

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



**MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**COMPORTEMENT AXIAL D'UN PIEU ISOLÉ-**

**ANALYSE D'UNE BASE DE DONNÉES D'ESSAI**

**DE CHARGEMENT VERTICAL DE PIEUX EN ALGÉRIE.**

Soutenu par :

**HADDAD Lynda et MELLOUT Amina**

**Devant le jury composé de :**

Mme.I.TOUMI

Présidente

Dr. Y.SAIL

Examineur

Dr.A.BOUAFIA

Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

## ملخص

تقييم قدرة التحمل الاوتدة لا يزال يمثل العديد من الشكوك، في الواقع تؤدي طرق الحساب الحالية غالبًا إلى اختلافات كبيرة. يعد اختبار التحميل السكوني أداة عملية في الموقع لحساب قدرة التحمل، الزحف والتكدس، مما يزيل الشكوك المرتبطة بالحساب ويؤكد تنبؤات سلوك الاوتدة.

تتناول هذه الأطروحة موضوعًا مهمًا جدًا خاصة للباحثين والمشاركين في المشاريع الكبرى من مهندسين وتقنيين في مجال البناء في الجزائر، لا سيما بعد تطوير قطاعات الأشغال العامة من خلال إطلاق المشاريع الكبرى، وتقدم الأطروحة تحليلًا لقاعدة بيانات من 65 اختبارًا من التحميل السكوني في الجزائر (الفترة 1984 - 2013)، من خلال تطبيق معايير مختلفة مقترحة في أدبيات الجيوتقنية العالمية، وكذلك من ناحية أخرى مقارنة مفصلة للطرق الحديثة التي تقوم بدراسة ابعاد الاوتدة بناءً على اختبارات CPT و PMT وفقاً للقوانين الجديدة والقديمة المعتمدة في الجزائر، بالإضافة إلى مقارنة مباشرة بين نتائج الطرق الحديثة، وتلك التي تحددها معايير التحميل السكوني من أجل تصنيف طرق التصميم وفقاً لقدرتها التنبؤية.

**الكلمات المفتاحية:** الاوتدة، اختبار التحميل السكوني، قدرة التحمل، قاعدة البيانات.

# RESUME

Malgré les très nombreuses recherches effectuées en matière d'infrastructures et l'expérience considérable accumulée dans les travaux de fondation profonde, l'évaluation de la capacité portante des pieux présente encore de nombreuses incertitudes, en effet les méthodes de calcul existantes conduit souvent à des divergences fortes importantes.

L'essai de chargement vertical d'un pieu en vraie grandeur est un outil pratique in-situ de la capacité portante, la charge critique et du tassement, qui permet de s'affranchir des incertitudes liées au calcul et confirmer les prévisions du comportement du pieu.

Ce mémoire traite de sous thème si important pour les acteurs de la construction en Algérie, particulièrement suite à l'épanouissement des secteurs des travaux publics par le lancement des grands projets, le mémoire présente une interprétation d'une base de données de 65 essais de chargement vertical sur des pieux en Algérie (période 1984,2013), par différents critères proposés dans la littérature mondiale , ainsi d'une part une étude comparative détaillée des méthodes courantes de dimensionnement des pieux isolés à la base des essais PMT et CPT , selon le nouveau et l'ancien règlement Algérien , en outre une comparaison directe entre les valeurs prédites des nouvelles méthodes , et celles déterminées par les critères des essais de chargement afin de classer les méthodes de dimensionnement selon leur pouvoir de prévision.

**Mots clés :** Pieux, Essai de chargement, Capacité portante, Base de données.

# ABSTRACT

Piles foundations have been used since prehistoric time; their commonest function is to transfer loads that cannot be supported at shallow depths to a depth where adequate support becomes available. In an effort to develop, reasonable design methods, analytical and experimental studies on single piles have been performed this extensively the last few decades.

Many empirical methods and half-empirical based on in situ test, have been directed toward prediction of bearing capacity of single piles under vertical loads, and its behaviours.

Despite the advances in constructions of such deep foundations as well as the advances of researches and technologies, the analysis of pile foundations and a specially those loaded axially, remains a challenge to the engineers. The purpose of this thesis is to analyse of a database of vertical loading tests of single piles in Algeria, and the corresponding geotechnical tests.

In the first chapter we reviewed some basics about piles, and their stability modes, then we present the different methods of calculating the bearing capacity of single piles under vertical loads, which are the following: classical theory of rigid-plastic bodies, in-situ test practical calculation, theory of the expansion of spherical cavity and calculation based on the interpretation of static pile loading test.

The second chapter is dedicated to descriptive study of the database of experimental tests, of deep foundations projects in Algeria. The database contains 65 full-scale loading test on simply instrumented piles, we expose the characteristics of geometric of piles, installation technique, the materiel, and informations about fields nature and in situ tests carried out.

The third chapter of this work, is devoted to present different criteria to estimate the bearing capacity from pile load test results by adjusting load-settlement curves. Among these criteria we cite: Hyperbolic, Decourt, Van der Veen, Bulter-Hoy, Hansen and Davison, each one of these methods has its own procedure, thus it gives a different percentage of applicability and performances on our database.

The fourth chapter includes an analysis of the bearing capacity of single piles based on in situ test (CPT and PMT), according to the new Algerian regulation DTR-BC-2.33. Both of CPT and PMT methods require an investigation and recognition of soil nature, the installation mode and the material of the pile..., in order to specify important parameters.

The fifth chapter deals with a comparative and statistical study of the different methods of dimensioning deep foundations, in order to establish some correlation for the estimation of the bearing capacity, and the prediction of the behavior of the piles, and that between the results of the static loading test of the piles, and those of the in-situ test which correspond to them in particular the PMT test, and CPT test.

We compare also, in this important chapter, the results of calculation the tip resistance, the skin friction and the prevision of the bearing capacity of single piles, according to French standard NF P92-262, and the ancient standard booklet 62, based on PMT and CPT test.

The creep load known as the threshold of the beginning of instability of pile settlements, can be determined experimentally by the static loading test of the piles, or by empirical formulas based on PMT and CPT test. In this case of study, we will demonstrate the difference between them.

At the end of this humble thesis, conclusions and recommendations to enrich this work and explore its horizons.

**Keywords:** Piles, Database, Load test, Bearing capacity.

## *Remerciements*

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu qui nous avoir donné le courage, la volonté et la santé pour aboutir ce travail. Il a béni nos vies d'opportunités que nous savons ne sont ni de nos mains ni aucune d'autre.

Nos sincères gratitudee et nos profonds remerciements à **M<sup>r</sup>. Ali Bouafia** pour son encadrement, son orientation, ses conseils, sa disponibilité dans le but d'accomplir ce travail.

Nous souhaitons également remercier toute l'équipe pédagogique de la spécialité Géotechnique de l'université de Saad Dahleb Blida, pour les années d'enseignement.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté de juger, et d'évaluer ce travail.

Pour finir, nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribuées à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions.

# *Dédicace*

À mes chers parents pour leurs sacrifices, leur amour et leur soutien tout au long de mes études

À mes chères sœurs, NABILA, ROFAIDA et **KHAOULLA**, pour leur encouragement par permanents et leur soutien moral.

À mon binôme HADDAD LYNDA.

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués et le fruit de votre soutien infaillible.

*Amina Mellout*

# *Dédicace*

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, pour leurs soutiens, leurs encouragements tout au long de mes études.

À ma chère mère, si je connaissais suffisamment les mots, je pourrais t'écrire le plus long remerciement du monde et je ne me fatigue jamais.

À mon cher père, pour me faire confiance, et me donnant la liberté de choisir ce que désirais.

Mes chères sœurs Kenza et Amina, celui qui n'as pas de fraternité est seul et finira par être piétiné.

Mes chers cousins et cousines, particulièrement Lydia Benotmane.

Mes tantes et mes oncles, vous êtes les personnes dont je veux rendre le plus fière de moi.

Mes grands-parents, à ma grand-mère qui m'a dit une fois je serais Ingénieur, que dieu te garde dans son vaste paradis.

Mes aimables amies : Chaima, Ahlam, Nada, Djazira, Romaïssa, Meriem et Asma, en souvenir de notre amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

À mon binôme Amina Mellout et sa famille.

À la promotion géotechnique (2019-2020), de l'université de Saâd Dahleb- Blida.

***Lynda Haddad***

# LISTE DES SYMBOLES

## CHAPITRE 1 : Étude bibliographique

$Q_1$  : La capacité portante verticale de pieu.

$Q_p$  : La résistance en pointe.

$Q_s$  : La résistance de frottement axial.

$Q_c$  : La charge critique (ou de fluage).

$S$  : Surface de pieu.

$P$  : Périmètre de pieu.

PMT : Essai pressiométrique.

CPT : Essai de pénétromètre statique.

$A_p$  : Section de la pointe.

$D$  : Fiche de pieu.

$B$  : Diamètre de pieu.

$h$  : Ancrage de la couche résistante

$K_p, K_c$  : Facteurs de portance.

$K_{pmax}, K_{cmax}$  : Facteurs de portance maximaux.

$P_l$  : Pression limite mesuré

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

$P_l^*$  : La pression limite nette.

$q_s$  : Le frottement axial unitaire limite.

$D_{ef}$  : Encastrement relatif.

$\alpha_{pieu-sol}$  : Correspond au type de pieu et la nature de sol.

$f_{sol}$  : Dépend le type de sol et la pression limite nette.

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

$q_{cc}$  : Résistance de pointe corrigée.

$q_{cm}$  : Résistance de pointe moyenne.

$\beta, q_{smax}$  : Dépend de type de pieu et de la nature du sol.

$Q$  : Charge en tête du pieu.

$s$  : Déplacement du pieu en tête.

$Q_{max}$  : Chargement maximal en tête de pieu.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$N_q$  : Facteur de portance dépend de l'angle de frottement.

$p_{ls}$  : Pression limite de l'expansion d'une cavité sphérique.

## **CHAPITRE 2 : Présentation de la base de données d'essais de chargement (annexe 01)**

LCTP: Laboratoire central des travaux publics

CTTP: Organisme nationale de contrôle technique des travaux publics

LNTPB: Laboratoire nationale travaux public et bâtiments

LNHC: Laboratoire nationale d'habitant et de la construction

GOMECA: Géotechnique, mines & carrières engineering

CEBTP SOLEN : Bureau d'étude japonaise

OA : Ouvrage d'art.

LHCC : Laboratoire de l'habitat et de la construction du centre.

## **CHAPITRE 3 : Analyse des critères de capacité portante des pieux**

$v_0$  : Tassement en tête de pieux.

$b$  : Pente de la ligne droite.

$E_p$  : Module de Young (ou le module élastique).

$L$  : Longueur de pieu.

$k_v$  : Raideur sécante du pieu (force/tassement).

$k_{v0}$  : Raideur verticale initiale du pieu.

$\Delta L$  : Le déplacement élastique du pieu.

$\lambda$  : Rapport de capacité portante.

COV : coefficient de variation.

## **CHAPITRE 4 : Analyse de la capacité portante selon le nouveau règlement Algérien DTR-BC-2.33**

$\gamma_d$  : Le poids volumique sec.

$\gamma_h$  : Le poids volumique humide.

$\gamma'$  : Le poids volumique effectif.

$\gamma_{sat}$  : Le poids volumique saturé.

r : Rayon de pieu.

$k_o$  : Coefficient des poids des terres en repos.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

MPa : Méga Pascal (1MPa=  $10^6$  Pa)

kPa : Le kilo Pascal (1kpa= $10^3$  Pa)

m: Mètre (1m= $10^3$  mm)

Bar: (1Bar = 100 kPa)

kN: Kilos Newton (1kN = 100 kg)

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1</b>	Définition des catégories conventionnelles de sols en fonction de la valeur de la pression limite selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.....	9
<b>Tableau 1.2</b>	Les valeurs de facteur de portance $K_p$ .....	10
<b>Tableau 1.3</b>	Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire $q_s$ . ....	11
<b>Tableau 1.4</b>	Valeur du facteur de portance pressiométrique $K_{pmax}$ pour un encastrement relatif $D_{ef}/B$ .....	13
<b>Tableau 1.5</b>	Choix des valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$ – Méthode pressiométrique.....	14
<b>Tableau 1.6</b>	Valeurs numériques des paramètres a,b et c des courbes $f_{sol}$ – Méthode pressiométrique. ....	16
<b>Tableau 1.7</b>	Définition des catégories conventionnelles de sols , la valeur de la résistance en pointe selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.....	17
<b>Tableau 1.8</b>	Les valeurs de facteurs $k_c$ (fascicule 62 titre V 1993).....	19
<b>Tableau 1.9</b>	Choix de coefficient $\beta$ et de $q_s^{max}$ en kPa , selon le fascicule 62.....	19
<b>Tableau 1.10</b>	Le calcul de facteur de portance $k_c$ .....	20
<b>Tableau 1.11</b>	Valeur du facteur de portance pénétrométrique $K_{cmax}$ pour un encastrement relatif $D_{ef}/B$ .....	21
<b>Tableau 1.12</b>	Choix des valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$ – Méthode pénétrométrique.....	22
<b>Tableau 1.13</b>	Valeurs numériques des paramètres a,b et c des courbes $f_{sol}$ – Méthode pénétrométrique.....	24
<b>Tableau 1.14</b>	Les valeurs de $q_s$ maximales.....	25
<b>Tableau 3.1</b>	L'essai de chargement statique vertical (donnés en kN) .....	45
<b>Tableau 3.2</b>	Résultats de capacité portante verticale en kN de T-01.....	47
<b>Tableau 3.3</b>	Résultats de la fréquence des critères.....	47
<b>Tableau 3.4</b>	Les valeurs $Q_1$ moyenne et le COV.....	48
<b>Tableau 3.5</b>	Représentation du rapport $Q_{I(critère)} / Q_1$ moyenne.....	51
<b>Tableau 3.6</b>	Les résultats de l'étude statistique de lambda.....	52
<b>Tableau 3.7</b>	Résultats des paramètres statistiques.....	54
<b>Tableau 4.1</b>	Les méthodes de calcul de la charge verticale en pointe ainsi la charge de frottement à partir des essais PMT et CPT.....	55

<b>Tableau 4.2</b>	Les projets basés sur les essais PMT.....	57
<b>Tableau 4.3</b>	Présentation de l'ouvrage.....	58
<b>Tableau 4.4</b>	Sondage N° :1 sondage carotté ou puits le plus proche.....	59
<b>Tableau 4.5</b>	Les valeurs de $P_1^*$ sur la profondeur D-b, D+3a.....	60
<b>Tableau 4.6</b>	Les valeurs de $P_1^*$ sur la profondeur D-h <sub>D</sub> , D.....	60
<b>Tableau 4.7</b>	Les résultats des valeurs $q_s$ .....	61
<b>Tableau 4.8</b>	Les résultats de la capacité portante ainsi la charge de fluage par l'essai PMT....	62
<b>Tableau 4.9</b>	Les projets basés sur les essais CPT.....	63
<b>Tableau 4.10</b>	Présentation de l'ouvrage.....	64
<b>Tableau 4.11</b>	Sondage N° 1.....	64
<b>Tableau 4.12</b>	Sondage N°3.....	64
<b>Tableau 4.13</b>	Les valeurs de $q_c$ en bars.....	65
<b>Tableau 4.14</b>	Les résultats de la résistance pénétrométrique corrigé $q_{cc}$ .....	65
<b>Tableau 4.15</b>	Valeurs des paramètres $\alpha_{pieu-sol}$ , a, b et c. ....	66
<b>Tableau 4.16</b>	Les résultats de la capacité portante ainsi la charge de fluage par l'essai CPT...66	
<b>Tableau 4.17</b>	Les résultats des rapports $Q_p/Q_1$ et $Q_s/Q_1$ .....	67
<b>Tableau 5.1</b>	Comparaison entre $Q_p$ ancienne et $Q_p$ nouvelle de l'essai PMT.....	70
<b>Tableau 5.2</b>	Comparaison entre $Q_s$ ancienne et $Q_s$ nouvelle de l'essai PMT.....	71
<b>Tableau 5.3</b>	Comparaison entre $Q_1$ ancienne et $Q_1$ nouvelle de l'essai PMT.....	72
<b>Tableau 5.4</b>	Comparaison entre $Q_c$ ancienne et $Q_c$ nouvelle de l'essai PMT.....	73
<b>Tableau 5.5</b>	Comparaison entre $Q_p$ ancienne et $Q_p$ nouvelle de l'essai CPT.....	74
<b>Tableau 5.6</b>	Comparaison entre $Q_s$ ancienne et $Q_s$ nouvelle de l'essai CPT.....	74
<b>Tableau 5.7</b>	Comparaison entre $Q_1$ ancienne et $Q_1$ nouvelle de l'essai CPT.....	75
<b>Tableau 5.8</b>	Comparaison entre $Q_c$ ancienne et $Q_c$ nouvelle de l'essai CPT.....	76
<b>Tableau 5.9</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le PMT de nouveau règlement et $Q_1$ de critère lissage hyperbolique.....	77
<b>Tableau 5.10</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le PMT de nouveau règlement et $Q_1$ de critère de Van der Veen.....	78
<b>Tableau 5.11</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le PMT de nouveau règlement et $Q_1$ de critère de Décourt. ....	79
<b>Tableau 5.12</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le CPT de nouveau règlement et $Q_1$ de critère de lissage hyperbolique.....	80
<b>Tableau 5.13</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le CPT de nouveau règlement et $Q_1$ de critère de Van der Veen. ....	81

<b>Tableau 5.14</b>	Comparaison entre $Q_1$ calculé par le CPT de nouveau règlement et $Q_1$ critère de Décourt. ....	81
<b>Tableau 5.15</b>	Comparaison entre $Q_c$ calculée par le PMT de nouveau règlement et $Q_c$ expérimentale. ....	83
<b>Tableau 5.16</b>	Comparaison entre $Q_c$ calculée par le CPT de nouveau règlement et $Q_c$ expérimentale. ....	84

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b>	Les principaux types de fondations.....	4
<b>Figure 1.2</b>	Le mode de fonctionnement des pieux.....	6
<b>Figure 1.3</b>	Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale.....	6
<b>Figure 1.4</b>	Exemples de mécanisme de rupture selon les théories classiques.....	8
<b>Figure 1.5</b>	Les valeurs de frottement unitaire en fonction de pression limite (fascicule 62 titre V 1993).....	11
<b>Figure 1.6</b>	Courbes $f_{s01}$ pour la méthode pressiométrique.....	17
<b>Figure 1.7</b>	Courbes $f_{s01}$ pour la méthode pénétrométrique.....	24
<b>Figure 1.8</b>	Courbe charge –tassement en tête du pieu sous un effort axial de compression....	27
<b>Figure 1.9</b>	Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe)....	27
<b>Figure 1.10</b>	Zone d'ancrage des tirants utilisés comme réaction.....	28
<b>Figure 1.11</b>	Système de mesure des déplacements axiaux et transversaux.....	29
<b>Figure 1.12</b>	Essai à la rupture sous un effort de compression.....	30
<b>Figure 1.13</b>	Courbe de chargement axial d'un pieu.....	31
<b>Figure 2.1</b>	Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux.....	33
<b>Figure 2.2</b>	Massif de réaction.....	34
<b>Figure 2.3</b>	Vérin hydraulique.....	34
<b>Figure 2.4</b>	Jauge de mesure.....	35
<b>Figure 2.5</b>	Distribution en pourcentage selon la nature de sol autour de pieu d'essai.....	35
<b>Figure 2.6</b>	Distribution en pourcentage selon le type de l'essai in-situ.....	36
<b>Figure 2.7</b>	Distribution en pourcentage selon le mode d'installation de pieu d'essai.....	36
<b>Figure 2.8</b>	Distribution en pourcentage selon le matériau constituant le pieu.....	36
<b>Figure 2.9</b>	Distribution en pourcentage selon le diamètre.....	37
<b>Figure 2.10</b>	Distribution en pourcentage selon la hauteur de pieu d'essai.....	37
<b>Figure 3.1</b>	Interprétation selon le critère de lissage hyperbolique.....	39

<b>Figure 3.2</b>	Interprétation selon le critère de Bulter et Hoy (1977).....	39
<b>Figure 3.3</b>	Interprétation selon le critère de Hansen (1963).....	40
<b>Figure 3.4</b>	Interprétation selon le critère de Davisson (1972).....	41
<b>Figure 3.5</b>	Interprétation selon le critère de Décourt (1999).....	42
<b>Figure 3.6</b>	Interprétation selon le critère De Beer.....	42
<b>Figure 3.7</b>	Interprétation selon le critère de Van der Veen.....	43
<b>Figure 3.8</b>	Interprétation selon le critère de Fuller et Hoy (1950).....	44
<b>Figure 3.9</b>	Interprétation selon le critère FDOT.....	45
<b>Figure 3.10</b>	Courbe charge-tassement.....	46
<b>Figure 3.11</b>	Critère lissage Hyperbolique.....	46
<b>Figure 3.12</b>	Critère de Hansen.....	46
<b>Figure 3.13</b>	Critère de Décourt.....	46
<b>Figure 3.14</b>	Critère de Van der Veen.....	46
<b>Figure 3.15</b>	Critère de Chin- Kondner.....	53
<b>Figure 3.16</b>	Critère de Décourt.....	53
<b>Figure 3.17</b>	Critère de Van der Veen.....	53

# TABLE DES MATIERES

## RESUME

## Remerciements

## LISTE DES SYMBOLES

## LISTE DES TABLEAUX

## LISTE DES FIGURES

## INTRODUCTION GENERALE..... 2

### CHAPITRE 1 : Étude bibliographique

#### 1.1 Introduction..... 4

#### 1.2 Définitions et généralités sur les pieux ..... 4

##### 1.1.2 Définition des pieux ..... 5

##### 1.2.2 Le mode de fonctionnement d'un pieu isolé ..... 5

#### 1.3 Capacité portante d'un pieu isolé..... 6

##### 1.3.1 Notion de la capacité portante..... 6

##### 1.3.2 Notion de la charge critique ..... 7

##### 1.3.3 Présentation des méthodes de calcul ..... 7

##### 1.3.3.1 Théorie classique des corps rigides-plastiques..... 7

##### 1.3.3.2 Calcul empirique à partir des essais in-situ ..... 8

##### 1.3.3.3 Essai de chargement statique.....26

##### 1.3.3.4 Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique.....31

#### 1.4 Conclusion ..... 32

### CHAPITRE 2 : Présentation de la base de données d'essais de chargement

#### 2.1 Introduction..... 33

#### 2.2 Présentation de la base des données ..... 33

#### 2.3 Description d'un essai de chargement statique ..... 34

#### 2.4 Description des sites d'essais ..... 35

#### 2.5 Description des pieux d'essais ..... 36

#### 2.6 Conclusion ..... 37

### CHAPITRE 3 : Analyse des critères de capacité portante des pieux

#### 3.1 Introduction..... 38

#### 3.2 Présentation des critères de la capacité portante ..... 38

##### 3.2.1 Critère de Chin (ou critère hyperbolique) ..... 38

##### 3.2.2 Critère de Bulter et Hoy (1977) (ou critère de la tangente)..... 39

3.2.3 Critère de Hansen 1963 (ou critère de 80%) .....	40
3.2.4 Critère de Davisson (1972) .....	40
3.2.5 Le critère hyperbolique (ou critère conventionnel).....	41
3.2.6 Critère de Décourt (ou critère de la raideur sécante).....	41
3.2.7 Critère de De Beer 1968 (ou critère logarithmique) .....	42
3.2.8 Critère de Van der Veen 1956 (ou critère exponentiel) .....	42
3.2.9 Critères de Fuller et Hoy (1950) .....	43
3.2.10 critère de FDOT (1994).....	44
3.3 Interprétation des courbes de chargement.....	45
3.3.1 Résultats d'ajustement des courbes de chargement .....	47
3.3.2 Présentation des résultats de la capacité portante.....	48
3.4 Étude du rapport de capacité portante .....	50
3.5 Étude statistique du rapport de capacité portante.....	52
3.5.1. Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère étudié.....	53
3.6 Conclusion .....	54

## **CHAPITRE 4 : Analyse de la capacité portante selon le nouveau règlement Algérien DTR-BC-2.33**

4.1 Introduction.....	55
4.2 Rappel de capacité portante et charge critique.....	55
4.2.1 Notion de capacité portante limite $Q_1$ .....	55
4.2.2 Notion de la charge critique $Q_c$ .....	56
4.3 Calcul de la capacité portante et la charge de fluage par les méthodes PMT et CPT .....	56
4.3.1 Méthode préssiométrique PMT.....	57
4.3.1.1 Rappel de pieu d'essai T-17 .....	58
4.3.1.2 Étude géotechnique .....	59
4.3.1.3 Le calcul de la capacité portante verticale .....	59
4.3.2 Méthode pénétrométrique CPT .....	63
4.3.2.1 Rappel de pieu d'essai T-07 .....	64
4.3.2.2 Étude géotechnique .....	64
4.3.2.3 Le calcul de la capacité portante verticale .....	65
4.5 Étude des rapports $Q_p/Q_1$ et $Q_s/Q_1$ .....	67
4.6 Conclusion .....	68

## **CHAPITRE 5 :Etude Comparative des prévisions de la capacité portante**

5.1 Introduction.....	69
5.2 Étude comparative des charges limites et la charge de fluage selon la norme NF P92-262 et le CCTG, fascicule 62.....	69
5.2.1 La méthode préssiométrique PMT .....	69

5.2.1.1 La charge limite en pointe.....	69
5.2.1.2 La charge limite de frottement latéral .....	70
5.2.1.3 la charge limite verticale $Q_1$ .....	71
5.2.1.4 la charge de fluage $Q_c$ .....	72
5.2.2 La méthode pénétrométrique CPT .....	73
5.2.2.1 La charge limite en pointe .....	73
5.2.2.2 La charge limite de frottement latéral .....	74
5.2.1.2 la charge limite verticale $Q_1$ .....	75
5.2.1.3 la charge de fluage $Q_c$ .....	75
5.3 Comparaison entre $Q_1$ calculée à partir des essais in situ et $Q_1$ calculée à partir des critères ....	76
5.3.1 La méthode pressiométrique (PMT) .....	76
5.3.2 La méthode Pénétrostatique (CPT) .....	80
5.4 Comparaison entre $Q_c$ calculée à partir des essais in situ et $Q_c$ calculée à partir d'essai de chargement .....	82
5.4.1 La méthode pressiométrique (PMT) .....	82
5.4.2 La méthode pénétrométrique (CPT).....	84
5.5 Conclusion .....	84

## **CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS**

### **ANNEXES**

### **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

# INTRODUCTION GENERALE

Anciennement, l'ingénieur géotechnicien cherchait à fonder l'ouvrage à construire superficiellement par le biais de semelles isolées, de semelles filantes ou radier. Cependant, ces derniers ne permettent que la transmission des surcharges des ouvrages légers aux couches de sols sous-jacentes. Dans des ouvrages lourds qui apportent des charges verticales et des moments de renversement importants (ponts, silos, gratte-ciel, tour...) où le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges, il est nécessaire de fonder les ouvrages sur des horizons plus résistants afin d'assurer leur stabilité. Des fondations profondes comme les pieux permettent d'atteindre des couches de sol profondes de bonnes caractéristiques et de reporter les charges à ces couches.

Un système de fondations sur pieux est de plus en plus fréquent dans les projets d'ouvrages en Algérie. La conception et le calcul des fondations sur pieux se basent en général sur des méthodes empiriques ou semi-empiriques sur la base des essais in-situ, afin de déterminer la capacité portante et les déplacements des pieux en fonction de ses caractéristiques géométriques, ses matériaux constitutifs, son mode d'exécution et la direction des sollicitations sous lesquelles ils sont soumis.

Le présent mémoire de fin d'étude a plusieurs objectifs. Le premier est de mener une analyse d'une base de données disponible d'essais de chargement vertical de pieux en Algérie, afin de prévoir la capacité portante des pieux isolés via des critères de capacité portante recommandés en littérature mondiale, en vue de conclure sur leur applicabilité et leur fiabilité. Le but d'un essai de chargement vertical statique d'un pieu simplement instrumenté est la détermination du tassement sous les charges de service, la charge critique et la capacité portante d'un pieu isolé. Or, une question importante souvent posée par les ingénieurs impliqués dans l'interprétation d'un essai de chargement vertical de pieux est d'estimer expérimentalement la capacité portante du pieu. Outre le critère conventionnel du tassement de 10% du diamètre, et qui n'a été jamais démontré scientifiquement, il existe en fait une variété des critères empiriques ou théoriques de capacité portante, donnant des fois des valeurs contradictoires et laissant l'utilisateur perplexe quant à la détermination de la capacité portante.

Le deuxième objectif est d'appliquer les nouvelles méthodes pressiométriques (PMT) et pénétrométrique (CPT) prescrites dans le projet du document technique réglementaire DTR émanant du Ministère de l'habitat, d'urbanisme et de la ville (MHUV). Il s'agit en fait d'un règlement sectoriel concernant la conception et calcul des fondations et soutènements d'ouvrages relevant du secteur de

l'habitat. Lors des réunions du GTS (Groupe Technique Spécialisé) qui sont en cours, une question fondamentale posée est : où se situent les nouvelles méthodes PMT et CPT par rapport aux anciennes qui ne sont d'autre que celles du règlement français CCTG-93, Fascicule 62, Titre 5, d'ailleurs annulées et remplacées par la norme NF P94-262, accompagnant l'Eurocode 7 depuis 2012. L'idée de ce mémoire est de contribuer à répondre à cette question, en lançant un calcul détaillé de la capacité portante et de la charge de fluage des pieux d'essais appartenant à une base de données d'une soixantaine d'essais de chargement de pieux en Algérie, afin d'une part de comparer les nouvelles et les anciennes méthodes PMT et CPT de calcul, et d'autre part de situer les valeurs prédites des nouvelles méthodes par rapport à celles déterminées expérimentalement via les critères retenus de capacité portante.

Pour accomplir ces objectifs visés, cette thèse est structurée en cinq chapitres distincts.

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique, où l'on va rappeler quelques notions de bases et des généralités sur les fondations sur pieux, ensuite on va exposer les différentes méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé.

Dans le deuxième chapitre, nous allons nous intéresser à une étude descriptive de la base de données des essais de chargement des pieux isolés, qui contiennent des données sur les sites étudiés, les essais in situ et les sondages élaborés, ainsi que les caractéristiques géométriques, les matériaux et le mode d'installation des pieux utilisés.

Le troisième chapitre, consiste à interpréter analytiquement les courbes de chargement de la base de données des essais de chargement vertical de pieux, en appliquant les différents critères proposées dans la littérature géotechnique pour estimer la capacité portante verticale, accompagné d'une étude statistique, qui nous a permis de recommander trois critères qui sont d'une part applicables, et d'autres part permettant une estimation sécuritaire de la capacité portante d'un pieu isolé à partir d'un essai de chargement de pieu.

Le quatrième chapitre récapitule les résultats d'estimation de la capacité portante des pieux isolés à la base des essais in situ, pressiométrique et pénérostatique conformément à la norme française NF P94-262, qui sera adoptée par le nouveau règlement Algérien DTR-BC-2.33.

Le cinquième et le dernier chapitre de cette thèse est réservé à l'étude comparative et statistique des prévisions de la capacité portante par l'ancienne et la nouvelle méthode prescrites dans le règlement.

À la fin de ce mémoire, une conclusion générale récapitule les principaux apports de ce travail ainsi que des recommandations pratiques destinées aux ingénieurs lors le dimensionnement des fondations sur pieux.

# CHAPITRE 1

## Étude Bibliographique

### 1.1 Introduction

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur le comportement axial des pieux isolés sous un chargement vertical. Tout d'abord, on expose quelques généralités sur les pieux et leurs modes de fonctionnement, ensuite on s'intéresse aux méthodes principales d'évaluation de la capacité portante 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 (PMT, CPT).

À la fin de ce chapitre on présente l'évaluation directe du comportement d'un pieu isolé par l'essai de chargement en vraie grandeur.

### 1.2 Définitions et généralités sur les pieux

Dans le domaine de génie civil, les fondations d'un ouvrage représentent un enjeu essentiel dans sa construction, car elles forment la partie structurale qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol.

Il existe cinq principaux types de fondation :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier).
- Fondations semi-profondes (puits).
- Fondations profondes (pieux).
- Fondations spéciales (fondations sur sol amélioré).
- Fondations mixtes (combinaison pieux et radier).

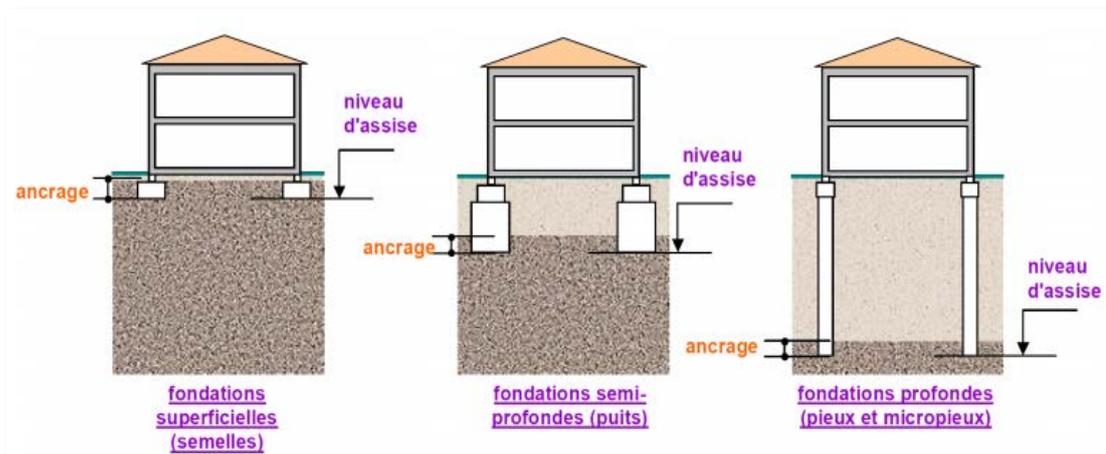


Figure 1.1 : Les principaux types de fondations [1].

Lorsque les ouvrages se construisent sur des sols de mauvaise qualité, la résistance du sol en surface n'est pas suffisante pour utiliser des fondations superficielles, donc les ingénieurs optent pour des fondations sur pieux qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes suffisamment résistantes.

### **1.1.2 Définition des pieux**

Les pieux sont des colonnes élancées, couramment en béton armé, en acier ou en bois, installés dans le sol et formant un groupe coiffé par une semelle ou une dalle de liaison, les pieux se constituent de trois parties principales : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe.

### **1.2.2 Le mode de fonctionnement d'un pieu isolé**

La stabilité d'un pieu isolé est assurée soit par la pointe du pieu, par frottement latéral, ou bien les deux combinés :

- Résistance en pointe

Un pieu résiste par sa pointe lorsque la pointe de ce dernier repose sur un sol assez rigide (substratum) et que le confinement autour du pieu est négligeable, le pieu est dit : colonne

L'effort de pointe est conditionné par :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum rocheux.

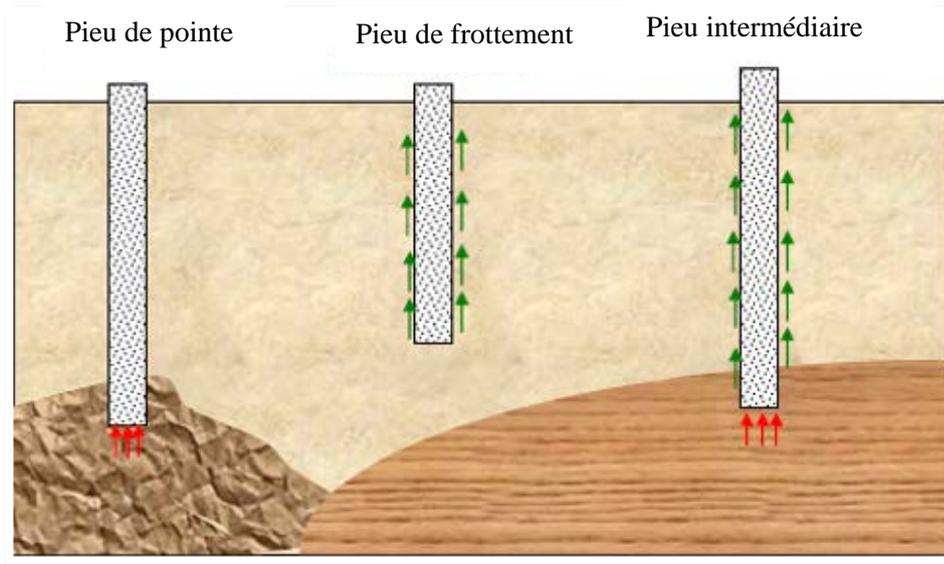
- Le frottement latéral

On admet que le frottement latéral n'est mobilisable qu'en cas de déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant. Et si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu crée un effort vertical ascendant et le frottement est alors dit frottement positif, dans l'autre cas, c'est-à-dire que lorsque le pieu reste figé et le sol a tendance à tasser alors le frottement est appelé frottement négatif.

Ceci a pour effet de surcharger le pieu et dans ce cas de figure le pieu est chemisé par un tubage pour diminuer l'effet du frottement négatif.

-La résistance en pointe et le frottement latéral

Le pieu est dit combiné lorsqu'il résiste par sa pointe et que par le frottement latéral.



**Figure 1.2 :** Le mode de fonctionnement des pieux [1].

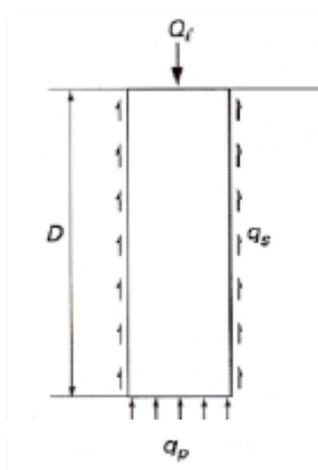
### 1.3 Capacité portante d'un pieu isolé

Le calcul de la force portante des pieux isolés soumis à des chargements verticaux est une phase très importante dans un projet de construction, donc il est nécessaire d'accorder un équipement avantageux des méthodes permettant une estimation réaliste de cette force portante.

#### 1.3.1 Notion de la capacité portante

La charge verticale limite  $Q_l$  ou capacité portante verticale résulte la mobilisation d'une pression verticale  $q_1$  en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite  $q_s$  le long de fût de pieu. (Figure 1.3).

$$Q_l = Q_s + Q_p = S q_1 + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.1)$$



**Figure 1.3 :** Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale [2].

### 1.3.2 Notion de la charge critique

La charge critique  $Q_c$  (ou de fluage) correspond au seuil d'instabilité du tassement du pieu c'est-à-dire une augmentation brusque de la vitesse du tassement. Elle correspond approximativement à la limite de la variation linéaire de la charge appliquée en fonction du tassement du pieu [5].

L'interprétation d'un essai de chargement vertical permet d'obtenir expérimentalement la charge critique  $Q_c$ . En cas d'indisponibilité de cet essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par LCPC [2] :

$$\text{Pieu ne refoulant pas le sol : } Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s \quad (1.2)$$

$$\text{Pieu refoulant le sol : } Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s \quad (1.3)$$

### 1.3.3 Présentation des méthodes de calcul

On expose les méthodes de détermination de la capacité portante qui peuvent être regroupées comme suit :

- Théorie classique des corps rigides-plastiques,
- Calcul pratique à partir des essais in-situ,
- Calcul basé sur l'interprétation des essais de chargement statique de pieu,
- Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique.

#### 1.3.3.1 Théorie classique des corps rigides-plastiques [2]

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.

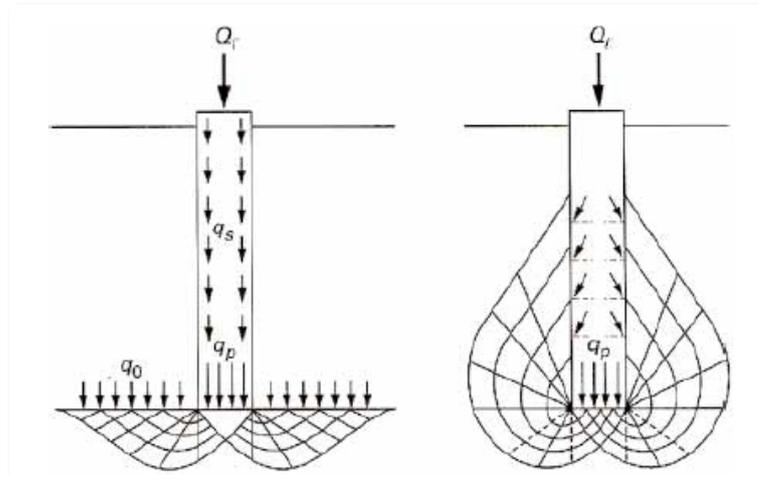
Dans ces théories, les efforts résistants unitaires, la résistance de pointe  $Q_p$  et frottement latéral limite  $Q_s$  ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire, cohésion  $C$  et angle de frottement  $\phi$ .

La formule générale de charge verticale limite reprise par le pieu :

$$Q_l = Q_s + Q_p = S q_l + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.4)$$

Les paramètres  $S$  et  $P$  sont la surface et le périmètre du pieu respectivement.

Ces méthodes sont de moins en moins utilisées pour les ouvrages de génie civil, notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais in-situ et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables. Cependant, la référence bibliographique [7] donne plus de détails concernant le calcul de la capacité portante.



**Figure 1.4 :** Exemples de mécanisme de rupture selon les théories classiques [2].

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

Les essais in-situ occupent un espace important de la reconnaissance géotechnique ainsi la détermination des propriétés des sols dans les conditions réelles de résistance.

#### 1.3.3.2.1 Essai pressiométrique PMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ développé par Louis MENARD (1957). Cet essai consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable, les contraintes dans le sol sont uniformes [4].

L'essai permet d'obtenir une relation entre la pression appliquée par la sonde contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petite déformation ce qui permet l'évaluation du module de déformation  $E_M$  et l'estimation de la pression limite  $P_l$  correspond à la rupture.

#### Méthode du CCTG-93, Fascicule 62, titre 5

Cette méthode a été adoptée, dans ses grandes lignes, par le document réglementaire DTR-BC-2.33.2, émanant du ministre algérien de l'habitat en 1994.

Pour les dimensionnements des fondations à partir du pressiomètre Ménard, les recommandations françaises CCTG-93, Fascicule 62, titre 5, définissent les catégories conventionnelles de sol, en fonction de la pression limite mesurées par le pressiomètre Ménard, donnés par le tableau 1.1.

**Tableau 1.1:** Définition des catégories conventionnelles de sols en fonction de la valeur de la pression limite selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.

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	01-2.5
	C	Compacte	>3.0
Marne, Marno-calcaires	A	Tendres	1.5-4.0
	B	Compacts	>4.5
Roche (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  $Q_p$

Le terme de la résistance de la pointe est donné comme suit :

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

Avec :

$A_p$  : la section de la pointe

$K_p$  : facteur de portance

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

(1.5)

Pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$

La pression limite nette équivalente est une pression moyenne autour de la base du pieu, peut se calculer à partir de la formule suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z) \cdot dz \quad (1.6)$$

Où :

$$a \begin{cases} B/2 \text{ si } B \geq 0.5 \\ 0.5 \text{ m si } B < 0.5 \end{cases}$$

b : min { a , h } avec h la hauteur de la couche de sol résistant dans laquelle la pointe est encastré.

PI\* : La pression limite nette.

Facteur de portance  $K_p$

La détermination de  $K_p$  selon CCTG-93 dépend de nature du sol et de la technique de mise en œuvre, donné par le tableau 1.2

**Tableau 1.2 : Les valeurs de 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 limite mobilisable par le frottement axial sur la hauteur concernée du fût peut se calculer par l'expression suivante :

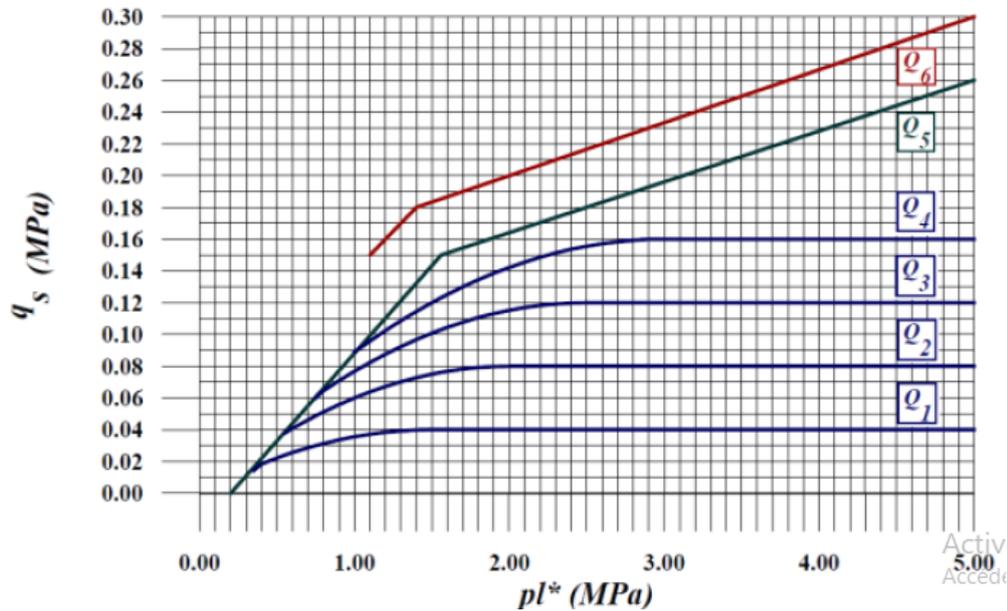
$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz \quad (1.7)$$

Où :

p : le périmètre du fût du pieu.

Le frottement latéral unitaire limite  $q_s$  :

Le frottement axial unitaire limite suivant CCTG-93 est donné en fonction de la pression limite nette  $P_1^*$  (Figure.1.5).



**Figure 1.5 :** Les valeurs de frottement unitaire en fonction de pression limite (fascicule 62 titre V 1993).

Le choix de la courbe à utiliser dépend la nature du sol et le type de pieux indique au tableau 1.3

**Tableau 1.3 :** Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$  [2].

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Fore simple	Q1	Q1 Q2 (1)	Q2 Q3 (1)				Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	
Foré à la boue	Q1	Q1 Q2 (1)		Q1	Q2 Q1 (2)	Q3 Q2 (2)	Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	Q6
Foré tubé (tube récupérée)	Q1	Q1 Q2 (3)		Q1	Q2 Q1 (2)	Q3 Q2 (2)	Q1	Q2	Q3 Q4 (3)	Q3	Q4	Q6
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1	Q2		(4)			Q2	Q3	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q6	Q6

Métal battu fermé	Q1	Q2	Q2	Q3		(4)		Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2	Q3		(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
Battu enrobé	Q1	Q2	Q3	Q4	(4)			Q3	Q4	
Injecté basse pression	Q1	Q2	Q3		Q2	Q3	Q4	Q6		
Injecté haute pression (6)		Q4	Q5	Q6	Q6		Q6	Q6	Q6	Q7(7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
(2) Pieu de grande longueur (supérieur à 30m).  
(3) Forage à sec tubage non louvoyé.  
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être faible pour certains types de pieux, il convient d'effectuer une étude spécifique pour 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.

### Méthode de l'Eurocode 7, norme française accompagnante (NF P94-262)

Cette méthode a été intégralement adoptée et incluse dans le nouveau document réglementaire DTR-BC-2.33 "règles de conception calcul des fondations et soutènements", à paraître en Décembre 2020.

-La résistance en pointe  $Q_p$

L'effort vertical sous la base de la fondation profonde est donné par la formule suivante :

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

(1.8)

Pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$

La pression limite nette équivalente peut se déterminer à partir de l'expression suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z) \cdot dz \quad (1.9)$$

Où :

$$a \left\{ \frac{B}{2}, 0.5 \right\}$$

$b$  :  $\min\{a, h\}$  avec  $h$  la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse .

$Pl^*$  : La pression limite nette.

Facteur de portance  $K_p$

Le facteur de portance  $K_p$  peut être calculé selon la norme française P-94-262, en fonction de la hauteur d'encastrement relatif qui est défini comme suit :

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le*}} \int_{D-h_D}^D P_l * (z) dz \quad (1.10)$$

Où  $h_D$  égale  $10B$

Lorsque l'encastrement relatif ( $\frac{D_{ef}}{B}$ ) est supérieur à 5, le  $K_p$  égale le  $K_{p\max}$

Lorsque l'encastrement relatif ( $\frac{D_{ef}}{B}$ ) est inférieur à 5, le  $K_p$  égale :  $1.0 + (K_{p\max} - 1.0) \left( \frac{D_{ef}/B}{5} \right)$

**Tableau 1.4 :** valeur du facteur de portance pressiométrique  $K_{p\max}$  pour un encastrement relatif  $D_{ef}/B$ .

Terrain	Argile % CaCO <sub>3</sub> < 30%	Sols Intermédiaires	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
Classe de pieu (c)	Limon sols Intermédiaires	Sable Grave			(a)
1	1.15(b)	1.1 (b)	1.45(b)	1.45(b)	1.45(b)
2	1.3	1.65	1.6	1.6	2.0
3	1.55	3.2	2.35	2.10	2.10
4	1.35	3.1	2.30	2.30	2.30
5 #	1.0	1.9	1.4	1.4	1.2
6#	1.20	3.10	1.7	2.2	1.5
7#	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2
8	1.15(b)	1.1(b)	1.45(b)	1.45(b)	1.45(b)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, il y a au lieu de battage de faire un abattement de 50 % sur le facteur  $K_p$ .

(a) La valeur de  $K_p$  pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (F.1(2) Note1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe F et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas prise en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de  $K_{p\max}$  peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

-Résistance de frottement axial  $Q_s$

La résistance de frottement axial est donnée par la formule suivante :

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$$

- Le frottement latéral unitaire limite  $q_s$ .

Le calcul de  $q_s$  selon la norme française P94-262 dépend la nature de sol du terrain, le mode de la mise en œuvre et de la valeur de pression nette limite mesurée.

L'évaluation de  $q_s$  est donnée par l'expression suivante :

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} [p_l * (z)] \quad (1.11)$$

Où :

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  est un paramètre adimensionnel dépend le type de pieu et le type de sol présenté par

**Tableau 1.5 :** Choix des valeurs de  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  – Méthode pressiométrique.

N	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile %CaCO <sub>3</sub> <30 % Limon sols Intermédiaires	Sols Intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
1	FS##	Foré simple (pieux et barrettes)	1.1	1	1.8	1.5	1.6
2	FB##	Foré boue (pieux et barrettes)	1.25	1.4	1.8	1.5	1.6
3	FTP##	Foré tubé(virole perdue)	0.7	0.6	0.5	0.9	-
4	FTR##	Foré tubé(virole récupérée)	1.25	1.4	1.7	1.4	-
5	FSR FBR PU##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1.3	-	-	-	-
6	FTC FTCD	Foré tarière continue simple rotation	1.5	1.8	2.1	1.6	1.6

		ou double rotation					
7	VM	Vissé moulé	1.9	2.1	1.7	1.7	-
8	VT	Vissé tubé	0.6	0.6	1	0.7	-
9	BPF** BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1.1	1.4	1	0.9	-
10	BE**	Battu enrobé (béton-mortier-coulis)	2	2.1	1.9	1.6	-
11	BM**	Battu moulé	1.2	1.4	2.1	1	-
12	BAF**	Battu acier fermé	0.8	1.2	0.4	0.9	-
13	BAO**#	Battu acier ouvert	1.2	0.7	0.5	1	1
14	HB**#	H battu	1.1	1	0.4	1	0.9
15	HBi**#	H battu injecté IGU ou IRS	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
16	PP**	Palplanches battues	0.9	0.8	0.4	1.2	1.2
17	M1	Micropieu type I	-	-	-	-	-
18	M2	Micropieu type II	-	-	-	-	-
19	PIGU MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
20	PIRS MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3.4	3.8	3.1	3.1	3.1

\*\* Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre.

# Pour les pieux de type BAO, HP et PP, mise en œuvre par vibro-fonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un rabatement de 30% sur les valeurs de  $q_s$ .

## Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (6) de la présente section.

- (a) Pour les micropieux BE, HBi, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$  du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.
- (b) Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou des micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.
- (c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour les pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.
- (d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mise en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour les pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de réalisation des pieux. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.
- (e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.
- (f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

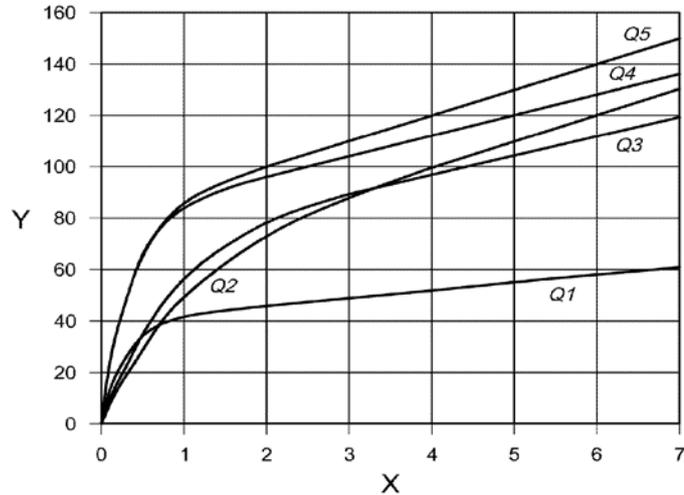
$f_{sol}$  est une fonction dépend le type de sol et la pression limite nette, définit par l'équation suivante :

$$f_{sol}(p_l^*) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*}) \quad (1.12)$$

a, b et c sont des paramètres définis au tableau 1.6

**Tableau 1.6 :** Valeurs numeriques des paramètres a,b et c des courbes  $f_{sol}$  – Méthode pressimétrique.

Type de sol	Argile %CaCO <sub>3</sub> <30% Limon sols Intermédiaires	Sols Intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0.003	0.01	0.007	0.008	0.01
b	0.04	0.06	0.07	0.08	0.08
c	3.5	1.2	1.3	3	3



**Figure 1.6 :** Courbes  $f_{sol}$  pour la méthode pressiométrique.

Légende : X [ $p_1^*$  [MPa]] - Y [ $f_{sol}$  [kPa]]

### 1.3.3.2 Essai pénétrométrique CPT [5]

L'essai au pénétromètre statique est un essai in-situ consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20-25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage, au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône  $q_c$  et du frottement latéral local  $f_s$  sont effectuées et les résultats enregistrés.

#### Méthode du CCTG-93, Fascicule 62, titre 5

On propose, dans cette partie, des règles de calcul des pieux isolés, à partir des résultats au pénétromètre statique selon le règlementaire CCTG-93, Fascicule 62, titre 5.

**Tableau 1.7 :** Définition des catégories conventionnelles de sols , la valeur de la résistance en pointe selon les recommandations françaises CCTG-93, fascicule 62, titre V.

Classe de sol			Pénétromètre $q_c$ (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	Compacts	-
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	-
	B	Compacts	-
Roche (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.

-La charge limite en pointe  $Q_p$

Selon le fascicule 62 (1993), la charge limite en pointe est présente par l'expression suivante :

$$Q_p = A k_c \cdot q_{ce} \quad (1.13)$$

Avec :

A : la surface de la base de la fondation

$k_c$  : facteur de portance

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

La résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie par :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad (1.14)$$

Les valeurs de a et b sont :

a :  $\max \left\{ \frac{B}{2}, 0.5 \right\}$ , B étant le diamètre de la fondation exprimé en m .

b :  $\min (a ; h)$ , h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

$q_{cc}$  : résistance de pointe corrigée, écrêtée à  $1.3 q_{cm}$ .

$q_{cm}$  est obtenu comme suit :

$$q_{cm} = \frac{1}{a+3b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c \quad (1.15)$$

Facteur de portance pénétrométrique  $k_c$

Le coefficient  $k_c$  traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce dernier est donné par le tableau 1.8, il dépend de la nature du sol et mode de mise en œuvre du pieu (pieu foré ou battu).

**Tableau.1.8** : Les valeurs de facteurs  $k_c$  (fascicule 62 titre V 1993).

Type de sol	Pieu ne refoulant pas le sol (Forage..)	Pieu refoulant le sol ( Battage, Fonçage )
Argiles et limons	0.40	0.55
Sables et graviers	0.15	0.50
Craies A	0.20	0.30
Craies B	0.30	0.45

-La résistance de frottement latéral  $Q_s$

La résistance limite mobilisable par le frottement latéral exercé sur la hauteur concernée du fût, excluant les tronçons avec double chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif, est présenté par la formule suivante :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad (1.16)$$

Avec :

P : périmètre du pieu ;

$q_s$  : le frottement latéral unitaire limite à la côte de z.

La valeur de frottement latéral unitaire limite  $q_s$  est déterminée par la formule suivante :

$$q_s(z) = \min\left\{\frac{qc(z)}{\beta}, q_{smax}\right\} \quad (1.17)$$

Les valeurs de  $\beta$  et  $q_s^{\max}$  sont données dans le tableau 1.9, en fonction du type de pieu et de la nature du sol, indiquées par le D.T.U.13.2 de 1992.

**Tableau 1.9** : Choix de coefficient  $\beta$  et de  $q_s^{\max}$  en kPa, selon le fascicule 62.

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

## Méthode de l'Eurocode7, norme française accompagnante (NF P94-262)

Cette partie présente les règles de calcul de la capacité portante des pieux suivant la norme française NF P94-262, basées sur les résultats de pénétromètre statique  $q_c$ .

-Résistance de pointe  $Q_p$

Le calcul de l'effort limite mobilisable dû au terme de pointe d'un pieu est défini par la formule suivante :

$$Q_p = A \cdot q_b \quad (1.18)$$

Pression de rupture de terrain  $q_b$

Pression de rupture du terrain sous la base d'un pieu est présentée par l'expression suivante :

$$q_b = k_c \times q_{ce} \quad (1.19)$$

La résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$

La résistance de pénétration équivalente, calculé par l'équation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad (1.20)$$

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

$q_{cc}$ : est le profil pénétrométrique corrigé.

Le coefficient de portance  $k_c$

La norme française P94-262 a défini le coefficient de portance  $k_c$  en fonction de la hauteur d'encastrement effective par la formule suivante :

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^D q_c(z) dz \quad (1.21)$$

**Tableau 1.10** : Le calcul de facteur de portance  $k_c$ .

L'encastrement relatif $D_{ef}/B$		Supérieure à 5	Inférieure à 5
$k_c$	Argiles limons	$k_{cmax}$	$0.3+(k_{cmax}-0.3)(D_{ef}/B)/5$
	Sols intermédiaires		$0.2+(k_{cmax}-0.2)(D_{ef}/B)/5$
	Sables Graves		$0.1+(k_{cmax}-0.1)(D_{ef}/B)/5$
	Craie, marnes et roches altérées /fragmentées		$0.15+(k_{cmax}-0.15)(D_{ef}/B)/5$

$k_{cmax}$  est déterminé à partir du tableau 1.11

**Tableau 1.11** : Valeur du facteur de portance pénétrométrique  $K_{cmax}$  pour un encastrement relatif  $D_{ef}/B$ .

Terrain	Argile %CaCO <sub>3</sub> <30%	Sol Intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
Classe de pieu	Limon					
1	0.4 (b)	0.3(b)	0.2 (b)	0.3(b)	0.3 (b)	0.3 (b)
2	0.45	0.3	0.25	0.3	0.3	0.3
3	0.5	0.5	0.5	0.4	0.35	0.35
4	0.45	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
5 #	0.35	0.3	0.25	0.15	0.15	0.15
6#	0.4	0.4	0.4	0.35	0.2	0.2
7#	0.35	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.45 (b)	0.3(b)	0.2 (b)	0.3 (b)	0.3 (b)	0.25 (b)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage de faire un abattement de 50 % sur le facteur  $K_c$ .

(a) La valeur de  $K_c$  pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (G.1. (3) Note 1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe G et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas prise en compte

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de  $K_{cmax}$  peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Le frottement latéral unitaire limite  $q_s$

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur  $z$  selon la norme française P94-262 se détermine à partir de la formule suivante :

$$q_s = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}[q_c(z)] \quad (1.22)$$

Où :

$\alpha_{pieu-sol}$  est un paramètre dépend le type de pieu et le type de sol montré par le tableau 1.12.

**Tableau 1.12 :** Choix des valeurs de  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  – Méthode pénétrométrique.

N	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile %CaCO <sub>3</sub> <3 0% Limon	Sols Intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
1	FS##	Foré simple (pieux et barrettes)	0.55	0.65	0.70	0.80	1.40	1.50
2	FB##	Foré boue (pieux et barrettes)	0.65	0.80	1.00	0.80	1.40	1.50
3	FTP##	Foré tubé (virole perdue)	0.35	0.40	0.40	0.25	0.85	-
4	FTR##	Foré tubé (virole récupérée)	0.65	0.80	1.00	0.75	0.13	-
5	FSR FBR PU##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	0.70	0.85	-	-	-	-
6	FTC FTCD	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	0.75	0.90	1.25	0.95	1.50	1.50
7	VM	Vissé moulé	0.95	1.15	1.45	0.75	1.60	-
8	VT	Vissé tubé	0.30	0.35	0.40	0.45	0.65	-
9	BPF** BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	0.55	0.65	1.00	0.45	0.85	-
10	BE**	Battu enrobé (béton-mortier-coulis)	1.00	1.20	1.45	0.85	1.50	-
11	BM**	Battu moulé	0.60	0.70	1.00	0.95	0.95	-
12	BAF**	Battu acier fermé	0.40	0.50	0.85	0.20	0.85	-

13	BAO***#	Battu acier ouvert	0.60	0.70	0.50	0.25	0.95	0.95
14	HB***#	H battu	0.55	0.65	0.70	0.20	0.95	0.85
15	HBI***#	H battu injecté IGU ou IRS	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
16	PP**	Palplanches battues	0.45	0.55	0.55	0.20	1.25	1.15
17	M1	Micropieu type I	-	-	-	-	-	-
18	M2	Micropieu type II	-	-	-	-	-	-
19	PIGU MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
20	PIRS MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	1.70	2.05	2.65	1.40	2.90	2.90

\*\* Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre.

# Pour les pieux de type BAO, HP et PP, mise en œuvre par vibro-fonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un rabatement de 30% sur les valeurs de  $q_s$ .

## Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (6) de la présente section.

(a) Pour les micropieux BE, HBI, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs  $\xi_1$  et  $\xi_2$  du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.

(b) Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou des micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.

(c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour les pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mise en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour les pieux réalisés avec un enregistrement continu des

paramètres de réalisation des pieux. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

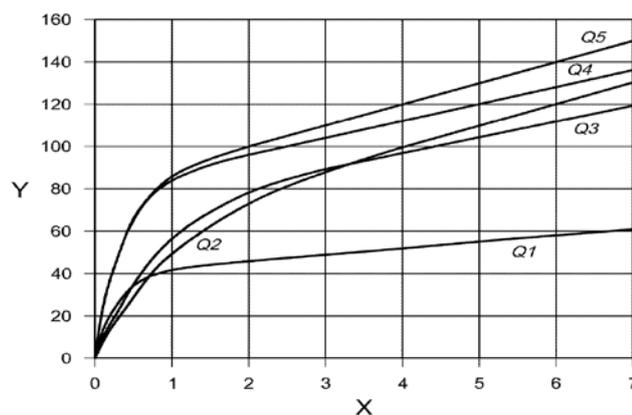
$f_{sol}$  est une fonction dépend le type de sol et la pression limite nette, présente par l'équation suivante :

$$f_{sol}(q_c) = (aq_c + b)(1 - e^{-cq_c}) \quad (1.23)$$

a, b et c sont définies à partir du tableau 1.13

**Tableau 1.13:** Valeurs numériques des paramètres a,b et c des courbes  $f_{sol}$  – Méthode pénétrométrique

Type de sol	Argiles	Sols Intermédiaires	Sables	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q2	Q2	Q2
a	0.0018	0.0015	0.0012	0.0015	0.0015	0.0015
b	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
c	0.4	0.25	0.15	0.25	0.25	0.25



**Figure 1.7 :** Courbes  $f_{sol}$  pour la méthode pénétrométrique

Légende : X  $q_c$  [MPA] - Y  $f_{sol}$  [kPA].

**Tableau 1.14** : Les valeurs de  $q_s$  maximales.

N	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa					
			Argile %CaCO <sub>3</sub> <30 % Limon	Sols Intermédiaire s	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire – marneux	Roche altérée et fragmentée
1	FS##	Foré simple (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
2	FB##	Foré boue (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
3	FTP##	Foré tubé (virole perdue)	50	50	50	50	90	-
4	FTR##	Foré tubé (virole récupérée)	90	90	90	170	170	-
5	FSR FBR PU##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	90	90	-	-	-	-
6	FTC FTCD	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	90	90	170	200	200	200
7	VM	Vissé moulé	130	130	200	170	170	-
8	VT	Vissé tubé	50	50	90	90	90	-
9	BPF** BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	130	130	130	90	90	-
10	BE**	Battu enrobé (béton- mortier-coulis)	170	170	260	200	200	-
11	BM**	Battu moulé	90	90	130	260	200	-

12	BAF **	Battu acier fermé	90	90	90	50	90	-
13	BAO**#	Battu acier ouvert	90	90	50	50	90	90
14	HB**#	H battu	90	90	130	50	90	90
15	HBi**#	H battu injecté IGU ou IRS	200	200	380	320	320	320
16	PP**	Palplanches battues	90	90	50	50	90	90
17	M1	Micropieu type I	-	-		-	-	-
18	M2	Micropieu type II	-	-		-	-	-
19	PIGU MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	200	200	380	320	320	320
20	PIRS MIRS	Pieu ou micropieu injecte (type IV)	200	200	440	440	440	500

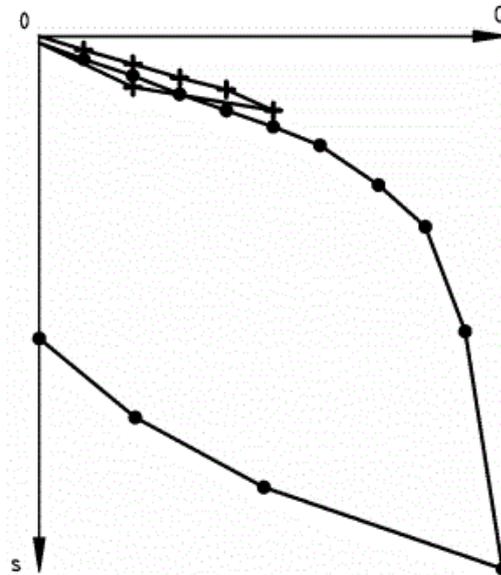
### 1.3.3.3 Essai de chargement statique

L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, qui permet de s'affranchir des incertitudes liées au calcul. Il est systématiquement mené dans le cadre d'un important projet, afin de confirmer les prévisions du comportement du pieu, ou chaque fois que les méthodes de calcul ne mènent pas à des résultats sûrs, mais entachées d'incertitudes [6].

#### 1.3.3.3.1 Principe de l'essai

L'essai de chargement statique consiste à appliquer en tête d'un pieu, par paliers maintenus constants, un effort axial de compression selon un programme défini, ensuite mesurer le déplacement axial de la tête du pieu.

L'essai est pour but de déterminer directement la courbe charge-tassement du pieu et déduire après les charges limites  $Q_1$  et de fluage  $Q_c$  et par suite, la charge admissible sur le pieu.



**Figure 1.8 :** courbe charge –tassement en tête du pieu sous un effort axial de compression [8].

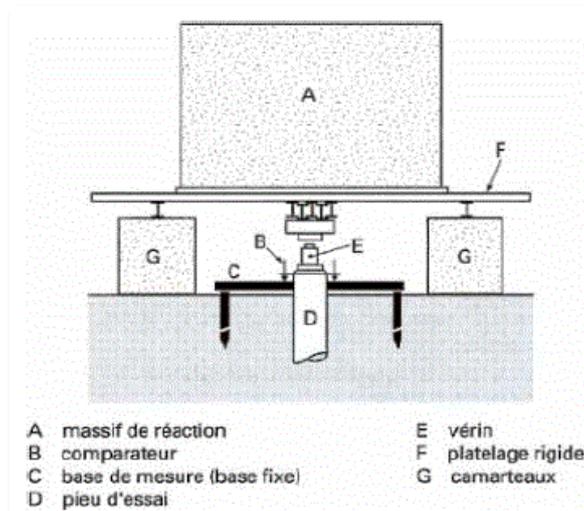
Légende :

Q : charge en tête du pieu

s : déplacement du pieu en tête

### 1.3.3.3.2 L'appareillage [2]

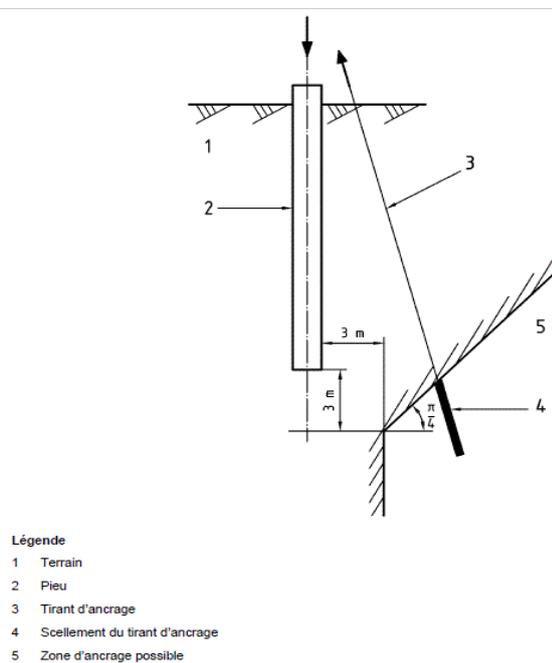
L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement (figure 1.9)



**Figure 1.9 :** Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe) [2].

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).

Lorsque la réaction est obtenue par des tirants d'ancrage, la zone de scellement des tirants doit se situer plus de 3m du fût et de la base du pieu (figure 1.10).



**Figure 1.10** : Zone d'ancrage des tirants utilisés comme réaction [8].

Le dispositif doit répondre aux impératifs suivants :

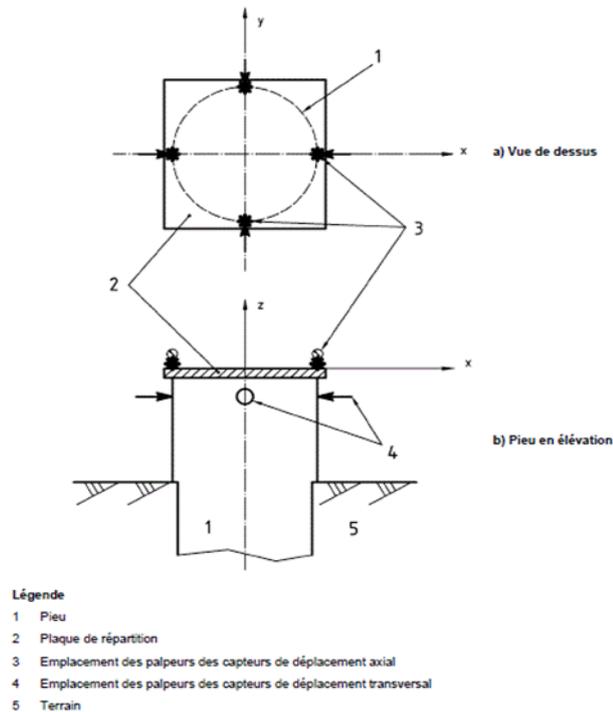
- Résister à l'effort maximal et ne pas se déformer.
- Ne pas induire de déplacements du sol encaissant.
- Doit permettre l'accès à la tête de pieu afin d'effectuer les mesures.

Dispositif de chargement : vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition.

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 : nécessite trois types de matériel : niveau à lunette, une base de repérage et des capteurs associés à une base de repérage.



**Figure 1.11** : Système de mesure des déplacements axiaux et transversaux [8].

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.).

### 1.3.3.3 La réalisation de l'essai

#### Préparation de l'essai

Avant l'exécution de l'essai, il devra obligatoirement savoir des reconnaissances sur l'ouvrage et le site ( plan masse, relevé de l'ensemble des données géotechniques des sols étudiés avec toutes les annexes contenant les sondages élaborés, les essais géotechniques réalisés, les caractéristiques mécaniques et physiques du sol, nature de couches traversées, régime hydraulique, position du repère topographique et ses coordonnées) , ainsi les données de pieu d'essai ( plan d'implantation, mode d'installation, date de réalisation du pieu avec la chronologie des incidents éventuels, les caractéristiques géométriques, propriétés des matériaux constitutifs).

La préparation de la tête du pieu : positionner la tête du pieu perpendiculaire à l'axe du pieu, au-dessous de la plaque de répartition.

La mise en place des bases fixes et les appareils de mesure.

Contrôles et vérifications.

Délais entre l'exécution de pieu et l'essai : on doit laisser le pieu s'écouler le temps nécessaire (au moins quatre semaines), pour obtenir une résistance suffisante des matériaux constitutifs du pieu et la dissipation des phénomènes transitoires affectant le terrain pendant l'installation.

Programme de chargement selon NF P94-150-1

Il consiste d'appliquer un effort axial en tête du pieu par paliers, suivi d'un déchargement par palier, chaque palier est maintenu constant pendant une durée fixée, l'essai se fait suivant deux cycles :

Le premier cycle se fait avec un chargement de 0 à  $0.5 Q_{max}$ , chaque palier est maintenu constant pendant 60 min, suivi d'un déchargement avec un palier à  $0.2 Q_{max}$  maintenu constant pendant 5 min.

Le deuxième cycle : Le chargement se fait jusqu'à  $Q_{max}$ , des nouveaux premiers paliers comprennent jusqu'à  $0.5 Q_{max}$  maintenus chacun pendant 30 min, à l'issue du dernier palier, le déchargement se fait en imposant successivement des paliers à 0.8 0.6 0.4 et  $0.2 Q_{max}$ , maintenus chacun pendant 5 min

On trace les courbes charge-tassement, on constate que :

- Lorsque l'allure des courbes présente une asymptote apparente, la charge limite est l'abscisse de cette dernière.
- Dans le cas échéant, de très nombreuses recommandations ont été émises pour l'interprétation de telles courbes, citons la règle de Parez qui préconise de suivre l'évolution des tassements sous charge constante après chaque opération de chargement. La courbe représentative de cette variation marquée par un changement brutal. La charge correspondante est définie comme étant la charge critique.

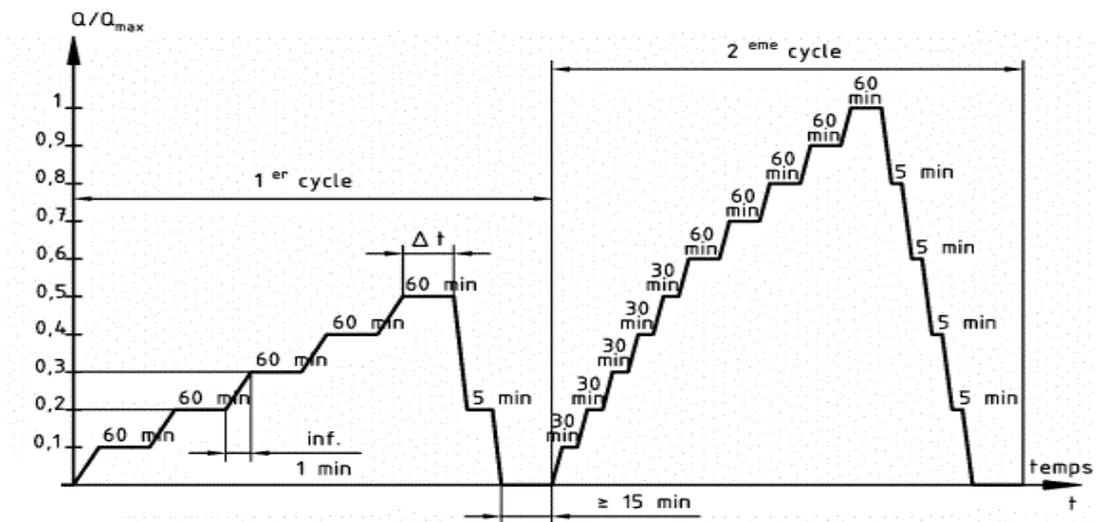


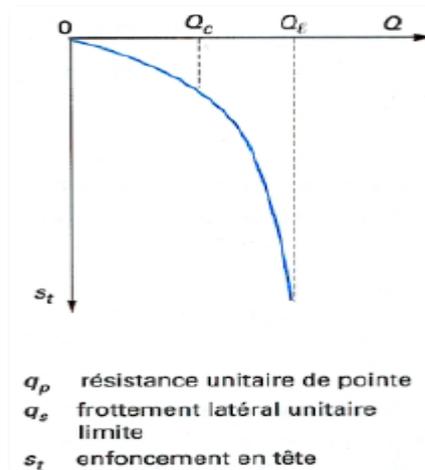
Figure 1.12 : Essai à la rupture sous un effort de compression [8].

À cet effet on peut citer la règle conventionnelle généralement utilisée qui consiste à prendre la valeur de la charge limite correspondante à un tassement égale à  $B/10$ .

Exploitation des résultats [2] :

Le résultat de cet essai est représenté sous forme d'une courbe reliant la charge appliquée en tête de pieu à son enfoncement.

La figure 1.13 est une illustration de ce type de courbe, La portance d'un pieu (charge limite) est définie conventionnellement comme la résistance du pieu associée à un tassement en tête équivalent à  $0.1B$ , avec  $B$  le diamètre du pieu.



**Figure 1.13** : Courbe de chargement axial d'un pieu [2].

#### 1.3.3.4 Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique [7]

Parmi les défauts les plus importants des théories classiques est la non prise en compte des propriétés de compressibilité des sols. Des études expérimentales ont montré que la résistance en pointe dans deux sols ayant le même angle de frottement, mais des propriétés de déformation différentes n'est pas forcément la même. L'angle de frottement n'est donc pas le seul paramètre affectant la résistance en pointe. On comprend pourquoi l'utilisation des méthodes faisant intervenir la déformabilité du sol a connu un grand succès.

Toutes ces méthodes reposent, en général, sur l'analogie de la déformation du sol sous la pointe d'une fondation profonde avec l'expansion d'une cavité sphérique. Cette idée a été développée pour la première fois par BISHOP, HILL et MOTT (1945) pour l'étude de poinçonnement d'un métal, et a été appliqué pour la première fois au calcul de la capacité portante des pieux au sol cohérent par GIBSON (1950) et SKEMPTON (1951).

SKEMPTON et al (1953) ont proposé de relier la capacité portante d'une fondation à une profondeur donnée à la pression limite  $p_{ls}$  de l'expansion d'une cavité sphérique située à la même profondeur dans un sol suivant une loi de comportement élastoplastique, comme suit :

$$q_L = N_q \cdot q \tag{1.24}$$

$$\text{Et } N_q = (p_s/\gamma D) (1 - \cot\alpha \cdot \text{tg}\varphi) \tag{1.25}$$

$\alpha$  : Le demi angle de la pointe du pieu, pris égale à  $45^\circ$ ,

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

$P_s$  est donné par la formule suivante :

$$P_s = \gamma \cdot D \left[ \frac{3}{1+2N} \frac{E}{6P_0(1+\nu)} \frac{1+2N}{1-N} \right]^{\frac{2}{3}(1-\nu)} \quad (1.26)$$

$$\text{Et : } N = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (1.27)$$

## 1.4 Conclusion

Ce chapitre a pour le but de présenter les principales notions et définitions relatives aux fondations sur pieux.

Les pieux sont des éléments structuraux, conçus pour reporter des charges aux couches profondes plus résistantes lorsque le sol en surface présente une mauvaise qualité.

La capacité portante ultime d'un pieu  $Q_1$  est la somme de l'effort limite en pointe  $Q_p$  et l'effort limite de frottement latéral  $Q_s$  le long de fût, cette dernière peut être déterminé à partir des méthodes théoriques comme celle de la théorie classique des corps rigides-plastiques, empiriques à l'aide des essais in-situ (PMT, CPT) ou direct.

L'essai de chargement en vraie grandeur est un outil pratique d'analyse in-situ de la capacité portante et du tassement d'un pieu isolé, l'essai est pour but de déterminer directement la courbe charge-tassement du pieu et déduire après les charges limites  $Q_i$ ,  $Q_c$  et la charge admissible sur le pieu.

## Chapitre 2

### Présentation de la base de données d'essais de chargement

#### 2.1 Introduction

On expose dans ce chapitre une étude descriptive d'une base des données comporte des essais de chargement en vraie grandeur sur des pieux en Algérie durant la période (1984-2013). Au premier volet nous allons décrire la répartition des essais de chargement sur le nord algérien, puis au deuxième volet nous allons décrire les sites étudiés et les essais in-situ réalisés ainsi les sondages élaborés.

À la fin de ce chapitre nous allons présenter une étude statistique des caractéristiques géométriques, les matériaux et le mode d'installation des pieux utilisés.

#### 2.2 Présentation de la base des données

Dans le cadre de la réalisation de 44 projets d'ouvrages fondés sur pieux en Algérie, les ingénieurs d'étude ont eu recours à la procédure de 65 essais de chargement en vraie grandeur sur des pieux simplement instrumentés pour mesurer la capacité portante, et le tassement des pieux.

Les essais de chargement des pieux sont diffusés sur 10 wilayas au nord algérien (Alger, Boumerdès, Telemcen, Blida, Ghelizane, Tipaza, Tizi Ouzou, Jijel, Mila, et Oran) comme le montre la carte d'implantation suivante :



Figure 2.1 : Carte d'implantation des sites d'essais de chargement vertical des pieux.

## 2.3 Description d'un essai de chargement statique

L'essai de chargement statique de pieu, a pour l'objectif d'évaluer la capacité portante d'une fondation profonde et son tassement.

Le principe de l'essai consiste à appliquer sur un pieu réel une charge croissante en traction ou en compression, et observé le déplacement de la tête de pieu, suivant un programme bien déterminé, qui se déroule sur une durée de quelques heures.

Si le pieu est instrumenté par des extensomètres (jauge de déformation, extensomètre), on peut mesurer les efforts le long de fût, déterminer ainsi les efforts  $Q_s$  et  $Q_p$  et en déduire ainsi la capacité portante.

Lorsque le pieu d'essai est instrumenté par des comparateurs pour la mesure du tassement, la mesure de la capacité portante globale est à partir d'interprétation des courbes de chargement-tassement [6].

La réalisation de cet essai a nécessité de l'appareillage suivant [2] :

- 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), figure 2.2.
- Un dispositif de chargement : vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition comme schématisé la figure 2.3.
- 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.), figure 2.4.



Figure 2.2 : Massif de réaction [9].



Figure 2.3 : Vérin hydraulique [9].



**Figure 2.4 :** Jauge de mesure [9].

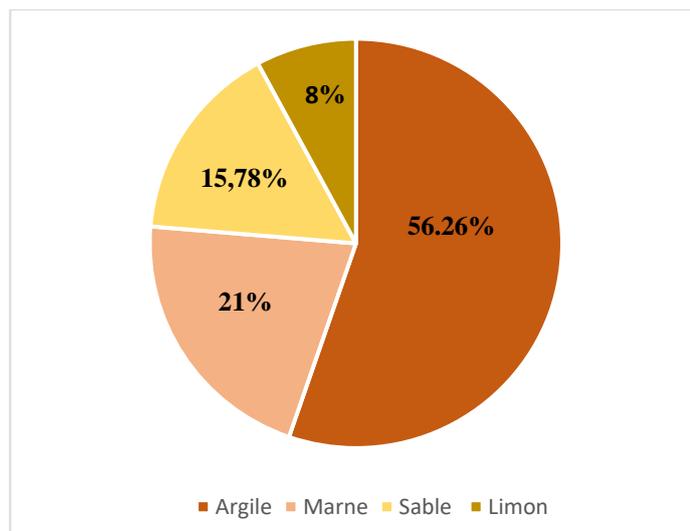
## 2.4 Description des sites d'essais

Les essais de chargement sont réalisés sur des terrains de nature géotechniques très variée comportant argile, marne, limon ou sable.

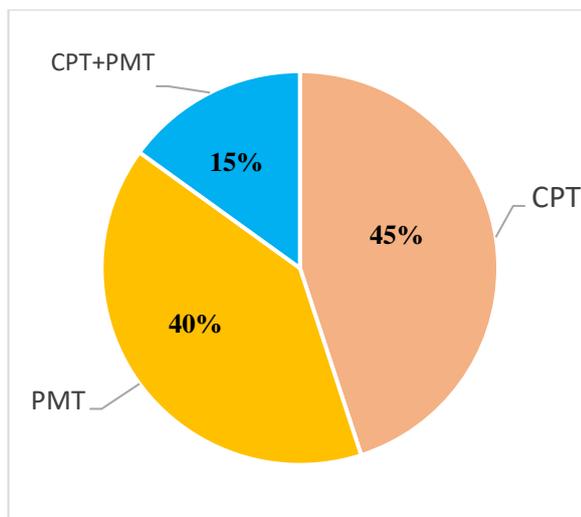
L'annexe 01 résume les différents sites étudiés et les essais in-situ réalisés dans notre synthèse.

Comme schématisé la figure 2.5 les essais de chargement ont été menés dans des terrains 56,26 % sont de nature argileuse, 21% marneuse, 15,78% sableuse et 8% de nature limoneuse.

La figure 2.6 montre que 45% les essais in situ ont été réalisés à la base de CPT ,40 % ont été réalisés par l'essai PMT, et 15 % des essais ont été effectués avec le CPT et PMT simultanément.



**Figure 2.5 :** Distribution en pourcentage selon la nature de sol autour de pieu d'essai.



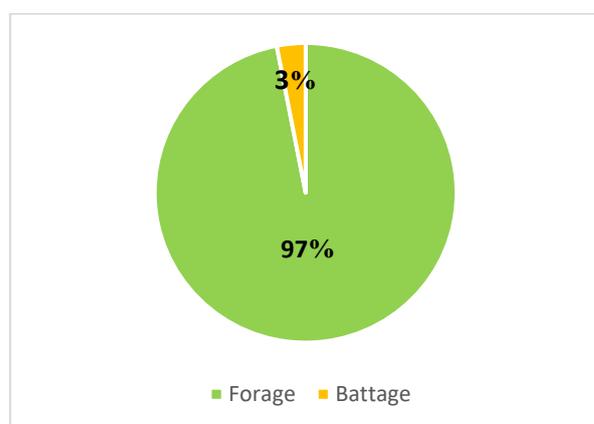
**Figure 2.6 :** Distribution en pourcentage selon le type de l'essai in situ.

## 2.5 Description des pieux d'essais

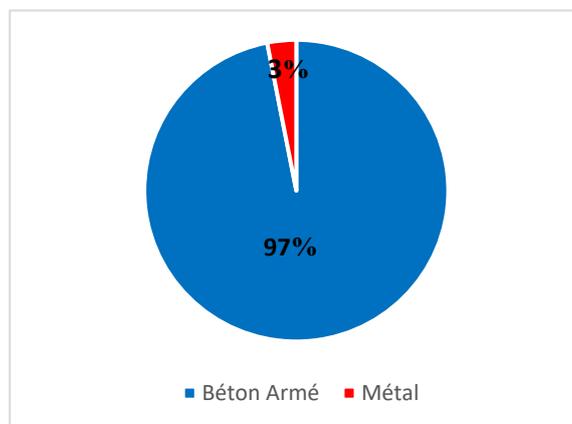
Les essais de chargement en vraie grandeur sont reposés sur des pieux simplement instrumentés de forme circulaire (voir l'annexe 2), on note que 63 pieux en béton armé réalisés par la procédure de forage simple ou avec ajout de boue de bentonite, alors que deux pieux métalliques sont installés par le battage comme schématisent les figures 2.7 et 2.8

La figure 2.9 montre que 47,45% des pieux retenus ont un diamètre de 1.2 m, notant que 37,3% ont un diamètre de 1m, 5,1% de diamètre de 0,80m, 8,47% ont un diamètre de 0,60 m, et 1,7 % de diamètre de 0,17m.

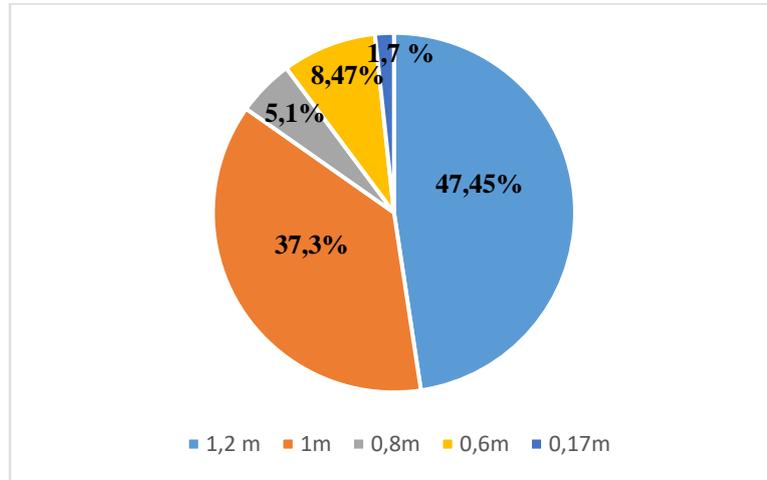
Plus de 45 % des pieux ont une hauteur (ou ancrage) variée de 9m à 20m, 40,9 % de hauteur de 20,80m à 40m, et 13,1% d'ancrage de 42m jusqu'à 69,5m (figure 2.10).



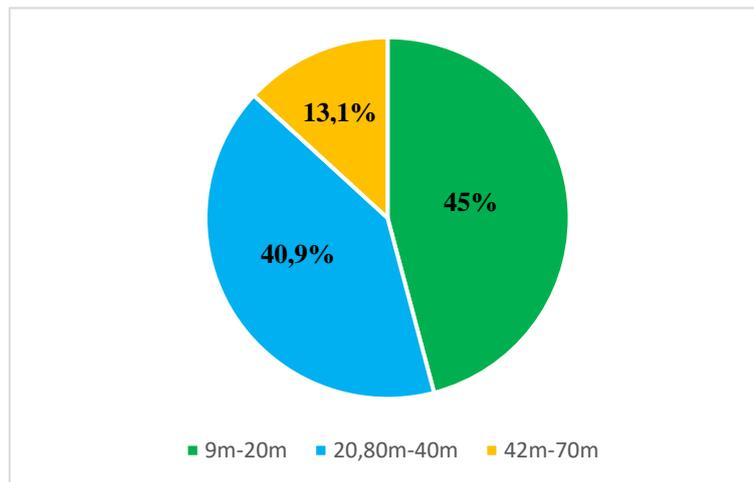
**Figure 2.7 :** Distribution en pourcentage selon le mode d'installation de pieu d'essai.



**Figure 2.8 :** Distribution en pourcentage selon le matériau constituant le pieu d'essai.



**Figure 2.9 :** Distribution en pourcentage selon le diamètre.



**Figure 2.10 :** Distribution en pourcentage selon la hauteur de pieu d'essai

## 2.6 Conclusion

Ce chapitre présente une description de la base de données d'essais de chargement vertical de pieux. La présentation de la base de données a montré que les essais sont localisés sur 10 wilayas au nord algérien, des sites de nature argileuse, marneuse, limoneuse et sableuse déterminés à partir des sondages carottés et des essais PMT et CPT, ainsi des pieux simplement instrumentés en béton armé et métallique de forme circulaire, avec un diamètre compris entre 0.17m et 1.2m, et une hauteur d'ancrage variant de 9 m jusqu'à 69.5 m.

## Chapitre 3

### Analyse des critères de capacité portante des pieux

#### 3.1 Introduction

Un essai de chargement vertical de pieu, moyen de dimensionnement coûteux et lent, permet de déterminer :

Le tassement vertical du pieu sous la charge de service.

La charge critique ou de fluage.

La capacité portante du pieu.

Ce chapitre est consacré à l'interprétation de la base de données de 65 essais de chargement vertical sur des pieux en Algérie (période 1984,2013), par différents critères de la capacité portante. En premier lieu, nous allons commencer par une présentation des différents critères de l'estimation de la capacité portante verticale, ensuite nous allons passer à l'interprétation des courbes chargement-tassement dans le but de prévoir la capacité portante des pieux, ainsi qu'une étude statistique de sous-estimation ou surestimation de la capacité portante de chaque critère étudié.

À la fin de ce chapitre, nous allons exposer une comparaison des différents critères ce qui nous conduit à les classer vis à vis de leur applicabilité.

#### 3.2 Présentation des critères de la capacité portante

Dans le cas d'un pieu d'essai instrumenté seulement par des comparateurs pour la mesure du tassement, et par un capteur de force , on obtient seulement une courbe de chargement en fonction du tassement global (en tête) du pieu ,et l'évaluation séparée de la résistance en pointe et du frottement latéral le long de fût n'est pas possible , l'interprétation de cette courbe de chargement se fait à l'aide de critères empiriques ou semi empiriques pour l'estimation globale de la charge verticale limite des pieux [6].

Nous présentons quelques méthodes d'entre elles plus bas :

##### 3.2.1 Critère de Chin (ou critère Hyperbolique)

La méthode graphique est proposée par Chin (1970-1971), en appliquant les travaux de Kondner (1963) sur la fonction hyperbolique. Chin suppose que la relation entre la charge et le tassement est hyperbolique. L'application de cette méthode est comme suit (voir figure 3.1).

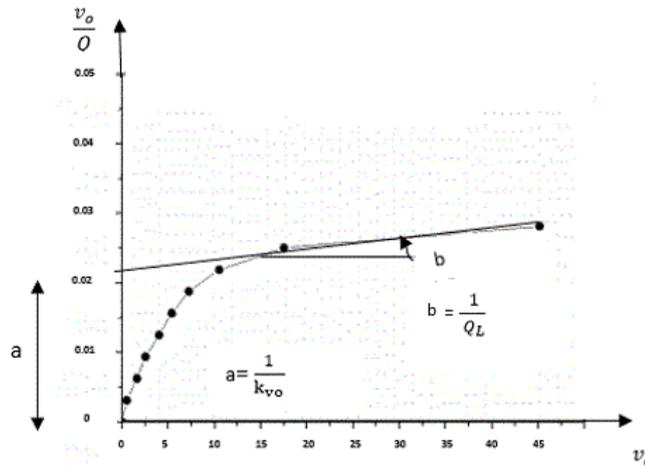
- Tracer la courbe  $v_0/Q$  en fonction de  $v_0$ .

- Ajuster l'allure linéaire par une droite  $a+bv_0$  par la méthode des moindres carrés.
- La charge verticale limite est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = \frac{1}{b} \quad (3.1)$$

Avec :  $b$  : Pente de la ligne droite.

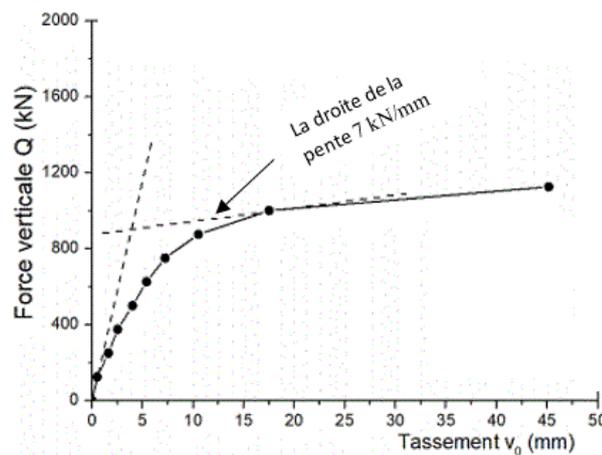
$$\text{En effet, on a } Q_l = \frac{v_0}{a+bv_0} \text{ donc } \frac{v_0}{Q_l} = a+bv_0 \quad (3.2)$$



**Figure 3.1 :** Interprétation selon le critère de lissage hyperbolique.

### 3.2.2 Critère de Bulter et Hoy (1977) (ou critère de la tangente)

Bulter et Hoy ont proposé de tracer deux droites : une tangente à la partie élastique de la courbe de charge-tassement, et l'autre tangente à la courbe avec une pente de 7 kN/mm. La charge verticale limite est définie comme étant le point d'intersection des deux tangentes (Figure 3.2)



**Figure 3.2 :** Interprétation selon le critère de Bulter et Hoy (1977).

### 3.2.3 Critère de Hansen 1963 (ou critère de 80%)

Hansen a défini la capacité portante de pieu comme étant une charge qui donne 4 fois le tassement de la tête le tassement de la tête de pieu, obtenu pour 80 % de cette charge [11].

Ce critère 80 % peut être estimé directement à partir de la courbe de chargement-tassement ou à partir de la procédure suivante :

- Tracer la courbe  $v_0^{1/2}/Q$  en fonction de  $v_0$ , où  $v_0$  est le tassement mesuré en tête de pieu et  $Q$  la charge appliquée.
- Ajuster l'allure linéaire par une droite  $a+bv_0$  selon la méthode des moindres carrés.

La capacité portante de pieu est donnée par la formule suivante :

$$Q_1 = 0.5 / (a \times b)^{0.5} \quad (3.3)$$

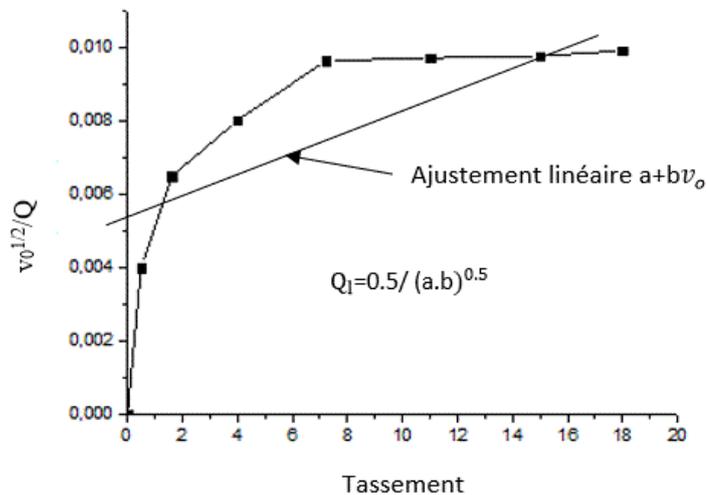


Figure 3.3 : Interprétation selon le critère de Hansen (1963).

### 3.2.4 Critère de Davisson (1972)

Ce critère définit la charge limite comme étant la charge correspondant au tassement qui dépasse la compression élastique du pieu d'une valeur de 0.15 pouces (4 mm) en plus un facteur égal au diamètre du pieu divisé par 120 [11].

La procédure de cette méthode est la suivante (voir figure 3.4)

- Tracer la courbe  $Q$  en fonction de  $v_0$ .
- Tracer la droite de compression élastique de pieu, passant par l'origine et de pente égale à

$$\pi \cdot B^2 \cdot E_p / 4L \cdot \frac{\pi \cdot B^2 \cdot E_p}{4L}$$

Avec :

$B$  : Le diamètre de pieu.

$E_p$  : Module de Young (ou le module élastique).

L : Longueur de pieu.

- Tracer la droite parallèle à la droite de compression élastique, à une distance de x où  $x = 4 + \frac{B}{120}$ , le diamètre B étant en mm .

La charge verticale limite de pieu, correspondant à l'intersection de la droite translatée avec la distance x, avec la courbe de chargement (Figure 3.4).

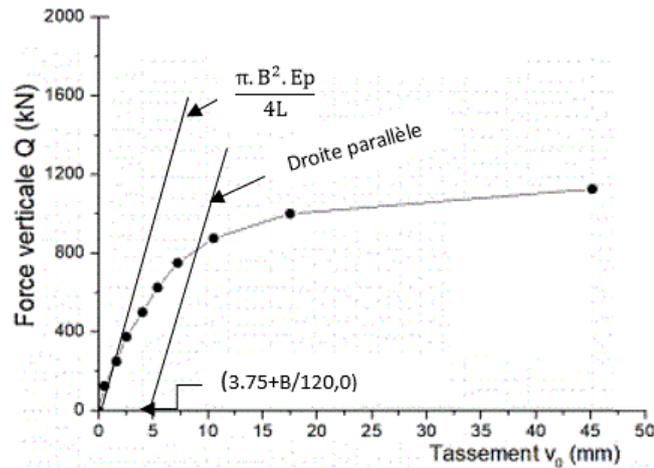


Figure 3.4 : Interprétation selon le critère de Davisson (1972).

### 3.2.5 Le critère hyperbolique (ou critère conventionnel)

Une ancienne définition de la capacité portante a été proposée par Terzaghi : la capacité portante verticale pour laquelle le tassement de la tête de pieu dépasse une certaine valeur, généralement 10 % de diamètre de pieu [11].

### 3.2.6 Critère de Décourt (ou critère de la raideur sécante)

Décourt (1999) a proposé un critère similaire à ceux de Chin- Kondner et Hansen comme le montre la figure 3.5.

La méthode consiste à tracer la courbe  $k_v = Q/v_0$  en fonction de Q,  $k_v$  est la raideur sécante du pieu (force/tassement), cette courbe présente une tendance linéaire dans sa dernière partie. La capacité portante est caractérisée comme étant le point d'intersection du prolongement de cette droite avec l'axe des charges (Figure 3.5).

Selon ce critère, la capacité portante est atteinte lorsque le tassement  $v_0$  du pieu est infini, et donc la raideur  $k_v = Q/v_0$  tend vers zéro.

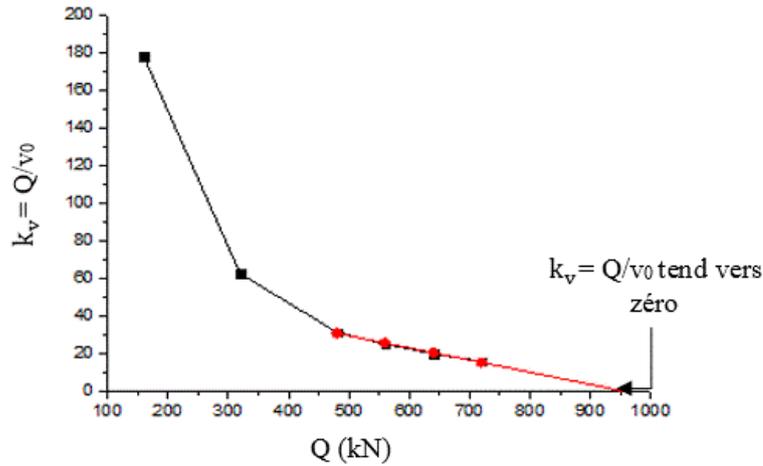


Figure 3.5 : Interprétation selon le critère de Décourt (1999).

### 3.2.7 Critère de De Beer 1968 (ou critère logarithmique)

Cette méthode consiste à tracer la courbe chargement-tassement dans une échelle bi logarithmique. Cette courbe dégage deux lignes droites interconnectées, le point d'intersection de ces deux droites donne la charge verticale limite (Figure 3.6).

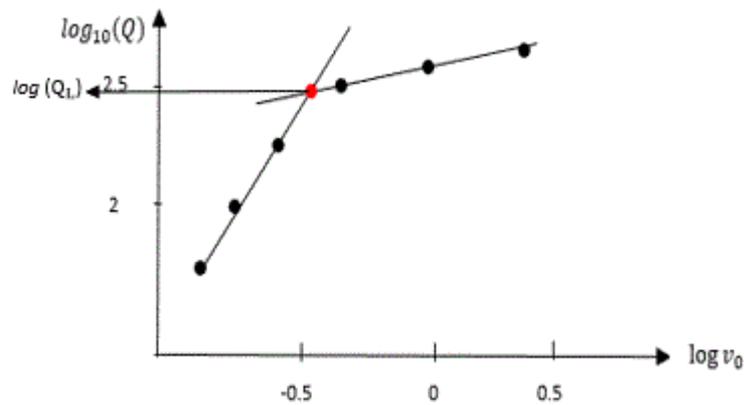


Figure 3.6 : Interprétation selon le critère De Beer.

### 3.2.8 Critère de Van der Veen 1956 (ou critère exponentiel)

Van der Veen a proposé d'assimiler la courbe de chargement-tassement à une fonction exponentielle telle que :

$$Q = Q_l \left( 1 - \exp\left(-\frac{Kv_0}{Q_l} v_0\right) \right). \quad (3.4)$$

La courbe de chargement, comme le schématise la figure 3.7, est caractérisée souvent par une portion linéaire pour les faibles charges :  $Q = k_{v_0} \cdot v_0$

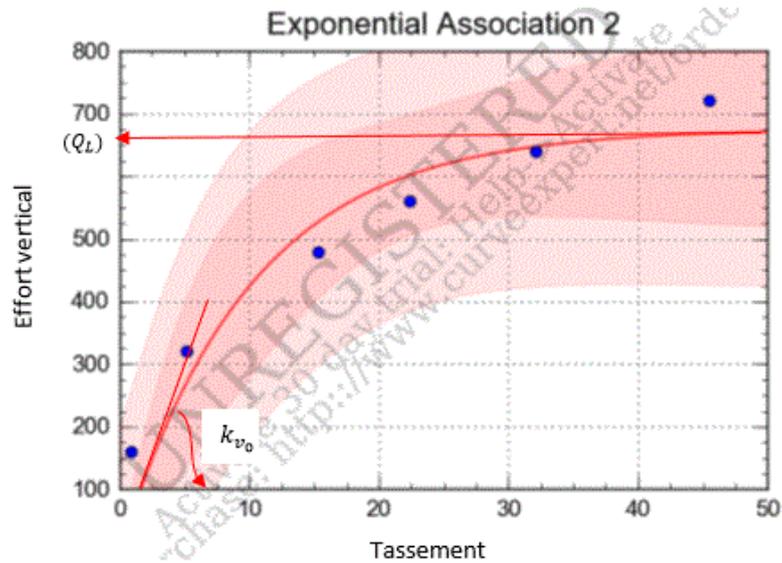
Et une asymptote pour les grands dépècements du pieu :

$$\lim_{Q_{v_0} \rightarrow \infty} Q = Q_L$$

La fonction hyperbolique regroupe les deux propriétés ci-dessous selon la formule suivante :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{k_{v_0}} + \frac{v_0}{Q_L}} \quad (3.5)$$

Donc  $\frac{v_0}{Q} = \frac{1}{k_{v_0}} + \frac{v_0}{Q_L}$  est une droite.



**Figure 3.7 :** Interprétation selon le critère de Van der Veen.

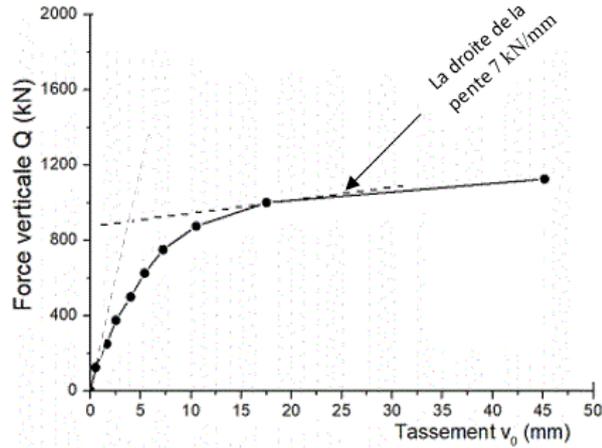
$k_{v_0}$  : Raideur verticale initiale du pieu

$Q_L$  : Capacité portante du pieu

La valeur de charge verticale limite est déduite par ajustement de la courbe de chargement expérimentale par cette fonction exponentielle.

### 3.2.9 Critères de Fuller et Hoy (1950)

La capacité portante verticale est définie comme étant le point où la droite ayant une pente de 7 kN/mm est tangente à la courbe chargement-déplacement (Figure 3.8).



**Figure 3.8 :** Interprétation selon le critère de Fuller et Hoy (1950).

### 3.2.10 critère de FDOT (1994)

Ce critère a été mis au point par l'organisme FDOT (Florida Dep<sup>t</sup> of Transportation), La charge verticale limite correspond conventionnellement à un tassement au déplacement élastique du pieu  $\Delta L$ , auquel on ajoute un facteur égal au diamètre du pieu divisé par 30.

Le déplacement élastique du pieu  $\Delta L$  est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \frac{Q \cdot D}{s \cdot E_p} \quad (3.6)$$

Avec

Q : La charge appliquée.

D : Longueur de pieu.

S : Section de pieu.

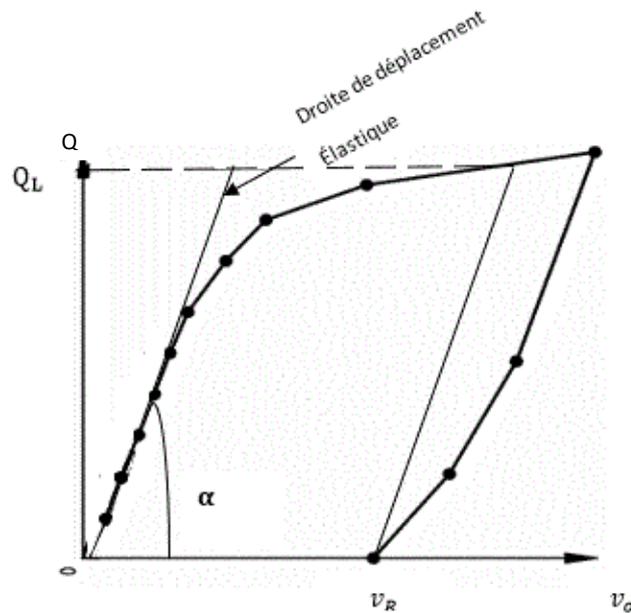
$E_p$  : Le module de Young de pieu.

Ce critère est applicable pour le pieu tel que le diamètre supérieur à 0.6m. Si ce dernier inférieur à 0.6 m, la capacité portante correspond à :

$$\Delta L + 4\text{mm} + \frac{B}{120} \quad (\text{avec le diamètre B en mm}). \quad (3.7)$$

Il suffit de tracer la courbe de chargement-tassement et la droite de déplacement élastique. Cette dernière est translatée de  $B/30$ .

La capacité portante est définie comme étant le point d'intersection de la droite translaté avec la courbe de chargement- tassement (figure 3.9)



**Figure 3.9 :** Interprétation selon le critère FDOT.

On constate que l'ensemble des critères présentés sont d'origine empiriques, c'est-à-dire issus de l'expérience locale des essais de chargement de pieux, à l'exception des critères hyperbolique, de Décourt et Van Der Veen qui ont plutôt théoriques et doivent en principe s'appliquer à tous les cas d'essais de chargement de pieux.

### 3.3 Interprétation des courbes de chargement

L'interprétation des courbes de chargement-tassement par les différents critères précédents permet l'évaluation globale de la capacité portante verticale limite à partir d'un essai de chargement.

Les courbes de chargement et tout autre résultat d'interprétation, sont tracées utilisant le logiciel d'analyse et de présentation graphique des données OriginPro version 9.0, ainsi que le CurveExpert Professional, uniquement pour la méthode de Van der Ven.

Les figures ci-dessous représentent un exemple de la courbe de charge-tassement de l'essai de chargement mené sur le pieu T-01, avec plusieurs critères.

**Tableau 3.1 :** L'essai de chargement statique vertical (donnés en kN)

1 <sup>er</sup> cycle					
Charge (kN)	540	1080	1620	2160	2700
Tassement (mm)	0.13	0.3025	0.47	0.6675	0.85
2 <sup>eme</sup> cycle					
Charge (kN)	3240	3780	-	-	-
Tassement (mm)	1.11	1.27	-	-	-

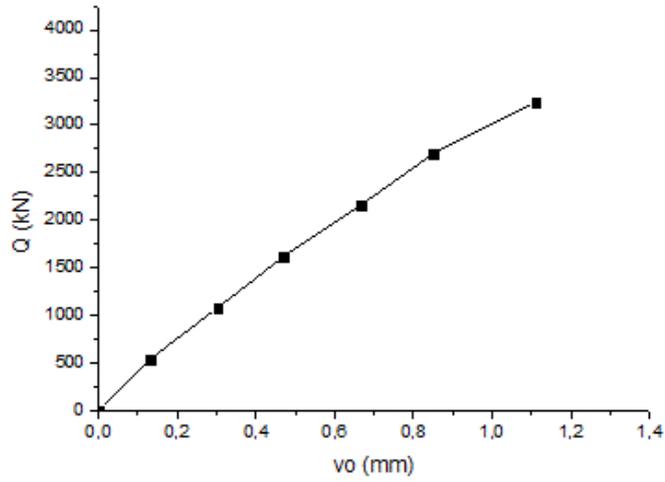


Figure 3.10 : courbe charge-tassement.

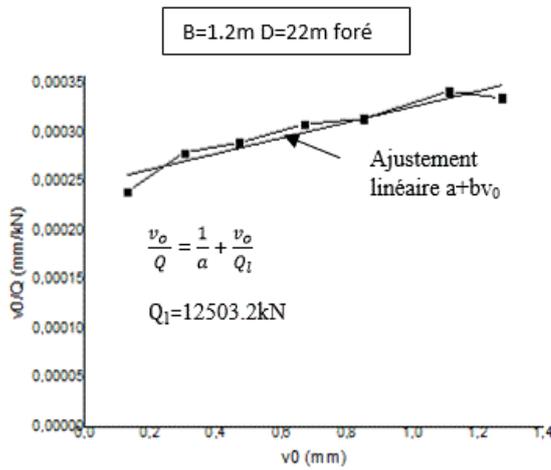


Figure 3.11 : critère lissage hyperbolique.

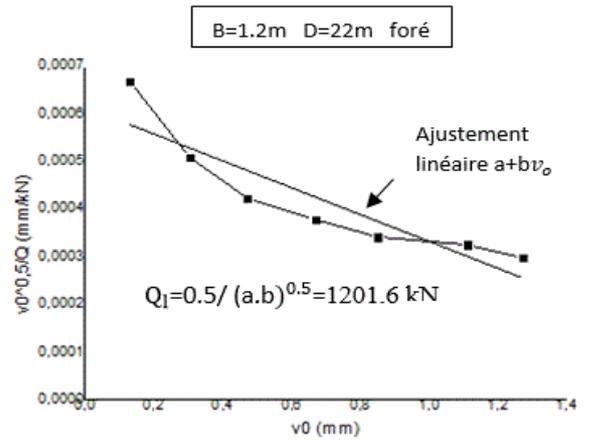


Figure 3.12 : critère de Hansen.

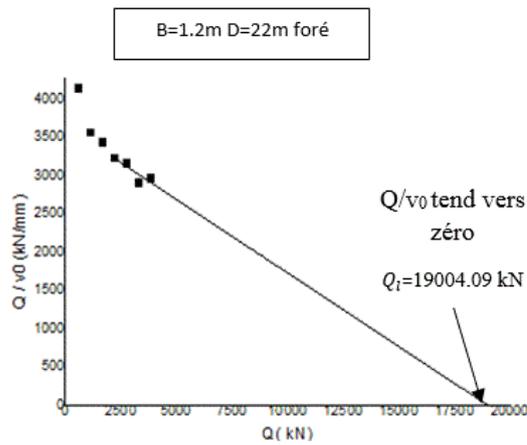


Figure 3.13 : critère de Décourt.

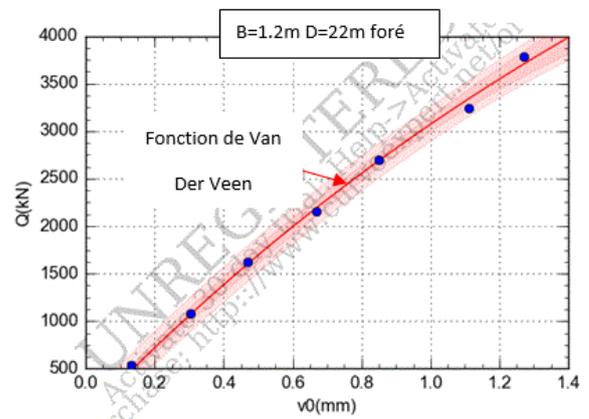


Figure 3.14 : critère de Van der Veen.

Les critères conventionnel, Davisson et FDOT sont inapplicables dans ce cas, car le pieu n'est pas manifesté des grands déplacements, ainsi le critère de De Beer (1968), il ne fait pas dégager les deux droites évidentes.

Les critères Bulter-Hoy, Fuller et Hoy sont inapplicables car la droite de la pente 7kN/mm, ne peut pas être tangente à la courbe charge-tassement.

### 3.3.1 Résultats d'ajustement des courbes de chargement

Le tableau 3.1 en annexe de ce mémoire regroupe les résultats des valeurs de la capacité portante verticale en kN, menés sur la base de données des essais de chargement statique, en appliquant tous les critères présentés déjà dans ce chapitre.

**Tableau 3.2 : Résultats de capacité portante verticale en kN de T-01.**

Critère	Lissage hyperbolique	Bulter-Hoy	Hansen	Davisson	10% B	Décourt	De Beer	Van der Veen	FDOT
$Q_l$	12503.2	-	1201.6	-	-	19004.09	-	9037.8	-

Les résultats de la capacité portante de pieu T-01, par les différents critères montrent que :

Le critère de Décourt présente la plus grande valeur de capacité portante 19004.09 kN, ensuite lissage hyperbolique 12503.2 kN, le critère de Van der Veen 9037.8 kN et à la fin le critère de Hansen 1201.6 kN.

Les critères Bulter-Hoy, Davisson, De Beer, FDOT et critère conventionnel sont inapplicables.

On définit la « Fréquence » d'un critère par le nombre des cas où le critère est applicable rapporté au nombre total des cas, soit 62.

Ainsi une fréquence de 100% correspond à un critère applicable à tous les cas étudiés, alors qu'une fréquence nulle ne correspond à un critère non applicable.

**Tableau 3.3 : Résultats de la fréquence des critères.**

Critère	Lissage hyperbolique	Bulter-Hoy	Hansen	Davisson	10% B	Décourt	De Beer	Van der Veen	FDOT
Fréquence	96.77	35.48	40.32	9.67	-	96.77	1.6	96.77	3.2

Les critères Lissage hyperbolique, Décourt et Van der Veen représentent la plus grande fréquence 96.77 %, ensuite Hansen, Bulter-Hoy et Davisson représentent 40.32%, 35.48% et 9.67% respectivement.

Lors d'interprétation d'un essai de chargement, on recommande d'appliquer les trois critères lissage hyperbolique, Décourt et Van der Veen, qui ont une fréquence de 96.77%, soit pratiquement applicables à tous les cas étudiés, on recommande aussi d'appliquer simultanément ces trois critères afin de mieux contrôler la valeur expérimentale de la capacité portante.

La capacité portante verticale selon les critères hyperbolique, Van der Veen et Décourt, est toujours obtenu par l'extrapolation, ces trois méthodes sont les plus applicables.

La méthode de Fuller- Hoy n'est pas applicable dans cette base de données, ce qui peut pénaliser les longs pieux qui auront des tassements élastiques plus importants que ceux des pieux courts, et donc la droite de pente de 7kN/mm ne peut pas être tangente à la courbe de chargement-tassement qui n'a pas une forme hyperbolique.

Les méthodes De Beer, FDOT, Davisson et le critère conventionnel nécessitent que le pieu soit chargé et manifestent des grands déplacements pour qu'ils soient applicables.

### 3.3.2 Présentation des résultats de la capacité portante

Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs moyennes de la capacité portante déterminées à partir des méthodes précédentes pour chaque pieu d'essai, ainsi que leurs coefficients de variation.

**Tableau 3.4 : Les valeurs  $Q_1$  moyenne et le COV.**

PIEU	$Q_1$ moyenne (KN)	Le coefficient de variation ( COV) en %
T-1	10436,67	71,04
T-2	6884,57	19,79
T-3	8056,94	22,75
T-4	3578,135	15,28
T-5	4742,131	16,05
T-6	5238,133	23,87
T-7	6232,08	60,36
T-8	2687,768	9,06
T-9	17631,02	41,76
T-10	6320,413	32,55
T-11	4868,27	31,09

T-12	3349,895	22,84
T-13	2455,075	7,78
T-14	4561,306	24,26
T-15	9106,116	41,09
T-16	770,27	13,87
T-17	1638,505	25,98
T-18	1444,972	12,81
T-19	2442,94	23,31
T-20	8919,182	20,94
T-21	8745,042	20,13
T-22	3540,27	47,72
T-23	6624,305	28,41
T-25	1114,09	22,22
T-26	12001,34	30,25
T-27	11371,67	31,47
T-28	7618,976	29,07
T-29	1251,603	19,67
T-30	3182,976	34,88
T-33	4300,545	34,67
T-34	8090,505	23,73
T-35	7339,54	24,52
T-36	11653,048	30,93
T-37	24549,406	50,65
T-38	3306,21	57,25
T-39	4016,31	101,99
T-40	12110,225	65,85
T-41	16976,38	102,207
T-42	294676,16	-
T-43	3199,78	18,573
T-44	6469,96	9,564
T-45	6717,78	15,85
T-46	8172,657	18,44
T-47	5956,72	15,61
T-48	12259,316	30,39
T-49	3904,18	42,20

T-50	871,18	36,29
T-51	2625,47	24,42
T-52	6109,85	27,546
T-53	5847,51	29,45
T-54	5839,27	60,96
T-55	18386,43	25,05
T-56	23767,18	44,77
T-57	27151,46	23,36
T-58	36221,32	33,99
T-59	28350,11	104,44
T-60	66470,92	18,958
T-61	40518,49	35,23
T-62	43199,52	42,72
T-63	11877,56	11,52
T-64	41069,71	89,42
T-65	29061,31	35,030

On remarque que les valeurs des moyennes de la capacité portante pour chaque pieu, et le coefficient de variation différent d'un pieu à un autre en fonction du type de sol et des caractéristiques géotechniques du pieu.

Un pourcentage de coefficient de variation élevé indique que des valeurs de la capacité portante sont dispersées.

Un faible pourcentage de coefficient de variation caractérise une bonne estimation de la capacité portante, déterminée à partir des critères.

### 3.4 Étude du rapport de capacité portante

On définit le " rapport de capacité portante " par le coefficient lambda, tel que :

$$\lambda = \frac{Ql(\text{critère})}{Ql \text{ moyenne}}$$

Le tableau suivant récapitule le pourcentage des valeurs de lambda supérieure à 1 et inférieure à 1 pour chaque critère étudié.

**Tableau 3.5 : Représentation du rapport  $Q_{l(\text{critère})} / Q_{l \text{ moyenne}}$ .**

Critère	Le % des valeurs de lambda supérieures à 1	Le % des valeurs de lambda inférieures à 1
Hyperbolique	43,33	55
Bulter-Hoy	4,545	86,363
Hansen	32	64
Davisson	0	100
Décourt	93,33	5
De Beer	0	100
Van der veen	6,66	93,33
Fuller-Hoy	-	-
FDOT	50	50
10% de B	-	-

Les résultats du tableau 3.5 montrent que :

Les critères De Beer et Davisson présentent les plus grands pourcentages des valeurs de lambda inférieures à 1. Un pourcentage de 100%, explique que par rapport à la valeur moyenne, les valeurs  $Q_l$  sont toujours sous-estimées. Ainsi, ces deux méthodes donnent toujours les valeurs les plus faibles de la capacité portante et sont donc les plus sécuritaires. Il faut rappeler que ces deux méthodes sont peu applicables car leur fréquence <10%.

On constate ensuite les valeurs suivantes :

Van der Veen 93,33%, Bulter-Hoy 86,363%, Hansen 64%, Chin-Kondner 55%, FDOT 50% et à la fin Décourt avec un faible pourcentage de 5%.

Le critère Décourt présente un pourcentage de 93,33% des valeurs du rapport  $Q_{l(\text{critère})} / Q_{l \text{ moyenne}}$  supérieures à 1 ce qui laisse à conclure que presque toutes les capacités portantes déterminées sont surestimées par rapport à la valeur moyenne.

On constate aussi que le critère hyperbolique présente pratiquement un équilibre entre les valeurs de  $\lambda > 1$  (43.3%) et les valeurs de  $\lambda < 1$  (55%).

Enfin, parmi les critères qu'on recommande (même fréquence), le critère de Van Der Veen est le plus sécuritaire (99.3% des valeurs de  $\lambda < 1$ ), vient ensuite le critère hyperbolique (55% des valeurs de  $\lambda < 1$ ), et enfin le critère de Décourt (5% des valeurs de  $\lambda < 1$ ).

Ainsi, on recommande finalement d'adopter, pour des raisons de sécurité, la méthode de Van Der Veen pour estimer la capacité portante  $Q_L$  à partir d'un essai de chargement de pieu simplement instrumenté.

FDOT 50%, Hansen 32%, Van der Veen 6,66%, Bulter-Hoy 4,545% des valeurs de lambda supérieures à 1.

Les critères de Davisson et De Beer paraissent un très faible pourcentage 0%, des valeurs de lambda supérieures à 1 ce qui démontrent que les valeurs de  $Q_1$  calculées ne sont jamais surestimées dans cette étude.

FDOT présente un pourcentage de 50% des valeurs de  $Q_1$  surestimées et 50% sous-estimées.

### 3.5 Étude statistique du rapport de capacité portante

Le tableau 3.6 présente les résultats statistiques relatifs au facteur  $\lambda$  de chaque critère étudié.

**Tableau 3.6 :** Les résultats de l'étude statistique de lambda.

Critère	Valeur moyenne	marge	Écart type	COV (%)	Le médiane
Hyperbolique	0,963	[0,367 :1,610]	0,254	26,44	0,9885
Bulter-Hoy	0,863	[0,647 :1,088]	0,117	13,57	0,875
Hansen	0,816	[0,115 :1,264]	0,315	38,64	0,906
Davisson	0,769	[0,659: 0,898]	0,097	12,71	0,766
Décourt	1,357	[0,166: 2,563]	0,367	27,084	1,261
De Beer	-	-	-	-	-
Van der veen	0,833	[0,309: 1,213]	0,136	16,359	0,8399
Fuller - Hoy	-	-	-	-	-
FDOT	0,972	[0,934 :1,010]	0,053	5,52	0,972
10% B	-	-	-	-	-

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique illustrée au tableau 3.6, que :

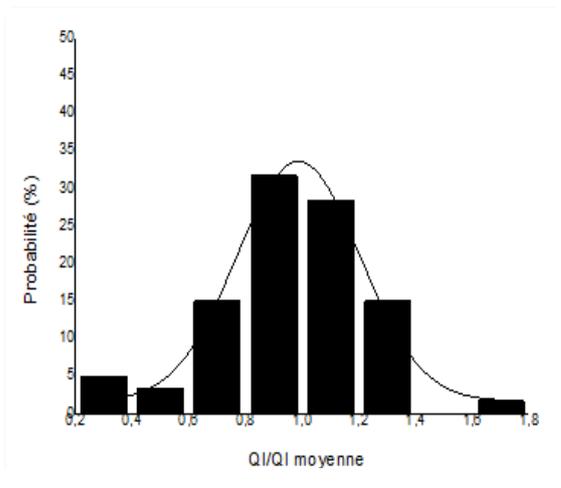
La valeur moyenne du rapport  $Q_{1(\text{critère})} / Q_{1 \text{ moyenne}}$  est compris entre 0,769 et 1,357, Décourt présente la plus grande valeur moyenne 1.357, et Davisson la plus faible 0,769.

Le coefficient de variation COV paraît un pourcentage variant entre 5.52% et 27,084%, ce qui explique une dispersion variable d'un critère à l'autre, le critère FDOT donne la plus faible dispersion, et le critère de Décourt la plus grande.

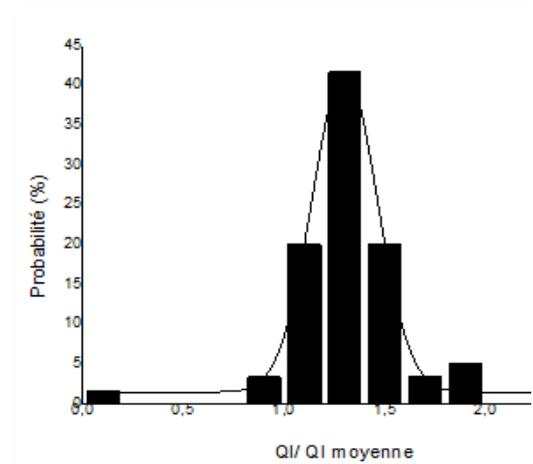
Les trois critères recommandés présentent par contre des valeurs de COV comparables autour de la moyenne.

Décourt présente la plus grande marge et donc la plus grande valeur de COV et d'écart type.

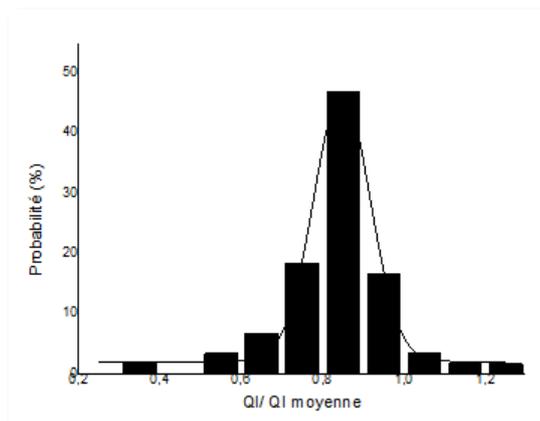
### 3.5.1 Présentation des histogrammes d'analyse statistique de chaque critère étudié



**Figure 3.15 :** Critère de Chin- Kondner.



**Figure 3.16 :** Critère de Décourt.



**Figure 3.17 :** Critère de Van der Veen.

Le tableau 3.7 récapitule les résultats statistiques du rapport  $Q_1/Q_1$  moyenne

**Tableau 3.7 : Résultats des paramètres statistiques.**

Le critère	La valeur modale	Sigma	Fréquence relative	Coefficient de régression (%)
Hyperbolique	0.986	0.216	31.878	95
Décourt	1.300	0.161	40.185	97.4
Van der Veen	0.847	0.069	44.438	98.1

Le coefficient de régression étant dans presque tous les critères supérieurs à 95 %, ce qui signifie une bonne qualité d'ajustement.

La méthode de Décourt occupe la plus grande valeur modale de 1.300, les méthodes Chin-Kondner, et Van der Veen sont d'ordres 0.986 et 0.847 respectivement.

On constate que la méthode de Van der Veen a la plus petite valeur modale (donc plus sécuritaire que le critère hyperbolique) et en outre, une fréquence modale (44.4%) plus élevée, donc plus probable, ainsi on recommande d'adopter la méthode de Van der Veen.

### 3.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de constater la variété des méthodes d'estimation de la charge verticale des pieux isolés chargés verticalement par l'ajustement des courbes de chargement.

D'après l'interprétation et l'analyse statistique des courbes de chargement, il est constaté que la détermination de la capacité portante se fait uniquement par les méthodes basées sur l'extrapolation des données de la courbe charge-tassement, à savoir hyperbole, Ven der Veen et Décourt.

Lors d'interprétation d'un essai de chargement statique on recommande d'appliquer les 3 critères hyperbolique, Décourt et Van der Veen qui sont présentés une fréquence de 96.77%, pour mieux contrôler la valeur expérimentale de la capacité portante.

Suite à les résultats du rapport de la capacité portante, le critère de Ven der Veen est le plus sécuritaire (93.33% de valeurs  $\lambda < 1$ ), vient ensuite le critère hyperbolique (55%  $\lambda < 1$ ) et à la fin Décourt (5%  $\lambda < 1$ ), on recommande aussi d'adopter le critère Ven der Veen pour des raisons de sécurité (estimation de la capacité portante).

La méthode de Décourt a occupé la plus grande valeur modale de 1.300, ensuite le critère hyperbolique 0.986.

Le critère Ven der Veen a présenté la plus petite valeur modale, donc le plus sécuritaire que celle de l'hyperbolique et de Décourt, en outre le critère paraît une fréquence modale probable (44.4%), donc on recommande d'adopter le critère de Van der Veen.

## Chapitre 4

### Analyse de la capacité portante selon le nouveau règlement Algérien

#### DTR-BC-2.33

#### 4.1 Introduction

Ce chapitre vise à présenter une analyse de la capacité portante verticale des fondations sur pieux isolés, à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques conformément à la norme française NF P94-262, qui sera adoptée par le nouveau règlement Algérien DTR-BC-2.33. À ce propos nous allons d'abord présenter un rappel des formules de la capacité portante, ensuite nous passons à son évaluation ainsi celle de la charge de fluage basées sur des essais PMT et CPT.

À la fin de ce chapitre nous allons faire une étude des rapports  $Q_p/Q_l$  et  $Q_s/Q_l$  dans le but de prévoir le mode de travail des pieux étudiés.

#### 4.2 Rappel de capacité portante et charge critique

##### 4.2.1 Notion de capacité portante limite $Q_l$

Le calcul de la charge limite basé sur des essais pressiométriques PMT et pénétrométriques CPT, conformément à la norme française NF P94-262 est défini comme la somme de la pression verticale en pointe  $q_p$  et les contraintes de frottement latéral  $\tau(z)$ .

$$Q_l = Q_p + Q_s = S q_p + P \int_0^D \tau(z) dz \quad (4.1)$$

L'effort limite en pointe et la charge limite de frottement latéral peuvent se calculer à partir des formules présentées dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1 :** Les méthodes de calcul de la charge verticale en pointe ainsi la charge de frottement à partir des essais PMT et CPT

L'essai in situ	PMT	CPT
La charge limite en pointe $Q_p$	$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$ <p><math>A_p</math> : la section du pieu</p> $P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z) \cdot dz$ <p><math>K_p</math> : facteur de portance en fonction de rapport <math>\frac{D_{ef}}{B}</math>, la nature de sol, et le mode d'installation de la fondation profonde.</p>	$Q_p = A \cdot k_c \cdot q_{ce}$ <p><math>A_p</math> : la section du pieu</p> $q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz$ <p><math>K_c</math> : facteur de portance en fonction de rapport <math>\frac{D_{ef}}{B}</math>, la nature de sol, et le mode d'installation de la fondation profonde.</p>

	$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}} \int_{D-h_p}^D P_l * (z) dz$ <p>Si <math>\frac{D_{ef}}{B} &gt; 5</math>, le <math>K_p</math> égale le <math>K_{p \max}</math></p> <p>-Lorsque <math>\frac{D_{ef}}{B} &lt; 5</math>, le <math>K_p</math> égale :</p> $1.0 + (K_{p \max} - 1.0) \left( \frac{D_{ef}/B}{5} \right)$	$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_p}^D q_c(z) dz$ <p>Si <math>\frac{D_{ef}}{B} &gt; 5</math>, le <math>K_c</math> égale le <math>K_{c \max}</math></p> <p>-Lorsque <math>\frac{D_{ef}}{B} &lt; 5</math>, le <math>K_c</math> égale :</p> <p>Argiles limons : <math>0.3 + (k_{c \max} - 0.3) (D_{ef}/B)/5</math>  Sols intermédiaires : <math>0.2 + (k_{c \max} - 0.2) (D_{ef}/B)/5</math>  Sables Graves : <math>0.1 + (k_{c \max} - 0.1) (D_{ef}/B)/5</math>  Craies marnes et roches : <math>0.15 + (k_{c \max} - 0.15) (D_{ef}/B)/5</math>.</p>
La charge limite de frottement latéral $Q_s$	$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$ <p>P : le périmètre du pieu</p> $q_s = \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_l * (z)]$ <p><math>\alpha_{pieu-sol}</math> est en fonction de la nature du sol, et la technique de mise en œuvre de la fondation profonde</p> $f_{sol} [p_l * (z)] = (a p_l * + b) (1 - e^{-c p_l *})$ <p>A b et c sont déterminés en fonction de type de sol.</p>	$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$ <p>P : le périmètre du pieu</p> $q_s = \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [q_c (z)]$ <p><math>\alpha_{pieu-sol}</math> est en fonction de la nature du sol, et la technique de mise en œuvre de la fondation profonde</p> $f_{sol} (q_c) = (a q_c + b) (1 - e^{-c q_c})$ <p>a, b et c sont déterminés en fonction de type de sol.</p>

#### 4.2.2 Notion de la charge critique $Q_c$

L'estimation prévisionnelle de la charge de fluage à la base des méthodes CPT et PMT selon la norme française NF P94-262 est comme suit :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s \quad (\text{pieu foré}). \quad (4.2)$$

$$Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s \quad (\text{pieu battu}). \quad (4.3)$$

#### 4.3 Calcul de la capacité portante et la charge de fluage par les méthodes PMT et CPT

Cette partie consiste à évaluer la capacité portante verticale limite ainsi la charge critique des pieux isolés présentés dans la base de données à l'aide des essais pressiométriques et pénétrométriques.

### 4.3.1 Méthode pressiométrique PMT

Cette méthode de calcul est basée sur les pressions limites  $P_l$  mesurées par l'essai PMT, le tableau 4.2 présente les projets de la base de données, basés sur les essais PMT.

**Tableau 4.2 :** Les projets basés sur les essais PMT.

Code	Le projet	Localisation	Essais réalisés
T-01	1000 logements Heraoua	AIN TAYA W. ALGER	07 essais de PMT
T-05	0A 0/1 Ligne 08 Gué De Constantine	OUED-SMAR W.ALGER	06 essais de PMT
T-08	Usine des métaux précieux	BARAKI W.ALGER	5 essais de PMT
T-10	282 Logements – pieu 01	THENIA- W.BOUMERDES	3 essais PMT
T-11	282 Logements – pieu 02	THENIA- W.BOUMERDES	
T-12	282 Logements – pieu 03	THENIA- W.BOUMERDES	
T-13	Nouvelle Aérogare H.B pieu 01	ALGER	04 essais de PMT
T-14	Nouvelle Aérogare H.B pieu 02	ALGER	
T-17	Nouvelle Aérogare H.B (Salon d'honneur)	ALGER	03 essais de PMT
T-28	Centrale à turbine de gaz - pieu $\phi$ 1000	RELIZANE	08 essais de PMT

T-29	Centrale à turbine de gaz - pieu1	RELIZANE	
T-30	Centrale à turbine de gaz – pieu30	RELIZANE	
T-59	Gare SNCF Sidi-Abdellah - Pieu 15	ALGER	7 essais de PMT
T-60	Métro Ligne 1 (Hai ELbadr to Ain-Naadja) - Pile No. 2	ALGER	133 essais de PMT

Dans ce qui suit, nous allons représenter en détails un exemple d'application sur le pieu T-17.

#### 4.3.1.1 Rappel de pieu d'essai T-17

Le tableau 4.3 expose une présentation d'un ouvrage reposé sur le pieu d'essai T-17, comporte le nom de l'ouvrage étudié, leur localisation, l'année d'étude et laboratoire qui a fait l'étude.

**Tableau 4.3 :** Présentation de l'ouvrage.

Code	Le projet	Localisation	Date de l'étude	L'étude fait par
T-17	Nouvelle Aérogare H.B (Salon d'honneur)	DAR EL BEIDA W.ALGER	Septembre 2004	LCTP

Le pieu d'essai T-17 a une de forme circulaire en béton armé, installé par procédé de forage simple au tube plongeur, le pieu d'essai a un diamètre de 0.8 m et un élancement de 12.7 m.

### 4.3.1.2 Étude géotechnique

Selon l'annexe 4, Le terrain forme d'une seule couche argileuse de grande profondeur, la nappe a détecté à une profondeur de 1.5m.

Le terrain présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

Un poids volumique sec  $\gamma_d=17,033$  kN/m.

Un poids volumique humide  $\gamma_h =20,65$  kN/m .

Un poids volumique effectif  $\gamma' = 10.60$  kN/m.

Un poids volumique saturé  $\gamma_{sat}= 20.60$  kN/m.

Les essais in-situ réalisés dans ce projet sont trois essais pressiométriques.

**Tableau 4.4 : Sondage N° :1 sondage carotté ou puits le plus proche.**

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$P_l$ (bars)	8,4	9,6	9,9	11,9	14,2	15,4	27,1	22,9	17,7	15,5	15,2	11,2	15.2
Z (m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	/
$P_l$ (bars)	18.3	19.3	19.5	20.3	38.5	24.2	17.2	20	22.3	40.4	48.9	39.3	/

### 4.3.1.3 Le calcul de la capacité portante verticale

#### 4.3.1.3.1 Calcul de la charge limite en pointe $Q_p$

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

$$A_p = \pi r^2 = 0,502 \text{ m}^2$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l * (z) \cdot dz$$

$$a: \max\left\{\frac{B}{2}, 0.5\right\} = \max\left\{\frac{0.8}{2}, 0.5\right\} \rightarrow 0.5 \quad b: \min\{a, h\} \rightarrow 0$$

$$D - b = 12.7 - 0 = 12.7 \text{ m}$$

$$D + 3a = 12.7 + 3 \times 0.5 = 14.2 \text{ m}$$

$$P_l(0) = k_o \times \sigma_v, \text{ avec } k_o = 1 \text{ (argile)}$$

**Tableau 4.5 :** Les valeurs de  $P_1^*$  sur la profondeur D-b, D+3a.

Z(m)	$P_1$ (bars)	$P_l$ (kPa)	$P_1(0)$	$P_1^*$
12.7	14	1400	261,695	1138,305
13	15.2	1520	267,875	1252,125
14	18,3	1830	288,475	1541,525
14,2	18,5	1850	292,595	1557,405

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l * (z) . dz = 5490,026 \text{ kPa}$$

Calcul de  $k_p$  :

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}^*} \int_{D-h_D}^D P_l * (z) dz$$

$$h_D = 10 B = 8 \text{ m}$$

$$D - h_D = 12.7 - 8 = 4.7 \text{ m}$$

**Tableau 4.6 :** Les valeurs de  $P_1^*$  sur la profondeur D-h<sub>D</sub>, D.

Z(m)	$P_1$ (bars)	$P_l$ (kPa)	$P_1(0)$	$P_1^*$
4,7	13,51	1351	96,895	1254,105
5	14,2	1420	103,075	1316,925
6	15,4	1540	123,675	1416,325
7	27,1	2710	144,275	2565,725
8	22,9	2290	164,875	2125,125
9	17,7	1770	185,475	1584,525
10	15,5	1550	206,075	1343,925
11	15,2	1520	226,675	1293,325
12	11,2	1120	247,275	872,725
12,7	14	1400	261,695	1138,305

$$D_{ef} = \frac{1}{5490,026} \int_{4.7}^{12.7} P_l * (z) dz = 2.71 \text{ m}$$

$$\frac{D_{ef}}{B} = \frac{2,71}{0,8} \rightarrow \text{inférieure à 5, le } K_p = 1.0 + (K_{p \text{ max}} - 1.0) \left( \frac{D_{ef}}{B} \right) / 5$$

$$K_{p \text{ max}} = 1.15 \text{ (argile)} \rightarrow K_p = 1,1055.$$

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le} = 3036,693 \text{ kN}$$

-Calcul de  $Q_s$  :

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$$

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}[p_l^*(z)]$$

$$\text{Ou : } f_{\text{sol}}(p_l^*) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*})$$

**Tableau 4.7** : Les résultats des valeurs  $q_s$

Z(m)	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	a	b	c	$P_l$	$f_{\text{sol}}$	$q_s$
1	1,1	0,003	0,04	3,5	0,819	0,040	44,049
2	1,1	0,003	0,04	3,5	0,918	0,041	45,144
3	1,1	0,003	0,04	3,5	0,928	0,041	45,235
4	1,1	0,003	0,04	3,5	1,107	0,042	46,667
5	1,1	0,003	0,04	3,5	1,317	0,043	47,864
6	1,1	0,003	0,04	3,5	1,416	0,044	48,331
7	1,1	0,003	0,04	3,5	2,566	0,047	52,460
8	1,1	0,003	0,04	3,5	2,125	0,046	50,982
9	1,1	0,003	0,04	3,5	1,584	0,044	49,036
10	1,1	0,003	0,04	3,5	1,343	0,043	47,996
11	1,1	0,003	0,04	3,5	1,293	0,043	47,745
12	1,1	0,003	0,04	3,5	0,872	0,040	44,669
12.7	1,1	0,003	0,04	3,5	1,138	0,042	46,867

$$P = 2\pi r = 2,51 \text{ m}$$

$$Q_s = P \int_0^{12.7} q_s(z) dz = 1548,799 \text{ kN}$$

$$Q_t = Q_p + Q_s = 3036,69315 + 1548,799 = 4585,4925 \text{ kN}$$

#### 4.3.1.3.2 Calcul de la charge critique $Q_c$

Le pieu est réalisé par la procédure de forage, le calcul de  $Q_c$  est comme suit :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s = 0.5 \times 3036,69315 + 0.7 \times 1548,799 = 2602,50612 \text{ kN}$$

Le tableau 4.8 récapitule les résultats de la capacité portante et la charge de fluage relatifs à chaque pieu d'essai.

**Tableau 4.8 :** Les résultats de la capacité portante ainsi la charge de fluage par l'essai PMT.

Code	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>p</sub> (kN) moyenne	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN) moyenne	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>l</sub> (kN) moyenne	Q <sub>c</sub> moyenne
T-1	1221,281	1846,879	3745,406	3797,2425	4966,687	5644,123	3581.509
	2472,477		3849,079		6321,56		
T-5	1170,557	975,464	5456,946	5305,207	6627,503	6280,671	4201.376
	780,371		5153,468		5933,839		
T-8	634,725	607,2675	1360,937	1347,114	1995,662	1954,381	1246.613
	579,81		1333,291		1913,1		
T-10	1791,197	1105,107	3521,555	3133,614	5312,753	4238,72222	2746,084
	419,017		2745,673		3164,691		
T-11	1791,197	1105,107	3521,555	3133,615	5312,753	4238,72222	2746,084
	419,0174		2745,674		3164,691		
T-12	2115,627	1429,537	2352,157	2161,791	4467,785	3591,32957	2228,023
	743,447		1971,426		2714,874		
T-13	1246,859	1988,935	3017,813	3053,627	4264,672	5042,562	3132.006
	2731,010		3089,442		5820,452		
T-14	887,022	1537,331	4148,787	4268,481	5035,809	5805,813	3756.603
	2187,641		4388,176		6575,817		
T-17	3036,693	2390,908	1548,799	1558,921	4585,4925	3949,829	2286,698
	1745,124		1569,042		3314,166		
T-28	164,686	164,686	1052,585	1052,585	1217,271	1217,271	819,1528
T-29	164,686	164,686	1052,58494	1053,585	1217,271	1217,271	819,1528
T-30	164,686	164,686	1052,58494	1053,585	1217,271	1217,271	819,1528
T-59	9144,88	9144,88	3265,151	3265,151	12410,031	12410,031	6858.045
T-60	1200,175	1501,824	1673,84	1259,447	2874,0151	2761,271	1632,525
	1803,473		845,054289		2648,528		

### 4.3.2 Méthode pénétrométrique CPT

Cette méthode de calcul est basée sur les valeurs de la résistance pénétrométrique mesurées par l'essai CPT, le tableau 4.9 donne les projets basés sur les essais CPT.

**Tableau 4.9 :** Les projets basés sur les essais CPT.

Code	Projet	Site	Essais CPT réalisés
T-05	0A 0/1 Ligne 08 Gué De Constantine	OUED-SMAR W.ALGER	12 essais de CPT
T-06	OA 3-2 Radiale oued-Ouchayeh	ALGER	04 essais de CPT
T-07	Centre commercial El- Qods	CHERAGA W.ALGER	10 essais de CPT
T-13	Nouvelle Aérogare H.B pieu 01	ALGER	04 essais de CPT
T-14	Nouvelle Aérogare H.B pieu 02	ALGER	
T-23	OA 4/2 – Route Nationale RN- 1-	BOUFARIK W.BLIDA	1 essai de CPT
T-33	O.A 1/2 Oued Mazafran - PIEU 5	TIPAZA	06 essais de CPT
T-42	Stade olympique Baraki-Pieu EP3 (zone-3)	BARAKI W. ALGER	10 essais de CPT

Nous allons représenter dans ce qui suit, un exemple d'application sur le pieu T-07.

#### 4.3.2.1 Rappel de pieu d'essai T-07

Le tableau 4.10 résume les données de projet, qui est reposé sur le pieu d'essai T-07, comporte le nom de l'ouvrage étudié, leur localisation, l'année d'étude et laboratoire qui a fait l'étude.

**Tableau 4.10** : Présentation de l'ouvrage.

Code	Le projet	Localisation	Date de l'étude	L'étude fait par
T-07	Centre commercial EL QODS	CHARAGA W.ALGER	29 septembre 2001	LCTP

Le pieu d'essai T-07 a une forme circulaire en béton armé, installé par procédé de forage simple au tube plongeur, le pieu d'essai a un diamètre de 1 m et un élancement de 19.8 m.

#### 4.3.2.2 Étude géotechnique

Selon l'annexe 4, le terrain se décompose de deux couches, une couche d'argile sableuse de 1.9 m repose sur une couche marneuse argileuse jusqu'à 25.5 m.

Le terrain présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

Un poids volumique sec  $\gamma_d = 15,87$  kN/m.

Un poids volumique effectif  $\gamma' = 10,00$  kN/m.

Un poids volumique saturé  $\gamma_{sat} = 20,00$  kN/m.

Les essais in-situ réalisés dans cette étude sont 10 essais pénétrométriques.

**Tableau 4.11** : Sondage N° 1.

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
q <sub>c</sub> (bars)	15.62	23.19	32.11	35.36	36.91	43.56	51.35	54.15	51.83	59.39	65.25
Z (m)	12	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21
q <sub>c</sub> (bars)	69.98	71.30	72.59	75.07	79.45	94.62	101.05	107.8	111.79	112.77	112.77

**Tableau 4.12** : Sondage N°3.

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
q <sub>c</sub> (bars)	20.13	33.23	35.89	36.16	45.27	57.70	62.28	68.35	73.28	73.32	78.56
Z (m)	12	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21
q <sub>c</sub> (bars)	89.76	94.00	97.45	112.98	118.69	120.08	126.13	134.57	139.24	140.41	140.41

### 4.3.2.3 Le calcul de la capacité portante verticale

Le tableau 4.13 présente les valeurs de  $q_c$  mesurées sur chaque profondeur.

**Tableau 4.13 :** Les valeurs de  $q_c$  en bars.

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$q_c$ (bars)	15.62	23.19	32.11	35.36	36.91	43.56	51.35	54.15	51.83	59.39
Z (m)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$q_c$ (bars)	65.25	69.98	71.3	72.59	75.07	94.62	94.62	101.05	107.82	112.77

#### 4.3.2.3.1 Calcul de la charge limite en pointe $Q_p$

$$Q_p = A \cdot K_c \cdot q_{ce}$$

$$A_p = \pi r^2 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz$$

$$a: \max\left\{\frac{B}{2}, 0.5\right\} = \max\left\{\frac{1.0}{2}, 0.5\right\} \rightarrow 0.5 \quad b: \min\{a, h\} \rightarrow 0$$

$$D - b = 19.8 - 0 = 19.8 \text{ m}$$

$$D + 3a = 19.8 + 3 \times 0.5 = 21.3 \text{ m}$$

**Tableau 4.14 :** Les résultats de la résistance pénétrométrique corrigée  $q_{cc}$

Z(m)	19.8	20	21	21.3
$q_{cc}$ (bars)	111.79	112.77	112.77	112.77

$$q_{ce} = 11270.4 \text{ kPa}$$

Calcul de  $k_c$  :

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^D q_c(z) dz$$

$$h_D = 10 B = 10 \text{ m}$$

$$D - h_D = 19.8 - 10 = 9.8 \text{ m}$$

$$D_{ef} = \frac{1}{112.704} \int_{9.8}^{19.8} q_c = 8.079 \text{ m}$$

$$\frac{D_{ef}}{B} = \frac{8.079}{1} \rightarrow \text{supérieure à 5, le } K_c = K_{c \text{ max}}$$

$$K_{p \max} = 0.3 \text{ (argile)} \rightarrow K_p = 0.3$$

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot q_{ce} = 2655.19 \text{ kN}$$

-Calcul de  $Q_s$

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$$

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}[q_c(z)]$$

$$\text{Ou : } f_{\text{sol}}(p_l *) = (a q_c + b)(1 - e^{-c q_c})$$

**Tableau 4.15 :** Valeurs des paramètres  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ , a, b et c.

Nature de sol	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	a	b	c
Argile	0.55	0.0018	0.1	0.4
Marne	1.40	0.0015	0.1	0.25

$$P = 2\pi r = 3.14 \text{ m}$$

$$Q_s = P \int_0^{19.8} q_s(z) dz = 5940.751 \text{ kN}$$

$$Q_t = Q_p + Q_s = 2655.19 + 5940.751 = 8595.941 \text{ kN}$$

#### 4.3.2.3.2 Calcul de la charge critique $Q_c$

Le pieu est réalisé par la procédure de forage simple, le calcul de  $Q_c$  est comme suit :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s = 0.5 \times 2655.19 + 0.7 \times 5940.751 = 5486,1207 \text{ kN.}$$

Le tableau 4.16 montre les résultats de la capacité portante et la charge de fluage relatifs à chaque pieu d'essai.

**Tableau 4.16 :** Les résultats de la capacité portante ainsi la charge de fluage par l'essai CPT.

Code	$Q_p$ (kN)	$Q_p$ (kN) moyenne	$Q_s$ (kN)	$Q_s$ (kN) moyenne	$Q_t$ (kN)	$Q_t$ (kN) moyenne	$Q_c$ moyenne
T-5	974,899	988,4705	3524,188	3651,7615	4499,087	4640,232	3050.465
	1002,042		3779,335		4781,377		
T-6	4121,809	5218,74	2910,371	3016,871	7032,18	8235,611	4721.1797
	6315,671		3123,371		9439,042		
T-7	2655,19	2655,19	5940,751	6780,3415	8595,941	9760,977	6236.5568
	3306,081		7619,932		10926,013		

T-13	2786,265	2664,5725	3004,619	2942,4155	5790,884	5606,988	3391.9771
	2542,88		2880,212		5423,092		
T-14	2786,265	2664,5725	4456,035	4380,6365	7242,3	7045,209	4398.7408
	2542,88		4305,238		6848,118		
T-23	1205,33	1205,33	2267,332	2267,332	3472,66533	3472,66533	2189,79906
T-33	2260	2636,66665	2676,2179	2636,7341	4936,2179	5273,40075	3164,04722
	3013,3333		2597,2503		5610,5836		
T-42	4533,393	4536,1075	14293,618	13489,685	18827,011	18025,777	11710.8329
	4538,822		12685,751		17224,543		

#### 4.5 Étude des rapports $Q_p/Q_l$ et $Q_s/Q_l$

Il existe deux types de modes de transmission des charges du pieu autour du sol :

-Le pieu travaille en pointe si l'effort  $Q_p$  prépondérant c'est à dire que le rapport  $Q_p/Q_l$  est conventionnellement supérieur à 2/3.

-Le pieu est dit flottant, travaille essentiellement en frottement latéral si le rapport  $Q_s/Q_l$  est conventionnellement supérieur à 2/3.

Si les rapports  $Q_p/Q_l$  et  $Q_s/Q_l$  sont inférieures à 2/3, le mode de travail est dit intermédiaire.

Le tableau 4.16 présente les résultats des rapports  $Q_p/Q_l$  et  $Q_s/Q_l$ , ainsi le mode de travail de chaque pieu étudié.

**Tableau 4.17 :** Les résultats des rapports  $Q_p/Q_l$  et  $Q_s/Q_l$

Code	$Q_p$ (kN)	$Q_s$ (kN)	$Q_l$ (kN)	$Q_p/Q_l$	$Q_s/Q_l$	Le mode de travail
T-1	1846,879	3797,242	5644,123	0,327	0,673	Flottant
T-5	975,464	5305,207	6280,671	0,155	0,844	Flottant
T-6	5218,74	3016,871	8235,611	0,634	0,366	En pointe
T-7	2655,19	6780,341	9760,977	0,272	0,694	Flottant
T-8	607,267	1347,114	1954,381	0,311	0,689	Flottant
T-10	1105,107	3133,614	4238,722	0,261	0,739	Flottant
T-11	1105,107	3133,614	4238,722	0,261	0,739	Flottant
T-12	1429,537	2161,791	3591,329	0,398	0,602	Flottant
T-13	1988,934	3053,627	5042,562	0,394	0,605	Flottant

T-14	1537,331	4268,481	5805,813	0,264	0,735	Flottant
T-17	2390,908	1558,920	3949,829	0,605	0,394	En pointe
T-23	1205,33	2267,332	3472,665	0,347	0,652	Flottant
T-28	164,686	1052,585	1217,272	0,135	0,864	Flottant
T-29	164,686	1053,585	1217,272	0,135	0,865	Flottant
T-30	164,686	1053,585	1217,271	0,135	0,865	Flottant
T-33	2636,666	2636,734	5273,401	0,50	0,50	Intermédiaire
T-42	4536,107	13489,685	18025,777	0,251	0,748	Flottant
T-59	9144,88	3265,151	12410,031	0,736	0,263	En pointe
T-60	1501,824	1259,447	2761,271	0,543	0,456	Intermédiaire

Les résultats du tableau 4.17 montrent :

- 73% des pieux retenus sont flottants
- 15% des pieux étudiés travaillent en pointe
- 10% des pieux travaillent intermédiairement.

#### **4.6 Conclusion**

L'estimation de la capacité portante verticale limite ainsi la charge de fluage présente une étape importante dans les dimensionnements des fondations sur pieux.

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la capacité portante ainsi la charge de fluage par des différentes méthodes basées sur des essais PMT et CPT, suivant la norme française NF P94-262.

Il est constaté que l'applicabilité des deux méthodes pressiométrique et pénérostatique, dépendent inévitablement de la nature de sol et le mode d'installation des pieux.

Les résultats de l'étude montrent que 73% des pieux étudiés sont flottants ,15% travaillent en pointe et 10% des pieux travaillent intermédiairement.

## **Chapitre 5**

### **Étude Comparative des prévisions de la capacité portante**

#### **5.1 Introduction**

Dans les chapitres précédents, nous avons vu la variété des méthodes développées par de nombreux auteurs pour estimer la capacité portante des pieux isolés à partir des méthodes théoriques, semi empiriques et expérimentales. Ce présent chapitre est consacré à une étude comparative entre les méthodes de dimensionnement des fondations profondes, où nous allons comparer entre les prévisions de la capacité portante à partir des méthodes PMT et CPT prescrites dans le nouveau règlement Algérien avec celles données par les critères de capacité portante retenus, à savoir les critères hyperbolique (Chin et Kondner), Van der Veen et celui de Décourt.

#### **5.2 Étude comparative des charges limites et la charge de fluage selon la norme NF P92-262 et le CCTG, fascicule 62**

On expose dans cette partie une étude comparative des charges limites ainsi de fluage selon le nouveau règlement de la norme française P92-262 et celui de l'ancien CCTG fascicule 62, basées sur des essais PMT et CPT. Les calculs selon le fascicule 62 ont été antérieurement faits dans le cadre du mémoire de Master de Géotechnique de Ouldène et Mahdi (2011) à l'université de Blida.

##### **5.2.1 La méthode pressiométrique PMT**

###### **5.2.1.1 La charge limite en pointe**

Le tableau suivant récapitule les valeurs de  $Q_p$  nouv qui représente la charge limite en pointe calculées par le nouveau règlement et celles de  $Q_p$  anc selon fascicule 62.

**Tableau 5.1 : Comparaison entre  $Q_p$  ancienne et  $Q_p$  nouvelle de l'essai PMT.**

Code	$Q_p$ nouv (kN)	$Q_p$ anc (kN)	$X = \frac{Q_p \text{ nouv}}{Q_p \text{ anc}}$
T-01	1846,87	3440,16	0,53
T-05	975,46	1630,4	0,59
T-08	607,26	800,74	0,75
T-13	1988,93	2310,91	0,86
T-14	1537,33	2310,91	0,66
T-17	2390,90	2491,1	0,95
T-29	164,68	408,87	0,40
T-30	164,68	408,87	0,40
X moyen			0,648
Écart type			0,20
COV (%)			31,40

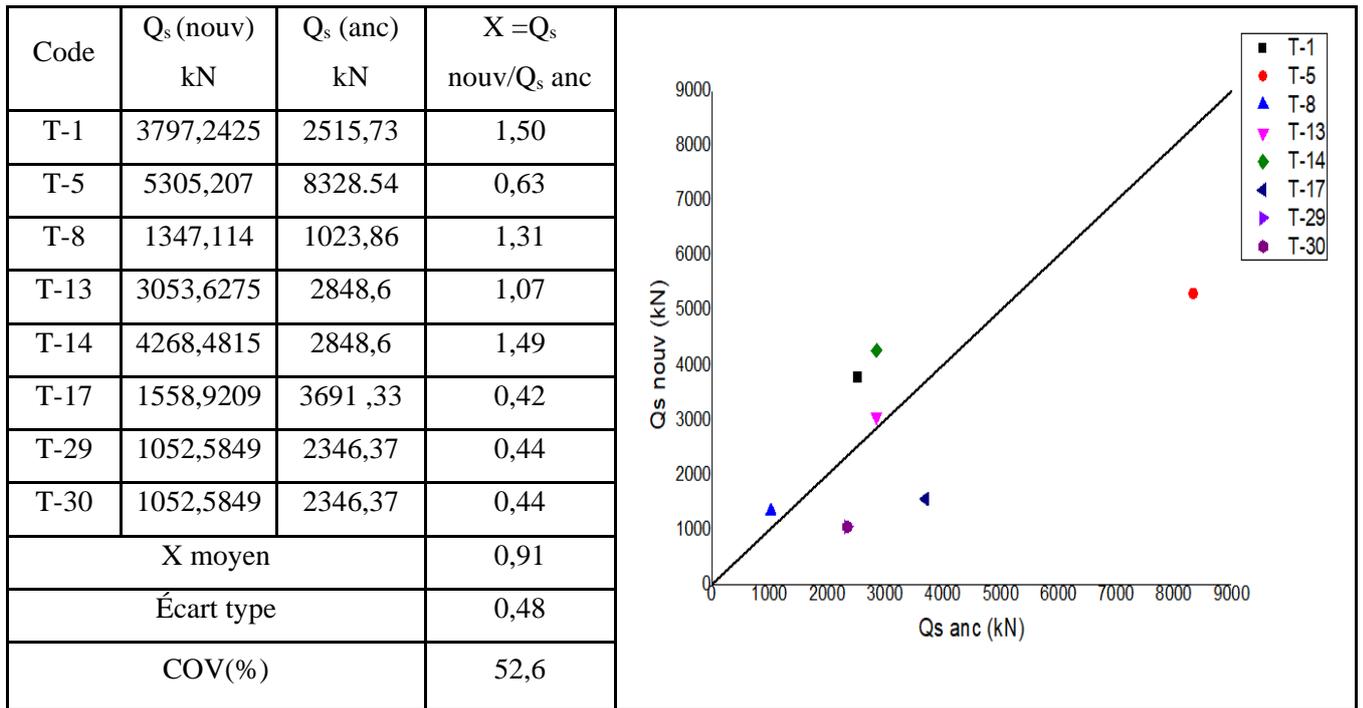
On constate que la majorité des points (66%) sont proches de la droite de coïncidence, signifiant que les 66% des valeurs de la charge limite en pointe sont approximatives.

Tous les points sont situés au-dessous de cette droite, ce qui s'explique que les valeurs  $Q_p$  nouv de la pression limite en pointe déterminée par la méthode pressiométrique sont toujours inférieures à celles  $Q_p$  anc, c'est-à-dire la nouvelle méthode sous-estime la résistance en pointe par rapport à l'ancienne méthode.

### 5.2.1.2 La charge limite de frottement latéral

Le tableau 5.2 résume les résultats de  $Q_s$  nouv qui représente la charge limite de frottement latéral calculées par la norme française P92-262 et  $Q_s$  anc estimées selon le règlement CCTG fascicule 62, relatifs à chaque pieu d'essai.

**Tableau 5.2 : Comparaison entre  $Q_s$  ancienne et  $Q_s$  nouvelle de l'essai PMT.**



Il est remarquable d'après la figure que :

50% des valeurs sont sous-estimées et 50% surestimées. Puisque le rapport  $Q_s$  nouveau/ $Q_s$  ancien est en moyenne de 0,92, on peut conclure que statistiquement parlant, les deux méthodes estiment des valeurs assez rapprochées.

### 5.2.1.3 la charge limite verticale $Q_l$

La charge limite des pieux représente la somme des charges en pointes et celle de frottements latéral, le tableau 5.3 montre les valeurs de la charge limite obtenues par l'application des méthodes PMT selon le nouveau règlement de la norme française P92-262 et l'autre par l'ancien règlement CCTG fascicule 62.

**Tableau 5.3 :** Comparaison entre  $Q_I$  ancienne et  $Q_I$  nouvelle de l'essai PMT.

Code	$Q_I$ nouv (kN)	$Q_I$ anc (kN)	$X=Q_I$ nouv/ $Q_I$ anc
T-01	5644,123	5955,90	0,94
T-05	6280,671	9958,94	0,63
T-08	1954,381	1825,36	1,07
T-13	5042,562	5159,27	0,97
T-14	5805,813	5159,45	1,12
T-17	3949,829	6182,43	0,63
T-29	1217,271	2755,24	0,44
T-30	1217,271	2755,24	0,44
X moyen			0,78
Écart type			0,27
COV (%)			35,46

La figure présente :

50% des valeurs de la charge limite calculées par l'ancien règlement sont le double à celles déterminées par la norme française P92-262.

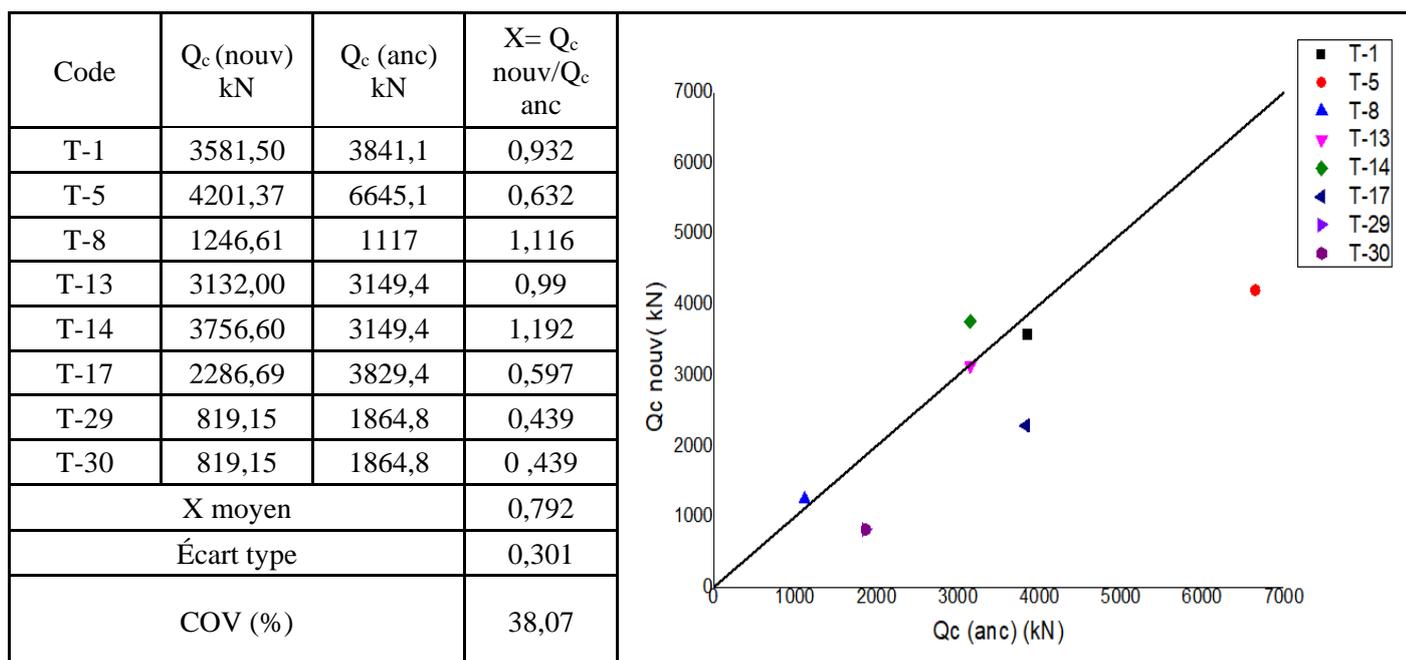
75 % des valeurs de la charge limite sont sous estimées et 25% sont surestimées.

On conclut que dans l'ensemble, la nouvelle méthode prévoit une capacité portante plus petite que l'ancienne méthode, et est donc relativement pessimiste. Les calculs avec la nouvelle méthode sont donc relativement sécuritaires par rapport à ce que calculent actuellement les ingénieurs dans le projet de fondations sur pieux en Algérie.

#### 5.2.1.4 la charge de fluage $Q_c$

Le tableau suivant donne des valeurs de la charge critique (ou du fluage) calculées à la base des essais PMT, selon le nouveau règlement  $Q_c$  nouv et par l'ancien  $Q_c$  anc.

**Tableau 5.4 : Comparaison entre  $Q_c$  ancienne et  $Q_c$  nouvelle de l'essai PMT.**



On constate que 62,5 % des valeurs sont sous estimées et 25% sont surestimées. En outre, 90% des valeurs estimées par le règlement CCTG fascicule 62 sont plus grandes à celles déterminées par la méthode PMT du NF P92 -262. Cette dernière donne donc des valeurs plus petites de la charge de fluage.

Exceptionnellement, le T-13 présente un point situé sur la droite de coïncidence, ce qui implique que les deux valeurs estimées par les deux méthodes sont presque égales.

## 5.2.2 La méthode pénétrométrique CPT

### 5.2.2.1 La charge limite en pointe :

Le tableau suivant présent des valeurs de la charge limite en pointe calculées par le nouveau règlement Q nouv et celles de  $Q_{anc}$  selon fascicule 62, à la base des essais CPT.

**Tableau 5.5 : Comparaison entre  $Q_p$  ancienne et  $Q_p$  nouvelle de l'essai CPT.**

Code	$Q_p$ nouv (kN)	$Q_p$ anc (kN)	$X=Q_p$ nouv/ $Q_p$ anc
T-05	988,4705	1386,54	0,71
T-06	5218,74	5304,01	0,98
T-07	2655,19	4012,34	0,66
T-13	2664,57	1934,90	1,37
T-14	2664,57	1934,90	1,37
T-33	2636,66	12216,61	0,21
T-42	4536,10	4192,51	1,08
X moyen			0,915
Écart type			0,419
COV (%)			45,75

On constate que 42% des valeurs sont surestimées et 58% sont sous-estimées. Les résultats montrent aussi un pourcentage de 90% des valeurs sont très proches de la droite de coïncidence. Enfin, la valeur moyenne du rapport  $Q_p$  nouv/  $Q_p$  anc est égale à 0,92, ce qui signifie que presque toutes les valeurs déterminées par les deux méthodes sont en bonne concordance.

Notons aussi la présence d'une seule valeur aberrante, celle de T-33.

### 5.2.2.2 La charge limite de frottement latéral

Le tableau 5.6 donne une comparaison entre  $Q_s$  ancienne et  $Q_s$  nouvelle basées sur des essais CPT.

**Tableau 5.6 : Comparaison entre  $Q_s$  ancienne et  $Q_s$  nouvelle de l'essai CPT.**

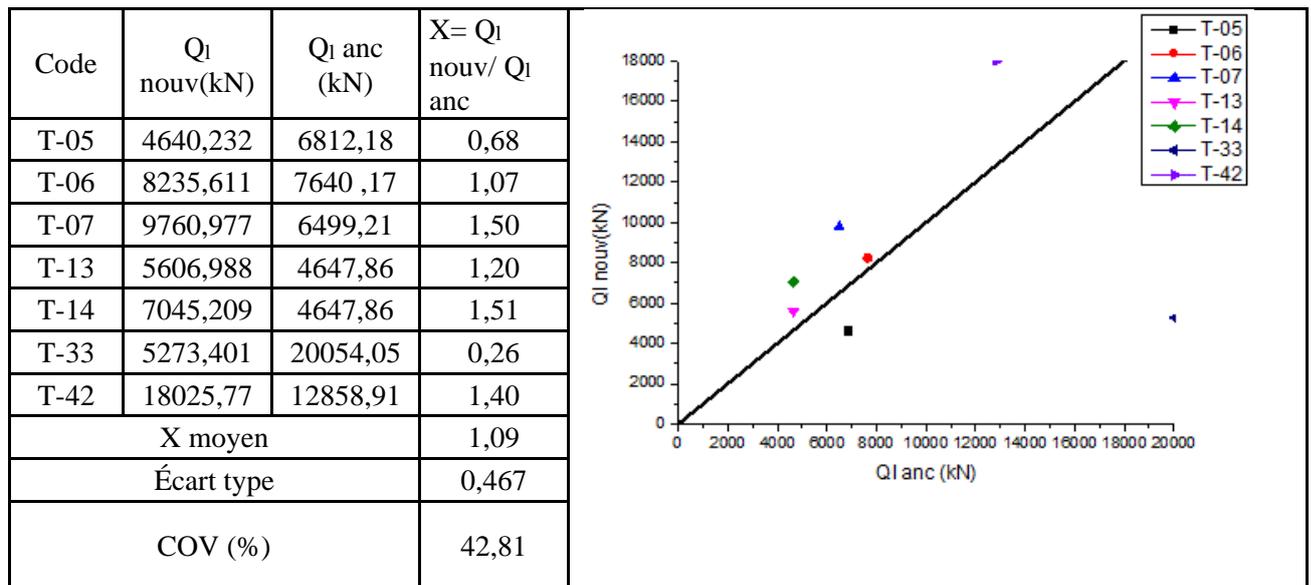
Code	$Q_s$ nouv (kN)	$Q_s$ anc (kN)	$X=Q_s$ nouv/ $Q_s$ anc
T-5	3651,76	5425,92	0,67
T-6	3016,87	2336,16	1,29
T-7	6780,34	2486,88	2,72
T-13	2942,41	2712,96	1,08
T-14	4380,63	2712,96	1,61
T-33	2636,73	7837,44	0,33
T-42	13489,68	8666,4	1,55
X moyen			1,325
Écart type			0,770
COV (%)			58,12

La figure de la courbe  $Q_s \text{ nouv} = f(Q_s \text{ anc})$  montre que 71,4% des valeurs sont surestimées par la nouvelle méthode et 28,6% sont sous-estimées. Ainsi, le frottement latéral est relativement surestimé par la nouvelle méthode CPT.

### 5.2.1.2 la charge limite verticale $Q_1$

Le tableau ci-dessous donne des valeurs de la capacité portante évaluées par le règlement ancien CCTG fascicule 62  $Q_1 \text{ anc}$  et le nouveau de la norme française P92-262  $Q_1 \text{ nouv}$ .

**Tableau 5.7 :** Comparaison entre  $Q_1$  ancienne et  $Q_1$  nouvelle de l'essai CPT.



On constate que :

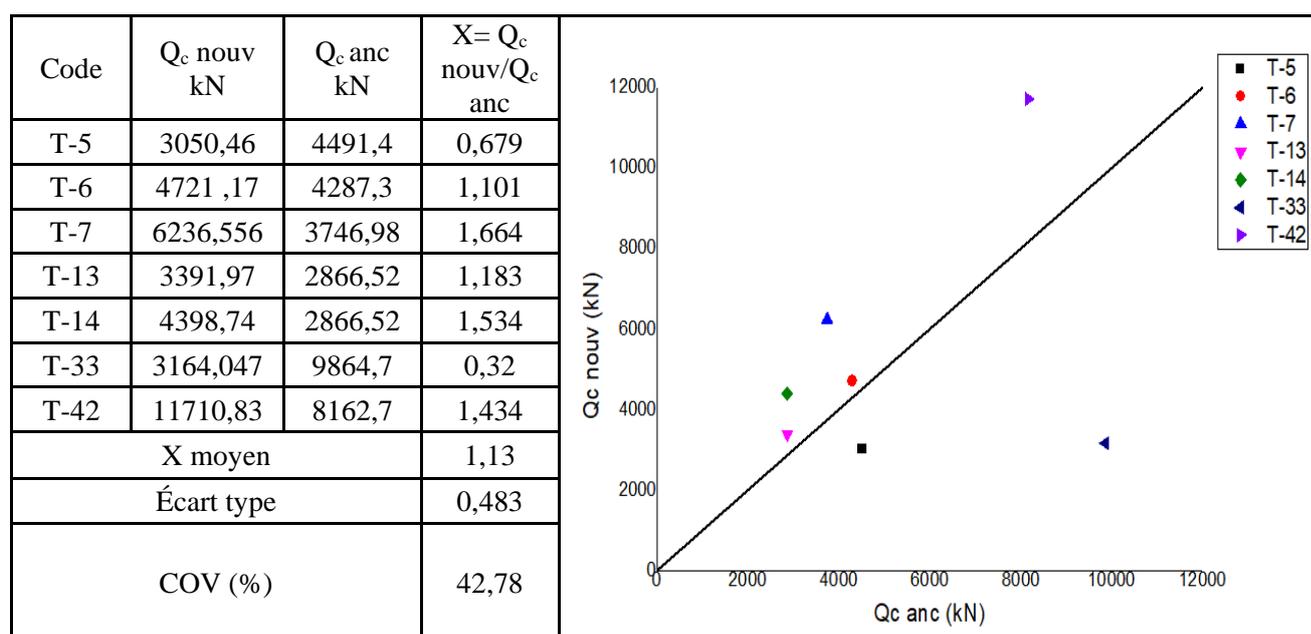
71.4% des valeurs sont surestimées et 28.6% sont sous-estimées.

57.14% des points sont proches à la droite de coïncidence. La valeur moyenne du rapport  $Q_1 \text{ nouv} / Q_1 \text{ anc}$  est de 1,1 ce qui laisse à conclure que sur le plan statistique les valeurs de la capacité portante prévues par les deux méthodes sont en bonne concordance, avec une légère surestimation par la nouvelle méthode.

### 5.2.1.3 la charge de fluage $Q_c$

Le tableau 5.8 résume les valeurs de la charge de fluage en appliquant les deux règlements l'ancien et le nouveau de la norme française P92-262.

**Tableau 5.8 : Comparaison entre  $Q_c$  et  $Q_c$  nouvelle de l'essai CPT.**



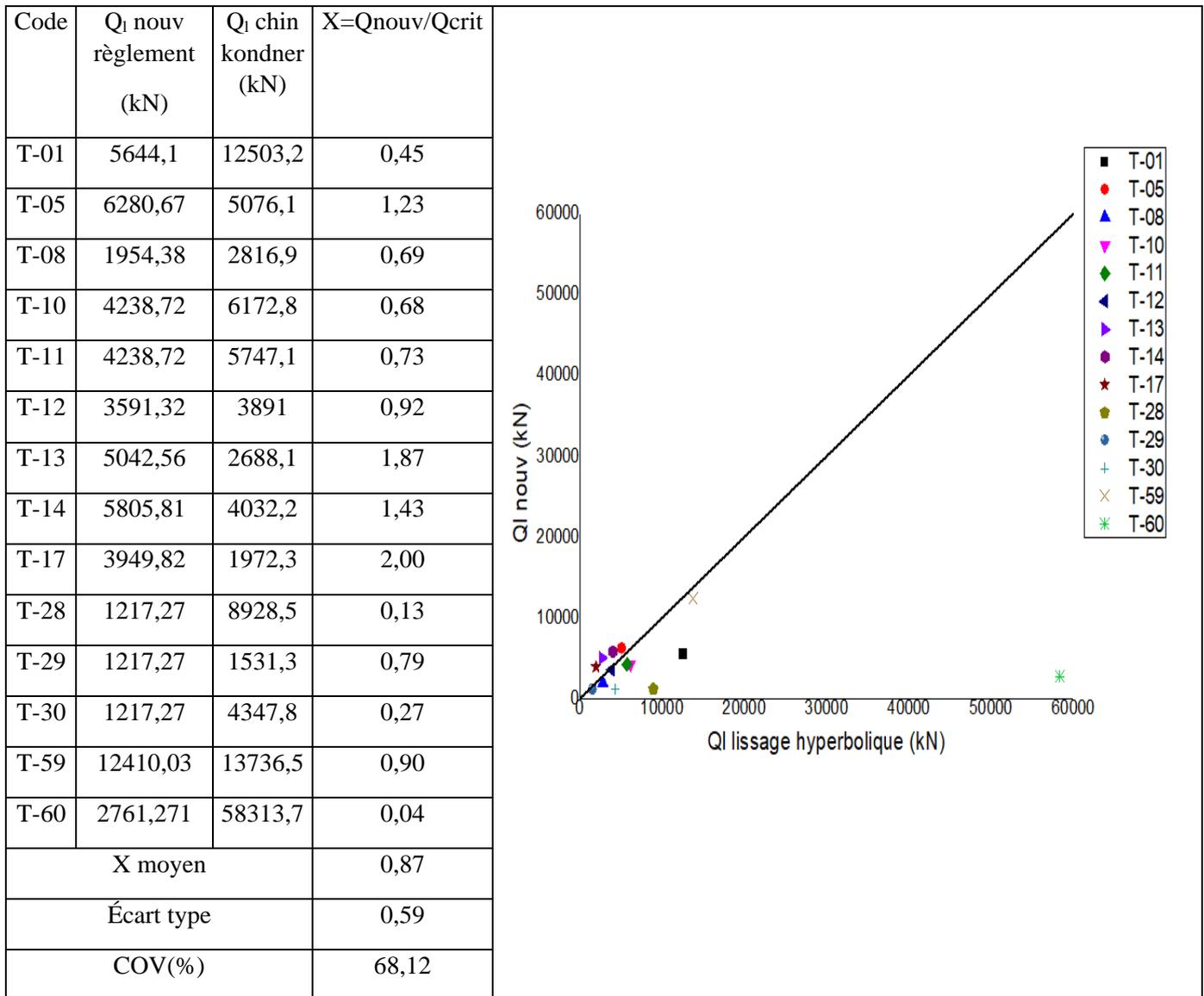
La figure montre un pourcentage de 71.4% des valeurs surestimées et 28.6% sous-estimées. La nouvelle méthode estime ainsi par excès la charge de fluage.

### 5.3 Comparaison entre $Q_1$ calculée à partir des essais in situ et $Q_1$ calculée à partir des critères

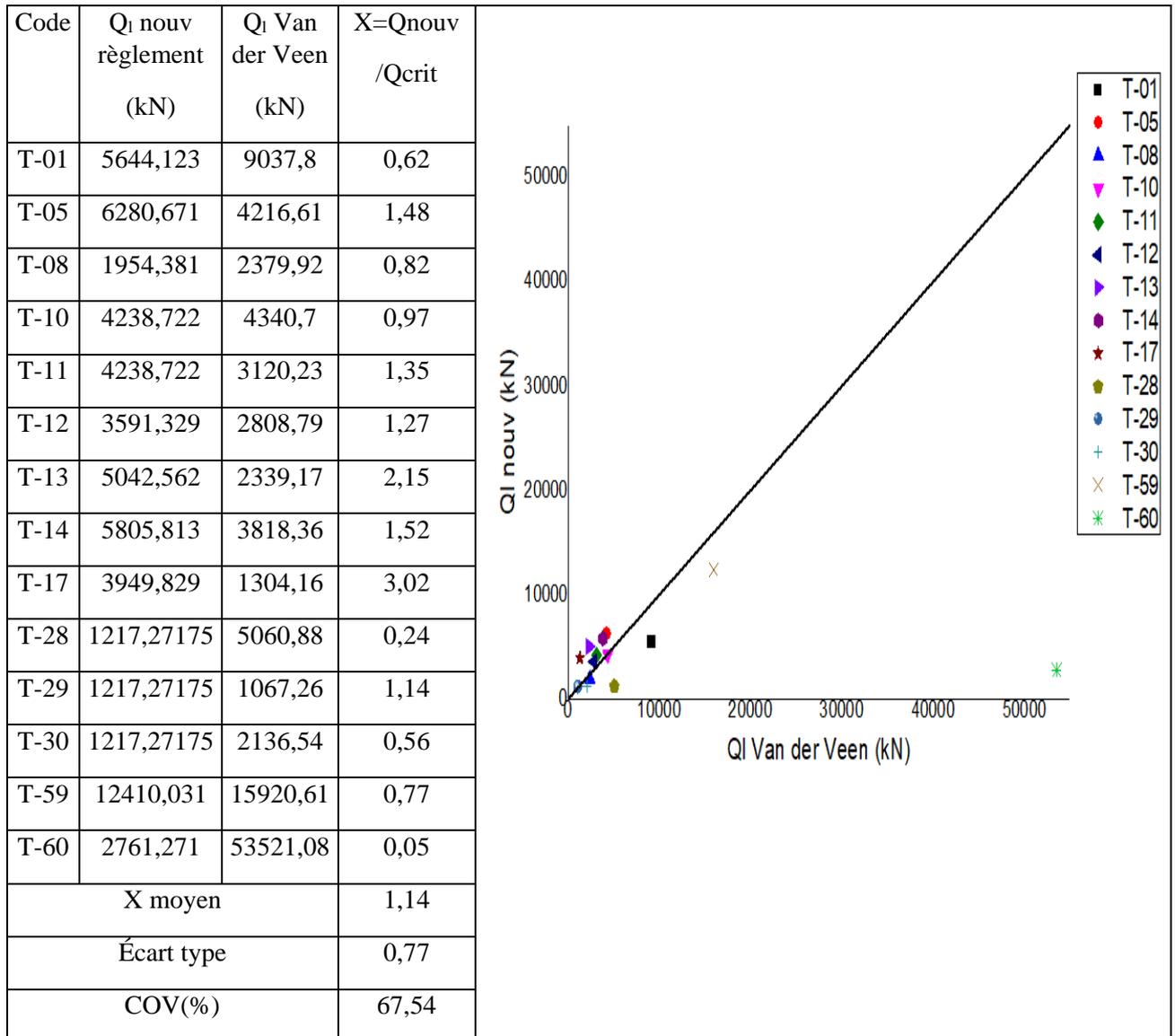
Dans cette partie nous allons mener une étude comparative entre les prévisions de la capacité portante à partir des essais in situ (PMT, CPT) conformément à la norme française NF P94-262, et les critères d'interprétation de l'essai de chargement statique (lissage hyperbolique, Décourt et Van der Veen) présentés dans les tableaux suivants.

#### 5.3.1 La méthode pressiométrique (PMT)

**Tableau 5.9 :** Comparaison entre  $Q_1$  calculé par le PMT de nouveau règlement et  $Q_1$  de critère lissage hyperbolique.



**Tableau 5.10** : Comparaison entre  $Q_i$  calculé par le PMT de nouveau règlement et  $Q_i$  de critère de Van der Veen.



**Tableau 5.11** : Comparaison entre  $Q_i$  calculé par le PMT de nouveau règlement et  $Q_i$  de critère de Décourt.

Code	$Q_i$ nouv règlement (kN)	$Q_i$ Décourt (kN)	$X=Q_{nouv}/Q_{crit}$
T-01	5644,12	19004.09	0,29
T-05	6280,67	6008.88	1,04
T-08	1954,38	2781.62	0,70
T-10	4238,72	8447.74	0,50
T-11	4238,72	5737.48	0,73
T-13	5042,56	2625,682	1,920
T-14	5805,81	5833,36	0,99
T-17	3949,82	2039,06	1,93
T-28	1217,27	8867,55	0,13
T-29	1217,27	1156,25	1,05
T-30	1217,27	3064,59	0,39
T-59	12410,03	72663,73	0,170
T-60	2761,27	80142,8	0,03
X moyen			0,76
Écart type			0,62
COV(%)			81,40

$X$  est définie comme étant le rapport entre la charge limite calculée avec le nouveau règlement et la charge limite expérimentale.

D'après la comparaison avec la charge calculée par l'essai pressiométrique on constate que :

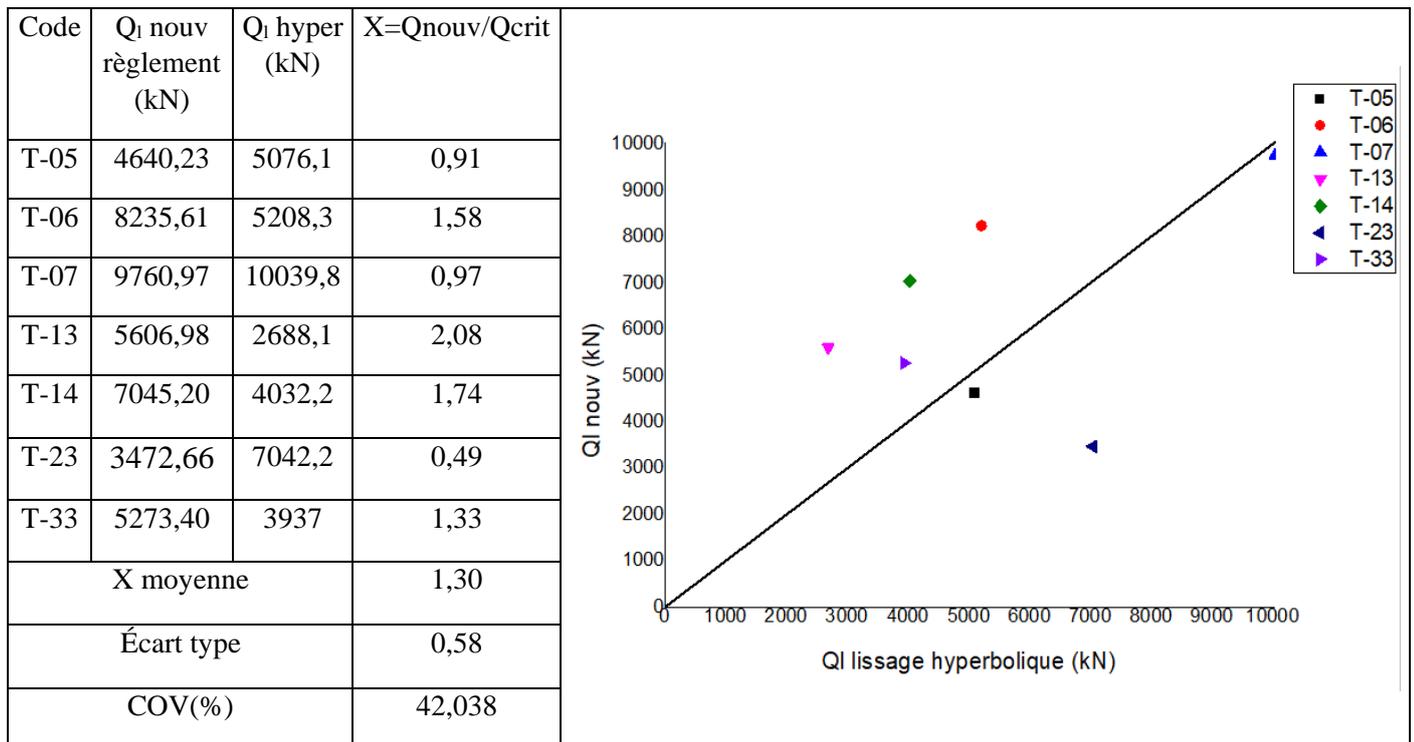
Concernant la comparaison avec le critère hyperbolique, 69,23 % des points se situent en dessous de la droite coïncidence (droite signifiant que les deux valeurs de la charge limitent sont égales), alors que comparativement au critère de Décourt, 61,53 % des points se situent en dessous de la droite coïncidence. Enfin, selon le critère de Van der Veen 57,14 % des points se situe au-dessus la droite coïncidence.

Ainsi, dans l'ensemble, on constate à partir des valeurs moyennes du rapport  $Q_{nouv}/Q_{crit}$  la méthode PMT prévoit des valeurs de capacité portante plus petite que celles de Décourt ( $Q_{nouv}/Q_{crit}=0.763$ ),

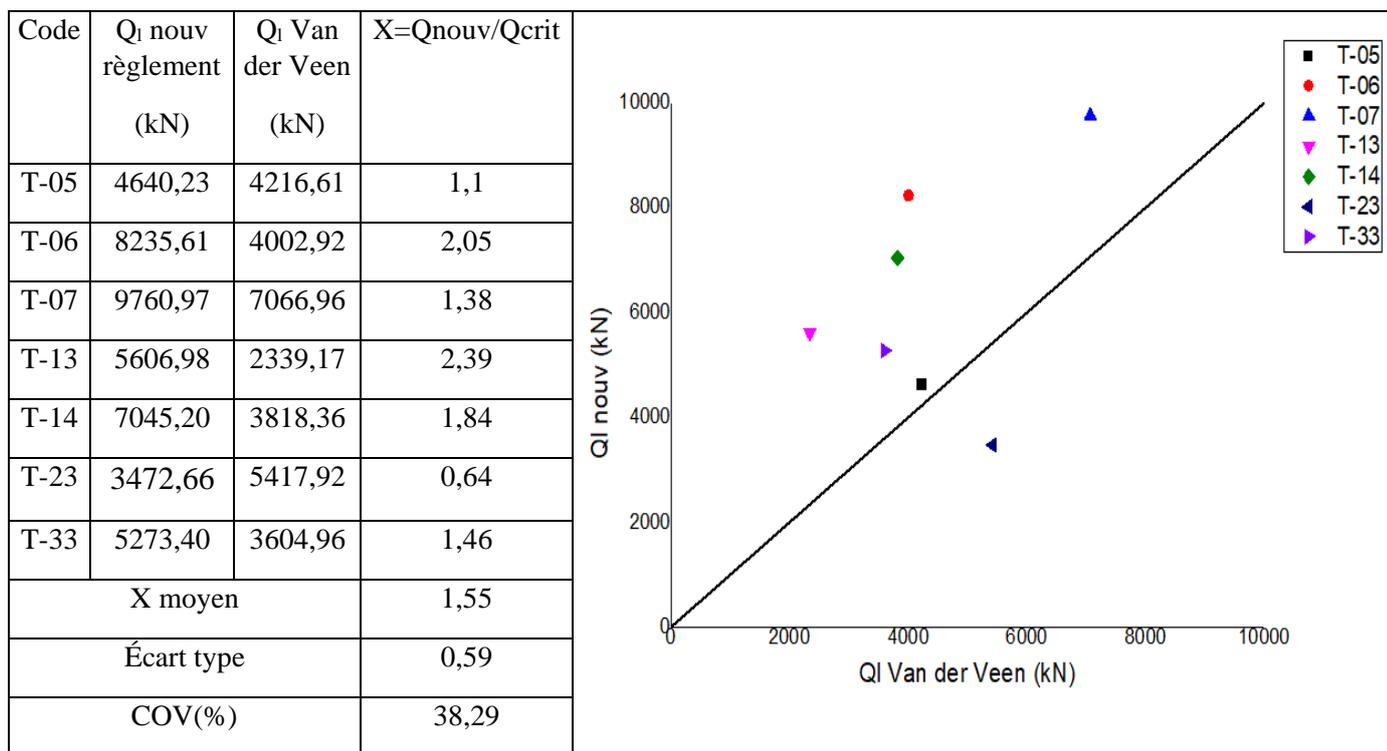
et du critère hyperbolique ( $Q_{\text{nouv}}/Q_{\text{crit}}=0.871$ ), mais plus grandes que celle de Van der Veen ( $Q_{\text{nouv}}/Q_{\text{crit}}=1.14$ ). Les valeurs prédites aussi bien par la méthode PMT que les trois critères sélectionnés donnent quand même le même ordre de grandeur de la capacité portante, que ce soit à partir d'un calcul géotechnique sur la base de l'essai PMT, ou à partir de l'interprétation d'un essai de chargement de pieu.

### 5.3.2 La méthode Pénétrostatique (CPT)

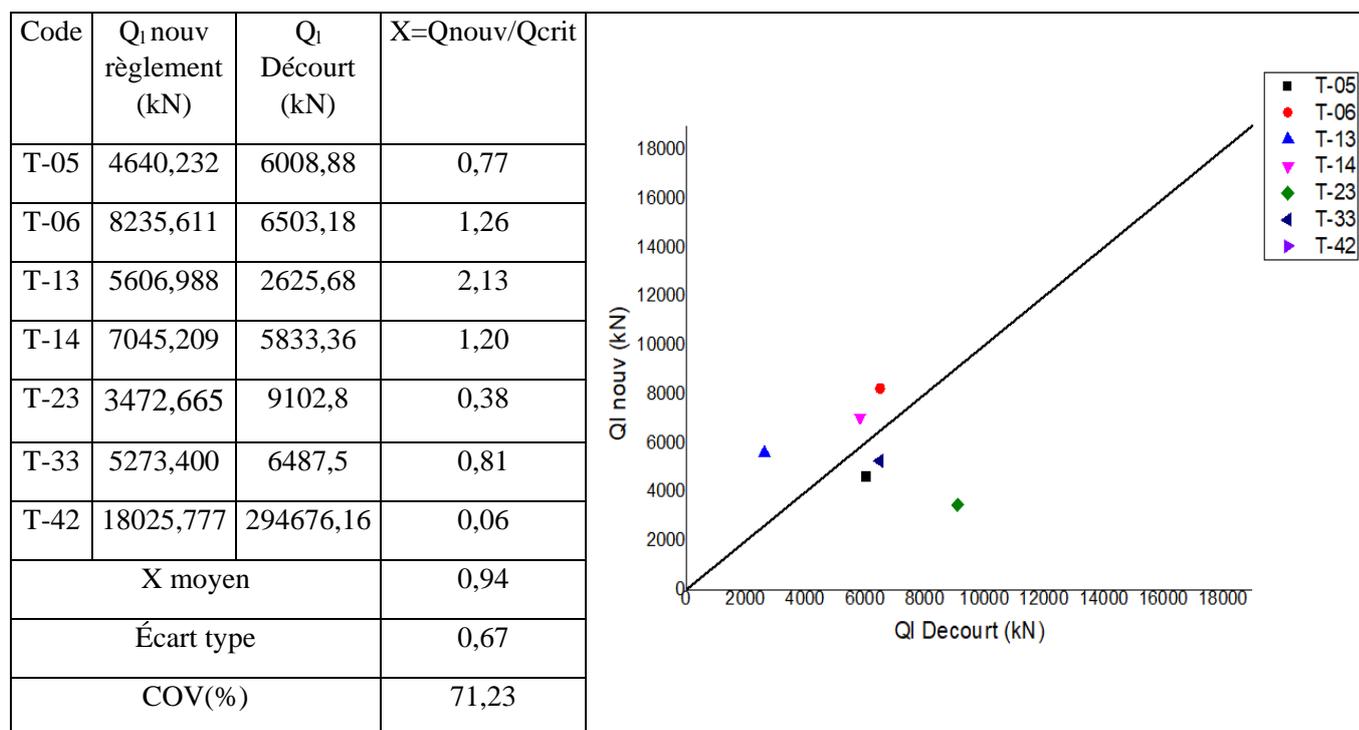
**Tableau 5.12 :** Comparaison entre  $Q_i$  calculé par le CPT de nouveau règlement et  $Q_i$  de critère de lissage hyperbolique.



**Tableau 5.13 :** Comparaison entre  $Q_i$  calculé par le CPT de nouveau règlement et  $Q_i$  de critère de Van der Veen.



**Tableau 5.14 :** Comparaison entre  $Q_i$  calculé par le CPT de nouveau règlement et  $Q_i$  critère de Décoourt.



D'après la comparaison avec la charge calculée par l'essai pénérostatique on constate que :

Concernant la comparaison avec le critère hyperbolique, 42,85 % des points se situent en dessous de la droite coïncidence, et c'est le même cas avec critère de Décourt, alors que comparativement au critère de Van der Veen 85,71% des points se situent au-dessus la droite coïncidence.

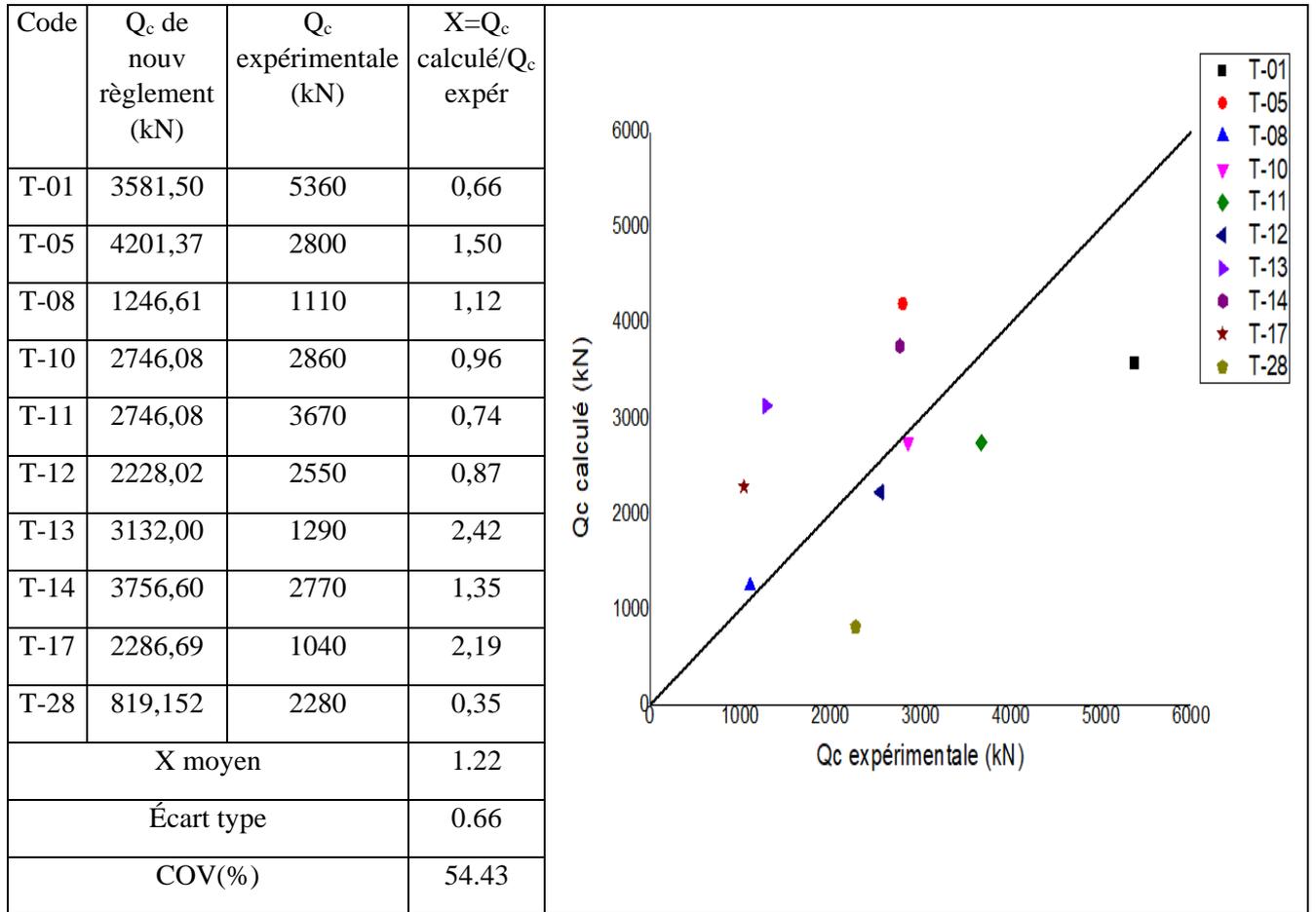
Ainsi, dans l'ensemble, on constate à partir des valeurs moyennes du rapport  $Q_{nouv}/Q_{crit}$  la méthode CPT prévoit des valeurs de capacité portante plus petite que celles de Décourt ( $Q_{nouv}/Q_{crit}=0,947$ ), et du critère hyperbolique ( $Q_{nouv}/Q_{crit}=1,304$ ), mais plus grandes que celle de Van der Veen ( $Q_{nouv}/Q_{crit}=1,55$ ). Les valeurs prédites aussi bien par la méthode CPT que les trois critères sélectionnés donnent quand même le même ordre de grandeur de la capacité portante, que ce soit à partir d'un calcul géotechnique sur la base de l'essai PMT, ou à partir de l'interprétation d'un essai de chargement de pieu.

#### **5.4 Comparaison entre $Q_c$ calculée à partir des essais in situ et $Q_c$ calculée à partir de l'essai de chargement**

Dans cette partie nous allons mener une étude comparative entre les prévisions de la charge critique (ou charge de fluage) à partir des essais in situ (PMT, CPT) conformément à la norme française NF P94-262, et charge critique expérimentale d'essai de chargement.

##### **5.4.1 La méthode pressiométrique (PMT)**

**Tableau 5.15 :** Comparaison entre  $Q_c$  calculée par le PMT de nouveau règlement et  $Q_c$  expérimentale.



### 5.4.2 La méthode pénétrométrique (CPT)

**Tableau 5.16 :** Comparaison entre  $Q_c$  calculée par le CPT de nouveau règlement et  $Q_c$  expérimentale.

Code	$Q_c$ nouv règlement (kN)	$Q_c$ expérimental (kN)	$X = Q_c$ calculé/ $Q_c$ expé
T-05	3050,46	2800	1,089
T-06	4721,179	2740	1,723
T-07	6236,55	4200	1,484
T-13	3391,97	1290	2,629
T-14	4398,74	2770	1,587
T-23	2189,79	3070	0,713
T-33	3164,047	3280	0,964
T-42	11710,83	8600	1,361
X moyen			1,443
Écart type			0,585
COV(%)			40,55

D'après la comparaison la charge critique calculée avec l'essai CPT donne un pourcentage de 75 % en surestimation et 25 % en sous-estimation.

Pour la charge critique calculée avec l'essai PMT, on constate une répartition de 50% en surestimation et 50% en sous-estimation.

### 5.5 Conclusion

L'étude comparative et statistique des méthodes courantes de dimensionnement des fondations profondes à la base des essais in situ (Essais pressiométrique et au pénétromètre statique), ainsi que les critères empiriques de capacité portante pour interpréter un essai de chargement statique, nous a permis de voir de façon nette et objective, la performance et la précision de chaque méthode.

Les charges limites en pointe déterminées par les deux règlements à la base des essais CPT présentent un pourcentage de 90% des valeurs très proches.

Les charges estimées par les essais CPT, selon les deux règlements sont plus proches à celles déterminées par les essais PMT.

La méthode pressiométrique sous-estime les valeurs des charges limites ainsi que celle du fluage comparativement à la méthode pénétrométrique.

Il a été constaté que ces deux méthodes CPT et PMT permettant une prévision de la capacité portante en bonne concordance avec celle de la méthode de Van der Veen des courbes de chargement statique. La méthode de Van der Veen fournit une bonne corrélation avec l'essai pénérostatique dans la prévision de la capacité portante, avec un coefficient de variation de 38,3 % qui signifie une faible dispersion entre les deux méthodes, donc une bonne estimation des valeurs de la charge limite.

On a aussi constaté que les prévisions des charges critiques sont meilleures avec la méthode pénérostatique, comparées à celles issues de l'essai de chargement statique de pieu.

Dans l'ensemble, les méthodes PMT et CPT issues du nouveau règlement prévoient des capacités portantes dans le même ordre de grandeur que celles déterminées à partir des essais de chargement de pieux déterminées par application de critères empiriques de capacité portante : celui de Van der Veen, le critère hyperbolique et celui de Décourt. De ce fait, ceci est une confirmation du bien-fondé des méthodes PMT et CPT du nouveau règlement puisqu'elles sont en concordance avec les valeurs expérimentales de la capacité portante, prévues à partir des essais de chargement de pieux en Algérie.

# CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La richesse du patrimoine mondial de la littérature géotechnique, et le développement de la mécanique des sols, font parvenir plusieurs méthodes d'analyse de la capacité portante des fondations sur pieux.

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'analyse d'une base de données d'essais de chargement vertical des pieux en Algérie, construite à partir de la collecte des données expérimentales disponibles, dans l'objectif d'évaluer la capacité portante verticale de ce type de fondation profonde, en intégrant les différentes méthodes de dimensionnement.

L'analyse de l'essai de chargement des pieux dans le cadre de 44 projets d'ouvrage en Algérien, nous a permis de construire des courbes de chargement-déplacement, et les exploiter. Il a été constaté que la plupart des critères mentionnés dans la littérature sont inapplicables, car ils demandent un chargement près de la rupture de pieu d'essai, et la présence d'asymptote horizontales dans la courbe de chargement, sauf les critères basés sur l'extrapolation (lissage hyperbolique, Décourt, et Van der Veen).

Lors d'interprétation d'un essai de chargement statique, on recommande ainsi d'appliquer simultanément les trois critères suivants : Critère hyperbolique, Décourt et Van der Veen qui ont manifesté une fréquence d'applicabilité de 96.77%, pour mieux contrôler l'estimation de la valeur expérimentale de la capacité portante à partir d'un essai de chargement de pieu. En outre, il a été constaté que le critère de Van Der Veen est le plus sécuritaire. On recommande ainsi de l'adopter pour des raisons de sécurité, vient ensuite le critère hyperbolique et à la fin celui de Décourt.

La méthode de Décourt a occupé la plus grande valeur modale, ensuite le critère hyperbolique.

Quant à l'analyse de la capacité portante de quelque pieux, à partir des essais in situ PMT et CPT, conformément à la norme française NF P94-262, il a été remarqué que les deux méthodes tentent de prendre en compte la nature de sol, le mode d'installation des pieux, pour le choix des facteurs de portance.

L'étude comparative des méthodes de dimensionnement des pieux isolés, à la base des essais pressiométrique et pénétrostatique montre que la charge limite en pointe obtenue par les deux règlements, l'ancien CCTG, fascicule 62 et le nouveau NF P92-262 à la base de l'essai CPT sont très proches (dans 90% des cas). En outre, on constate que la nouvelle méthode pressiométrique sous-estime les valeurs des charges limites et de fluage comparativement à la nouvelle méthode pénétrométrique, donc plus sécuritaire.

Les deux nouvelles méthodes pressiométrique et pénétrométrique permettent une prévision de la capacité portante en bonne concordance avec celle obtenue par le critère de Van Der Veen appliqué aux essais de chargement de pieu.

Enfin, on constate que la charge de fluage  $Q_c$  calculée à partir des essais PMT ou CPT sont du même ordre de grandeur que celle prédite de l'essai de chargement de pieux, ce qui est une confirmation expérimentale des valeurs calculées par ces méthodes.

## Annexe 01

Description des sites étudiés de la base des données d'essai de chargement de pieux en Algérie.

Code	Le projet	Localisation	Étude fait par	Date d'étude	Nature de sol	Essais réalisés	Sondages réalisés
T-01	1000 logements Heraoua	AIN TAYA W. ALGER	LNHC	27/08/ 2008	Le terrain forme de deux couches : argile dans les premiers 10 mètres et marne jusqu'à 25 m	07 essais de PMT	13 sondages carottés
T-02	Bâtiments ADL	HERAOUA -AIN TAYA W. ALGER	/	/	/	/	/
T-03	(Pieu sous semelle) OA-49 2 <sup>eme</sup> ROCADE- Alger	KHEMIS EL KHECHNA W.ALGER	LCTP	05/05/ 2008	Le terrain constitue des alluvions à 9m et marne jusqu'à 50m	/	01 sondage carotté
T-04	station de dessalement d'eau	GHAZAOUAT W.TELEMEN	/	/	/	/	/
T-05	0A 0/1 Ligne 08 Gué De Constantine	OUED-SMAR W.ALGER	LNHC	09/10/ 1991	Le terrain constitue d'une alternance : Argile/Limon	06 essais de PMT  — 12 essais de CPT	06 sondages carottés

T-06	OA 3-2 Radiale oued-Ouchayeh	ALGER	LNTPB	Juillet 1981	Le terrain constitue des couches de sol fin argileux	04 essais de CPT	03 sondages carottés
T-07	Centre commercial El- Qods	CHERAGA W.ALGER	LCTP	29/09 2001	Le terrain forme de 2 couches principales : argile sableuse de (0-1.9) et marne argileuse limoneuse jusqu'à 25.5 m	10 essais de CPT	08 sondages carottés
T-08	Usine des métaux précieux	BARAKI W.ALGER	AGNOR BARAKI	Octobre 1993	Site argileux	5 essais de PMT	/
T-09	500 LOGEMENTS BAB EZZOUAR	ALGER	LNHC	Juillet 2002	Le terrain forme d'une seule couche d'argile entre brune, carbonaté	11 essais de PMT 14 essais de CPT	06 sondages carottés
T-10	282 Logements – pieu 01	THENIA- W.BOUMERDES	/	/	Le terrain forme de 3 couches : 0-11.2 m une couche d'argile ensuite une couche de sable argileuse de 0.3 m	3 essais PMT 28 essais DPT	01 sondage carotté
T-11	282 Logements – pieu 02	THENIA- W.BOUMERDES					
T-12	282 Logements – pieu 03	THENIA- W.BOUMERDES					

					et après 11.5 mètres une couche d'argile le niveau d'eau a été détecté à 7.00 m de profondeur		
T-13	Nouvelle Aérogare H.B pieu 01	ALGER	LNHC	1989	Le site constitue de sols fins argileux	04 essais de PMT	/
T-14	Nouvelle Aérogare H.B pieu 02	ALGER				— 04 essais de CPT	
T-15	Acces a la nouvelle aérogare (Ouvrage de franchissement)	DAR BEIDA W.ALGER	LCTP	Septembre 2005	Le site est constitué d'un remblai de 3 m suite d'une couche d'argile jusqu'à 16.5 m et couche marneuse jusqu'a 35m	05 essais de CPT	02 sondages carottés
T-16	Nouvelle aérogare H.B (Centre des essais moteurs d'avions)	ALGER	LNHC	1989	Le site constitue de sols fins argileux	04 essais de CPT	/
T-17	Nouvelle Aérogare H.B (Salon d'honneur)	ALGER	LCTP	Septembre 2004	Le terrain forme d'une couche argileuse de grande profondeur	03 essais de PMT	01 sondage carotté

					La nappe présente a profondeur : 1.5m		
T-18	Imprimerie officielle	BIR KHADEM W.ALGER	/	2009	/	/	/
T-19	Centre commercial international - pieu 1	EL-HAMMA W.ALGER	LCTP	/	/	/	/
T-20	Centre commercial international - pieu 2	EL-HAMMA W.ALGER	LCTP	/	/	/	/
T-21	Centre commercial international - pieu 3	EL-HAMMA W.ALGER	LCTP	/	/	/	/
T-22	Centre commercial international - pieu 4	EL-HAMMA W.ALGER	LCTP	/	/	/	/
T-23	OA 4/2 – Route Nationale RN-1-	BOUFARIK W.BLIDA	LTPC	11/11/ 1986	Le site est formé d'un remblai de 2 m, et une couche de sable de 2 à 4 m, ensuite une couche d'argile.  La nappe présente à profondeur de 3 m	01 CPT	01 sondage carotté
T-24	OA 4/2 – Route Nationale RN-1- (CULEE SUD)	BOUFARIK W.BLIDA		04/02/ 1989			

T-25	Centre NAFTAL – El- Khroub	CONSTANTINE	/	Janvier 2006	/	/	/
T-26	OA 8/1 radiale Oued Ouchayeh	BARAKI W.ALGER	/	1990	/	/	/
T-27	OA 8/1 radiale Oued Ouchayeh	OUED- HARRACH W.ALGER	/	1991	/	/	/
T-28	Centrale a turbine de gaz - pieu φ1000	RELIZANE	CTE GEOMIC	Août 2007	Le terrain est constitué des couches limoneuses et argileuses	08 essais de PMT — 10 essais de SPT ---- 20 essais de DPT	10 sondages carottés
T-29	Centrale a turbine de gaz - pieu1	RELIZANE					
T-30	Centrale a turbine de gaz – pieu30	RELIZANE					
T-31	Centrale a turbine de gaz - pieu φ1000	RELIZANE					
T-32	O.A 1/2 Oued Mazafran - PIEU 5	TIPAZA	/	/	Le site forme 3 couches 0-20.3m argileuse Ensuite une couche de sable jusqu'à 22.8 m repose sur une couche d'argile	06 essais de CPT	9 sondages carottés
T-33	O.A 1/2 Oued Mazafrane - PIEU 4	TIPAZA	/	/			
T-34	Annexe bibliothèque nationale	TIZI OUZOU	LCTP antenne Tizi Ouzou	15/05/ 2007	Le site est constitué des couches argileuses et	/	02 sondages carottés

					marneuse		
T-35	Centrale thermique Jijel (Pieu C-13)	JIJEL	LCTP	1986	Le site est constitué 2 couches, sable et argile jusqu'à 27m repose sur couche de marne	4 essais de CPT — 03 essais de DPT	05 sondages carottés
T-36	Autoroute Est-Ouest OA-PK 273.3	ALGERIE	CEBTP	Mai 2008	Le terrain forme 3 couches de (0-1.5) m : limon brun clair (1.5-8) m : sable fin (8-35) m : argile bleue grisâtre peu sableuse	6 essais de PMT	02 sondages carottés
T-37	Autoroute Est-Ouest OA-PK 290.9 TP	ALGERIE	/	2009	/	/	/
T-38	Usine d'amm- oniac orascom - Pieu 1	ARZEW W. ALGER	/	2009	/	/	/
T-39	Usine d'amm- oniac orascom - Pieu 2	ARZEW W.ALGER	/	2009	/	/	/
T-40	Stade olympique Baraki-Pieu EP6 (zone-1)	BARAKI W. ALGER	LCTP	10/09/ 2009	Le site est constitué des couches : argile jusqu'à 6m et marne de (9-54) m entre	20 essais CPT	17 sondages carottés
T-41	Stade olympique						

	Baraki-Pieu EP7 (zone-1)				eux une couche de vase grisâtre		
T-42	Stade olympique Baraki-Pieu EP3 (zone-3)	BARAKI W. ALGER	LCTP	10/09/ 2009	Le site forme de : Argile marneuse (0-5.5) m Vase plastique (5.5- 13.5) m Tourbe noirâtre (13.5 – 19) m argile sableuse suite de couche marneuse (28- 65) m	10 essais de CPT	08 sondages carottés
T-43	309 logements Dar El-Beida	ALGER	/	1995	/	/	/
T-44	O.A 9/1 Radiale Oued- Ouchayeh Tranche4	ALGER	/	1988	/	/	/
T-45	O.A 17/1 (RN- 5) Autoroute de l'est	ALGER	/	1985	/	/	/
T-46	O.A 19/1(Culée nord - CW-11) Autoroute de l'est	ALGER	/	1985	/	/	/
T-47	O.A 19/2 (Culée sud) Autoroute de l'est	ALGER	/	1985	/	/	/
T-48	Viaduc d'Oued Ouchayeh	ALGER	/	1983	/	/	/

	Autoroute de l'est						
T-49	Parking- Restaurant Sonatrach	HYDRA W.ALGER	/	/	/	/	/
T-50	O.A 10/3 Prise d'eau à Gué de Constantine	ALGER	/	1984	/	/	/
T-51	Hangar portuaire ONAB Port d'Alger	ALGER	/	1990	/	/	/
T-52	Aménagement de la Place 1er mai	ALGER	/	1989	/	/	/
T-53	Viaduc Oued Rhumel - Pieu 15	MILLA	/	1997	/	/	/
T-54	O.A 10/1-10/3 Pont sur Oued El-Harrach	ALGER	/	1980	/	/	/
T-55	Stade Baraki 4000 places - Pieu EP-4	BARAKI W. ALGER	LCTP	14/01/ 2007	/	/	/
T-56	Stade Baraki 4000 places - Pieu EP-1	BARAKI W. ALGER	LNHC	17/04/ 2011	/	/	/
T-57	Stade Baraki 4000 places - Pieu 1-2 Non injecté	BARAKI W. ALGER	/	/	/	/	/
T-58	Stade Baraki 4000 places - Pieu 2-2 Non injecté	BARAKI W. ALGER	/	/	/	/	/

T-59	Gare SNCF Sidi-Abdellah - Pieu 15	ALGER	LHCC	12/01/ 2012	Le site est constitué par Terre végétale de 0.5m reposant sur une couche d'argile carbonatée brun d'épaisseur variable de 0m à 8m, au-dessous une couche d'argile dure gris verdâtre "marne argileuse".	7 essais de PMT 3 essais de SPT	3 Sondages carottés
T-60	Méetro Ligne 1  (Hai ELbadr to Ain-Naadja) - Pieu No. 2	ALGER	müller et hereth	25/05 2011	Un sol multicouche de nature argileuse et sableuse	189 essais de SPT 133 essais de PMT 10 essais de DPH	33 Sondages carottés
T-61	Mosquée d'Alger (Fondation du minaret et de la zone A2) - Pieu PV-1	ALGER	/		/	/	/
T-62	Mosquée d'Alger	ALGER	/		/	/	/

	(Fondation du minaret et de la zone A2) - Pieu PV-2						
T-63	Mosquée d'Alger (Fondation du minaret et de la zone A2) - Pieu PV-3	ALGER	/		/	/	/
T-64	Mosquée d'Alger (Fondation du minaret et de la zone A2) - Pieu PV-4	ALGER	/		/	/	/
T-65	Mosquée d'Alger (Fondation du minaret et de la zone A2) - Pieu PV-5	ALGER	/		/	/	/

## Annexe 02

Les caractéristiques géométriques de la base de données d'essai de chargement de pieux en Algérie.

Code	Géométrie	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Mode d'installation	Matériau du pieu
T-01	Circulaire	1200	22000	Foré	Béton
T-02	Circulaire	1000	16000	Foré	Béton
T-03	Circulaire	1200	23000	Foré	Béton
T-04	Circulaire	1000	22000	Foré	Béton
T-05	Circulaire	1200	36000	Foré	Béton
T-06	Circulaire	1200	15500	Foré	Béton
T-07	Circulaire	1000	19800	Foré	Béton
T-08	Circulaire	800	12000	Foré	Béton
T-09	Circulaire	1200	20000	Foré	Béton
T-10	Circulaire	1000	22000	Foré	Béton
T-11	Circulaire	1000	22000	Foré	Béton
T-12	Circulaire	1000	14000	Foré	Béton
T-13	Circulaire	1200	18000	Foré	Béton
T-14	Circulaire	1200	25000	Foré	Béton
T-15	Circulaire	1200	25000	Foré	Béton
T-16	Circulaire	600	11000	Foré	Béton
T-17	Circulaire	800	12700	Foré	Béton
T-18	Circulaire	1000	9100	Foré	Béton
T-19	Circulaire	600	22800	Foré	Béton
T-20	Circulaire	1000	22600	Foré	Béton
T-21	Circulaire	1000	24000	Foré	Béton
T-22	Circulaire	600	21800	Foré	Béton
T-23	Circulaire	1200	33000	Foré	Béton
T-24	Circulaire	1200	36000	Foré	Béton
T-25	Circulaire	1000	16000	Foré	Béton
T-26	Circulaire	1200	32000	Foré	Béton
T-27	Circulaire	1200	32000	Foré	Béton

T-28	Circulaire	1000	34000	Foré	Béton
T-29	Circulaire	1000	34000	Foré	Béton
T-30	Circulaire	1000	34000	Foré	Béton
T-31	Circulaire	1000	34000	Foré	Béton
T-32	Circulaire	1200	42000	Foré	Béton
T-33	Circulaire	1200	52000	Foré	Béton
T-34	Circulaire	1000	18000	Foré	Béton
T-35	Circulaire	1000	23000	Foré	Béton
T-36	Circulaire	1200	14000	Foré	Béton
T-37	Circulaire	1200	12000	Foré	Béton
T-38	Circulaire	/	/	Foré	Béton
T-39	Circulaire	/	/	Foré	Béton
T-40	Circulaire	/	/	Foré	Béton
T-41	Circulaire	/	/	Foré	Béton
T-42	Circulaire	1200	57500	Foré	Béton
T-43	Circulaire	600	15000	Foré	Béton
T-44	Circulaire	/	17000	Foré	Béton
T-45	Circulaire	1200	20000	Foré	Béton
T-46	Circulaire	1200	15000	Foré	Béton
T-47	Circulaire	1200	20000	Foré	Béton
T-48	Circulaire	1200	16000	Foré	Béton
T-49	Circulaire	170 (ep=10.6mm)	15430	Battu	métallique
T-50	Circulaire	/	29000	Battu	métallique
T-51	Circulaire	600	14800	Foré	Béton
T-52	Circulaire	1200	20000	Foré	Béton
T-53	Circulaire	1200	42400	Foré	Béton
T-54	Circulaire	1200	30600	Foré	Béton
T-55	Circulaire	1200	58000	Foré	Béton
T-56	Circulaire	1200	35000	Foré	Béton
T-57	Circulaire	1200	69500	Foré	Béton
T-58	Circulaire	1200	68800	Foré	Béton
T-59	Circulaire	1000	12770	Foré	Béton
T-60	Circulaire	800	15050	Foré	Béton
T-61	Circulaire	1000	51500	Foré	Béton

T-62	Circulaire	1000	52500	Foré	Béton
T-63	Circulaire	1000	20000	Foré	Béton
T-64	Circulaire	1000	9000	Foré	Béton
T-65	Circulaire	1000	23000	Foré	Béton

## Annexe 03

Les résultats de la capacité portante selon les critères disponibles (tableau 3.1).

Code de Pieu	Lissage Hypr-bolique	Bulter-Hoy	Hansen	Davison	Décourt	De Beer	Van der Veen	Fuller et Hoy	FDOT	10% B
T-1	12503.2	-----	1201.6	-----	19004.09	-----	9037.8	-----	-----	-----
T-2	7407.407	5367.4	-----	-----	8500.52	-----	6262.98	-----	-----	-----
T-3	8264.4	-----	-----	-----	9777.5	-----	6128.92	-----	-----	-----
T-4	4201.6	3086.5	-----	-----	3871.25	-----	3153.19	-----	-----	-----
T-5	5076.1	4657.9	4697.9	3795.4	6008.88	-----	4216.61	-----	-----	-----
T-6	5208.3	-----	-----	-----	6503.18	-----	4002.92	-----	-----	-----
T-7	10039.8	6781.9	-----	-----	1039.67	-----	7066.96	-----	-----	-----
T-8	2816.9	2491.9	2968.5	-----	2781.62	-----	2379.92	-----	-----	-----
T-9	21895.4	-----	-----	-----	21870.33	-----	9127.33	-----	-----	-----
T-10	6172.8	-----	-----	-----	8447.74	-----	4340.7	-----	-----	-----
T-11	5747.1	-----	-----	-----	5737.48	-----	3120.23	-----	-----	-----
T-12	3891	-----	-----	-----	-----	-----	2808.79	-----	-----	-----
T-13	2688.1	2328.9	2543.1	2205.5	2625.682	-----	2339.17	-----	-----	-----
T-14	4032.2	-----	-----	-----	5833.36	-----	3818.36	-----	-----	-----

T-15	7518.7	-----	-----	-----	13379.89	-----	6419.76	-----	-----	-----
T-16	785.5	694	773	-----	937.16	-----	661.69	-----	-----	-----
T-17	1972.3	1238.5	-----	-----	2039.06	-----	1304.16	-----	-----	-----
T-18	1440.9	-----	1526.1	-----	1622.44	-----	1190.45	-----	-----	-----
T-19	3154.5	1874.8	-----	-----	2629.92	-----	2112.54	-----	-----	-----
T-20	9523.8	7067.3	-----	-----	11260.35	-----	7825.28	-----	-----	-----
T-21	9901	7026.9	-----	-----	10583.93	-----	7468.34	-----	-----	-----
T-22	-----	2485.1	-----	-----	5489.18	-----	2646.53	-----	-----	-----
T-23	7042.2	4934.3	-----	-----	9102.8	-----	5417.92	-----	-----	-----
T-25	1342.2	846.6	-----	-----	1306.34	-----	961.22	-----	-----	-----
T-26	9433.9	-----	-----	-----	-----	-----	14568.7	-----	-----	-----
T-27	15212.9	7362.3	-----	-----	13404.4	-----	9507.08	-----	-----	-----
T-28	8928.5	-----	-----	-----	8867.55	-----	5060.88	-----	-----	-----
T-29	1531.3	-----	-----	-----	1156.25	-----	1067.26	-----	-----	-----
T-30	4347.8	-----	-----	-----	3064.59	-----	2136.54	-----	-----	-----
T-33	3937	-----	3172.72	-----	6487.5	-----	3604.96	-----	-----	-----
T-34	7692.3	-----	8346.4	-----	10488.47	-----	5834.85	-----	-----	-----
T-35	10000	6833.5	6423.3	4943.2	9564.3	-----	6755.62	-----	6856.8	-----

T-36	11666.1	11368	10222.6	7684.3	18424.94	-----	10552.2	-----	-----	-----
T-37	15650.4	-----	-----	-----	38758.1	-----	19239.7	-----	-----	-----
T-38	2702.7	-----	4037.6	-----	5460.51	-----	1024.04	-----	-----	-----
T-39	1485.8	-----	979.5	-----	9900.21	-----	3699.74	-----	-----	-----
T-40	6944.4	-----	5650	-----	23157.58	-----	12688.9	-----	-----	-----
T-41	6289.3	-----	4916.5	-----	42221.07	-----	14478.6	-----	-----	-----
T-42	-----	-----	-----	-----	294676.1	-----	-----	-----	-----	-----
T-43	3125	-----	-----	-----	3827.94	-----	2646.4	-----	-----	-----
T-44	6369.4	-----	-----	-----	7132.89	-----	5907.6	-----	-----	-----
T-45	6578.9	5970.1	6763.3	-----	8480.11	-----	5796.5	-----	-----	-----
T-46	6896.5	-----	8172.4	-----	10288.99	-----	7332.74	-----	-----	-----
T-47	5917.1	5970.1	5141.9	-----	7481.45	-----	5273.04	-----	-----	-----
T-48	9901	-----	-----	-----	16555.19	-----	10321.7	-----	-----	-----
T-49	2380.9	-----	3538.7	-----	6246.12	-----	3451.03	-----	-----	-----
T-50	683.5	-----	571.2	-----	1281.99	-----	948.05	-----	-----	-----
T-51	2403.8	2027.3	3319.4	-----	3300.11	-----	2076.78	-----	-----	-----
T-52	7751.9	5978.9	-----	-----	7395.82	3476.1	5946.53	-----	-----	-----
T-53	5235.6	-----	4378.6	-----	8336.95	-----	5438.9	-----	-----	-----

T-54	4000	-----	2974.7	-----	10962.86	-----	5419.55	-----	-----	-----
T-55	17059	-----	-----	-----	23510.51	-----	14589.7	-----	-----	-----
T-56	17966.6	-----	-----	-----	36049.08	-----	17285.8	-----	-----	-----
T-57	30352.3	-----	-----	19885.8	34156.08	-----	24211.6	-----	-----	-----
T-58	28700.1	-----	-----	-----	50430.47	-----	29533.4	-----	-----	-----
T-59	13736.5	-----	11079.6	-----	72663.73	-----	15920.6	-----	-----	-----
T-60	58313.7	-----	73906.1	-----	80142.8	-----	53521.0	-----	-----	-----
T-61	32723.69	-----	-----	-----	56993.2	-----	31838.6	-----	-----	-----
T-62	30086.8	-----	-----	-----	64303.16	-----	35208.6	-----	-----	-----
T-63	12794.9	11878.	11178.3	10177	14298.9	-----	10811.8	-----	12003	-----
T-64	15100.33	-----	-----	-----	67039.1	-----	-----	-----	-----	-----
T-65	23011.7	-----	-----	-----	40814.71	-----	23357.5	-----	-----	-----

## Annexe 4

### FICHE SYNTHÉTIQUE D'UNE ÉTUDE GÉOTECHNIQUE T-17

#### 1. DONNÉES SUR LE PROJET

Ouvrage : SALON D'HONNEUR Localisation : DAR EL BEIDA W : ALGER Date de l'étude géotechnique : SEPTEMBRE 2004.

Référence du rapport de sol : 62.04.0160 Étude faite par : LCTP

#### 2. DONNÉES SUR LES SONDAGES

TYPE DE SONDAGE (carottés ou à la tarière ou des puits de reconnaissance...) : carotté

OUTIL DE SONDAGE : -

NOMBRE DE SONDAGES CAROTTÉS : 01

NOMBRE DE SONDAGES A LA TARIERE : -

NOMBRE DE Puits DE RECONNAISSANCE : -

#### 3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE

SONDAGE N°1

Z (m)	2-4	4-6	6-8	8-10.7	10.7-14	14-17
descrip <sup>n</sup> de l'échant <sup>n</sup>						
%T 80 μ	97.6	98.4	84.00	93.2	99.2	98.2
ω <sub>p</sub> %	25	26	23	25	24	23
I <sub>p</sub> %	29	30	28	27	29	24

Classifications du sol

Sc : profondeur 2.0 m – 4.0m

L'échantillon-1 : 97.6 < 80 μm(%) → sol fin

W<sub>1</sub>(%) = 54 % I<sub>p</sub> = 29 → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

Sc : profondeur 4.0 m – 6.0 m :

L'échantillon-1 : 98.4 < 80 μm(%) → sol fin

$W_1(\%) = 56\%$   $I_p = 30$  → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

Sc : profondeur 6.0 m – 8.0m :

L'échantillon-1 :  $84 < 80 \mu\text{m}(\%)$  → sol fin

$W_1(\%) = 51\%$   $I_p = 28$  → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

Sc : profondeur 8 m – 10.7m :

L'échantillon-1 :  $93.2 < 80 \mu\text{m}(\%)$  → sol fin

$W_1(\%) = 52\%$   $I_p = 27$  → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

Sc : profondeur 10.7m – 14m :

L'échantillon-1 :  $99.2 < 80 \mu\text{m}(\%)$  → sol fin

$W_1(\%) = 53\%$   $I_p = 29$  → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

Sc: profondeur 14.0 m – 17.0m :

L'échantillon-1 :  $98.2 < 80 \mu\text{m}(\%)$  → sol fin

$W_1(\%) = 47\%$   $I_p = 24$  → position dans le diagramme de la plasticité → argiles

La nappe est détectée à 1.4m.

Le sol constitue d'une seule couche argileuse.

Les caractéristiques du sol  $\gamma$

Tableau 4.2 : Les poids volumiques sec et humide du sol

<u>Sc</u>	1	1	1	1	1	1
$\gamma_d$	15.6	17.5	16.9	17.7	17.4	17.1
$\gamma_h$	19.6	20.9	20.6	21.1	21.0	20.7

Sondage N° :1 Sondage carotté ou puit le plus proche N°:.....

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pl (kPa)	8.4	9.6	9.9	11.9	14.2	15.4	27.1	22.9	17.7	15.5	15.2	11.2	15.2	18.3
Em(MPa)														

Z (m)	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Pl (kPa)	19.3	19.5	20.3	38.5	24.2	17.2	20	22.3	40.4	48.9	39.3
Em(MPa)											

Sondage N°:2 Sondage carotté ou puit le plus proche N°:.....

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Pl (kPa)		6.5	11.5	11.9	12.65	13.4	7.9	10.1	6.9	9.6	15.2
Em(MPa)											

Sondage N°:3 Sondage carotté ou puit le plus proche N°:.....

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Pl (kPa)	10.4	14.9	10.6	12.5	13	15.2	16.6	23.6	18	17.9	15.9	16.6	14.9
Em(MPa)													

Z (m)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Pl (kPa)	13.7	11.9	13.7	13.9	22.7	18.1	22.1	23.4	51.6	38.9	28.1
Em(MPa)											

## FICHE SYNTHÉTIQUE D'UNE ÉTUDE GÉOTECHNIQUE T-07

### 1. DONNÉES SUR LE PROJET

Ouvrage : centre commercial EL QODS Localisation : CHARAGA W : ALGER Date de l'étude géotechnique : 29/09/2001  
Étude faite par : LCTP

### 2. DONNÉES SUR LES SONDAGES

TYPE DE SONDAGE (carottés ou à la tarière ou des puits de reconnaissance...) : carottés  
NOMBRE DE SONDAGES CAROTTÉS :08

### 3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE

Classifications du sol t-07

À partir de la reconnaissance géotechnique sur site, le terrain se décompose de :

Profondeur : 0-1.9 m une argile sableuse

Profondeur : 1.9-25.5 marne argileuse

### 5. ESSAIS IN-SITU :

#### 5.1. Essai de pénétration statique CPT :

Nombre de sondages pénétrométriques :

Caractéristiques de l'appareil pénétrométrique :

#### Sondage N° :01.

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
qc (bar)	15.62	23.19	32.11	35.36	36.91	43.56	51.35	54.15	51.83	59.39	65.25	69.98	71.30

Z (m)	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	72.59	75.07	79.45	94.62	101.05	107.82	111.79	112.77	112.77	112.77

#### Sondage N° :02

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
qc (bar)	8.67	26.49	32.28	35.49	47.02	53.07	59.45	62.88	63.09	62.97	63.81	65.69	71.85

Z (m)	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	81.80	86.68	92.50	107.69	113.96	121.04	127.24	128.8	128.90	128.90

**Sondage N° :03**

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
qc (bar)	20.13	33.23	35.89	36.16	45.27	57.70	62.28	68.35	73.28	73.32	78.56	89.76	94.00

Z (m)	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	97.45	112.98	118.69	120.08	126.13	134.57	139.242	140.41	140.41	140.41

**Sondage N° :04**

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
qc (bar)	24.22	31.21	32.84	51.39	56.10	57.05	57.05	66.93	66.93	65.71	70.16	76.50

Z (m)	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	81.33	85.82	93.92	99.47	110.1	120.3	132.14	140.25	142.27	142.27	142.27

**Sondage N° :05**

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
qc (bar)	22.87	31.38	40.81	41.82	42.70	43.48	52.80	70.66	72.00	74.03	78.31	82.30

Z (m)	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	88.43	91.93	94.19	105.44	116.42	118.04	118.34	117.97	117.88	117.88	117.88

**Sondage N° :06**

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
qc (bar)	3,69	9,91	15,10	22,12	25,11	28,13	31,24	32,98	34,94	38,65	40,94	45,62

Z (m)	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	49,26	55,04	56,44	57,83	59,22	65,33	68,21	78,58	78,58	78,58	78,58

**Sondage N° :07**

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
qc (bar)	11	21,59	25,48	28,05	39,40	45,61	30,35	56,56	59,82	62,39	69,62	74,82	82,74

Z (m)	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	96,13	105,52	115,86	146,41	146,41	146,41	146,41	146,41	146,41	146,41

Sondage N° :08

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
qc (bar)	10,09	17.86	27.04	28.94	43.19	50.51	51.72	58.57	59.45	63.40	66.47	70.67	75.03

Z (m)	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	78.76	89.10	94.34	101.45	109.94	140.06	150.14	150.64	150.64	150.64

Sondage N° :09

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
qc (bar)	35.50	43.37	34.01	27.39	35.50	34.01	48.97	57.19	58.21	60.59	58.21

Z (m)	12	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	60.95	62.32	63.12	68.60	82.90	84.13	97.60	107.64	107.87	107.9	107.9	107.9

Sondage N° :10

Z (m)	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
qc (bar)	8.27	15.18	25.18	31.96	41.73	48.08	54.40	60.60	66.22	69.45	73.34	76.65

Z (m)	13	14	15	16	17	18	19	19.8	20	21	21.3
qc (bar)	86.21	92.51	99.52	105.96	117.46	132.66	151.79	152.50	152.50	152.50	152.50

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] LUC SIBILLE. « Bases de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable ». Licence. France. 2018).
- [2] FRANK, R. « Calcul des Fondations Superficielles et Profondes », Technique de l'ingénieur et presse de l'ENPC, (1999).
- [3] BOUAFIA, ALI. « Calcul des ouvrages géotechnique : Problèmes résolus », (2018).
- [4] FRANK, R., ZHAO S.-R. « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins », BLPC 119 :17 24, (1982).
- [5] BOUAFIA, ALI. « Les essais in-situ dans les projets de fondations », Université de Blida, Algérie, Office des Publications Universitaires, (2006).
- [6] BOUAFIA, ALI. « Conception et Calcul des ouvrages géotechniques », (2010). Ed, pages bleues, Algérie.
- [7] YAÏCH ACHOUR, NABILA. « Paramètres de transfert des charges des fondations profanes- analyse d'une banque de données », Mémoire de Magister à l'université de Saad Dahleb de Blida, Algérie, (2004).
- [8] NF P 94-150-1 Essai statique de pieu isolé sous un effort axial, Décembre 1999
- [9] Essai de chargement statique de Pieu Batiment AADL , SARL CEDY , Laboratoire Central des Travaux Publics DRARIA , ALGER (juin 2011).
- [10] BOUAFIA, ALI. « Pieux sous charge axiale - Analyse d'une base de données d'essais de chargement ».
- [11] FELLENIUS BENGT H. « Basics of foundation design », Electronic Edition, November 2009.