deuxième cycle a fournit les résultats suivants:

$$\alpha=3223.77 \text{ kN /mm } Q_L= 6200\text{kN} \text{ et } R= 99.23\%$$

On remarque que la corrélation des résultats réel et ceux issus de l'ajustement pour la deuxième méthode est meilleure que celle de la première méthode, cela d'une part ; et d'autre part, on verra par la suite qu'il y a d'autres méthodes d'estimation de la capacité portante à partir des essais de chargement, donnant généralement des résultats proches de ceux de la deuxième méthode.

### 2.3.2 Analyse qualitative des courbes adimensionnelles de chargement

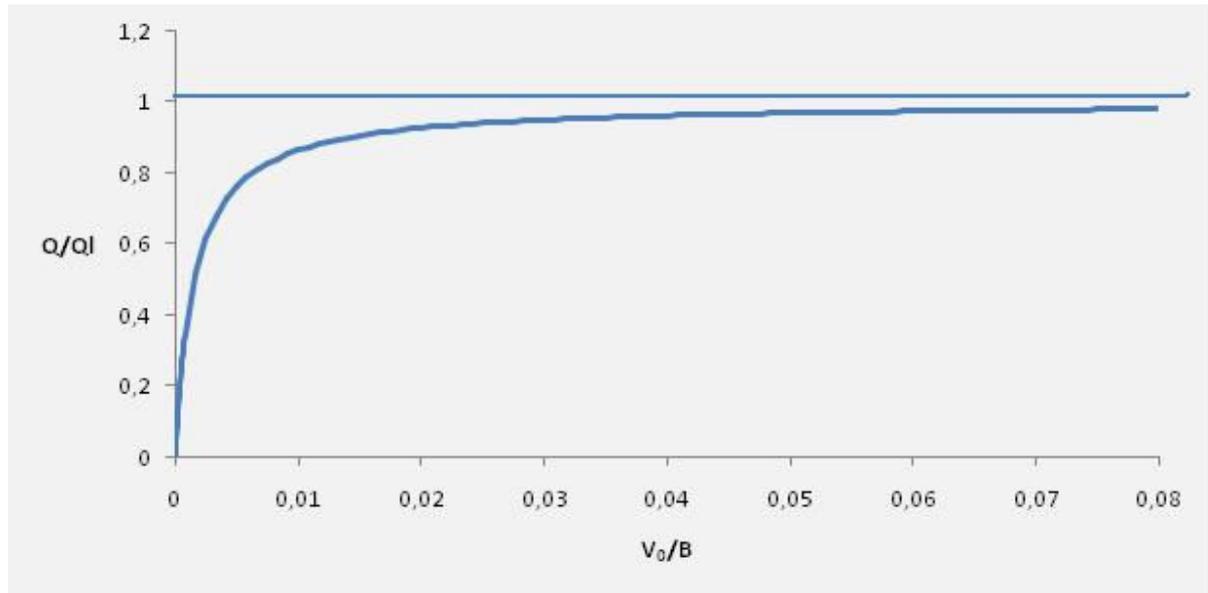
De la même manière que l'exemple présenté qui illustre le principe de l'ajustement au sens de moindres carrées, tous les résultats ont été traités de manière à avoir une pente initiale  $\alpha$ , une charge limite  $Q_L$  et un coefficient de corrélation  $R$ , et donc une courbe ajustée selon la

formule citée plus haut: 
$$Q = \frac{V_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{V_0}{Q_L}}$$

Au nombre de 32 courbes ajustés, on a constitué une courbe moyenne qu'on aura besoin plus loin dans le reste de notre travail, notamment dans la dernière étape du calcul à rebours.

Cet ensemble de courbe représente aussi une référence dans un avant projet de fondations profondes, mais de préférence sous forme d'une courbe adimensionnelle, et cela en portant en ordonnées les valeurs de  $Q/Q_L$ , c'est le niveau d chargement, et en abscisses le rapport du tassement au diamètre du pieu en %.

Prenant l'exemple précédent, et constituant une courbe adimensionnelle de chargement, rappelant que ce pieu a un diamètre de 1.2m et peut supporter une charge limite  $Q_L= 5514 \text{ kN}$ .



**Figure 2.7 :** Exemple d'une courbe adimensionnelle de chargement

En procédant de la même manière pour toutes les courbes de chargement, on a construit l'ensemble des courbes adimensionnelles comme représentées dans la figure 2.07:

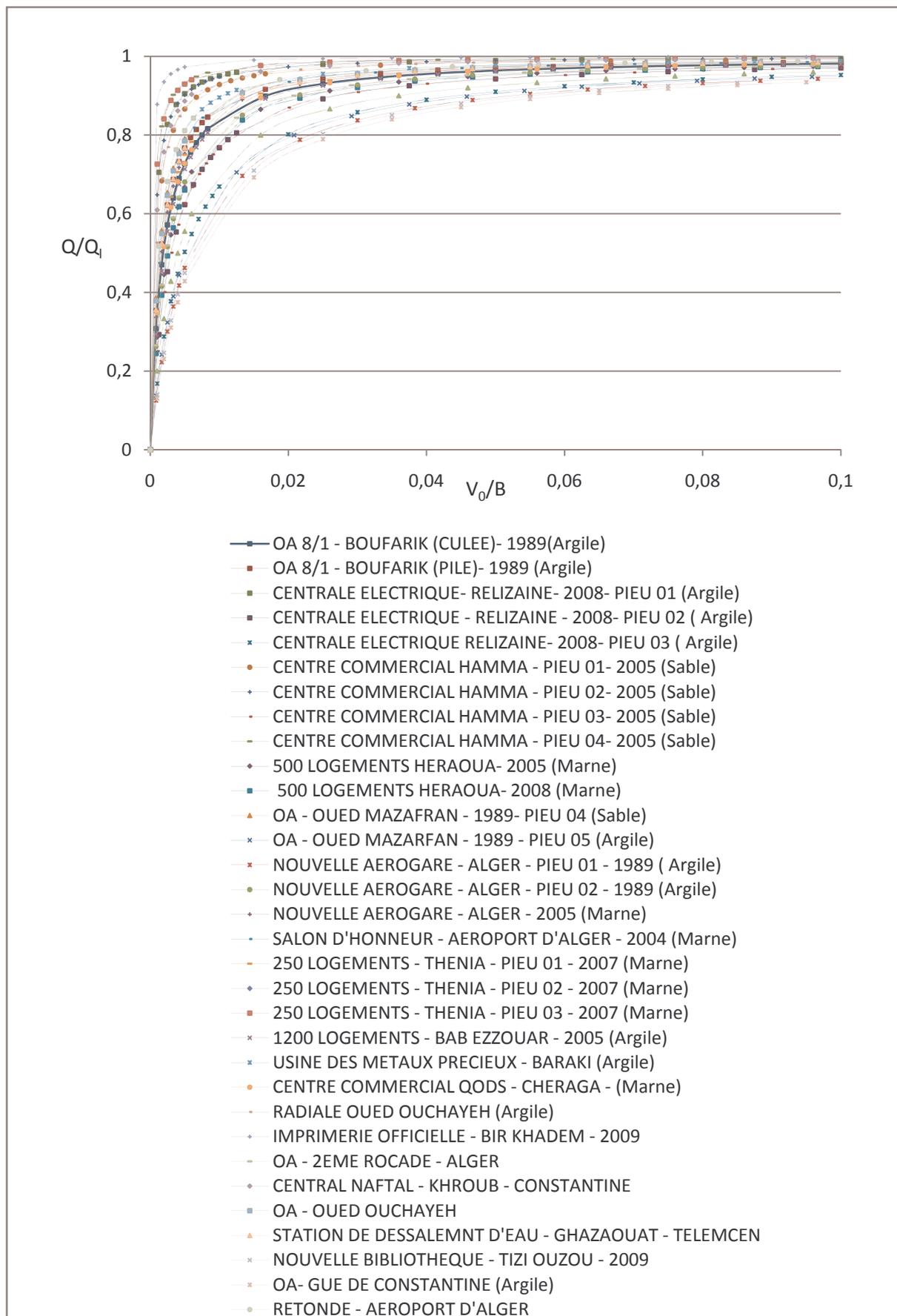
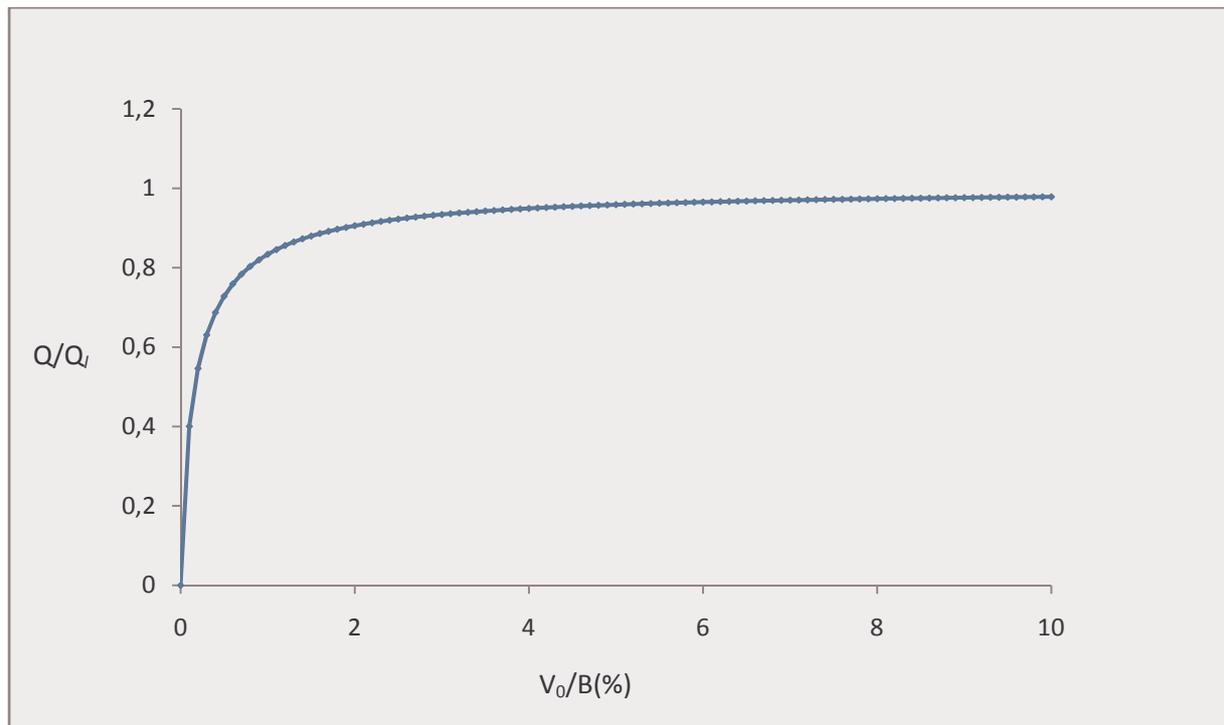


Figure 2.8 : Courbes adimensionnelles de chargement de la base de données.

On remarque que toutes les courbes sont proches pour les très faibles valeur de tassement, puis elles commencent à se diverger, ensuite à se converger lorsque les déformations atteindront les 10% du diamètre, ce qui correspond à la méthode utilisée en pratique, qui dit que la charge limite correspond approximativement à un tassement de l'ordre de 10% du diamètre du pieu.

Essayons maintenant d'estimer à partir de l'ensemble des courbes adimensionnelles, une courbe moyenne et évaluer un écart type de  $Q/Q_l$ , pour chaque valeur de tassement  $V_0/B$ , ce qui permet de déduire un fuseau du tassement.

La figure 2.9 représente la courbe moyenne adimensionnelle déduite de l'ensemble des courbes adimensionnelles de la base de données.

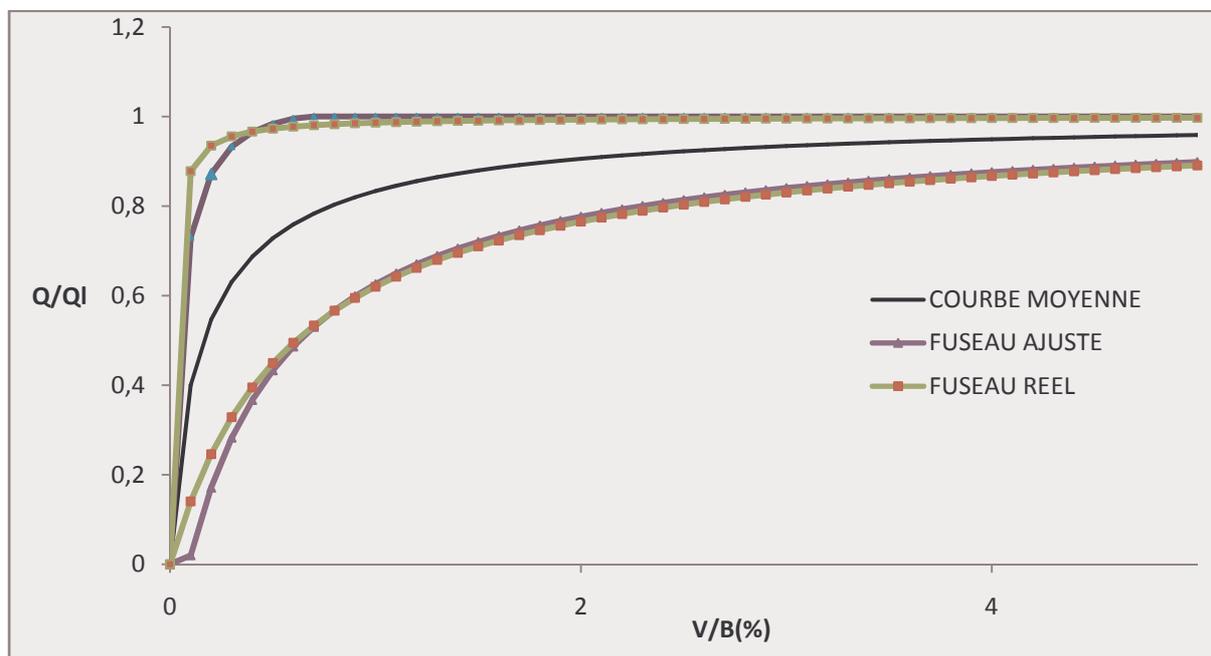


**Figure 2.9 :** Courbe représentant la moyenne du tassement des pieux calculée à partir de la base de données (courbes adimensionnelles)

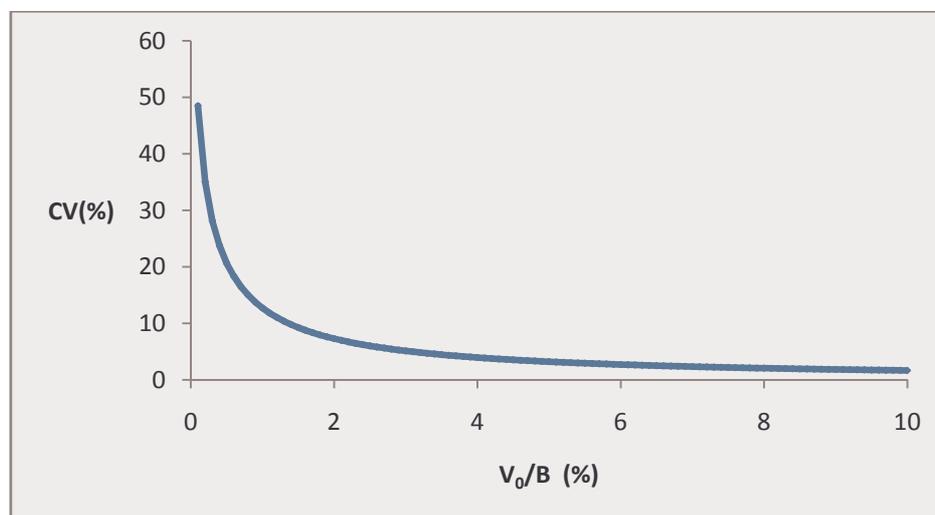
Pour plus de précision, la variation du tassement de part et d'autre de la moyenne donne une idée sur la dispersion des résultats de calcul et permet, en tenant compte de la valeur de l'écart type pour chaque valeur de  $V_0/B$ , de connaître la variation du tassement pour un rapport de chargement  $Q/Q_l$  donné et vice versa.

La meilleure façon pour présenter la variation du tassement pour une charge donnée, ou les valeurs possibles des charges qui peuvent causer un tassement donné c'est de construire en plus d'une courbe moyenne, un fuseau du tassement, en traçant deux courbes supérieure et inférieure de part et d'autre de la moyenne par le biais de la valeur de l'écart type des  $Q/Q_l$  calculée avec la moyenne pour chaque valeur de  $V_0/B$ .

La figure 2.10 représente la courbe moyenne et les fuseaux réel et ajusté calculés toujours à partir de notre base de données des courbes adimensionnelles de chargement des pieux en Algérie.



**Figure 2.10 :** Courbe représentant la courbe moyenne et les fuseaux réel et ajusté des tassements des pieux calculés à partir de la base de données (courbes adimensionnelles).



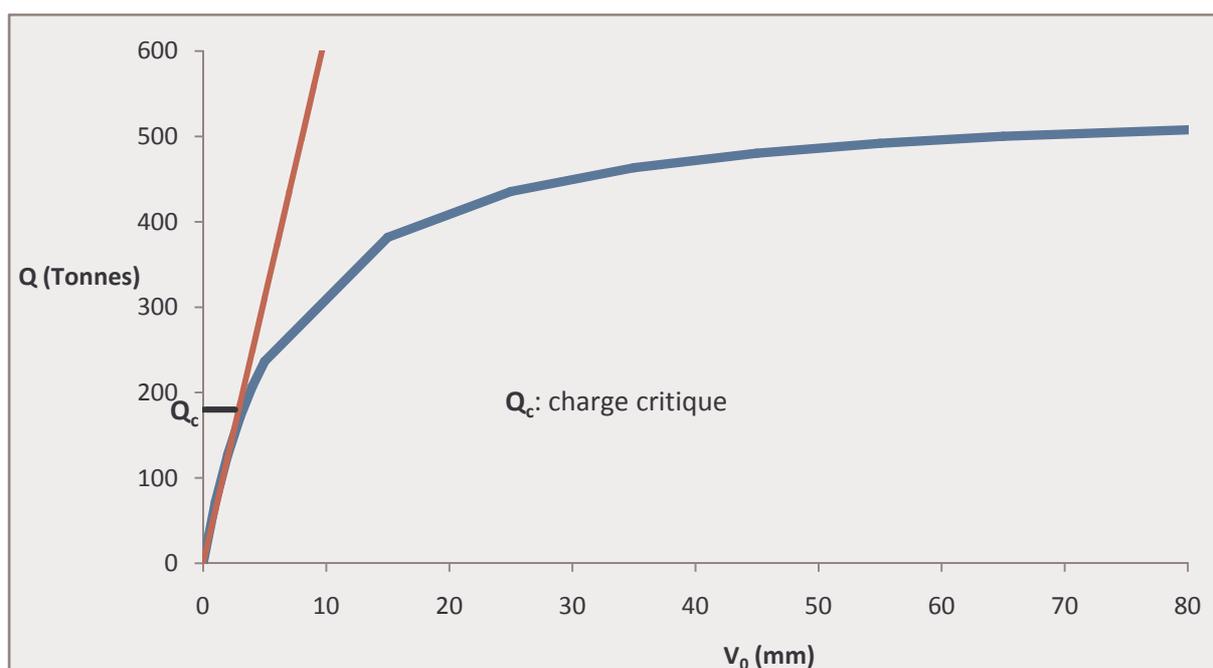
**Figure 2.11 :** Variation du coefficient de variation CV en fonction du rapport  $V_0/B$

À partir de la figure 2.10, on remarque que plus la charge appliquée est grande, plus la variation du tassement est grande. En effet, pour un pieu de 1m de diamètre par exemple, le tassement varie entre 1.5 à 1.8 mm pour une charge égale à 20% de la charge limite, et entre 1.9 et 2.8mm pour une charge égale à 40% de la charge limite, et devient plus importante lorsque elle dépasse 50% qui correspond pratiquement à la charge critique  $Q_c$ .

La figure 2.11 illustre la variation du coefficient de variation CV, défini par le rapport de l'écart type à la moyenne pour une valeur  $V_0/B$  fixe. On remarque qu'il est grand pour des valeurs de  $V_0/B$  inférieures à 0,2 %, il est supérieur à 30%, et compris entre 10% et 30% lorsque  $V_0/B$  varie de 0,2 à 1,3%, puis il devient inférieur à 10% pour des valeurs de  $V_0/B$  plus grand que 1,3%.

Quant' à la charge de fluage, on cite deux méthodes les plus utilisées pour sa détermination, la première citée dans la partie bibliographique, elle consiste à évaluer la pente pour chaque palier de chargement à partir de la courbe de stabilisation, puis de déterminer la charge, c'est la charge de fluage, qui correspond à l'intersection de deux droites, considérées comme deux courbes de tangence de deux ensembles de points, chaque point représente la pente déterminée précédemment en fonction de la charge correspondante. Et la deuxième méthode consiste à l'évaluer à partir de la courbe de chargement, la valeur de la charge correspondant à la fin de la partie linéaire, le domaine d'élasticité, de la courbe de chargement.

La figure 2.12 présente la détermination de la charge critique pour l'exemple cité en haut, celui de l'essai de chargement d'OA 0/1B Gue de Constantine.



**Figure 2.12:** Méthode de la détermination de la charge critique pour le projet OA 0/1B

### 2.3.3. Tassement de référence:

La figure précédente représente la courbe de chargement, c'est-à-dire la variation de la charge verticale appliquée sur la tête du pieu en fonction de l'enfoncement de la tête du pieu. Cette courbe commence toujours par une partie linéaire qui correspond à la phase disons élastique de l'interface pieu/sol, suivie généralement par la phase plastique qui se termine par une asymptote dont le début correspond à la charge limite  $Q_l$ . La fin de la phase élastique, qui est caractérisée par une pente  $\alpha$ , et le début de la phase plastique représente comme on a

signalé la charge de fluage. C'est la charge au de-là de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est plus assurée, et le pieu commence à s'enfoncer avec une vitesse qui peut compromettre le bon fonctionnement de l'ouvrage.

On peut simplifier la courbe de chargement, dont l'équation de Q en fonction de  $V_0$  a la forme suivante :  $Q = \frac{V_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{V_0}{Q_l}}$ , à deux segments de droites la première est le prolongement de la partie

droite de la courbe de chargement, et la seconde c'est l'asymptote de la courbe de chargement quand Q tend vers la charge limite  $Q_l$ . Leur point d'intersection représente donc la fin de la phase de petits déplacements ou la phase élastique et le début de la phase de grands déplacements ou la phase plastique, ce point est représenté par une charge limite  $Q_l$  et un tassement de référence  $V_R = Q_l/\alpha$  où  $\alpha$  est la pente de la première droite.

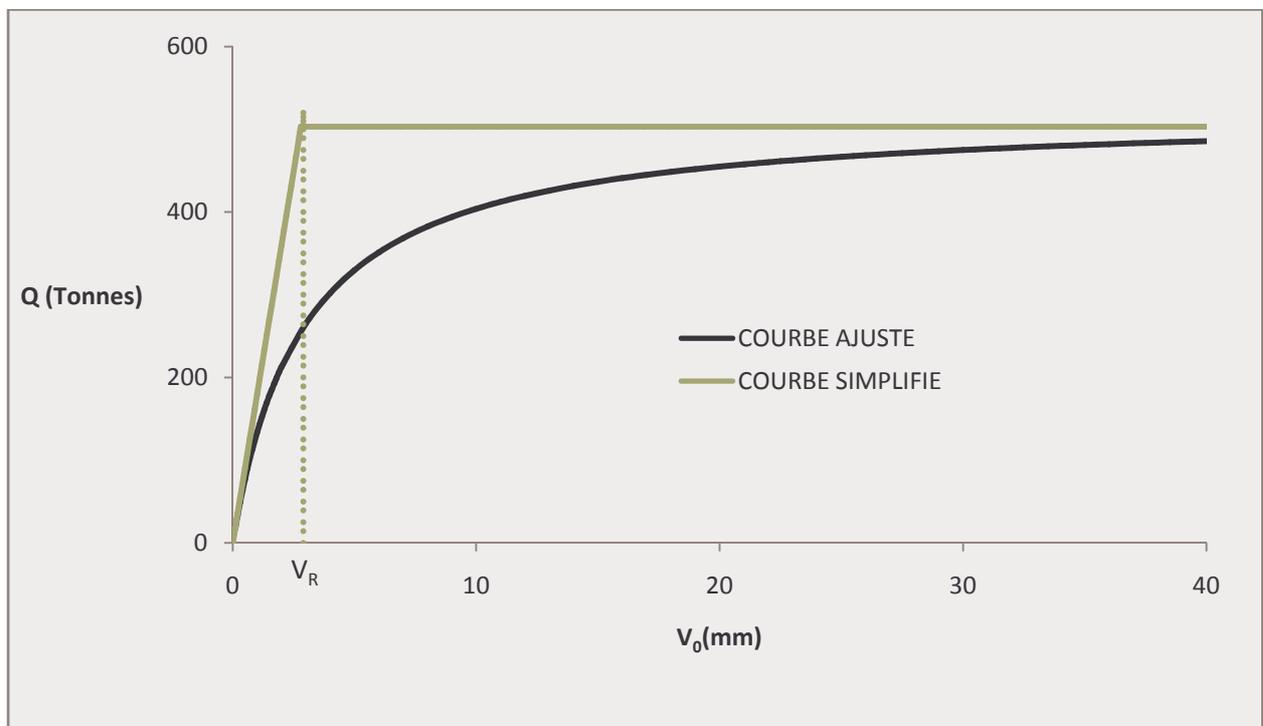


Figure 2.13: Courbe simplifiée et courbe d'ajustement.

Faisant la même chose avec toutes les courbes de chargement, et en rassemblant les résultats sous formes de courbes simplifiées, puis on calcule une courbe moyenne des courbes simplifiées, on aboutit à la courbe moyenne calculée précédemment, mais cette fois n'est pas sous sa forme hyperbolique mais sous forme bilinéaire simplifié.

Faisant quelques simplifications sur l'équation de la courbe hyperbolique:  $Q = \frac{V_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{V_0}{Q_l}}$

En divisant les deux membres de l'équation par  $Q_l$ , on obtient:

$$\frac{Q}{Q_l} = \frac{V_0}{\frac{Q_l}{\alpha} + V_0}$$

$\frac{Q}{Q_l}$  représente comme on l'a dit précédemment le niveau de chargement, et  $\frac{Q_l}{\alpha}$  le tassement de référence  $V_R$

L'équation précédente devient :

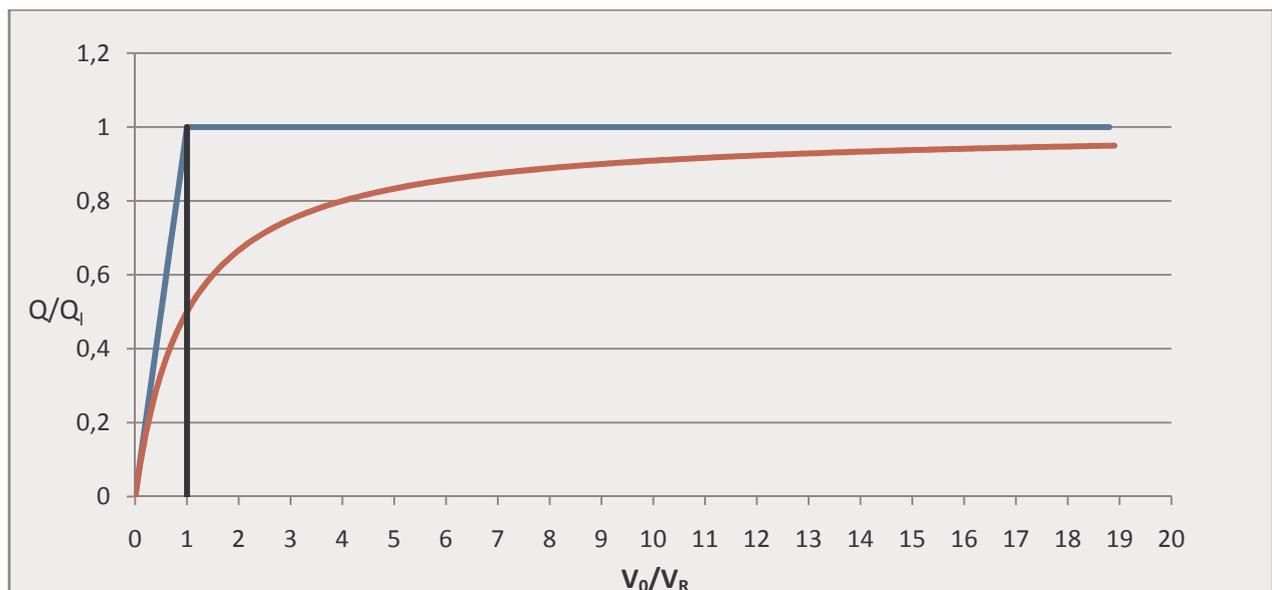
$$\frac{Q}{Q_l} = \frac{V_0}{V_R + V_0}$$

En divisant le deuxième membre de la dernière équation par  $V_R$ , on obtient :

$$\frac{Q}{Q_l} = \frac{(V_0/V_R)}{(V_R/V_R) + (V_0/V_R)}$$

Et on aura en fin l'équation exprimant la variation du niveau de chargement  $\frac{Q}{Q_l}$  en fonction

du tassement normalisé  $V_0/V_R$  :  $\frac{Q}{Q_l} = \frac{(V_0/V_R)}{1 + (V_0/V_R)}$



**Figure 2.14 :** Variation de  $Q/Q_l$  en fonction du tassement normalisé  $V_0/V_R$

La figure 2.14 est la représentation de la variation du niveau de chargement  $Q/Q_l$  en fonction du tassement normalisé  $V_0/V_R$  sous formes hyperbolique et linéaire, et on constate que le tassement de référence correspond plutôt à  $Q_l$  sur la courbe simplifiée et à  $Q_l/2$  sur la courbe hyperbolique, ce qui correspond généralement à la charge critique  $Q_c$ .

### 2.3.4 Autres méthodes d'interprétation de la capacité portante à partir des essais de chargement

Le pieu d'essai étant simplement instrumenté par des comparateurs pour la mesure du tassement dû à la charge appliquée, l'analyse séparée de la résistance en pointe et du frottement latéral est non permise. Cependant, on peut interpréter graphiquement la courbe de chargement obtenue pour une estimation globale de la capacité portante.

Il y a plusieurs méthodes d'estimation de l'effort vertical limite, dont les plus courantes sont les suivantes:

#### 1- Méthode de lissage hyperbolique (Duncan et Chang) 1970:

Cette méthode exposée précédemment, méthode d'ajustement hyperbolique, consiste à exprimer le tassement du pieu  $V_0$  en fonction de la charge appliquée par l'équation suivante:

$$Q = \frac{V_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{V_0}{Q_L}}$$

L'avantage de cette méthode, ce qui la qualifié comme la méthode la plus utilisée pour l'estimation globale de la capacité portante, c'est quelle vérifie deux conditions principales:

- Pour les petits déplacements,  $\frac{V_0}{Q_L}$  tend vers 0, et l'équation devient linéaire  $Q = \alpha \cdot V_0$
- Pour les grands déplacements, théoriquement quand  $V_0$  tend vers l'infini, et en divisant le deuxième membre de l'équation par  $V_0$ ,  $\frac{1}{\alpha \cdot V_0}$  tend vers 0, et l'équation devient  $Q = Q_L$ .

Cette méthode a été utilisée pour l'analyse et l'interprétation de la capacité portante des essais de chargement faisant partie de notre base de données.

#### 2- Critère de la tangente (Butler et Hoy) 1977 :

Cette méthode consiste aux étapes suivantes:

- Tracer la tangente à la courbe à son origine,
- Tracer une autre tangente à la courbe dont la pente égale à 7 kN/mm;
- La capacité portante  $Q_L$  est la charge correspond au point d'intersection de deux tangentes.

La figure 2.15 présente les détails de cette méthode.

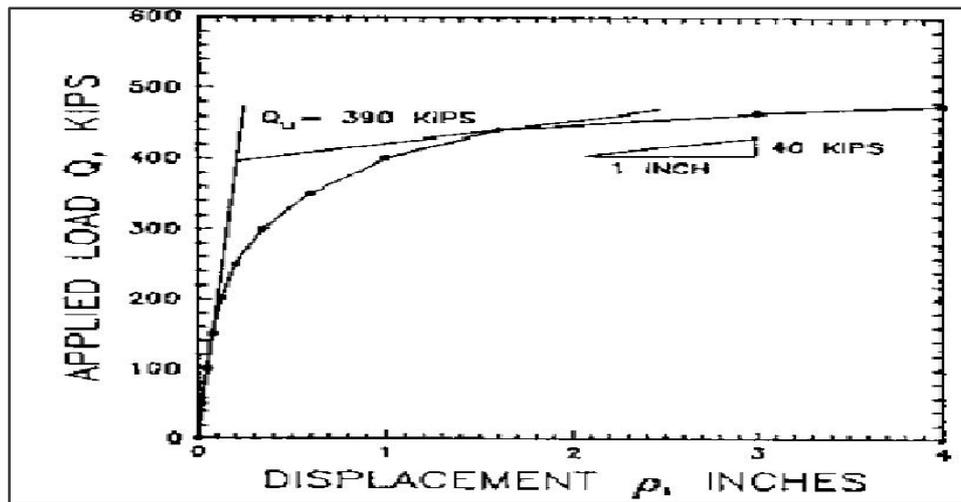


Figure 2.15 : Estimation de la capacité portante selon la méthode de la tangente (Butler et Hoy)

3- Critère de 80 % (Hansen) 1963:

Les étapes permettant d'estimer de la capacité portante sont :

- à partir des résultats de chargement, tracer une nouvelle courbe de la variation de  $\frac{\sqrt{V_0}}{Q}$  en fonction de  $V_0$ ;
- ajuster l'allure linéaire obtenue par une droite (droite de tendance) dont l'équation est:

$$\frac{\sqrt{V_0}}{Q} = a + b V_0$$

- la charge limite est évaluée par  $Q_L = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{a \cdot b}}$

Ces étapes sont résumées dans la figure 2.16.

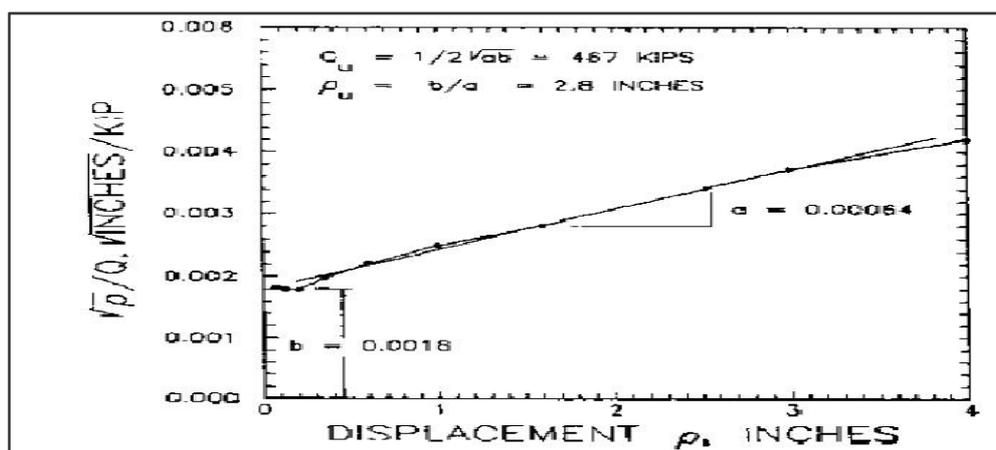


Figure 2.16 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de 80 % (Hansen) 1963

4- Critère de 90 % (Hansen) 1963:

C'est le deuxième critère de Hansen et consiste aux étapes suivantes:

- Calculer  $0.9 Q$  pour chaque valeur de  $Q$  ;
- Trouver  $V_0 (0.9Q)$  à partir de la courbe de chargement ;
- Calculer  $2.V_0 (0.9Q)$ , puis tracer une nouvelle courbe  $Q- 2.V_0 (0.9Q)$  ;
- L'intersection de cette courbe avec celle  $Q-V_0$  donne la valeur de la charge limite  $Q_L$ .

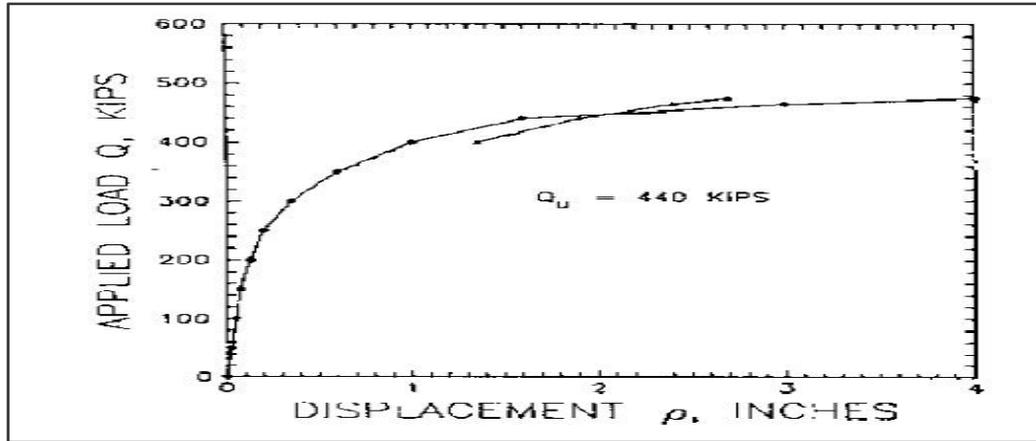


Figure 2.17 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de 90 % (Hansen) 1963

**5- Critère de la valeur limite Davisson (1972):**

Selon cette méthode, la détermination de la capacité portante se fait de la manière suivante:

- Tracer sur la courbe la droite de compression élastique du pieu dont la pente égale à  $\frac{\pi.B^2}{4.L} E_p$  ;
- Tracer une deuxième droite parallèle à la première et passant par le point  $(0.15 + \frac{B}{120}, 0)$  inches;
- L'intersection de cette droite avec la courbe de chargement donne  $Q_L$ .

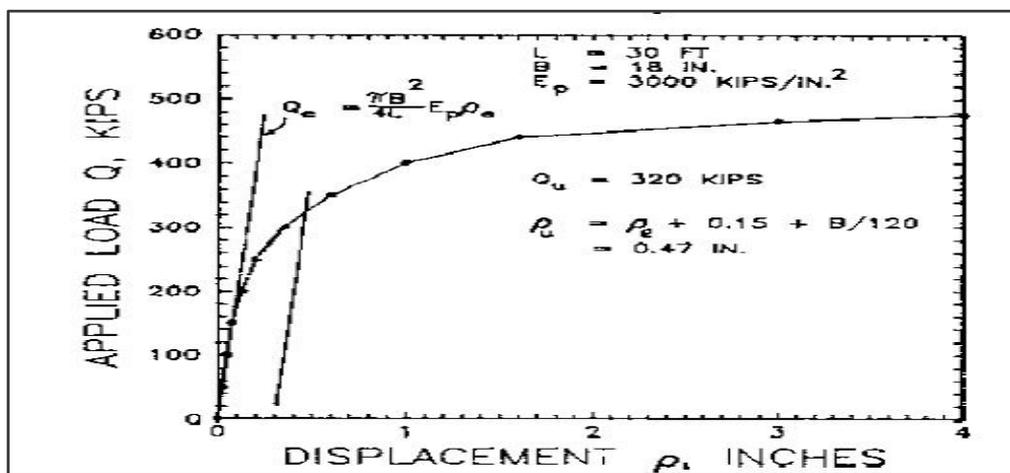


Figure 2.18 : Estimation de la capacité portante selon le Critère de la valeur limite Davisson (1972)

### 6- Critère conventionnel :

Selon ce critère, plus couramment utilisé pour juger la capacité portante des pieux, la charge limite correspond à un tassement en tête du pieu de l'ordre de  $B/10$ .

On applique ces méthodes sur un essai de chargement, puis on fait une comparaison entre les résultats issus de l'application de ces méthodes.

Notre exemple concerne un essai de chargement fait sur un pieu de 1.00 m de diamètre et de 22,00 m de longueur pour le projet de la station de dessalement d'eau à Ghazaouet- Tlemcen.

Les résultats de l'essai de chargement sont représentés par la courbe suivante :

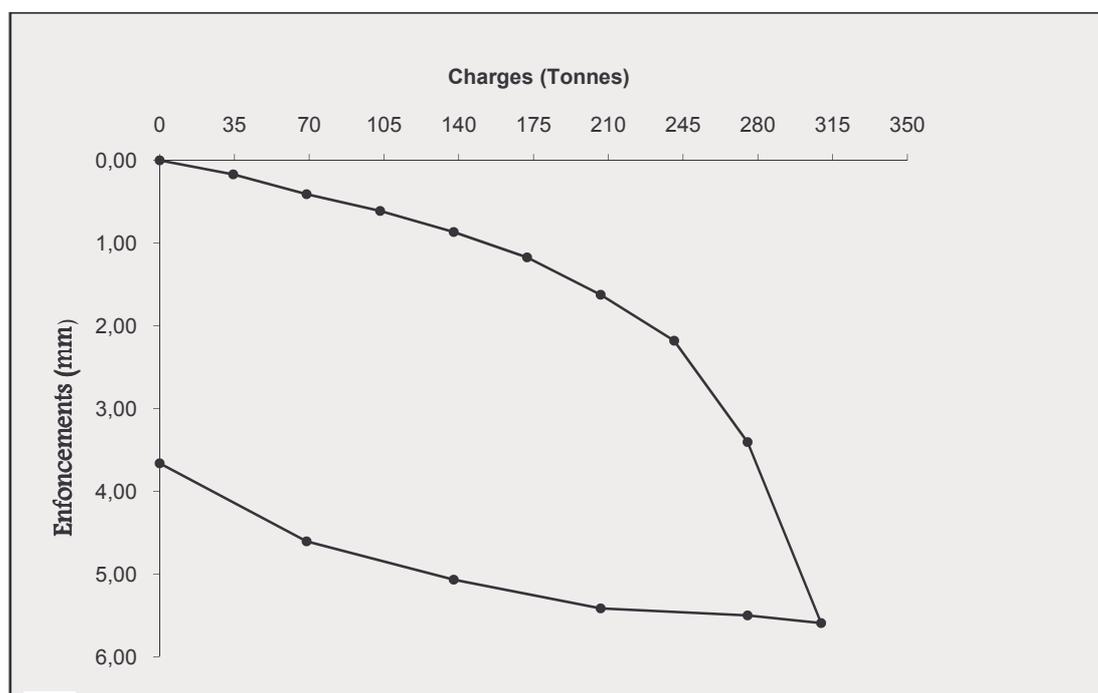
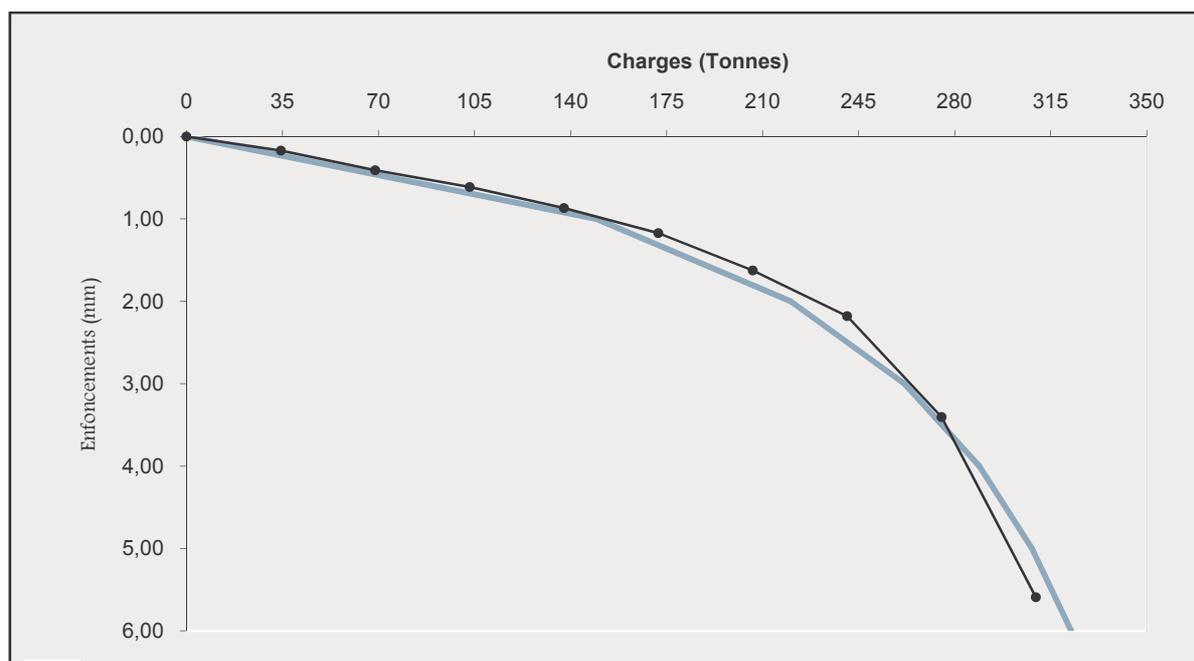


Figure 2.19: Courbe chargement - déchargement sur un pieu  $D=22m$  et  $B=1.00m$  dans un site à Tlemcen

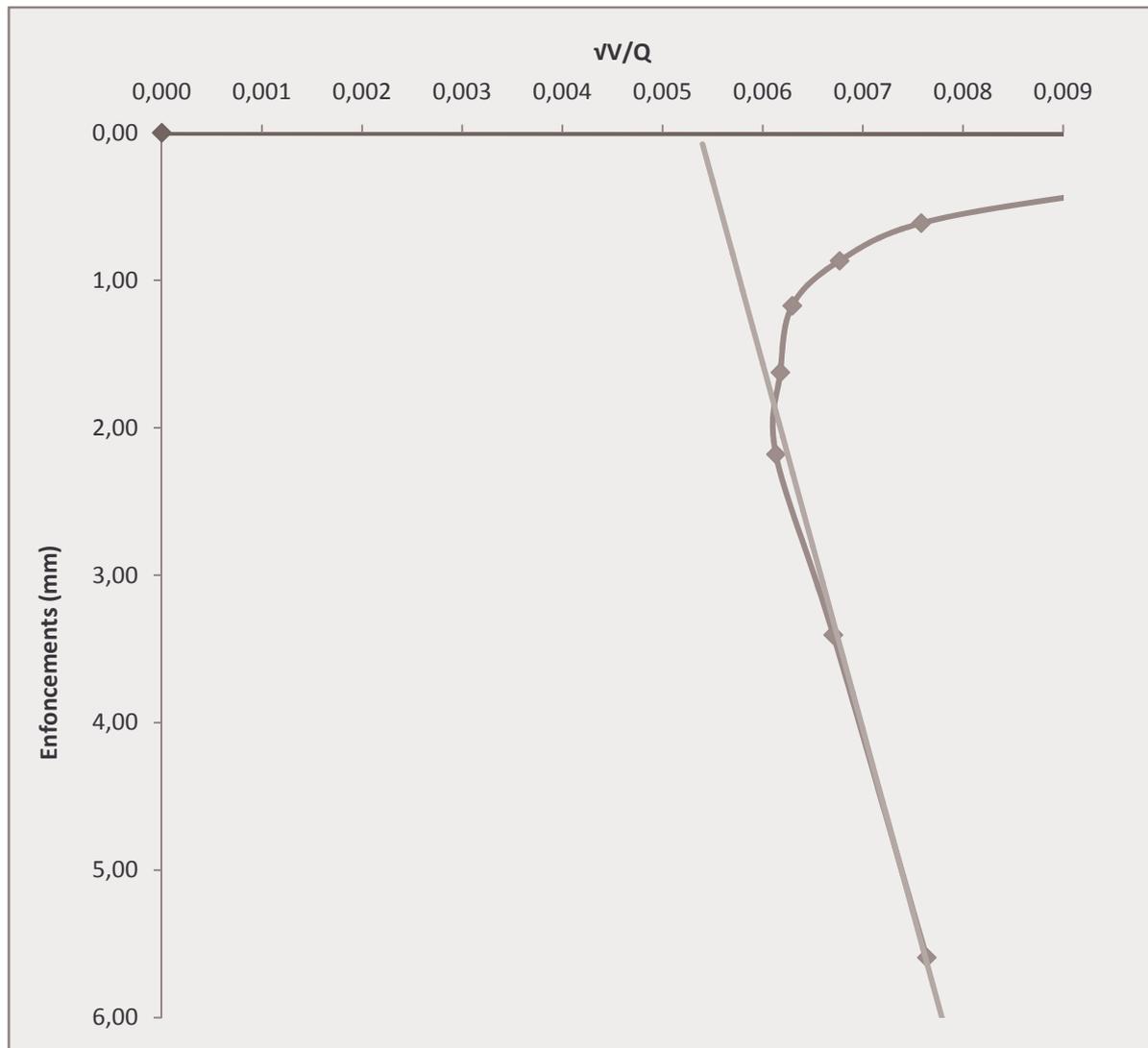
La première méthode de lissage hyperbolique a permis d'évaluer la charge limite à une valeur de 4200 kN. La pente initiale est de l'ordre de 2315.29 kN/mm avec un coefficient de corrélation  $R=99.55\%$ . La figure suivante représente la bonne qualité de corrélation entre les résultats réels et simulés.



**Figure 2.20:** Courbes de chargement réel et simulé selon la méthode de lissage hyperbolique.

Et selon cette méthode aussi, la charge correspondant à un tassement de 100 mm, c'est le dixième du diamètre du pieu, est égale à 4120 kN, d'où on déduit qu'il y a une bonne concordance entre la première et la sixième méthodes.

En appliquant la méthode de Hansen pour notre cas nous donne une charge limite  $Q_L=3400\text{kN}$ , obtenue de la manière suivante (voir la figure suivante):



**Figure 2.21:** Courbe de tendance de la partie linéaire de la courbe  $\sqrt{V}/Q$  en fonction de  $V$ .

La partie linéaire de la courbe  $\sqrt{V}/Q$  en fonction de  $V$  est ajustée par une droite caractérisée par une pente égale à  $b= 0.00040$  et un rapport  $\sqrt{V}/Q$  initial  $a=0.0053$ .

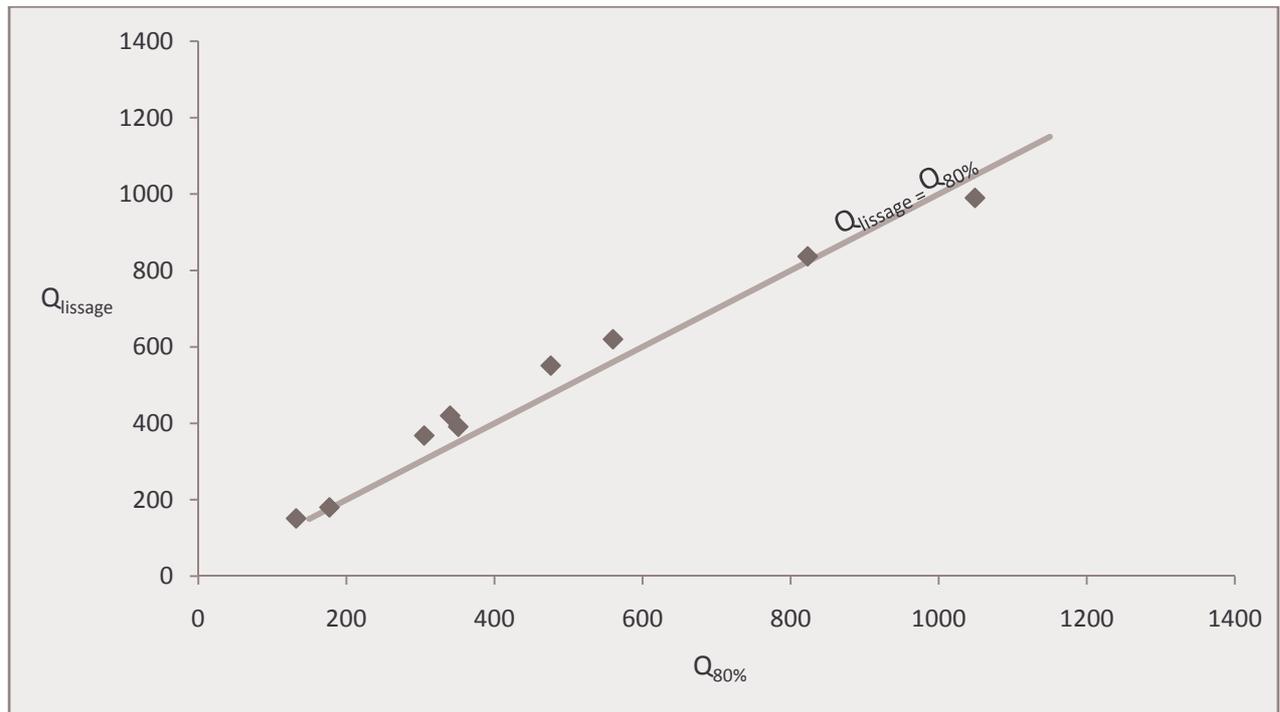
La charge limite  $Q_L = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{a \cdot b}} = 3400$  kN.

Le calcul se fait pour une partie linéaire comportant les 04 derniers points. Si l'on suppose qu'elle est constituée par les 03 derniers points seulement, le résultat obtenu en termes de la charge limite est proche de 3400kN, elle est égale à 3300.

Donc, on remarque qu'il y a une bonne concordance entre les résultats obtenus par l'application des trois méthodes de calcul pour l'exemple choisi.

L'application de ces trois méthodes sur 09 essais de chargement a confirmé la convergence des résultats des trois méthodes appliquées pour l'exemple précédent. La figure 2.22 montre la bonne concordance entre les deux méthodes, celles de Hansen et de lissage hyperbolique, sachant qu'il est admis maintenant, d'après le graphe adimensionnel de chargement, que la

méthode de lissage donne une charge limite très proche de celle obtenue selon la méthode expérimentale.



**Figure 2.22:** Comparaison entre les résultats estimés par les méthodes de lissage et le critère 80% de Hansen.

L'application des autres méthodes sur les essais de chargement nécessite que ces essais soient poussés suffisamment loin pour que le point vérifiant la tangence de 7 kN/mm apparaisse sur la courbe pour l'essai de tangente, et même remarque pour la méthode de la valeur limite de Davisson.

## 2.4. Conclusion

La construction d'une base de données permet une consultation rapide des données et une analyse simple pour aboutir à établir des courbes et des corrélations de plusieurs paramètres, qu'on aura besoin dans le calcul et la conception des pieux, avec d'autres caractéristiques mesurables des résultats des essais in-situ.

L'analyse des courbes de chargement nous a fourni une courbe moyenne du tassement, et à l'aide d'une étude statistique, un fuseau du tassement de part et d'autre de la courbe moyenne est construit. La courbe moyenne et le fuseau permettent d'avoir la variation du tassement d'un pieu sous un chargement donné, et vice versa.

Plusieurs méthodes, permettant d'estimer la charge limite d'un pieu à partir des essais de chargement, ont été exposées avec une certaine convergence entre elles et plus particulièrement entre la méthode d'ajustement hyperbolique et celle utilisée en pratique.

## **Chapitre 03 : Etude comparative des méthodes courantes de calcul**

### **3.1. Introduction**

Dans le chapitre précédent, on a procédé à une analyse des courbes de chargement, en utilisant les différentes méthodes pour l'estimation de la charge limite, et en choisissant d'entre elles la méthode la plus fiable celle d'ajustement hyperbolique. L'application de cette méthode sur l'ensemble des courbes de chargement fournit en fin de compte comme résultat la courbe moyenne et le fuseau du tassement, qui a pour intérêt, pour un avant projet de fondations profondes en Algérie, d'avoir une idée sur la variation du tassement en fonction de la charge appliquée.

Dans ce chapitre, on procède à une analyse de la deuxième partie de notre base de données, qui est les résultats des essais in-situ, tout en évaluant la charge limite en utilisant les méthodes courantes de calcul, telles que les méthodes pressiométrique et pénétrostatique du LCPC, et en la comparant avec celle déduite du chapitre précédent. En outre, et à partir de quelques paramètres géotechniques tels que le module pressiométrique et la résistance à la pointe du pénétromètre statique, et selon les corrélations qu'on trouve dans la littérature, on essaie d'évaluer un module de déformation du sol à chaque profondeur, puis un module équivalent sur toute la longueur du pieu. Dans les chapitres qui suivent, on aura besoin, lors de l'étude de la variation de la charge limite et la pente initiale en fonction de la compressibilité relative et de l'élanement du pieu et même dans l'analyse inverse des courbes de chargement, de certains paramètres qu'on évalue dans ce chapitre.

### **3.2. Exploitation des essais in-situ (pressiométrique et pénétrométrique)**

Les essais in-situ sont considérés comme un outil important aux reconnaissances du sol car ils sollicitent le sol localement tout en évitant les conséquences négatives causant le remaniement de l'échantillon du sol dues au transport, à la conservation, et à la préparation de l'échantillon avant de procéder aux essais voulus au laboratoire.

Les essais pressiométriques et pénétrométriques sont les plus couramment réalisés dans les projets de fondations, ces deux types d'essais font partie de notre base de données pour 25 projets nécessitant des essais de chargement.

On aura besoin de ce type d'essais pour le calcul de la capacité portante des pieux, pour le calcul de la charge de fluage, et pour le calcul de quelques paramètres nécessaires à l'évaluation du tassement des pieux tels que le module de déformation équivalent du sol, paramètres de transfert de charges...etc, et de les comparer aux résultats de l'essai de chargement de mêmes pieux.

### 3.2. 1. Étude de la charge limite

On utilise dans ce qui suit, les deux méthodes pratiques les plus utilisées pour l'évaluation de la capacité portante des pieux en Algérie, il s'agit de la méthode pressiométrique et pénétrométrique vues au chapitre 01.

#### 3.2.1.1. Calcul de la capacité portante et la charge de fluage par la méthode pressiométrique

Plus de 58% des pieux constituant notre base de données sont calculés par ce type d'essai. Le principe de calcul de la charge limite d'un pieu à partir des résultats de l'essai pressiométrique consiste à évaluer la charge limite à la pointe après avoir calculé la pression limite équivalente au voisinage de la pointe à partir des valeurs des pressions limites dans cette zone, puis à évaluer la charge limite de frottement latéral le long du pieu après avoir calculé le frottement latéral limite à chaque profondeur à partir toujours de la valeur de la pression limite à cette même profondeur. La charge limite c'est la somme de charge limite en pointe et celle du frottement latéral. Le calcul se fait de la façon suivante:

##### 1) Calcul de la charge limite en pointe:

À partir des valeurs de la pression limite autour de la base du pieu, on évalue la pression limite équivalente  $P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3b} P_l^*(z).dz$

Avec  $a = B/2$  si  $B > 1$  m,

$a = 0,5$  m si  $B < 1$  m,

$b = \min \{a, h\}$  où  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ensuite, on évalue la charge limite en pointe  $Q_p = A k_p P_{le}^*$

$k_p$  est le facteur de portance, fonction du type de sols et de la technique de la mise en œuvre, ses valeurs sont données dans la partie bibliographique.

##### 2) Calcul de la charge limite de frottement latéral:

De la même manière, à partir des valeurs de la pression limite mais cette fois sur toute la longueur du pieu, on estime les valeurs de frottement latéral limite en fonction de la technique de la mise en œuvre, de type du pieu, et de la valeur de la pression limite à la profondeur donnée, ensuite on calcule la charge limite de frottement limite de la manière suivante:

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz.$$

##### 3) Calcul de la charge limite $Q_l$ :

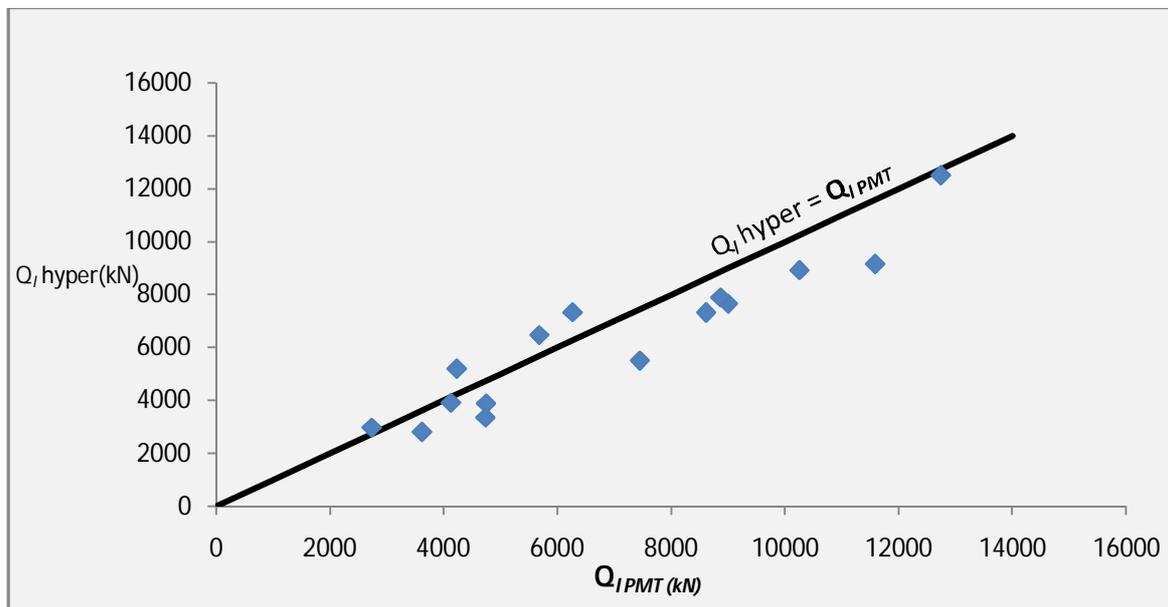
La charge limite de pieu est la somme des deux charges limites en pointe et de frottement latéral  $Q_l \equiv Q_p + Q_s$

L'application de cette méthode de calcul sur les données de l'étude géotechnique pour lesquelles l'essai pressiométrique est réalisé, a donné des charges limites plus au moins

proches de celles déduites des essais de chargement des mêmes pieux dans des rapports variant de 0.80 à 1.40.

Il y a lieu de signaler que parmi les essais pressiométriques effectués sur le site, celui le plus proche de l'endroit où l'essai de chargement, est pris pour le calcul de la charge limite selon cette méthode. Par contre, dans le cas où l'endroit de l'essai de chargement est inconnu, on a calculé la charge limite du pieu à chaque sondage, puis un calcul statistique de charge limite est fait, tout en fixant un coefficient de variation maximum de 10 à 15% soit sur les valeurs initiales de calcul c'est-à-dire les pressions limites de tous les essais et à chaque profondeur, soit sur les valeurs finales c'est-à-dire les charges limites calculées pour chaque sondage pressiométrique.

La figure 3.1 représente le rapport entre les deux valeurs de la charge limite, celle évaluée à partir de l'essai de chargement et celle calculée par la méthode pressiométrique.



**Figure 3.1** : Comparaison entre la charge limite calculée par la méthode pressiométrique et celle déduite de l'essai de chargement.

On remarque que la majorité des points sont proches de la droite de coïncidence, droite signifiant que les deux valeurs de la charge limite sont égales, et que plus de 60% des points sont situés au dessous de cette droite, ce qui signifie que la méthode pressiométrique surestime la charge limite. En plus, ces points sont proches de la droite de coïncidence, mais avec un écart variant généralement de 10 à 40% sauf quelques points qui sont situés en dehors de cet intervalle. Ce qui permet de confirmer qu'il ne faut pas éliminer ou ignorer les contextes géotechnique et géologique, car cette méthode d'origine française s'est basée sur des corrélations avec les essais de chargement des pieux installés dans le sol en France.

### 3.2.1.2. Calcul de la capacité portante et la charge de fluage par la méthode pénétrométrique

Plus de 40% des pieux de notre base de données sont calculés par la méthode de pénétromètre statique. Le calcul de la charge limite consiste à évaluer la charge limite en pointe  $Q_p$  et la charge limite de frottement latéral  $Q_s$  et de faire leur sommation, ce qui donne la charge limite du pieu en question. La procédure de calcul est la suivante:

#### 1) Calcul de la charge limite en pointe:

À partir des valeurs de la résistance en pointe estimée  $q_c(z)$  par le pénétromètre statique autour de la base du pieu, on calcule la résistance en pointe équivalente

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3b} q_{cc}(z) \cdot dz$$

$q_{cc}$  résistance de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3b} q_c(z) \cdot dz$$

Avec  $a = B/2$  si  $B > 1$  m,

$a = 0,5$  m si  $B < 1$  m,

$b = \min \{a, h\}$  où  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ensuite, on évalue la charge limite en pointe  $Q_p = A k_c q_{ce}$

$k_c$  est le facteur de portance, fonction du type de sols et de de la technique de mise en œuvre, ses valeurs sont données dans la partie bibliographique.

#### 2) Calcul de la charge limite de frottement latéral:

De la même manière, à partir des valeurs de la résistance en pointe mais cette fois sur toute la longueur du pieu

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz.$$

La valeur de  $q_s$  est déterminée par l'expression suivante:

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_s \max \right\}$$

Avec  $q_c(z)$  résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$ ,

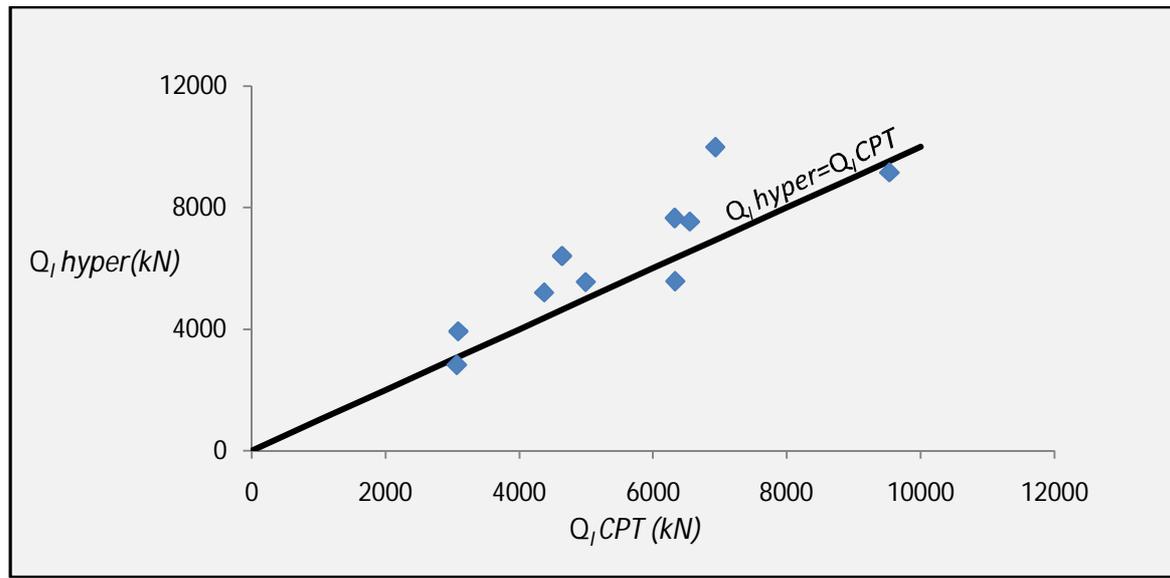
$\beta$  et  $q_s \max$  donnés dans le premier chapitre en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

La charge limite est la somme des deux charges limites en pointe et de frottement latéral

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

L'application de cette méthode pour le calcul de la capacité portante des pieux a donné aussi des charges limites qui ne sont pas très éloignées de celles déduites de l'essai de chargement

La figure 3.2 représente le rapport entre les deux valeurs de la charge limite, celle calculée par la méthode pénétrométrique et celle déduite à partir de l'essai de chargement.



**Figure 3.2 :** Comparaison entre la charge limite calculée par la méthode pénétrométrique et celle déduite de l'essai de chargement.

On remarque que la majorité des points sont situés au dessus de la droite de coïncidence et le rapport entre les deux charges  $Q_{l\ hyp} / Q_{l\ CPT}$  varie entre 0.97 et 1.45, ce qui permet de déduire que cette méthode est optimiste et dépend aussi du contexte géologique dans lequel est élaborée.

Dans le dernier chapitre consacré au calcul au rebours, des corrélations seront faites entre les déformations du pieu et donc le niveau de chargement et les paramètres géotechniques pour les deux types d'essais in situ le pressiomètre PMT et le pénétromètre statique CPT, pour tenir compte de l'effet des contextes géologique et géotechnique du sol.

### 3.2. 2. Etude du tassement des pieux

Dans cette partie, on expose les méthodes d'évaluation de quelques paramètres nécessaires au calcul du tassement des pieux, il s'agit du module de déformation équivalent du sol, et les paramètres de transfert de charges.

#### 3.2.2.1. Module de déformation du sol $E_s$

Les différentes méthodes pour l'estimation des déformations des fondations, et notamment la méthode d'élasticité, exigent la connaissance des caractéristiques élastiques du sol. La difficulté de la définition d'un module du sol, du fait que celui dépend du chemin de contraintes suivi, présente un sérieux inconvénient pour ces méthodes. Il existe toutefois des corrélations empiriques entre le module  $E$  et les paramètres géotechniques du sol telles la cohésion, l'indice de vide, la pression limite et la résistance en pointe. On cite à ce titre les recommandations de Frank et Cristoulas, suite à l'analyse d'une vingtaine d'essai de

chargement des pieux forés en France, quant' à la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométrique

$E = 4 E_m < 60 \text{ Mpa}$  pour les pieux travaillant en pointe.

$E = 5 E_m < 50 \text{ Mpa}$  pour les pieux flottant.

On peut aussi profiter de l'essai de chargement statique d'un pieu pour déterminer le module  $E$ , par un calcul à rebours à partir de ces méthodes. Le module ainsi déduit servira pour calculer d'autres pieux de géométries différentes.

Et avec la résistance en pointe, la corrélation la plus utilisée est la suivante:

$E = 4 q_c$  pour les sols cohérents.

$E = 7 q_c$  pour les sols pulvérulents.

Les valeurs de  $E$  sont donc variables avec la profondeur, fonction des caractéristiques géotechnique à la même profondeur, sauf pour le cas d'un sol homogène où la valeur de  $E$  est invariable. L'estimation d'un module équivalent de déformation de sol le long du pieu pour le cas d'un sol multicouche ou non homogène se fait de plusieurs manières, la plus utilisée est celle de Poulos (1980) où il a recommandé de calculer le module équivalent  $E_{eq}$  égal à la moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de  $E(z)$  le long du pieu:

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i (Z_i - Z_{i-1})$$

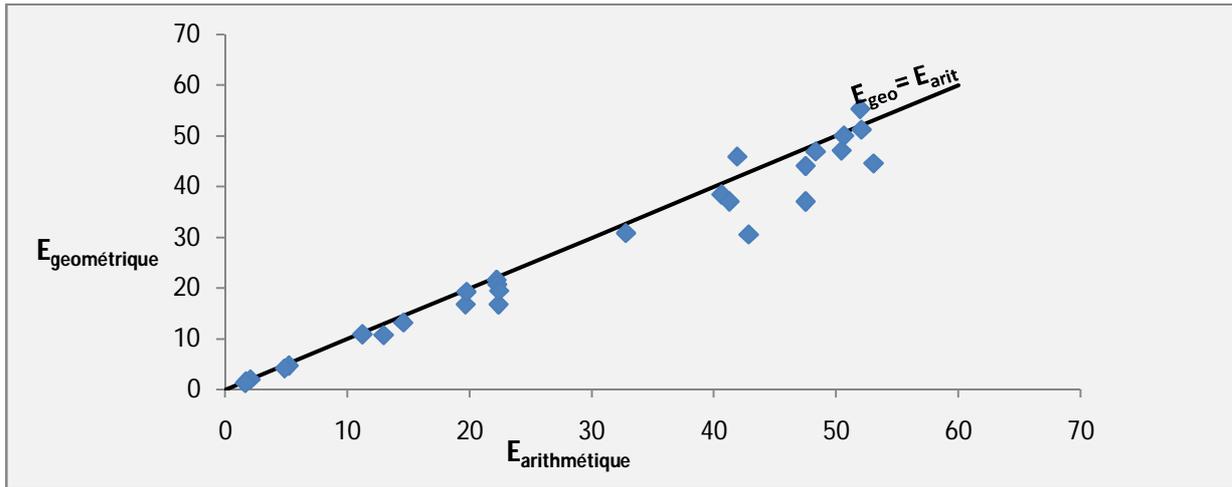
$E_i$  est le module de sol à la profondeur  $Z_i$

D'autres méthodes sont aussi utilisées pour le calcul d'un module de déformation de sol équivalent telles que:

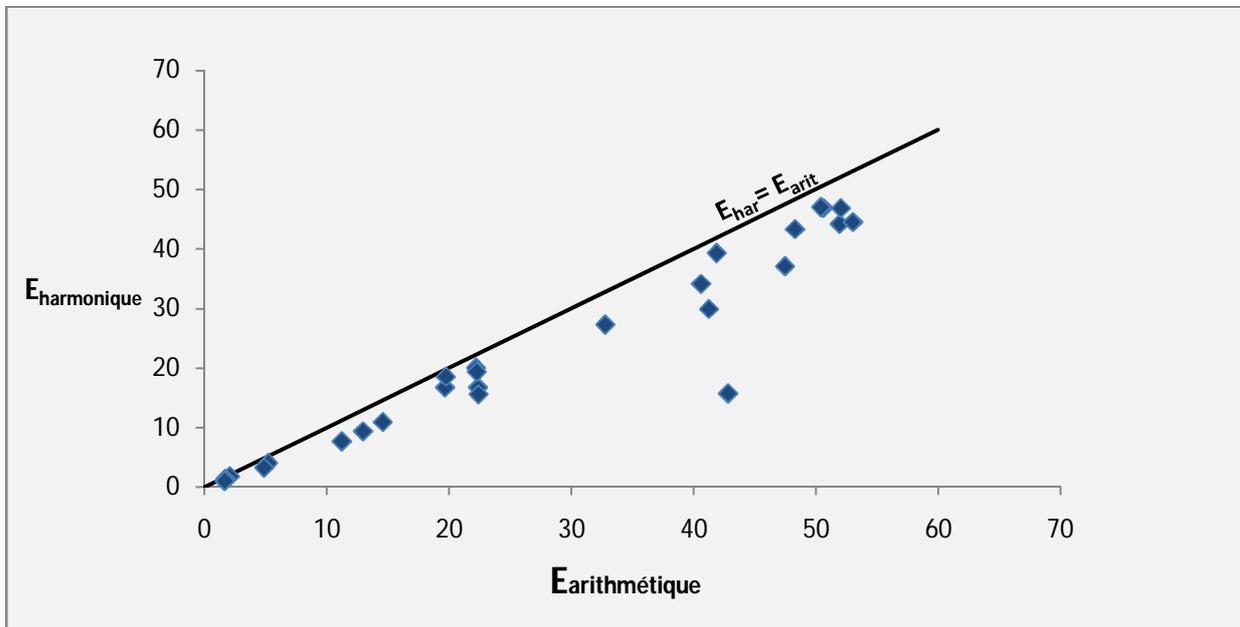
- La moyenne géométrique  $E_{eq} = \sqrt[n]{E_1 \cdot E_2 \dots \dots E_n}$ .

- La moyenne harmonique  $\frac{1}{E_{eq}} = \frac{1}{D} \sum \frac{1}{E_i} (Z_i - Z_{i-1})$ .

En calculant les modules de déformation du sol aux différentes profondeurs à partir des essais pressiométrique et pénétrométrique, puis en évaluant un module de déformation équivalent du sol le long des pieux par l'application des trois moyennes arithmétique, géométrique, et harmonique, on a trouvé des valeurs pratiquement proches, pour la plupart des cas, de ces moyennes. Les deux figures suivantes représentent l'écart entre les moyennes arithmétique et géométrique d'une part, et la les moyenne arithmétique et harmonique d'autre part.



**Figure 3. 3:** Comparaison entre les modules de déformation de sol géométrique et arithmétique.



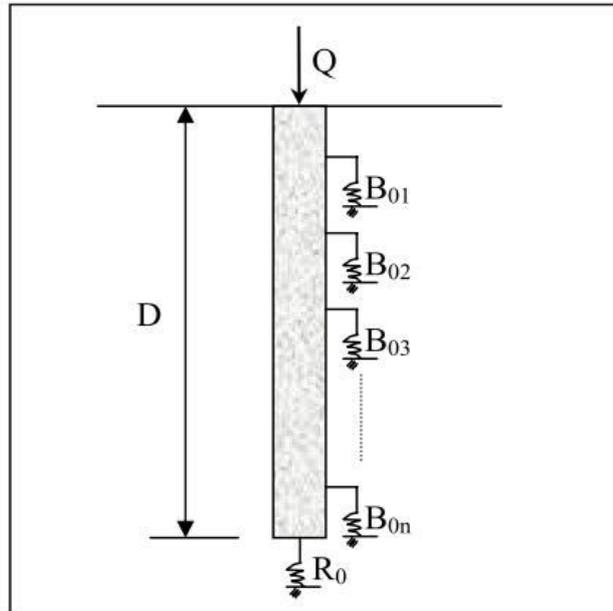
**Figure 3.4:** Comparaison entre les modules de déformation de sol arithmétique et harmonique.

On remarque que toujours la moyenne arithmétique est plus grande que la moyenne géométrique, et cette dernière est plus grande que la moyenne harmonique. On verra dans les prochains chapitres, la variation de quelques caractéristiques telles que la charge limite  $Q_1$ , la charge de fluage  $Q_c$ , et de la pente initiale  $\alpha$  de l’ajustement hyperbolique, en fonction de l’élancement  $D/B$  et le coefficient de compressibilité du sol  $K = \frac{E_p}{E_{eq}}$ .

Avec  $E_p$  le module de déformation du pieu.

### 3.2.2.2. Paramètre de transfert de charges $R_0$ et $B_0$

La méthode de transfert de charges dite autrefois méthode des courbes  $t-z$ ,  $q-z$  est l'une des principales méthodes de calcul des tassements des pieux isolés soumis à des chargements verticaux. L'interaction entre le sol et le pieu se manifeste par le transfert de charges par le biais des ressorts linéaires ou non linéaires, représentant les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du tassement au niveau correspondant.



**Figure 3.5:** Schéma de transfert de charges pieu/sol.

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du tassement à la base de théorie de transfert des charges, les principales méthodes sont:

1. Méthode de Cambefort (1964)
2. Méthode de Gambin (1963)
3. Méthode de Cassan (1966)
4. Méthode de Frank et Zhao (1982)

Pour cette méthode, les deux lois de comportement adoptées sont:

$$\begin{cases} \tau = B_0 V(z) \\ q_p = \frac{R_0}{B} V(D) \end{cases}$$

$R_0$  et  $B_0$  sont les paramètres de transfert de charges.

Les corrélations les plus utilisées en pratique pour l'évaluation de ces deux paramètres sont les suivantes:

Selon la solution de Josselin et Jong le paramètre  $R_0$  est exprimé en fonction du module de déformation de sol par:

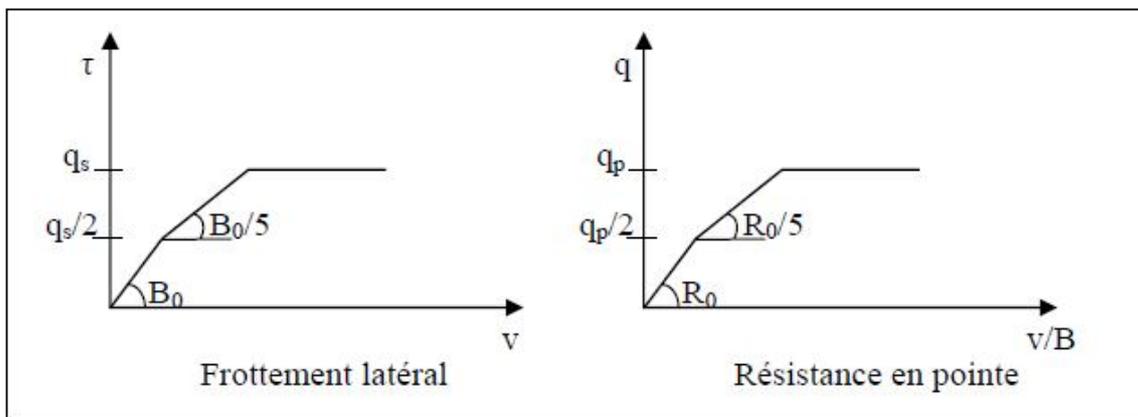
$$R_0 = 4.5 \cdot E_s$$

Et pour le paramètre  $B_0$ , Cassan a aboutit à la formule suivante :

$$B_0 = 4.2 \cdot E_s$$

$B_0$  en  $[\text{kN/m}^3]$  et  $E_s$  en  $[\text{kPa}]$ .

Et selon Frank et Zhao qui ont développé une méthode numérique basée sur les caractéristique pressiométriques ( $E_m$  et  $P_1$ ) qui leur permet de construire des courbe de chargement- tassement comme suit:



**Figure 3.6:** Courbes de mobilisation de contraintes.

Avec:

$$B_0 = 2 \cdot \frac{E_m}{B} \quad \text{et} \quad R_0 = 11 \cdot E_m \quad \text{pour les sols fins.}$$

$$B_0 = 0.8 \cdot \frac{E_m}{B} \quad \text{et} \quad R_0 = 4.8 \cdot E_m \quad \text{pour les sols pulvérulents.}$$

Malheureusement, le nombre insuffisant des projets faisant partie de la base de données qu'on analyse, pour lesquels les deux types d'essais in-situ, pressiométrique et pénétrométrique, ont été faits simultanément, est très limité pour permettre de faire une étude comparative entre les deux méthodes citées en haut, et qui permettent d'évaluer les paramètres de transfert de charges à partir des caractéristiques géotechniques, à savoir le module pressiométrique et la résistance en pointe.

Cependant; dans le dernier chapitre, réservé au calcul à rebours des courbes de chargement, on pourra faire une comparaison entre les paramètres de transfert de charges évalués selon ces méthodes ceux déduits du calcul à rebours.

### 3.2.3. Etude de la charge critique (ou de fluage)

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge  $Q_c$  appelée charge de fluage, au delà de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps à charge constante.

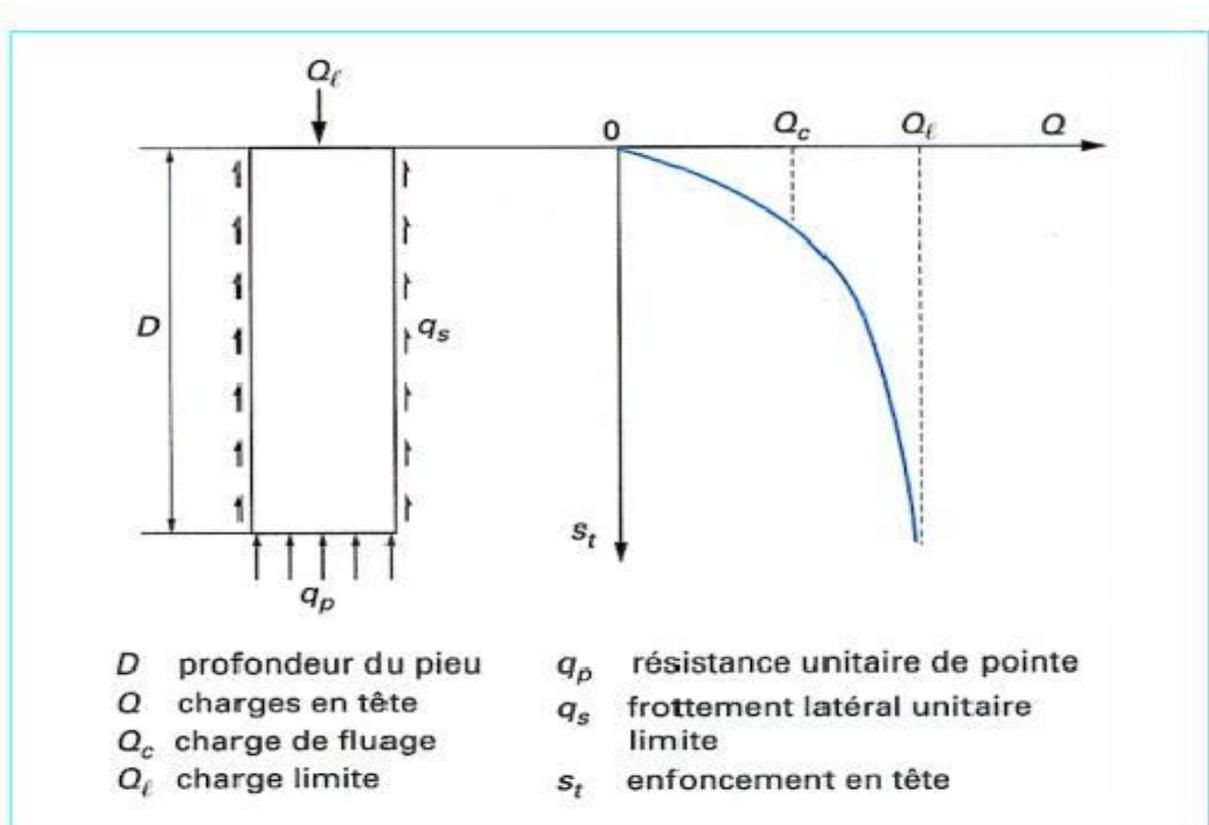


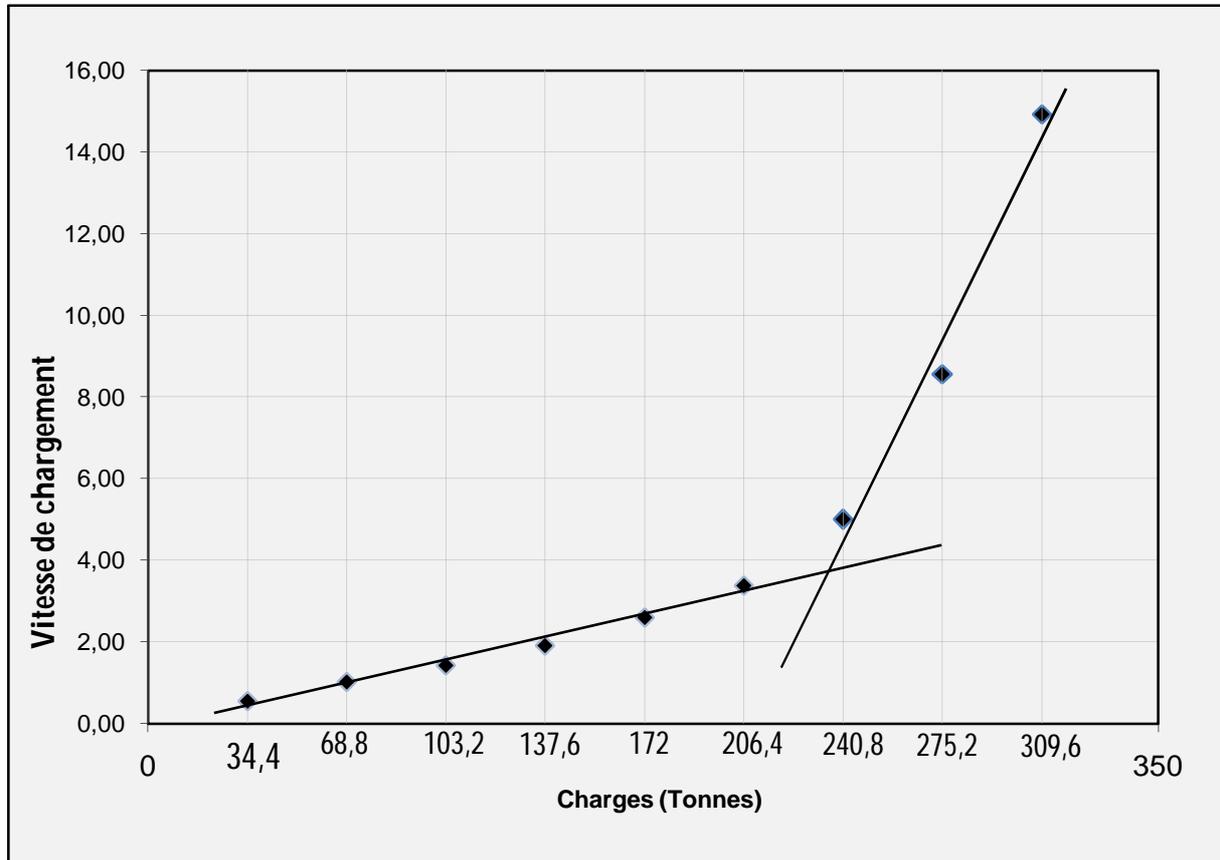
Figure 3.7: Courbe de chargement axial d'un pieu.

Différentes méthodes existent pour la détermination de la charge de fluage  $Q_c$ , la plus fiable est celle de chargement statique du pieu en vraie où elle est évaluée directement, et avant de procéder au chargement ou l'essai ne sera pas effectué, on peut l'évaluer selon la méthode déduite des corrélations entre la charge critique et les charges limites de pointe  $Q_p$  et de frottement latéral  $Q_s$  suite à des essais de chargement des pieux effectués par le laboratoire des ponts et chaussées. Ces corrélations dépendent de la technique de la mise en place des pieux:

- Pour les pieux refoulant le sol:  $Q_c = \frac{Q_p}{1.5} + \frac{Q_s}{1.5}$
- Pour les pieux ne refoulant pas le sol:  $Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1.5}$

La charge critique à partir des résultats de l'essai de chargement est déterminée par l'intersection de deux droites qui sont des courbes de tendance de deux ensembles de points représentant les pentes en fonction des charges appliquées.

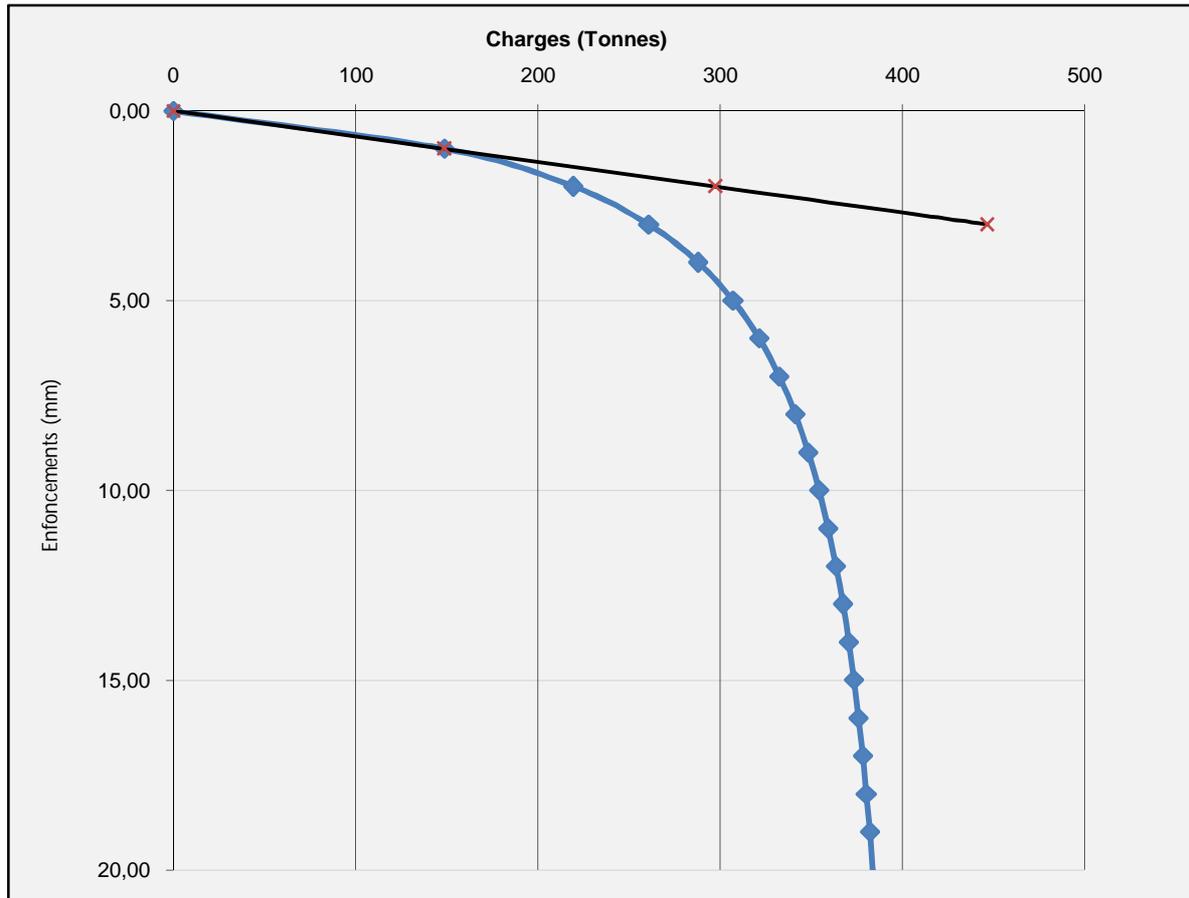
La figure 3.8 illustre la façon par laquelle se détermine la charge critique



**Figure 3.8:** Détermination de la charge de fluage selon la norme.

Mais il y a lieu de signaler que la détermination de la charge critique selon cette méthode n'est pas toujours possible, car la charge maximale appliquée, prise généralement plus grande que celle revenant de la superstructure de 30 à 50%, reste inférieure à la charge critique.

Et comme indiqué dans le chapitre précédent qu'après l'ajustement hyperbolique, il est possible de déterminer la charge critique en traçant une droite confondue sur la partie linéaire de la courbe d'ajustement, le point où les courbes, la droite et la courbe d'ajustement, commence à se séparer représente la charge critique  $Q_c$ .



**Figure 3.9:** Détermination de la charge de fluage à partir de la courbe d'ajustement.

Cependant; il est à remarquer qu'il y a un écart entre la valeur de la charge critique déterminée selon les deux méthodes et que celle déterminée selon la première méthode est plus grande que celle de la deuxième méthode avec un excès d'environ 20% en moyenne. Mais, généralement, la charge critique varie entre 40 et 50% de la charge limite.

Dans ce cadre, le recours à la détermination de la charge critique est d'un grand intérêt, car l'évaluation de la charge limite est ambiguë, ce qui a considéré la charge critique, qui est généralement facile à déterminer, comme limite supérieure et au deçà de laquelle doit se situer la charge revenant de la superstructure majorée par un coefficient de sécurité, c'est-à-dire qu'on ne doit pas dépasser l'état limite de service.

### 3.3. Conclusion

La comparaison entre les charges limites évaluées, à partir de l'essai de chargement, puis par celles basées sur les essais pressiométrique et pénétrométrique élaborées en France, ont permis de déduire qu'il y a un écart de l'ordre de 10 à 40 % entre ces méthodes avec une moyenne de l'ordre de 25%, et que la méthode pressiométrique est pessimiste, alors que celle de la pénétration statique est plutôt optimiste.

Le calcul du tassement des pieux selon plusieurs méthodes nécessite l'évaluation des valeurs de quelques paramètres à introduire dans les formules tels que le module de déformation équivalent du sol  $E_s$  et les paramètres de transfert de charges  $R_0$  et  $B_0$ . Le dernier chapitre sera réservé pour établir des corrélations, pour tenir compte de l'effet du contexte géologique et géotechnique, entre ces paramètres et d'autres caractéristiques géotechniques du sol.

L'évaluation de la charge critique à partir de l'essai de chargement permet de déduire qu'elle est de l'ordre de 40 et 50% de la charge limite. La charge de fluage doit être toujours supérieure à celle revenant de la structure.

## **Chapitre 04 : Analyse de la capacité portante et de la pente initiale de la courbe de chargement**

### **4.1. Introduction**

Dans le deuxième chapitre réservé à la présentation et l'interprétation des résultats des essais de chargement des pieux en vraie grandeur, on a exposé les différentes méthodes permettant d'estimer la charge limite que peut supporter le pieu soumis au chargement, et on a conclu que la méthode d'ajustement hyperbolique est la meilleure méthode car elle décrit le comportement du pieu aussi bien en petits qu'en grands déplacements, et cela par les deux paramètres mécaniques pente initiale  $\alpha$  et charge limite  $Q_l$ .

Dans ce chapitre, on va procéder à une analyse de ces deux paramètres, en étudiant leur variation en fonction de deux autres paramètres décrivant les caractéristiques géométrique et mécanique du système sol/pieu à savoir l'élancement  $D/B$  du pieu et la compressibilité relative du système pieu/sol. Cette dernière, la compressibilité relative, devient de l'évaluation du module de déformation du sol.

### **4.2. Regroupement des résultats**

L'étude de la variation adimensionnelle de la pente initiale et la charge limite en fonction de la compressibilité relative  $K$  et de l'élancement  $D/B$  nécessite le regroupement des résultats d'essais de chargement et d'essais in-situ selon ces deux derniers paramètres.

#### **4.2.1. Regroupement des résultats selon l'élancement $D/B$**

Puisque le nombre des pieux qui possèdent la même valeur d'élancement est généralement très limité, deux ou un seul pieu dans la plupart des cas, on a regroupé les pieux selon des valeurs proches de leurs élancements en cinq groupes à savoir :  $D/B = 40, 35, 25, 20$ , et  $15$ .

#### **4.2.2. Regroupement des résultats selon la compressibilité relative sol/ pieu**

La compressibilité relative c'est le rapport du module de déformation du pieu (béton)  $E_p$  et celui du sol entourant le pieu  $E_s$ . La valeur du module de déformation du béton est prise par défaut égale à  $32\,000$  MPa, et celle du sol est prise comme la moyenne des valeurs des moyennes arithmétique, géométrique, et harmonique des valeurs du module de déformation du sol, aux différentes profondeurs le long du pieu.

### **4.3. Module de déformation du sol équivalent $E_s$**

La méthode utilisée pour calculer le module de déformation du sol aux différentes profondeurs le long du pieu est celle de Frank et Cristoulas, et cela :

- En fonction du module pressiométrique

Le module de déformation du sol est calculé, en fonction du module pressiométrique, selon les deux corrélations suivantes :

$E = 4 E_m < 60 \text{ Mpa}$  pour les pieux travaillant en pointe.

$E = 5 E_m < 50 \text{ Mpa}$  pour les pieux flottant.

- En fonction de la résistance en pointe du pénétromètre statique

Il est calculé, en fonction de la résistance en pointe du pénétromètre statique, selon les deux corrélations suivantes :

$E = 4 q_c$  pour les sols cohérents

$E = 7 q_c$  pour les sols pulvérulents.

Une fois calculé le module de déformation du sol à chaque profondeur, un module de déformation du sol équivalent est calculé des manières suivantes:

- la moyenne arithmétique

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i (Z_i - Z_{i-1})$$

Avec  $E_i$  est le module de sol à la profondeur  $Z_i$

- la moyenne géométrique

$$E_{eq} = \sqrt[n]{E_1 \cdot E_2 \cdot \dots \cdot E_n}$$

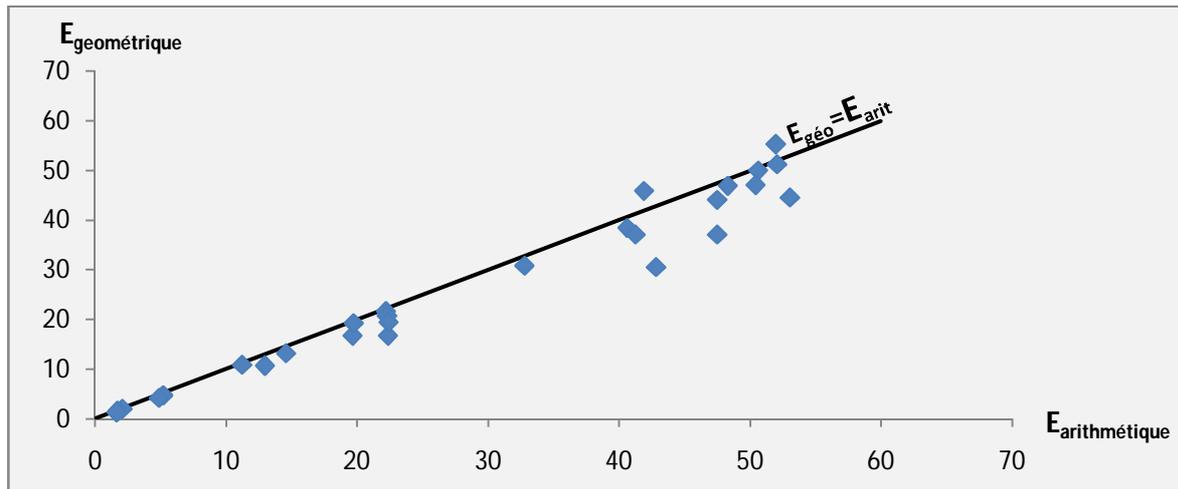
$E_1, E_2, \dots, E_n$  est la valeur du module de déformation du sol aux différentes  $Z_1, Z_2, \dots, Z_n$

- la moyenne harmonique

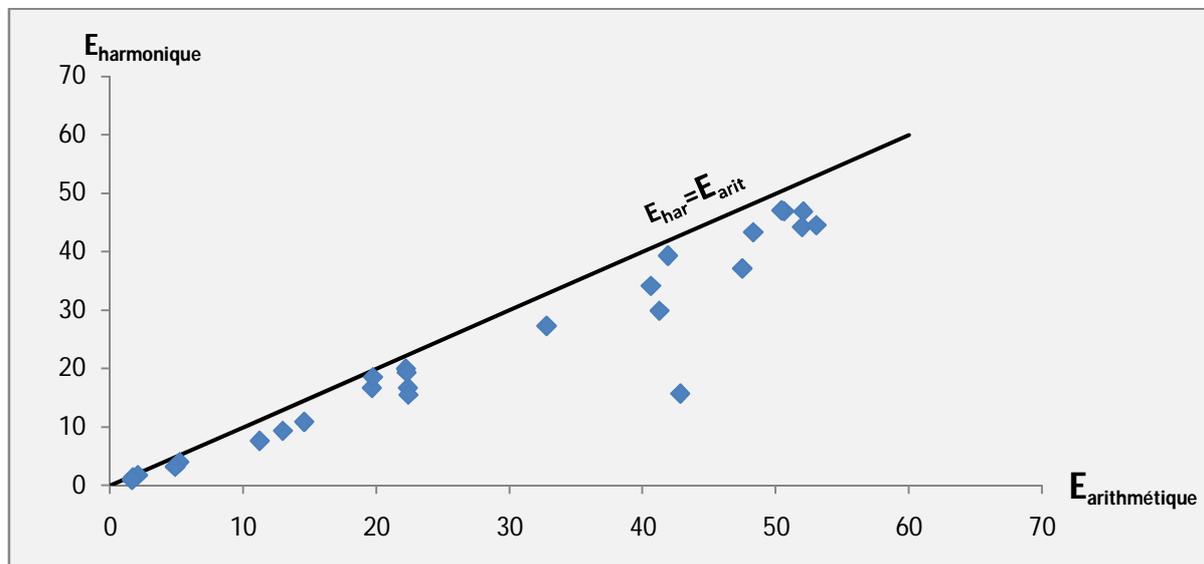
$$\frac{1}{E_{eq}} = \frac{1}{D} \sum \frac{1}{E_i} (Z_i - Z_{i-1})$$

Avec  $E_i$  est le module de sol à la profondeur  $Z_i$

Les résultats de calcul des modules de déformation du sol équivalent selon ces trois méthodes sont illustrés dans les figures suivantes



**Figure 4.1:** Comparaison entre les modules de déformation de sol géométrique et arithmétique.



**Figure 4.2:** Comparaison entre les modules de déformation de sol arithmétique et harmonique.

En excluant les points singuliers, on remarque généralement que l'écart entre les deux moyennes arithmétique et géométrique est faible, de l'ordre de 5 %, alors qu'il est de l'ordre de 5 à 10 % entre les deux moyennes arithmétique et harmonique, et que la moyenne arithmétique est plus grande que la moyenne géométrique, et cette dernière plus grande que la moyenne harmonique.

La valeur du module de déformation du sol équivalent prise pour calculer la compressibilité relative  $K$  est prise comme la moyenne des valeurs  $E_{\text{art}}$ ,  $E_{\text{har}}$ , et  $E_{\text{géo}}$ .

#### 4.4. Analyse de la charge limite $Q_1$

De nombreuses méthodes existent pour l'évaluation de la capacité portante d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical, soit à partir des résultats des essais in-situ effectués dans des endroits plus proches du pieu en question, les plus utilisées sont la méthode préssiométrique ou celle pénétrométrique du LCPC, soit à partir des résultats de l'essai de chargement statique

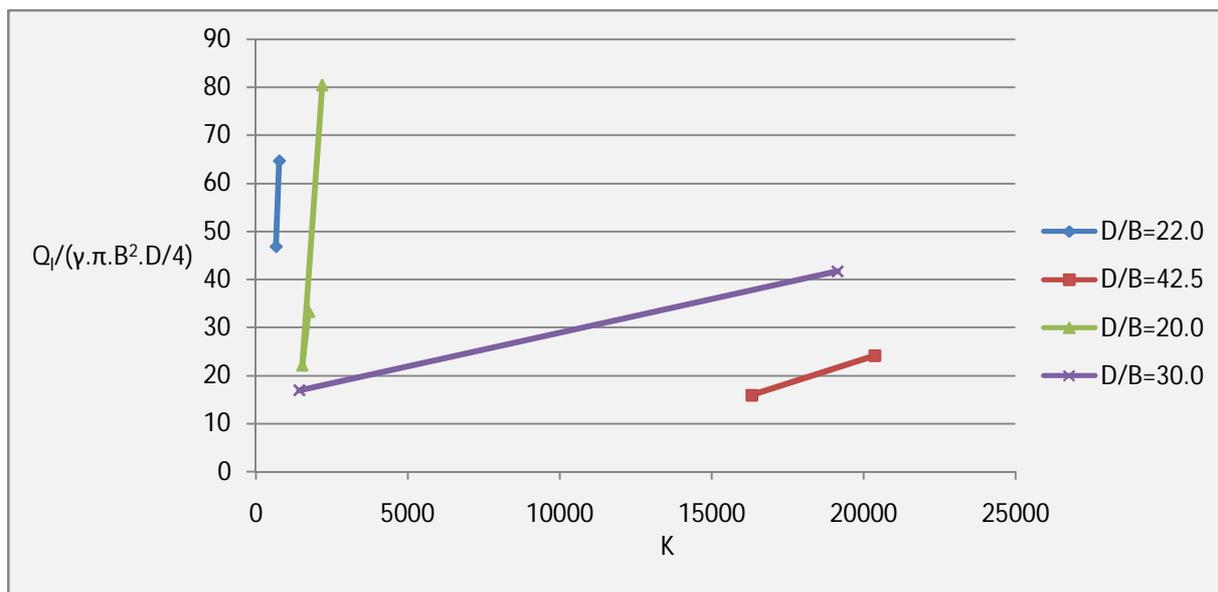
du pieu en vraie grandeur, la plus fiable est celle de l'ajustement hyperbolique. C'est la valeur de la charge limite selon cette méthode qu'on va utiliser pour l'analyse de la capacité portante.

#### 4.4.1 Effet de la compressibilité relative K

Etudions maintenant l'effet de la compressibilité relative sol/pieu  $K$ , qui est un paramètre adimensionnel, sur la capacité portante du pieu divisée par le produit  $\gamma.\pi.B^2.D/4$  pour avoir aussi un autre paramètre adimensionnel. Il y a lieu de signaler ici que le produit  $\gamma.\pi.B^2.D/4$  représente approximativement le poids du sol du forage du pieu, tout en prenant la valeur usuelle du poids volumique  $\gamma$  du sol égale à  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Lors du regroupement des pieux selon l'élanement  $D/B$  ou la compressibilité relative sol/pieu  $K$ , et car le nombre des essais in-situ de notre base de données est limité, on a obtenu pour quelques cas deux données seulement, mais elles nous donnent quand même une idée sur la variation de la charge limite en fonction de l'élanement ou la compressibilité.

Les résultats de variation du rapport  $Q_l/(\gamma.\pi.B^2.D/4)$  en fonction de la compressibilité  $K$  sont résumés dans la figure 4.3.

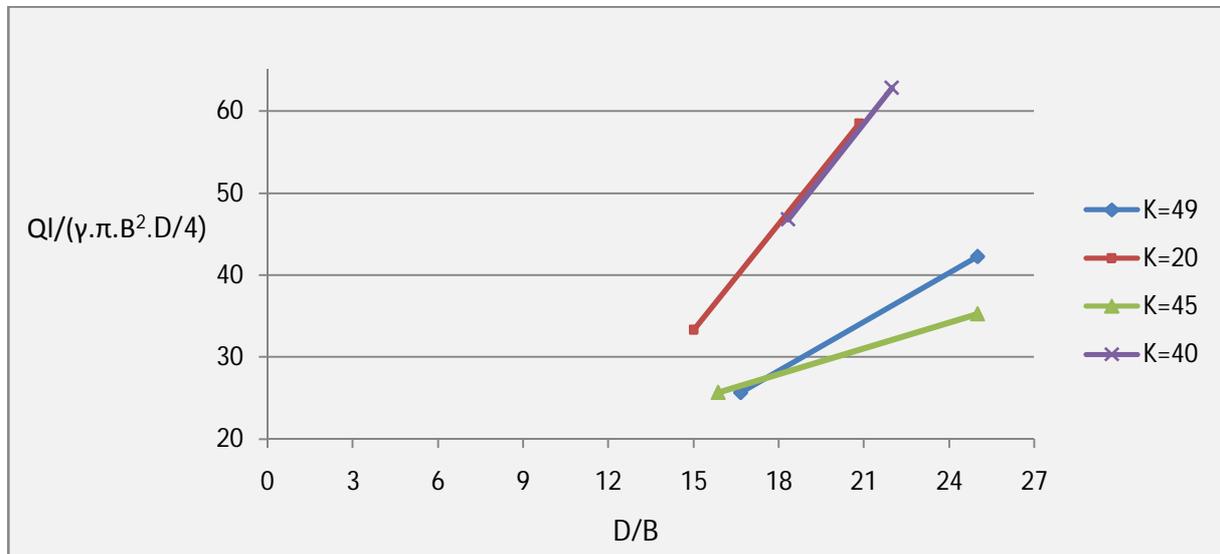


**Figure 4.3:** Variation de la charge limite en fonction de la compressibilité.

D'après les courbes de la figure précédente, on remarque pour la plupart des cas, et pour une valeur  $D/B$  fixe, que plus la compressibilité augmente, plus le rapport  $Q_l/(\gamma.\pi.B^2.D/4)$  augmente, et donc la charge limite augmente.

#### 4.4.2 Effet de l'élanement D/B

Les résultats de l'effet de l'élanement  $D/B$  sur le rapport  $Q_l/(\gamma.\pi.B^2.D/4)$  sont représentés dans la figure 4.4



**Figure 4.4:** Variation du rapport  $Q_l/(\gamma.\pi.B^2.D/4)$  en fonction de l'élanement.

D'après la figure 4.4, on remarque que plus l'élanement augmente, plus le rapport  $Q_l/(\gamma.\pi.B^2.D/4)$  augmente. En plus, il est admis que la capacité portante d'un pieu élané est plus grande que celle d'un pieu court, installés dans le même sol.

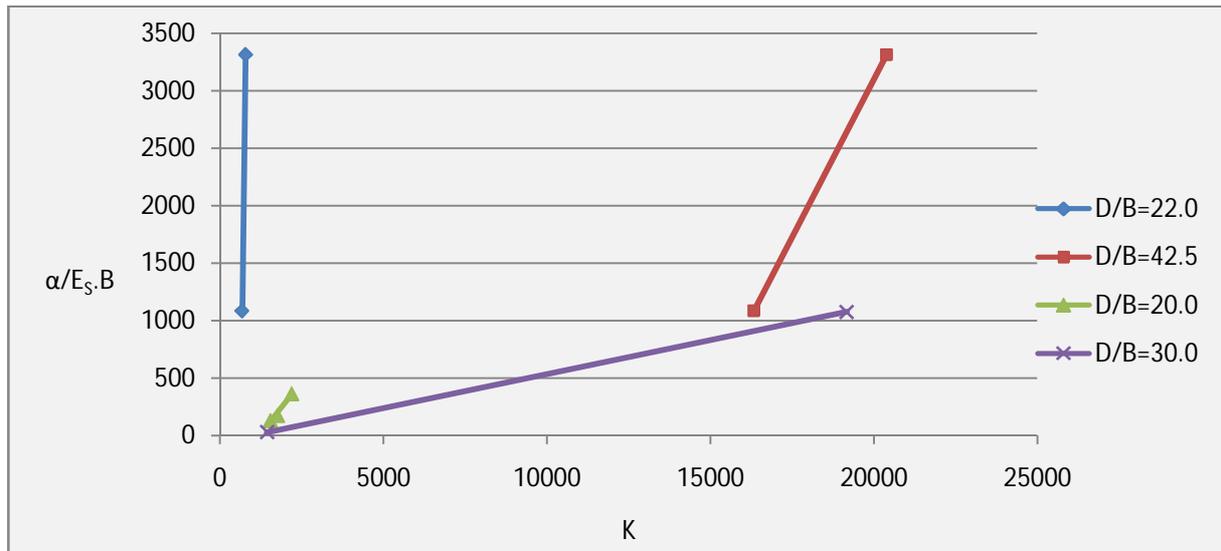
#### 4.5. Analyse de la pente initiale $\alpha$ de la courbe de chargement

Si l'on applique une charge verticale sur un pieu, et pour de petites valeurs de la charge, on remarque que la courbe charge-enfoncement est linéaire avec une pente initiale  $\alpha$ , représentant le rapport de la charge au tassement. La valeur de la pente de la courbe est maximum pour des valeurs du tassement proche de zéro, ce qu'on appelle la pente initiale, et commence à diminuer au fur et à mesure que le tassement augmente jusqu'à devenir nulle, pour une valeur généralement de l'ordre de 10% du diamètre du pieu.

##### 4.5.1 Effet de la compressibilité relative K

On étudie l'effet de la compressibilité relative sol/pieu  $K$  sur la valeur de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, mais divisé par le produit  $E_s.B$  dans le but de mener une étude adimensionnelle. Le rapport  $\alpha/E_s.B$  représente la raideur du matériau du pieu divisée par celle du sol sous la pointe du pieu.

Les résultats obtenus de l'analyse de l'effet de la compressibilité  $K$  sur le rapport  $\alpha/E_s.B$  sont schématisés par la figure 4.5



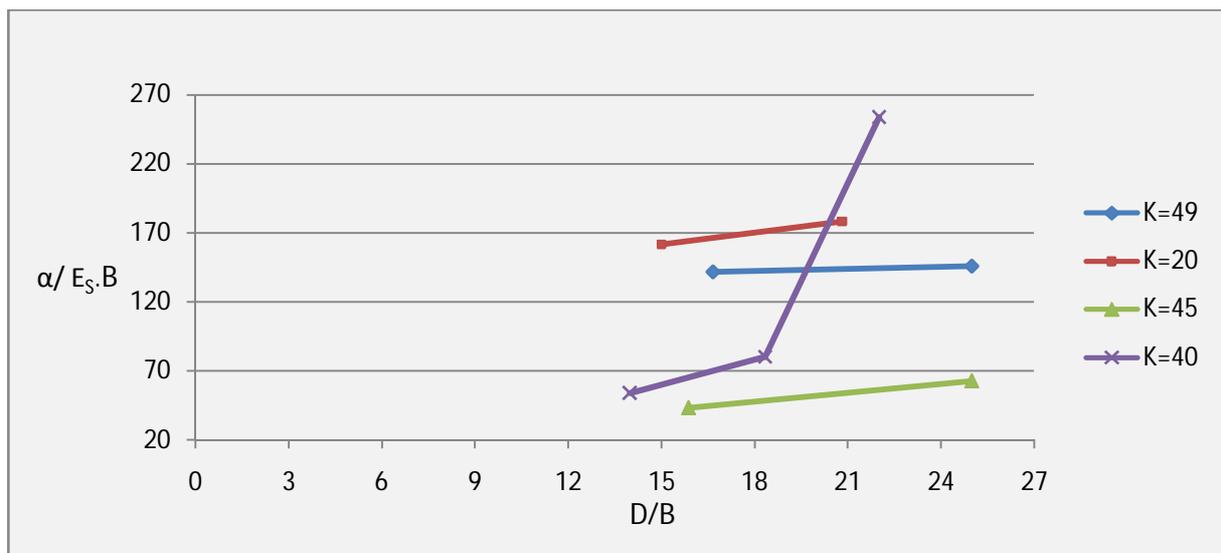
**Figure 4.5:** Variation du rapport  $\alpha / E_s.B$  en fonction de la compressibilité relative.

On remarque, d’après les courbes de la figure 4.5, que le rapport  $\alpha / E_s.B$  augmente avec la compressibilité relative  $K$ .

#### 4.5.2 Effet de l’élancement $D/B$

Pour la même raison que pour le premier cas, les valeurs de la compressibilité relative des pieux sont un peu dispersées, on a fait l’analyse selon quatre valeurs fixe de la compressibilité relative.

L’analyse de la pente initiale en fonction de la compressibilité relative, pour des valeurs de l’élancement fixe, a donné les résultats schématisés dans la figure 4.6



**Figure 4.6:** Variation de la pente initiale en fonction de l’élancement.

Les résultats montrent que la pente initiale augmente, et donc le tassement diminue avec l'élanement  $D/B$ , ce qui justifie aussi que le tassement d'un pieu élané est plus petit que celui d'un pieu court.

#### 4.6. Conclusion

Une analyse de la charge limite et de la pente initiale des pieux a été menée en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques du système pieu/sol.

La capacité portante augmente avec la compressibilité relative pieu/sol, représentant le rapport de la rigidité du pieu à la rigidité du sol, et le rapport  $Q_l/(\gamma \cdot \pi \cdot B^2 \cdot D/4)$  augmente aussi avec l'élanement du pieu. En effet, Pour le même sol, deux pieux de mêmes dimensions, et de natures des matériaux différentes, le pieu le plus rigide possède une charge limite plus grande que celle du pieu le moins rigide ; et pour le même sol, deux pieux de même matériau, mais de dimensions différentes, le pieu le plus long possède une charge limite plus grande que celle du pieu le moins long.

De même, la pente initiale augmente avec l'élanement du pieu, et le rapport  $\alpha/E_s \cdot B$  augmente avec la compressibilité relative du système pieu/sol. Ainsi, le tassement d'un pieu rigide est plus petit que celui d'un pieu moins rigide ; et le tassement d'un pieu élané est plus petit que celui d'un pieu court.

## Chapitre 5 : Calcul inverse des courbes de chargement

### 5.1. Introduction

Le calcul du tassement des pieux est une étape importante dans la conception et le calcul des pieux. Tout en admettant qu'il est généralement négligeable, cependant il doit être toujours inférieur à celui toléré.

Plusieurs méthodes ont été exposées dans la partie bibliographique, permettant de calculer le tassement des pieux, contenant des paramètres dont les valeurs restent inconnues et nécessitent des corrélations avec d'autres paramètres directement déduits des essais géotechniques, en particulier ceux in-situ réalisés sur le sol local, tels que le module pressiométrique  $E_m$  et la résistance en pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

Dans ce chapitre, on utilise quelques méthodes permettant d'aboutir aux corrélations souhaitées, et de pouvoir ainsi évaluer le tassement des pieux sous un chargement donné. Ces méthodes sont connues sous le nom de *calcul inverse ou à rebours des courbes de chargement*.

### 5.2. Etude paramétrique du tassement des pieux

On présente dans cette partie les résultats d'une analyse du comportement d'un pieu soumis à un chargement vertical à la base d'une étude paramétrique par éléments finis linéaires [19]. Ces résultats ont permis de connaître comment varient quelques paramètres telles que le facteur du tassement  $I_v$  et les paramètres de transfert de charges  $B_0$  et  $R_0$  en fonction de la compressibilité relative pieu/sol  $K$ , de l'élancement  $D/B$ , et de l'effet du temps par le biais du coefficient de Poisson  $\nu$ . Par la suite, des formulations du facteur de tassement et des paramètres de transfert de charge en fonction de la compressibilité relative  $K$  et l'élancement  $D/B$  ont été établies.

Ces ajustements seront utilisés par la suite dans le calcul à rebours en utilisant les résultats de notre base de données pour déduire un module de déformation équivalent du sol  $E_s^e$ , qui une fois déterminé va permettre d'évaluer les tassements en tête d'un pieu isolé sous de faibles charges.

#### 5.2.1. Facteur du tassement $I_v$

Le facteur d'influence du tassement  $I_v$  est donné par la relation suivante:

$$I_v = \frac{V_0 E_s \cdot B}{Q}$$

$V_0$  est le tassement du pieu, et  $E_s$  est le module de déformation du sol.

$Q$  est la charge appliquée en tête du pieu, et  $B$  le diamètre du pieu.

Selon Randolph et Wroth (1978),  $I_v$  est donnée par:

$$I_v = 4.(1 + \nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \xi \cdot \lambda \cdot (1 - \nu)} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta}{\alpha} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}}$$

$\xi = \frac{E(D)}{E_b}$  pour une couche sur le substratum ( $E_b$  est le module de substratum), et  $\xi=1$  pour un massif semi infini.

$\beta = E(D/2)/E(D)$ ;  $\alpha = \ln[(0.25 + (2.5 \times \beta(1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot \frac{D}{B}]$ ;  $\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot E_p/E(D)$ ;

$$\mu \cdot D = 2\sqrt{2} \frac{D}{B} / \sqrt{\alpha \cdot \lambda}$$

Selon Cassan (1966),  $I_v$  est donnée par:

$$I_v = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{\alpha}{2 \cdot \sqrt{\beta \cdot K}} \operatorname{Tanh} \left( 2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}} \right)}{\alpha + 2 \sqrt{\beta \cdot K} \operatorname{Tanh} \left( 2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}} \right)}$$

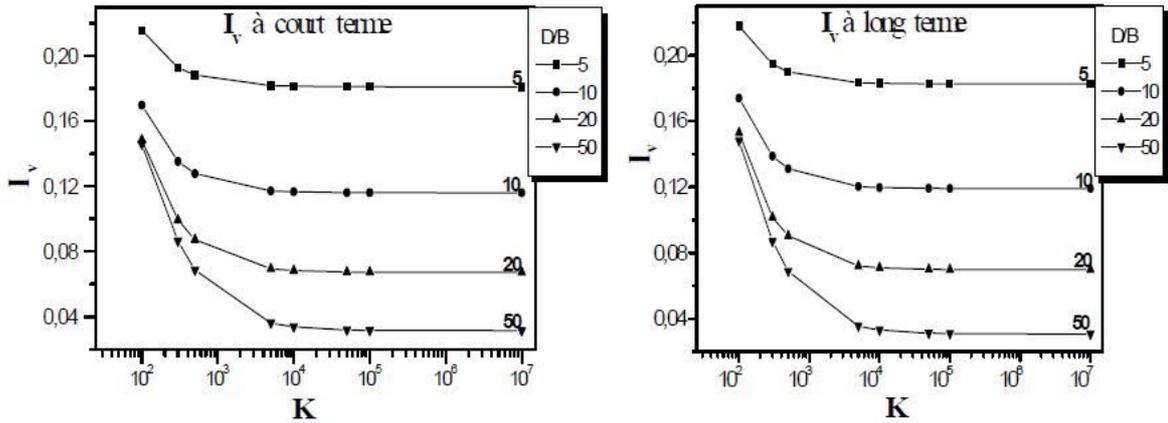
$\alpha = R_0/E_s(D)$  et  $\beta = B_0 \cdot B / E_s(z)$

Et selon cet auteur, les paramètres  $B_0$  et  $R_0$  sont déterminées en se basant sur le modèle d'une sphère infiniment rigide pour la pointe du pieu:

$$\frac{R_0}{E_s(D)} = \frac{6}{(1 + \nu)}$$

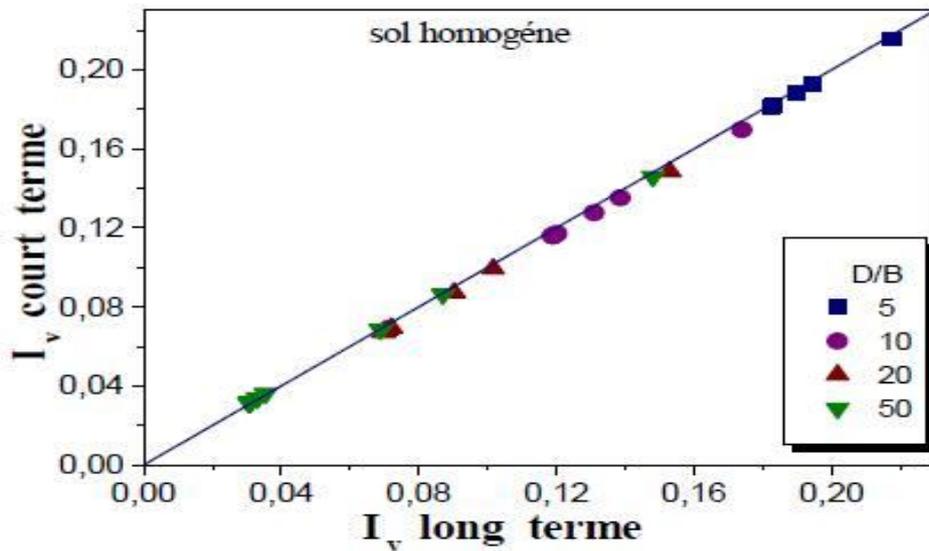
$$\frac{B_0 \cdot B}{E_s(z)} = \frac{1}{1.53 \times \operatorname{Log} \left( \frac{2 \cdot D}{B} \right) + 0.95}$$

La variation du facteur d'influence du tassement en fonction de la compressibilité  $K$  et en fonction de l'élanement  $D/B$  est représentée par les figures suivantes et cela pour un sol homogène:



**Figure 5.1:** Courbes de la variation de  $I_v$  en fonction de  $K$  et  $D/B$  à court et à long terme pour un sol homogène [19].

L'analyse a permis de déduire que l'influence du coefficient de Poisson est pratiquement négligeable, ce qui permet de déduire que le tassement des pieux est instantané. La figure 5.2 illustre la coïncidence des résultats à court et à long terme pour le sol homogène.



**Figure 5.2:** Comparaison des résultats de  $I_v$  à court et à long terme [19].

Le facteur de tassement  $I_v$  diminue avec l'augmentation de l'élancement pour une valeur constante de la compressibilité  $K$ . c'est pourquoi le tassement d'un pieu court est supérieur à celui d'un pieu élancé.

Le tassement diminue en augmentant la compressibilité relative pieu/sol pour des valeurs de la compressibilité inférieures à 5000; il devient constant pour des compressibilités relatives supérieures à 5000.

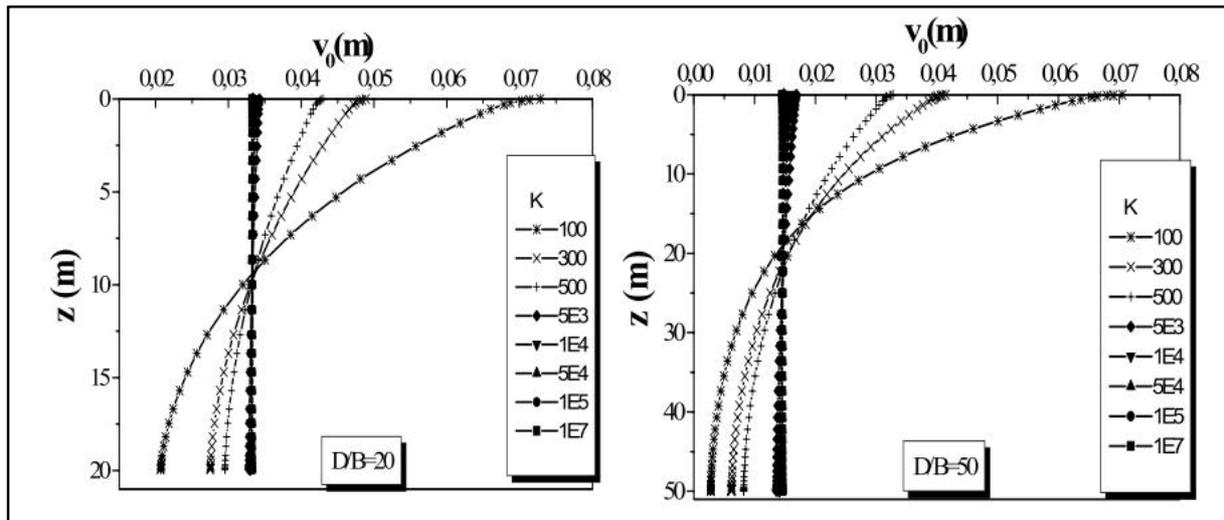


Figure 5.3: Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité [19].

Jusqu'à maintenant, on sait comment varie le facteur du tassement en fonction de la compressibilité, et de l'élançement, et on sait aussi qu'il ne varie pas avec le coefficient du Poisson (à court et à long terme).

Une formulation du coefficient du tassement  $I_v$  a été faite en fonction de l'élançement  $D/B$  et de la compressibilité relative  $K$ , dans le cadre de la thèse de Yaich-Achour (2003) [19].

$$I_v = \frac{a \left( \frac{D}{B} \right)}{K \left( b + \frac{D}{B} \right)} + \alpha \left( \frac{D}{B} \right)^\beta$$

En faisant une simplification des termes, on aura:

$$I_v = \frac{a}{K \left( 1 + b \frac{B}{D} \right)} + \alpha \left( \frac{D}{B} \right)^\beta$$

Le résultat de la bi-régression s'écrit de la manière suivante:

$$I_v = \frac{v_0 E_s \cdot B}{Q} = \frac{14.2}{K \left( 1 + \frac{16}{\frac{D}{B}} \right)} + 0.5 \left( \frac{D}{B} \right)^{-0.65} \quad [19]$$

Et puisque l'analyse et la formulation du facteur du tassement  $I_v$  ont été faites sur la base d'une modélisation par éléments finis à comportement élastique linéaire, le calcul à rebours qu'on va faire ne prend en considération que la partie linéaire des courbes de chargement afin d'établir une relation entre le module de déformation équivalent du sol  $E_s$  et donc la

compressibilité relative  $K$  et les résultats des essais in-situ tels que le module pressiométrique  $E_m$  et la résistance en pointe  $q_c$ , ce qui permet lors du calcul manuel du tassement des pieux d'introduire la valeur appropriée de  $K$  dans la formule précédente. On verra dans le paragraphe réservé au calcul à rebours dans ce chapitre la méthode de calcul de  $K$  ou de  $E_s$  à partir des résultats des essais de chargement des pieux, constituant note base de données.

### 5.2.2. Paramètres de transfert de charge $R_0$ et $B_0$

La capacité portante d'un pieu chargé verticalement est le cumul de la résistance en pointe  $q_p$  et le frottement latéral à l'interface sol/pieu. La pression en pointe et la contrainte de cisaillement sont caractérisées, pour le domaine de faibles tassements, par deux paramètres  $R_0$  et  $B_0$  et sont utilisés dans la théorie de transfert de charge pour l'évaluation des tassements des pieux. On essaiera aussi dans le paragraphe réservé au calcul à rebours d'établir une relation entre ces deux paramètres et les résultats des essais in-situ.

On suppose que la contrainte mobilisée à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, est proportionnelle au tassement à la même profondeur:

$$\tau(z) = B_0(z) \cdot V(z)$$

$$q_p = R_0 \cdot \frac{V(D)}{B}$$

De la même manière que pour le facteur du tassement, on étudiera la variation de chacun de ces deux paramètres en fonction de l'élancement  $D/B$  et de la compressibilité  $K$ .

#### 5.2.2.1. Paramètre de déformation en pointe $R_0$

Ce paramètre représente la pente initiale de la courbe de  $q_p$  en fonction de  $v(D)/B$

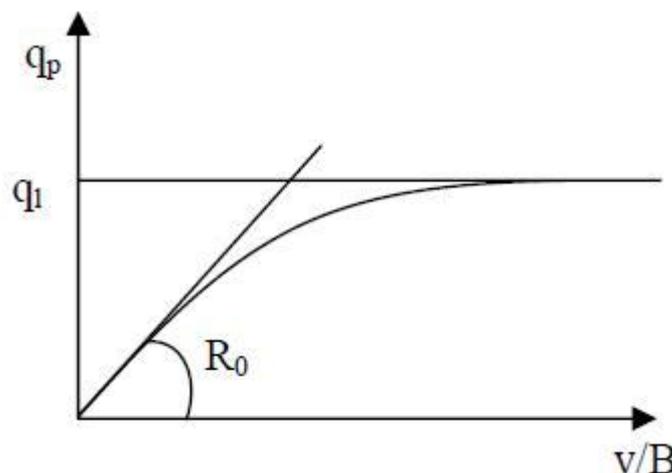


Figure 5.4: Représentation de la courbe  $q_p$ -  $v(D)/B$ .

Les figures suivantes représentent la variation de  $R_0/E_s$  en fonction de l'élancement  $D/B$  pour les différentes valeurs de la compressibilité à court et à long terme et cela toujours selon l'analyse faite par le biais du programme SAP pour un sol homogène:

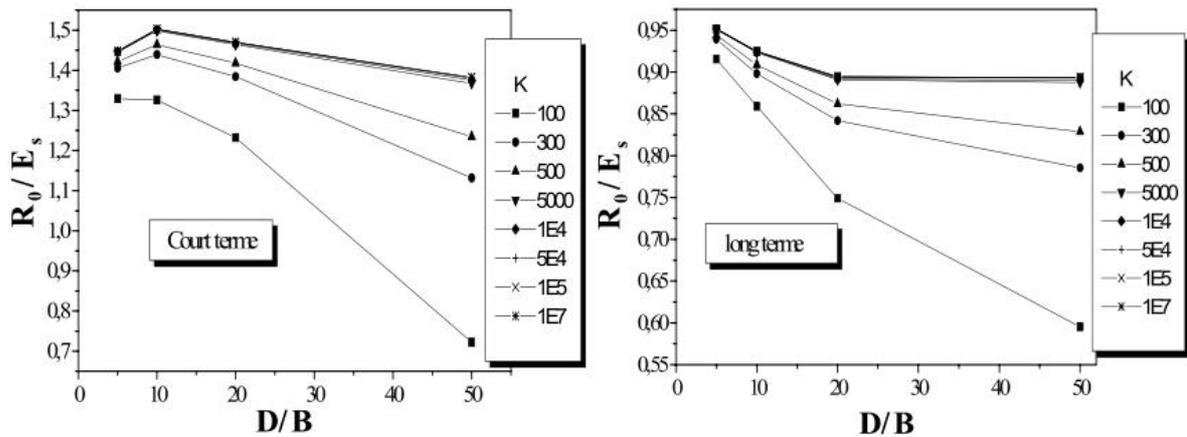


Figure 5.5: Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $D/B$  pour un sol homogène [19].

On remarque que le rapport  $R_0/E_s$  diminue avec l'augmentation de l'élançement  $D/B$  pour une valeur fixe de  $K$ , et augmente avec l'augmentation de la compressibilité relative, pour des valeurs de  $K$  inférieures à 5000, pour un rapport  $D/B$  fixe, et reste constant pour  $K$  supérieure à 5000.

L'ajustement hyperbolique au sens des moindres carrées a permis de déduire la relation suivante :

$$\frac{R_0}{E_s} = \frac{0.47}{0.83 - \vartheta} \quad [17]$$

### 5.2.2.2 Paramètre de mobilisation du frottement latéral $B_0$

Ce paramètre représente la pente initiale de la courbe de frottement latéral en fonction du tassement:  $B_0 = \frac{\tau(z)}{v(z)}$

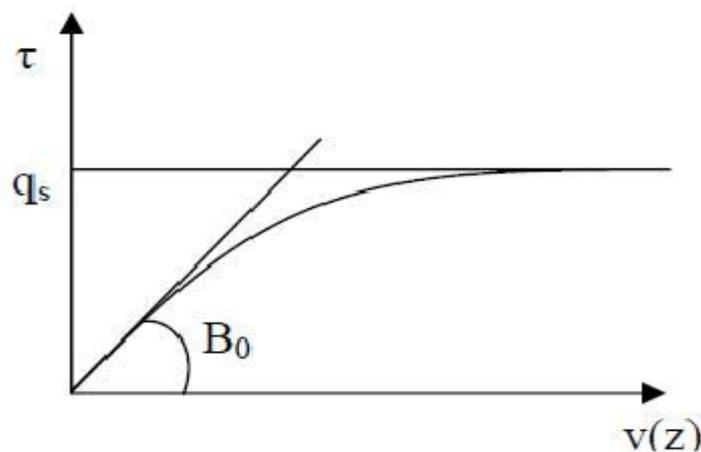


Figure 5.6: Représentation de la courbe  $\tau - v(z)$ .

La variation du rapport  $B_0 B_0 / E_s$  en fonction de  $K$  et de l'élancement  $D/B$  est représentée par les figures suivantes:

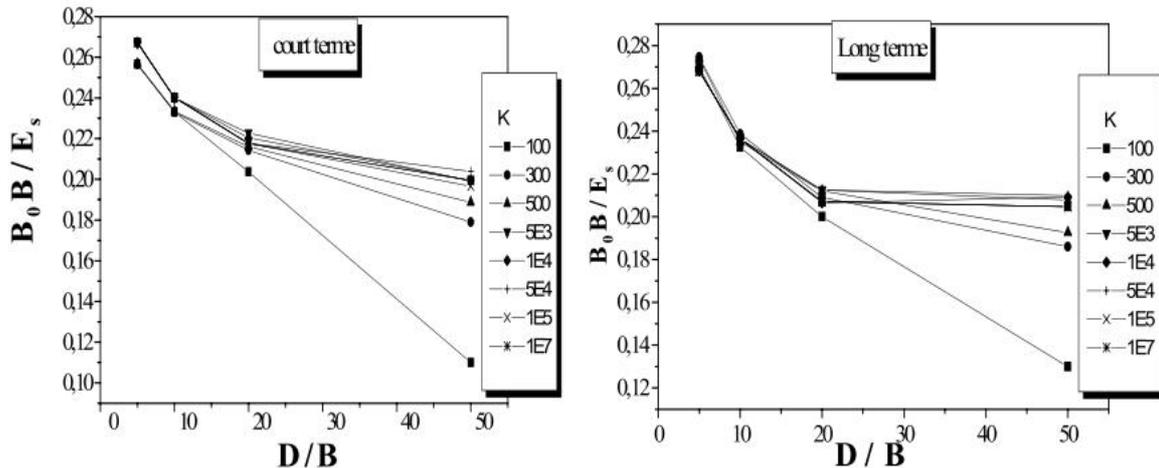


Figure 5.7: Variation de  $B_0 B_0 / E_s$  en fonction de  $D/B$  pour u sol homogène [19].

On remarque que le rapport  $B_0 B_0 / E_s$  diminue avec l'augmentation du rapport  $D/B$ , et ne varie pas avec la compressibilité car les courbes sont presque superposées l'une sur l'autre.

L'ajustement au sens des moindres carrés a donné la formule suivante:

$$\frac{B_0 B_0}{E_s} = \frac{1}{3} \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.13} \quad [17]$$

### 5.3. Calcul à rebours (calcul inverse des courbes de chargement)

On procède dans cette partie à un calcul à rebours du module de déformation du sol  $E_s$  et des paramètres de transfert de charges  $R_0$  et  $B_0$  en fonction des résultats des essais pressiométrique et de pénétration statique.

#### 5.3.1. Calcul à rebours du module de déformation $E_s$ du sol

Comme on a signalé au troisième chapitre, le module de déformation équivalent de sol  $E_s^e$  est évalué en corrélation avec les essais in-situ à la base des essais de chargement menés à l'étranger. La valeur du module équivalent de sol suivant ces corrélations, utilisée pour l'évaluation des tassements des pieux, donne des résultats généralement éloignés des résultats expérimentaux. C'est pour cette raison, et dans le but d'avoir des résultats fiables lors de l'évaluation du tassement des pieux en Algérie, on essaie de faire un calcul inverse à partir des essais de chargement et plus précisément à partir de la pente initiale de la courbe de

chargement  $\alpha$ , en utilisant la formule d'ajustement du facteur de tassement proposée précédemment.

Cette formule s'écrit sous la forme suivante:

$$I_v = \frac{V_0 E_s \cdot B}{Q} = \frac{E_p \cdot B}{\alpha \cdot K} = \frac{14.2}{K \left(1 + \frac{16}{\frac{D}{B}}\right)} + 0.5 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.65}$$

Ce qui donne: 
$$\frac{E_p \cdot B}{\alpha \cdot K} - \frac{14.2}{K \left(1 + \frac{16}{\frac{D}{B}}\right)} = 0.5 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.65}$$

K est un facteur commun du premier membre:

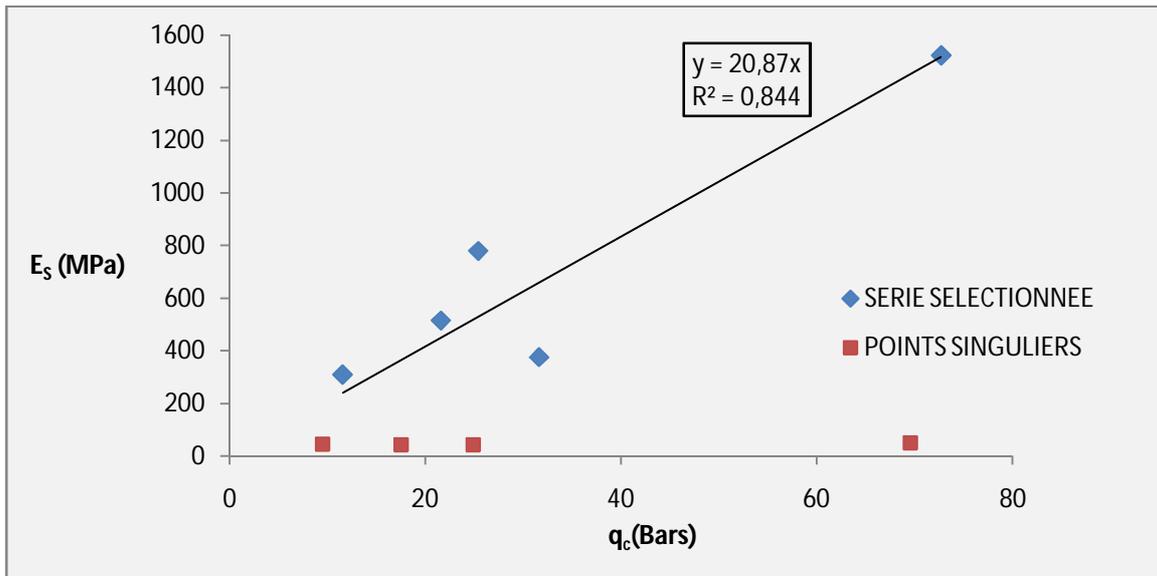
$$\frac{1}{K} \left[ \frac{E_p \cdot B}{\alpha} - \frac{14.2}{\left(1 + \frac{16}{\frac{D}{B}}\right)} \right] = 0.5 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.65}$$

D'où : 
$$K = \left[ \frac{E_p \cdot B}{\alpha} - \frac{14.2}{\left(1 + \frac{16}{\frac{D}{B}}\right)} \right] / 0.5 \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.65}$$

En introduisant les valeurs de  $\alpha$ , D et B, et de  $E_p$  pour chaque essai de pieu dans la formule précédente, on obtient une série des valeurs de K, et donc de  $E_s$ , qui lorsqu'on les relie avec celles du module pressiométrique  $E_m$  pour l'essai pressiométrique ou la résistance en pointe équivalente  $q_c$  du pénétromètre statique, permet d'établir les corrélations recherchées.

### 5.3.1.1. Corrélation avec la résistance en pointe du pénétromètre statique $q_c$

Après avoir fait les calculs nécessaires, la relation établie entre le module de déformation du sol équivalent  $E_s$  déduit des essais de chargement, selon la formule du paragraphe précédent, et la résistance équivalente en pointe du pénétromètre statique  $q_c$  considérée comme la moyenne arithmétique de ses valeurs le long du pieu, est déduite. Les résultats de calcul sont illustrés dans la figure 5.8.



**Figure 5.8 :** Corrélation entre le module de déformation du sol  $E_s$  et la résistance en pointe  $q_c$  du CPT.

Tout en éliminant les points aberrants, quatre points de l'ensemble de neuf points, on a aboutit à la corrélation linéaire suivante:

$$E_s = 20,87 \cdot q_c \text{ (} E_s \text{ en MPa et } q_c \text{ en Bars).}$$

Avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.844$

### 5.3.1.2 Corrélation avec le module pressiométrique $E_m$

De la même manière que précédemment, le module pressiométrique équivalent  $E_m$  est calculé comme la moyenne arithmétique de ses valeurs le long du pieu, et corrélé avec le module de déformation équivalent de sol  $E_s$ . Les résultats de calcul sont illustrés dans la figure 5.9

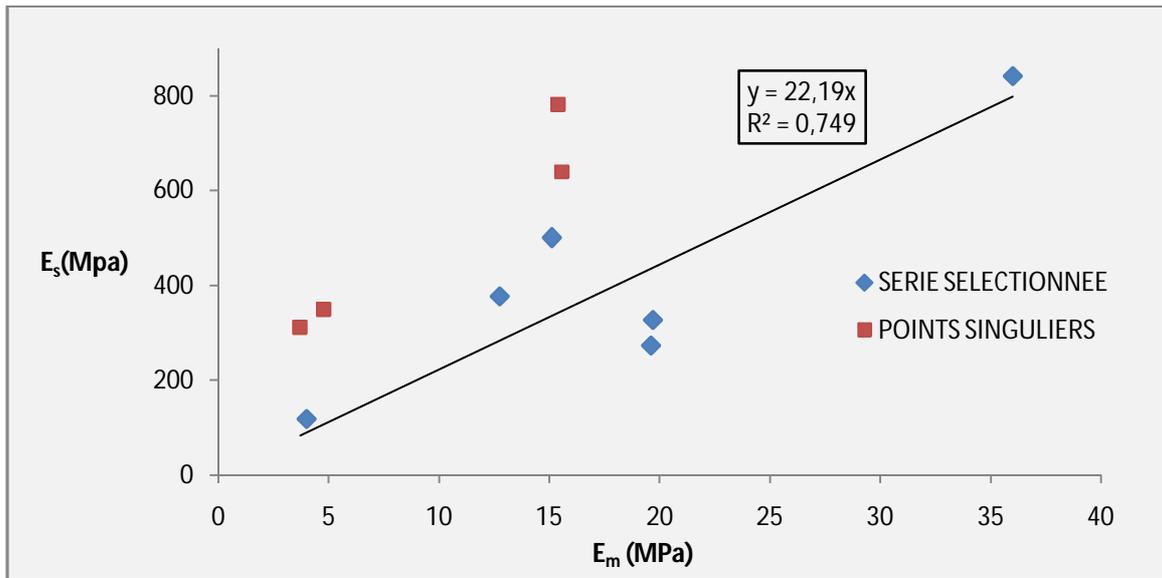


Figure 5.9: Corrélation entre le module de déformation du sol  $E_s$  et le module préssiométrique  $E_m$  du PMT.

En éliminant les quatre points aberrants, on a aboutit à la corrélation linéaire suivante:

$$E_s = 22.19 E_m \text{ (} E_s \text{ et } E_m \text{ en MPa).}$$

Avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.749$

### 5.3.2. Calcul à rebours des paramètres de transfert de charge $R_0$ et $B_0$

Le tassement d'un pieu  $v_0$  chargé expérimentalement, fiché dans un sol homogène est donné par l'équation suivante:

$$v_0 = \frac{4 Q}{\pi \cdot B} \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)}$$

$$a = \sqrt{\frac{4 \cdot B_0}{E_p \cdot B}}$$

Cette équation contient 03 inconnus  $B_0$ ,  $R_0$  et  $K$ . En plus de deux autres équations de l'ajustement de  $R_0$  et  $B_0$

$$\frac{B \cdot B_0}{E_s} = \frac{1}{3} \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.13}$$

$$\frac{R_0}{E_s} = \frac{0.47}{0.83 - \nu}$$

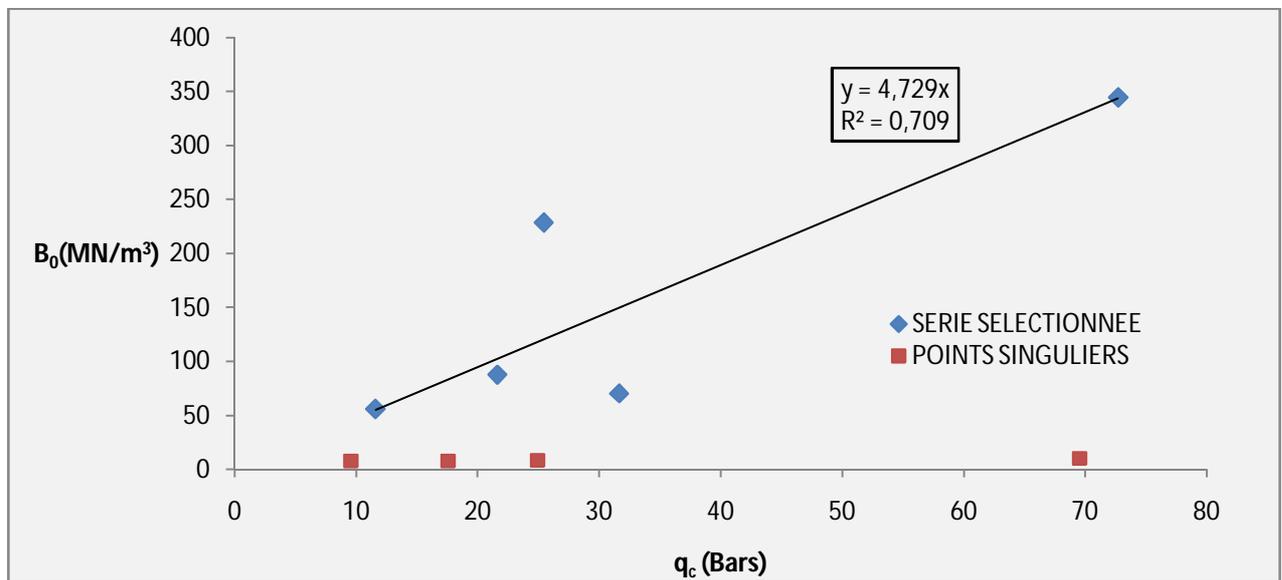
On peut, de cette manière, évaluer les paramètres de transfert de charge  $R_0$  et  $B_0$

Il y a lieu de signaler que le coefficient de Poisson à introduire dans la formule d'ajustement, est pris égal à 0.49 à court terme et 0.30 à long terme.

De la même manière que le calcul à rebours du module de déformation équivalent de sol, on introduit les valeurs de  $D$ , de  $B$ , et de la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, on peut évaluer la compressibilité relative  $K$ . De laquelle, on peut déduire le module de déformation équivalent du sol  $E_s$ , et de le relier avec les essais in-situ. Les valeurs des paramètres de transfert de charge  $R_0$  et  $B_0$  sont déduites de celle du module équivalent de déformation du sol  $E_s$ .

**5.3.2.1. Corrélation avec la résistance en pointe du pénétromètre statique  $q_c$**

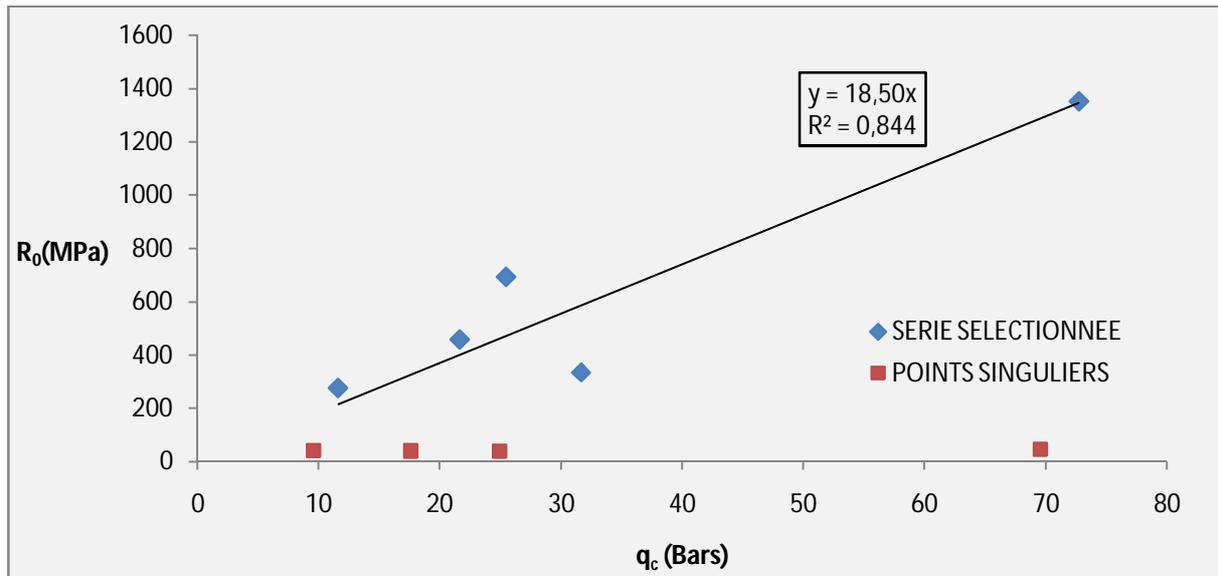
Les corrélations des paramètres de transfert de charges en fonction de la la résistance en pointe du CPT sont déduites des figures suivantes:



**Figure 5.10:** Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  du CPT.

La corrélation linéaire entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  avec un coefficient de corrélation  $R^2=0.71$ , est la corrélation suivante:

**$B_0=4,73. q_c$**  ( $B_0$  est en  $MN/m^3$  et  $q_c$  en Bars).



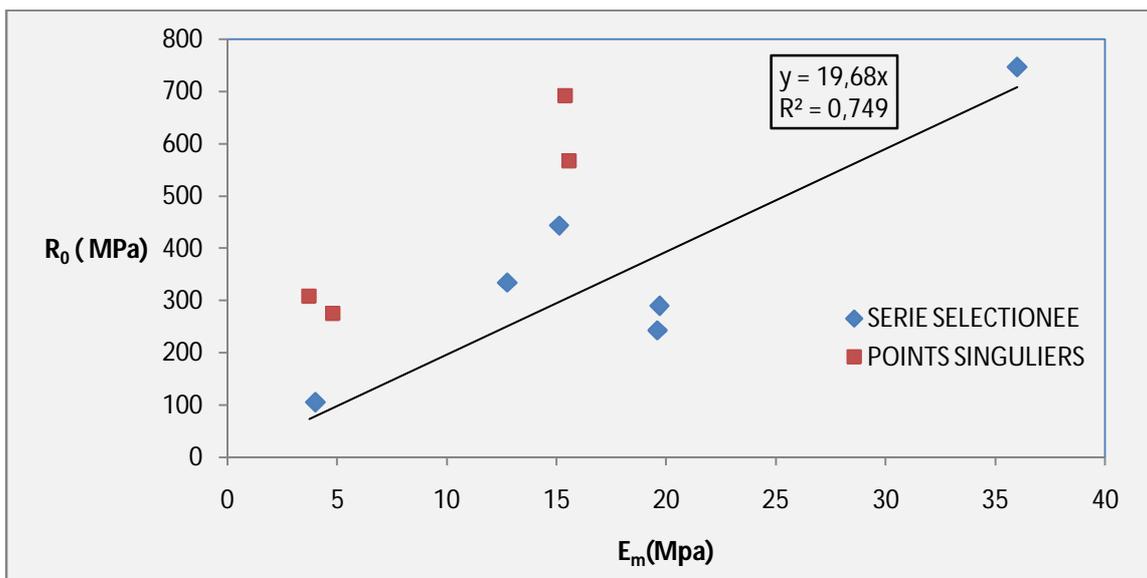
**Figure 5.11:** Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $R_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  du CPT.

La corrélation linéaire entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et la résistance en pointe  $q_c$  avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.84$ , est la suivante:

$$R_0 = 18,50 q_c \text{ (} R_0 \text{ est en MPa et } q_c \text{ en Bars).}$$

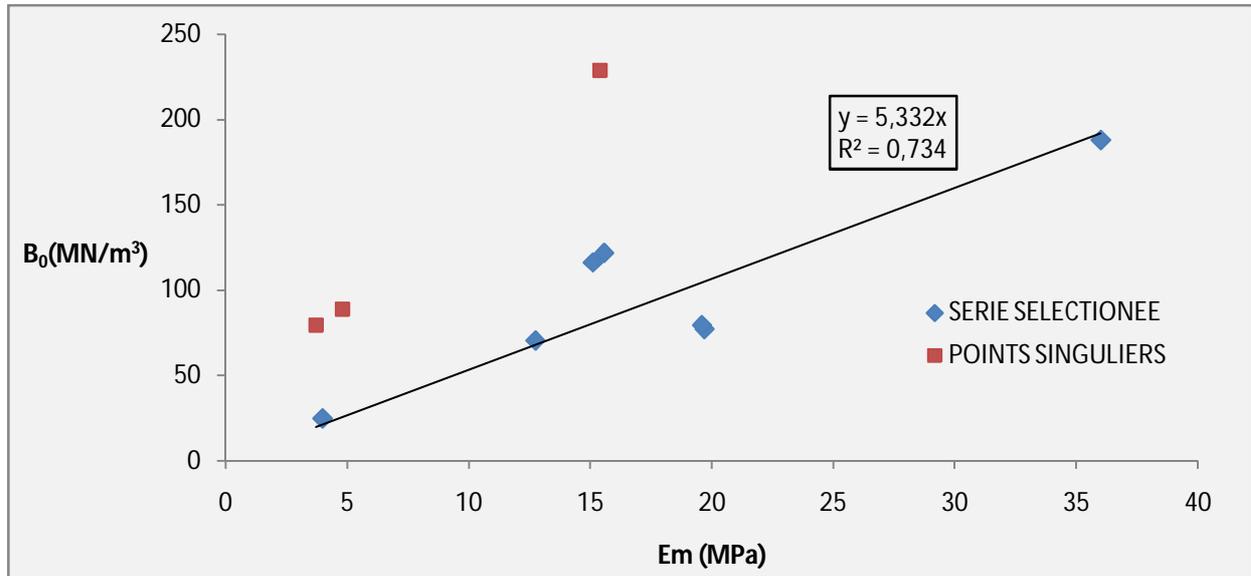
### 5.3.2.2. Corrélation avec le module pressiométrique $E_m$

Ce n'est qu'avec le coefficient  $R_0$  qu'on a aboutit à établir une corrélation avec le module pressiométrique  $E_m$ . Les résultats de calculs sont résumés dans la figure 3.12



**Figure 3.12:** Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $R_0$  et le module pressiométrique  $E_m$ .

Avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de l'ordre de 0.75, on a aboutit à la corrélation linéaire suivante:  $R_0=19,68 E_m$  ( $R_0$  et  $E_m$  est en MPa).



**Figure 3.13:** Corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et le module pressiométrique  $E_m$ .

La corrélation entre le paramètre de transfert de charge  $B_0$  et le module pressiométrique  $E_m$  avec un coefficient de corrélation  $R^2=0.73$ , est la suivante:

$$B_0=5,33 \cdot E_m \quad (B_0 \text{ est en MN/m}^3 \text{ et } E_m \text{ en MPa}).$$

De cette manière, pour le calcul de la compressibilité relative sol/pieu, et des paramètres de transfert de charge  $R_0$  et  $B_0$ , à partir des essais in-situ réalisés dans le même site et les plus proches du pieu en question, à savoir dans notre cas le pressiomètre ou le pénétromètre statique, on doit calculer tout d'abord une valeur moyenne du module pressiométrique ou de la résistance en pointe, selon la moyenne arithmétique, et d'adopter ensuite la corrélation voulue selon le paramètre qu'on veut l'évaluer  $K$ ,  $R_0$  ou  $B_0$ .

Il y a lieu de signaler que selon la littérature, les corrélations entre les paramètres de transfert de charges et le module de déformation de sol d'une part et les paramètres déduits des essais in-situ d'autre part sont linéaires. C'est pour cette raison, et en entamant une analyse discriminatoire, le nombre important des points aberrants de nos corrélations revient essentiellement à la recherche d'une relation linéaire avec un bon coefficient de corrélation.

**5.4. Conclusion**

Le calcul inverse des courbes de chargement, en ne tenant compte que de leur partie initiale, à la base des formules, établies à partir d'une étude paramétrique par éléments finis linéaire, a fourni comme résultats des corrélations qui facilitent le calcul du tassement des pieux.

Les corrélations ont été établies entre certains paramètres, intervenant dans des formules du calcul du tassement des pieux, et les caractéristiques géotechniques du sol déduites des essais in-situ. Ces corrélations avec une valeur acceptable du coefficient de corrélation, ont été établies entre le coefficient de compressibilité  $K$ , les paramètres de transfert de charges  $R_0$  et  $B_0$  et le module pressiométrique et la résistance en pointe du CPT.

### **Conclusion générale et perspectives**

La constitution d'une base de données permet aux chercheurs et aux spécialistes en la matière de faire une étude statistique, de procéder à des analyses des données et enfin de constituer des corrélations exploitables dans les régions ou les pays où la base de données est constituée. Dans notre cas, la base de données est constituée des résultats des essais géotechniques et de chargement statique des pieux relatifs à un site donné. Cette base de données est utilisée pour procéder séparément à des analyses des essais de chargement et ceux in-situ, puis à établir des corrélations entre certains paramètres déduits de ces deux types d'essais.

La comparaison entre les différentes méthodes de calcul des pieux issues de différents pays donne en général une certaine différence entre les prévisions. Pour ces raisons, il est nécessaire de prendre en considération le contexte géotechnique lors des études géotechniques en général, et du calcul des fondations profondes en particulier. Pour le cas de notre travail, l'utilisation des différentes méthodes et corrélations étrangères, et comparativement à tous ce qu'on a établi à la base des données locales, donne en général une certaine différence.

La consultation et l'analyse des essais de chargement des pieux en Algérie, à la base de 32 essais de chargement, ont permis de construire une courbe moyenne et un fuseau typiques aux essais de chargement en Algérie. L'intérêt du fuseau est d'avoir une marge du tassement pour un effort donné en fonction de la charge limite supposée évaluée au préalable, alors que la courbe moyenne donne un ordre de grandeur du tassement. L'analyse a permis d'évaluer le rapport entre la charge critique et la charge limite d'un pieu donné qui varie entre 0.45 et 0.50. En termes de tassement, la charge critique correspond à un tassement proche de celui de référence qui est le rapport de la charge limite et la pente initiale de la courbe de chargement.

La connaissance de la capacité portante d'un pieu est primordiale, bien qu'on vise toujours dans la conception des pieux à ne pas aller au delà de la charge critique qui correspond à l'état limite de service. Les méthodes pressiométrique et de pénétration statique, utilisées pour l'évaluation de la capacité portante, et comparativement à celle déduite des essais de chargement, donnent un écart de l'ordre de 10 à 30 % en plus pour l'essai pressiométrique et au moins pour l'essai à pénétration statique. Ces essais donnent aussi quelques paramètres nécessaires aux analyses et aux corrélations traitées d'ailleurs dans notre travail.

## Conclusion générale et perspectives

---

L'analyse de la capacité portante et du tassement des pieux, par le biais respectivement de la charge limite et la pente initiale déduites des courbes de chargement, en fonction de la compressibilité relative sol/pieu et de l'élanement du pieu, a permis de déduire que :

- La capacité portante d'un pieu donné augmente avec l'augmentation de la compressibilité relative  $K$  et l'élanement  $D/B$  du pieu ;
- Le tassement d'un pieu donné diminue avec l'augmentation de la compressibilité relative  $K$  et l'élanement  $D/B$  du pieu.

Le calcul à rebours des courbes de chargement consiste à retrouver, à partir des tassement mesurés de l'essai de chargement, un module de déformation du sol équivalent  $E_s$ , et des paramètres de transfert de charges  $R_0$  et  $B_0$ , puis de les corrélérer avec le module préssiométrique  $E_m$  ou la résistance en pointe du pénétromètre statique  $q_c$  tout en éliminant les points singuliers et en cherchant une bonne qualité de corrélation; selon ces corrélations, le module préssiométrique  $E_m$  et la résistance en pointe du pénétromètre  $q_p$  sont proportionnels aux module de déformation du sol équivalent, et aux paramètres de transfert de charges.

A la fin, et comme perspectives aux futures recherches, on recommande les axes suivants:

- augmenter la taille de la base de données, qui était un peu limité pour notre cas ;
- vérifier la correspondance entre les essais de chargement et ceux in-situ ;
- améliorer le calcul à rebours qui était limité au calcul linéaire, par recours à des méthodes numériques à la base de la théorie de transfert de charges, pour tenir compte du comportement non linéaire aux interfaces sol/pieu (frottement latéral, pression en pointe).

## Références

---

- [1] Bouafia.A, « *Introduction au calcul des fondations* », éditions SAB Alger, 2002, ISBN 9947.0090.0.
- [2] D.T.U. 13.2, « *Fondations profondes pour les bâtiments* ». Ref AFNOR P 116212.
- [3] Ministère de l'équipement et des logements, France, *Règles de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Fascicule 62.
- [4] Cassan.M, « *Essai in situ en mécanique des sols* », Tome II : Applications & méthodes de calcul, 1978, Editions Eyrolles.
- [5] Said.I, « *Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous chargement axiale* », thèse de doctorat, 2006, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- [6] William.B, « *Engineering and design- bearing capacity of soils* », 1992
- [7] Frank.R, « *Etude théorique du comportement du pieu sous charge verticale – introduction à la dilatance* », 1975, Rapport de recherche LCPC N° 46.
- [8] Bouafia.A, « *Les essais in-situ dans les projets de fondations* », 2005, Edition OPU, 2004.
- [9] Frank.R, « *Calcul des fondations superficielles et profondes* », 1999, éditions techniques de l'ingénieur et presses de l'ENPC, 139 pages
- [10] Philipponant.G, « *Fondations et ouvrages en terres* », 1997, Editions Eyrolles. France.
- [11] Benali. A ; « *Analyse semi-empirique de la portance des pieux* ». Thèse de magister; (2003); département génie civil; université de Blida.
- [12] Sanglérat,G et Costet, J, « *Cours pratiques de la MDS- Calcul des ouvrages* », Tome II, 1981, Edition Dunod.
- [13] Sangelérat.G, « *le pénétromètre et la reconnaissance des sols* », 1965, Edition Dunod, Paris.
- [14] Institution of Civil Engineers ICE, « *penetration testing* », compte rendus de la conférence de géotechnologie, 1988, Birmingham, 6-8 juillet, éditions Thomas Telford, London.
- [15] Bandini.P & Salgado.R, « *methods of pile design on CPT and SPT results* », comptes rendus du congrès international ISC 98: Geotechnical Site Characterization, 19-22 avril 1998, vol 2, pp 967-976, Edition Blkema.
- [16] Poulos. H.G, « *Pile behaviour – Theory and application* », Revue Géotechnique 39, N° 3, 1989, pp 365-415.
- [17] Bustamante.M et Al, « *Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés* », 1991, Revue française de géotechnique N° 54, pp 39-52, éditions ENPC, Paris.
- [18] Metat.H et Prat.M, « *Ouvrage en interaction- modélisation des fondations profondes* », 1999, pp 69-125

## Références

---

[19] Nabila YAICH ACHOUR – *Paramètres de transfert de charges*- Mémoire de magister; 2003; université de Blida.

## Annexe 01

### Tableau des paramètres d'ajustement hyperbolique

Projet	Charge limite QI (KN)	Pente initiale $\alpha$ (KN/mm)	Coefficient de corrélacion R (%)
RADIALE OUED OUCHAYEH	5200	5797.13	96.86
OA 0/1 - GUE DE CONSTANTINE	5510	827.691	99.75
CENTRE COMMERCIAL EL QODS - CHERAGA	9980	5339.04	99.60
USINE DES METAUX PRECIEUX BARAKI	2820	3027.12	99.89
500 LOGEMENTS BAB EZZOUAR	7650	3180.01	71.20
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 01	6473	3882.48	99.23
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 02	3890	10308.30	96.83
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 03	8920	2228.01	89.38
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE - 2005	7530	3824.92	96.27
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE -1989 PIEU 01	3920	561.80	99.11
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE – 1989 PIEU 02	9150	3255.15	98.34
O.A ½ MAZAFRAN PIEU 04	5540	3490.10	99.22
O.A ½ MAZAFRAN PIEU 05	5570	889.80	99.34
HERROUA – ATLAS ASLAN	12500	4049.47	95.37
HERROUA - SCOAL	7330	2941.37	94.97
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 01	3360	7076.00	99.23
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 02	9320	17140.90	95.79

## Annexe 01(Suite)

### Tableau des paramètres d'ajustement hyperbolique(Suite)

Projet	Charge limite QI (KN)	Pente initiale $\alpha$ (KN/mm)	Coefficient de corrélacion R (%)
CENTRE COMMERCIAL HAMMA – PIEU 03	9890	3308.10	99.60
CENTRE COMMERCIAL HAMMA – PIEU 04	2980	13778.30	95.28
CENRALE A TURBINE DE GAZ – RELIZANE PIEU 01	875	1801.48	99.90
CENTRALE A TURBINE DE GAZ – REZINANE PIEU 02	3300	1356.67	98.92
CENTRALE A TURBINE DE GAZ- RELIZANE PIEU 03	2170	5193.97	92.25
OA 4/2 – BOUFARIK LA PILE	5020	2752.29	99.88
OA 4/2 – BOUFARIK LA CULEE	6400	2843.45	95.37
IMPRIMERIE OFFICIELLE – BIR KHADEM	1440	11723.45	99.70
OA 2 <sup>eme</sup> ROCADE – KHEMIS EL KHECHNA	8250	2974.13	98.05
NAFTAL - KHROUB	1340	2089.83	99.86
OA 8/1 OUED OUCHAYEH	7000	4270.10	87.52
STATION DE DESSALEMENT GHAZAOUAT - TLEMCEN	4180	2308.83	99.60
ACCES NOUVELLE AEROGARE - CSCEC	2820	3027.12	99.89
Nouvelle bibliothèque- Tizi ousou.	9620	11723.45	84.96
Salon d'honneur	1800	1628,49	98,88

## Annexe 02

### Tableau des valeurs de la charge critique Qc

Projet	Fiche du pieu D (m)	Diamètre du pieu B (m)	Rapport D/B	Charge critique Qc (KN)
RADIALE OUED OUCHAYEH OA 3/2	15.50	1.20	12.91	5210
OA 0/1 - GUE DE CONSTANTINE	36.00	1.20	30.00	2500
CENTRE COMMERCIAL CHERAGA	19.80	1.00	19.80	4470
USINE DES METAUX PRECIEUX BARAKI	12.00	0.80	15.00	1110
500 LOGEMENTS BAB EZZOUAR	20.00	1.20	16.66	4000
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 01	22.00	1.00	22.00	2860
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 02	22.00	1.00	22.00	3670
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 03	14.00	1.00	14.00	2550
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE - 2005	25.00	1.20	20.83	3030
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE -1989 PIEU 01	18.00	1.20	15.00	1290
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE – 1989 PIEU 02	25.00	1.20	20.83	2770
O.A ½ MAZAFRAN PIEU 04	52.00	1.20	43.33	3280
O.A ½ MAZAFRAN PIEU 05	42.00	1.20	35.00	2550
HERROUA – ATLAS ASLAN	22.00	1.20	18.33	5360
HERROUA - SCOAL	16.00	1.00	16.00	3320
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 01	22.80	0.60	38.00	1380
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 02	22.60	1.00	22.60	3650

## Annexe 02 (Suite)

### Tableau des valeurs des la charge critique Qc (Suite)

Projet	Fiche du pieu D (m)	Diamètre du pieu B(m)	Rapport D/B	Charge critique Qc (KN)
CENTRE COMMERCIAL HAMMA – PIEU 03	24.00	1.00	24.00	3390
CENTRE COMMERCIAL HAMMA – PIEU 04	21.80	0.60	36.33	1600
CENRALE A TRIBUNE DE GAZ – GHELIZANE PIEU 01	34.00	1.00	34.00	3950
CENTRALE A TRIBUNE DE GAZ – GHEZINANE PIEU 02	34.00	0.80	42.50	1670
CENTRALE A TRIBUNE DE GAZ- GHELIZANE PIEU 03	34.00	0.80	42.50	970
OA 4/2 – BOUFARIK LA PILE	33.00	1.20	27.5	3070
OA 4/2 – BOUFARIK LA CULEE	41.00	1.20	34.16	3670
IMPRIMERIE OFFICIELLE – BIR KHADEM	09.10	1.00	9.10	880
OA 2 <sup>eme</sup> ROCADE – KHEMIS EL KHECHNA	23.00	1.20	19.16	4710
NAFTAL - KHROUB	16.00	1.00	16.00	660
OA 8/1 OUED OUCHAYEH	32.00	1.20	26.66	2710
STATION DE DESSALEMENT GHAZAOUAT - TELEMEN	22.00	1.00	22.00	2380
ACCES NOUVELLE AEROGARE - CSCEC	12.00	0.80	15.00	1270
NOUVELLE BIBLIOTHEQUE- TIZI OUZOU	18.00	1.00	18.00	4850
SALON D'HONNEUR	12.70	0.80	15.87	1040

# ANNEXE 03

## PRESENTATION DE LA FICHE SYNTHETIQUE

### FICHE SYNTHETIQUE D'ESSAI DE CHARGEMENT VERTICAL DES PIEUX

#### 1. PROJET:

Ouvrage: Organisme réalisant l'essai:

Date de l'essai: Localisation:

#### 2. CARACTERISTIQUES GEOTHECNIQUES DU SITE:

Nombre de couches formant le terrain:

Description sommaire successive des couches (A:argile, L: limon, M:marne, Sd: grès, *autre matériau : Nom complet, symbole à combiner s'il y a mélange*).

.....  
Présence d'une nappe: Oui/Non Profondeur/surface:

Remarques:.....

#### Essai pressiometrique:

Nombre de sondages pressiométriques:

Z(m)/T.N														
Pl (kPa)														
Em (kPa)														

Remarques:.....  
.....

#### Essai pénétrométrique:

Nombre de sondages pénétrométriques:

Caractéristiques de l'appareil pénétrométrique:

Modèle: Poids du mouton: Hauteur de chute:

Z(m)/T.N														
q <sub>c</sub> (MPa)														

Remarques:.....  
.....

**Essai de laboratoire:**

Nombre de sondages carottés ou à la tarière:

Mentionner le nombre de sondages, sa profondeur, et les résultats de l'essai:.....

.....

Remarques:.....

.....

**4. PIEU D'ESSAI:**

Forme de la section:

Matériau du pieu:

Longueur totale L:

Longueur encastrée D:

Diamètre B:

Elancement D/B:

Mode de mise en place du pieu:

Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours:

Remarques:.....

.....

**5. ESSAI DE CHARGEMENT:**

Q (kN)									
V <sub>0</sub> (mm)									

Remarques:.....

.....

**6. RESULTATS DE L'ESSAI:**

Charge vertical limite Q<sub>l</sub> (kN):

Pente initiale α (kN/mm):

Coefficient d'ajustement hyperbolique R (%):

Charge de fluage Q<sub>c</sub>(kN):

Charge Q correspondant à B/10:

Tassement résiduel (mm):

**6. RESULTATS DE CALCUL A REBOURS:**

B<sub>0</sub>.B/E<sub>s</sub>= , R<sub>0</sub>./E<sub>s</sub>= ,q<sub>s</sub>= ,q<sub>i</sub>=

## Annexe 04-A

### Comparaison entre les charges limites déduites de l'essai de chargement et l'essai pressiométrique

Projet	Charge limite évaluée par Lissage hyperbolique $Q_{hyper}$ (kN)	Charge limite évaluée par la méthode Pressiométrique $Q_{PMT}$ (kN)	Rapport $Q_{hyper}/ Q_{PMT}$	Nature du terrain
RADIALE OUED OUCHAYEH OA 3/2	5200	4228	1.23	Argile
OA 0/1 - GUE DE CONSTANTINE	5510	7446	0.74	Argile
USINE DES METAUX PRECIEUX BARAKI	2820	3615	0.78	Argile
1200 LOGEMENTS BAB EZZOUAR	7650	9000	0.85	Argile
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 01	6473	5678	1.14	Marne
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 02	3890	4744	0.82	Marne
282 LOGEMENTS – THENIA PIEU 03	8920	10253	0.87	Marne
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE -1989 PIEU 01	3920	4126	0.95	Argile
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE – 1989 PIEU 02	9150	11582	0.79	Argile
HERROUA – ATLAS ASLAN	12500	12736	0.98	Marne
HERROUA - SCOAL	7330	6265	1.17	Marne
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 01	3360	4732	0.71	Sable
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 02	7320	8612	0.85	Sable
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 03	7890	8865	0.89	Sable
CENTRE COMMERCIAL HAMMA PIEU 04	2980	2734	1.09	Sable

## Annexe 04-B

### Comparaison entre les charges limites déduites de l'essai de chargement et l'essai de pénétration statique

Projet	Charge limite évaluée par Lissage hyperbolique $Q_{\text{hyper}}$ (kN)	Charge limite évaluée par la méthode Pressiométrique $Q_{\text{CPT}}$ (kN)	Rapport $Q_{\text{hyper}}/ Q_{\text{CPT}}$	Nature du terrain
CENTRE COMMERCIAL CHERAGA	9980	6931	1.44	Marne
1200 LOGEMENTS BAB EZZOUAR	7650	6322	1.21	Argile
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE - 2005	7530	6548	1.15	Marne
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE - 1989 PIEU 01	3920	3087	1.27	Argile
ACCES A LA NOUVELLE AEROGARE – 1989 PIEU 02	9150	9531	0.96	Argile
O.A 1/2 MAZAFRAN PIEU 04	5540	4991	1.11	Sable
O.A 1/2 MAZAFRAN PIEU 05	5570	6330	0.88	Argile
OA 4/2 – BOUFARIK LA CULEE	6400	4638	1.38	Argile
RADIALE OUED OUCHAYEH OA 3/2	5200	4370	1.19	Argile
USINE DES METAUX PRECIEUX BARAKI	2820	3065	0.92	Argile

## Annexe 05

### Photos des étapes de préparation de l'essai de chargement



### DECAPPAGE DU BETON DE MAUVAISE QUALITE



### PREPARATION DE LA TETE DU PIEU

## Annexe 05

### Photos des étapes de préparation de l'essai de chargement



### LA MISE EN PLACE DU MASSIF DE REACTION

## Annexe 05

### Photos des étapes de préparation de l'essai de chargement



### LA MISE EN PLACE DES VERINS SUR LA TETE DU PIEU

## Annexe 05

### Photos des étapes de préparation de l'essai de chargement



### LA FIXATION DES CAPTEURS SUR LA TETE DU PIEU

## Annexe 05

### Photos des étapes de préparation de l'essai de chargement



### L'INSTALLATION D'UN APPAREIL TOPOGRAPHIQUE