

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil
Option : Structure

Thème

**Modélisation numérique du comportement des pieux
sous charge axiale et latérale confrontation aux
mesures en vraie grandeur : cas du minaret de la
grande mosquée d'Alger**

Préparé par :

Melle BRABEZ Yasmina
Melle MOKRAOUI Sabrina

Proposé et encadré par :

Dr. SADAoui Omar

Membres du jurys

Mr. KEFFACHE T.
Mme. BOUAYAD.

Président
Examinatrice

Année Universitaire : 2018/2019

Remerciements

*Nos remerciements vont tout premièrement à **Allah** tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donné pour réaliser ce travail.*

*Nos remerciements particuliers vont très chaleureusement à notre promoteur **Dr. SADAoui Omar** : Merci de nous avoir guidé durant ce travail ainsi de nous avoir donné votre confiance et votre patience. Nous vous remercions également de nous avoir remis les données nécessaires afin de mener notre mémoire à terme.*

*Nos profonds remerciements vont aussi au **Pr BOUAFIA Ali** de l'université de Blida pour son aide précieuse.*

Nous tenons également, à exprimer nos remerciements à l'ensemble des membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à exprimer notre reconnaissance à toutes nos familles ainsi que nos amis pour leur soutien. Et sans oublier toute personne ayant contribué de près ou de loin la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce présent travail :

A ma mère qui a veillé sur moi et m'a encouragé dans tout ce que j'ai entrepris et qui a tout sacrifié pour m'offrir des conditions d'études idoines.

A ma grand-mère maternelle et ma tante Fadila qui m'ont soutenu à travers leurs aides et leurs conseils précieux

A mes sœurs Farida, Ouassila et Mélissa ;

A mes frères Didine et Abdesselam ;

A mes oncles Mohand Chérif, Ramtane et Athmane ainsi qu'à leurs familles ;

A mon oncle Arabe, ma tante Sassa et ma chère cousine Sonia

A ma deuxième famille tonton Karim et tata Yasmina qui m'ont accueilli pendant toutes ces années et m'ont considéré comme leur deuxième fille ;

A ma chère Asma que je ne remercierai jamais assez pour ce qu'elle a fait pour moi ;

A Said et Lamine ;

*A toi **Yanis** qui m'a aidé et soutenu. Je te serais éternellement reconnaissante.*

A mes meilleurs amis Saddek, Lilia, Hakim, Mohamed et Fadila ;

A ma binôme Sabrina ;

Au reste de mes amis plus particulièrement : Farah, Mélissa, Karim, Missi, Saida, Salima, Kiki, Didine, Bilel, Nabil, Islam et Manel.

Yasmina

Dédicaces

Rien n'est assez beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédit du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toutes notre existence.

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont donné sans contrepartie.

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours et ceux à qui je dois tant.

A ma chère mère pour son amour et son support continue, que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour tout ce qu'elle a fait pour moi.

A mon père à qui je porte chapeau pour tout son soutien et tous ces sacrifices.

A mon frère et ma chère et adorable petite sœur Flora. A tous les membres de ma famille.

A mes adorables amies ; Yasmina ; Nacira et Sonia.

A mes chers amis qui m'ont beaucoup encouragé : Nori, Souhil et Wabib

A ma très chère camarade Yasmina et toute sa famille.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment

Sabrina



Résumé

Le comportement des pieux traversant des alluvions hétérogènes est très complexe. Les phénomènes d'interaction avec le sol dépendent de plusieurs paramètres à savoir les paramètres de cisaillement (c, φ), la dilatance et contractance du sol et les effets de frottement négatif. En effet, le calcul de capacité portante d'un pieu sur la base des formulations analytiques classiques de la mécanique des sols (essais de laboratoire, CPT et PMT) est dans la plupart des cas entaché d'incertitudes notamment sur le taux de mobilisation du frottement d'interface, et la non maîtrise des mécanismes d'interaction sol-pieu.

Le présent travail à caractère théorique expérimental et numérique a pour objectif de modéliser le comportement d'un pieu isolé et en groupe sous sollicitations axiales et latérales. En première partie, nous exposons une synthèse des méthodes de prévision de la capacité portante et des tassements en tête de pieu. En deuxième partie, nous proposons une analyse géologique et géotechnique exhaustive en vue de la caractérisation des sols. Quant à la troisième, les mesure des essais de chargement statique sont illustrés et interprétés dans le but de les confronter aux résultats obtenus par la modélisation sous les deux codes EF (CESAR et Plaxis) dans la dernière partie.

Mots clés: Pieux- capacité portante- expérimental- numérique- adhérence- effet de groupe- tassement.

Abstract

The behavior of piles crossing heterogeneous alluvium is very complex. The phenomena of interaction with the soil depend on several parameters namely the shear parameters (c, φ), the dilatancy and contracting of the soil and the effects of negative friction. Indeed, the calculation of bearing capacity of a pile based on the standard analytical formulations of the soil mechanics (laboratory tests, CPT and PMT) is in most cases tainted with uncertainties notably on the friction mobilization rate of interfaces, and non-mastery of soil-pile interaction mechanisms.

The purpose of this theoretical and experimental theoretical work is to model the behavior of an isolated and group pile under axial and lateral loading. In the first part, we present a summary of the methods of prediction of the bearing capacity and the settlements at the head of the pile. In the second part, we propose an exhaustive geological and geotechnical analysis for soil characterization. As for the third, the measurements of the static loading tests are illustrated and interpreted in order to compare them with the results obtained by modeling under the two EF codes (CESAR and Plaxis) in the last part.

Key words: piles-bearing capacity-experimental-digital-adhesion-group-settlement effect

Liste des figures

Figure I.1 Mécanisme de transfert de charge sous un effort vertical	3
Figure I.2 Contrainte de frottement latéral unitaire q_s en fonction de (P_1^*)	5
Figure I.3 Schéma de calcul de la pression limite équivalente	6
Figure I.4 Résistance de pointe lissée (Philipponnat, 2007)	9
Figure I.5 Frottement latérale en un point du fût.....	10
Figure I.6 Forme des lignes de rupture	11
Figure I.7 Influence de la compressibilité sur la résistance de pointe.....	12
Figure I.8 Valeur des coefficients de correction $R_{K,H,V}$ (Lakhdar, 2012)	15
Figure I.9 Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile. (Coyle et Reese, 1966)	16
Figure I.10 Courbes de transfert pour les pieux en acier installés dans les sables saturés (Coyle et Sulaiman, 1967)	16
Figure I.11 Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires	17
Figure I.12 Principe de la méthode des courbes de transfert (Coyle & Reese, 1966)	18
Figure I.13 Action d'un groupe de pieux en profondeur	19
Figure I.14 Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène.	21
Figure II.1 Zone du minaret de la grande mosquée d'Alger vue du ciel (tirée de Google earth)	23
Figure II.2 Implantation des sondage réalisés au site du minaret	24
Figure II.3 Lithologie du site du minaret de la grande mosquée d'Alger	25
Figure II.4 Représentation graphique des caractéristique du sols mesurés au laboratoire.....	25
Figure II.5 Caractéristiques de cisaillement mesurées au laboratoire	26
Figure II.6 Appareillages du pressiomètre Ménard	27
Figure II.7: Résultats brute des mesures	27
Figure II.8: Résultats corrigés	27
Figure II.9 Résultats des sondages pressiométrique au droit du minaret mosquée d'Alger	28
Figure II.10 Valeurs de E_s corrélées a partir du module pressiométrique E_M	28
Figure II.11 Principe de la fiche équivalente et la pression équivalente.....	29
Figure II.12 Variation de la capacité portante pour les différents sondages (PMT)	32
Figure II.13 Distribution de l'effort de pointe et de frottement a partir de la méthode pressiométrique	32
Figure II.14 Caractéristiques physiques et mécaniques des formation traversées.....	33
Figure II.15 Variation de la capacité partante pour les différents sondage méthode (c, φ)	34
Figure II.16 Distribution du terme du frottement et pointe pour les différents sondages	35
Figure II.17 Comparaison entre les valeur de la méthode (c, φ) et la méthode pressiométrique.....	35
Figure III.1 Pieu sous un effort axial de compression (NFP94-150-1, 1999)	37
Figure III.2 Courbe charge-affaissement en tête du pieu sous un effort axial de compression (NFP94-150-1, 1999).....	37
Figure III.3 Principe de l'essai de chargement latéral (NFP94-151, 1993)	37
Figure III.4 Vue en plan des essais de chargement (Trevi fondations speciales , 2012)	39
Figure III.5 Vue de l'essai de chargement vertical.....	41
Figure III.6 Programme de chargement du pieu PV1	41
Figure III.7 diagramme charge-affaissement du pieu d'essai PV1	42
Figure III.8 Diagramme charge-affaissement-temps	42
Figure III.9 Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce}	43
Figure III.10 Vue de l'essai de chargement horizontal.....	44
Figure III.11 diagramme charge-déplacement du pieu d'essai PH1	44
Figure III.12 Application de la méthode de l'ajustement hyperbolique.....	46
Figure III.13 Application de la méthode de Davisson	46
Figure III.14 Application de la méthode de Hansen 1963.....	47
Figure III.15 Application de la méthode de Chin 1970	48
Figure III.16 Application de la méthode de l'ajustement hyperbolique PH1.....	48
Figure III.17 Méthode de courbe bi-logarithmique	49

Figure IV.1 Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Coquillay, 2005).....	52
Figure IV.2 Modèle pieu isolé Plaxis (a)-Caractéristique mécanique et condition au limite (b)- Maillage EF (c)-Déformée du maillage	54
Figure IV.3 Diagramme charge affaissement du modèle numérique et l'essai de chargement statique	54
Figure IV.4 Passage d'une section circulaire a une section carrée	55
Figure IV.5 Distribution des contraintes et des forces dans la section.....	55
Figure IV.6 Influence de la loi de comportement du pieu	56
Figure IV.7 Diagramme charge affaissement pour différente valeurs de f_{c28}	56
Figure VI.8 Vue du maillage en EF sous CESAR v5 et conditions aux limite.....	57
Figure IV.9 Distribution du tassement le long du fut cas du chargement maximale 22200KN	58
Figure IV.10 déformation E_{zz} le long du pieu cas du chargement maximale 22200KN	58
Figure IV.11 Géométrie du modèle équivalent en axisymétrie.....	59
Figure IV.12 Modèle d'analyse de l'effet de groupe (a)- Caractéristique mécanique du sol (b)- Maillage EF	60
Figure IV.13 Variation du coefficient C_e en fonction de la charge	60
Figure IV.14 Coefficient d'efficacité C_e en fonction du rapport d/B	61
Figure IV.15 Représentation du modèle de Winkler 1867	61
Figure IV.16 Déplacement de la tête du pieu en fonction de la charge appliquée (Modèle analytique de Winkler)	63
Figure IV.17 Vue du maillage en EF et conditions aux limites (modèle sous charge horizontale) ..	64
Figure IV.18 Distribution des tassement le long du pieu (a)- déformé du maillage (modèle numérique EF) (b)- courbe ($V_y=f(z)$)	65
Figure IV.19 Influence du chargement horizontal sur le déplacement vertical	65
Figure IV.20 Distribution des efforts tranchants (a)-modèle numérique(EF) (b)- courbe($V_y=f(z)$)	66
Figure IV.21 Distribution des moments fléchissant (a)-modèle numérique (EF) (b)- courbe ($V_y=f(z)$)	66
Figure IV.22 Vue de la déformation totale plastique avec cartographie	67
Figure IV.23 Comparaison des valeurs du tassement obtenus par les modèles numérique	68
Figure IV.24 Mécanisme de transfert de charge d'après la numérique	68
Figure IV.25 Comparaison de la distribution des déplacements horizontaux.....	69

Liste des tableaux

Tableau I.1 Valeur du facteur de portance pressiométrique k_p (Fascicule 62)	7
Tableau I.2 Valeur de β et q_{smax} (Fascicule 62)	8
Tableau I.3 Valeur de k_c selon Fascicule 62	8
Tableau I.4 Valeur du coefficient (β) (Philipponnat, 2007)	11
Tableau I.5 Valeur de E_s pour pieu battu (d'après Poulos et Davis, 1980).....	15
Tableau II.1 Valeurs des coefficients de sécurité partiels suivant le DTR. BC.2.33.2 et le Fascicule 62	31
Tableau II.2 Tableau récapitulatif des différentes charges	31
Tableau II.3 Calcul du frottement latéral unitaire des différentes couches	33
Tableau II.4 Tableau récapitulatif des valeurs des différentes charge pour SC71	34
Tableau II.5 Tableau récapitulatif des différentes charges donnees par la méthode (c, φ)	34
Tableau III.1 Caractéristique mécanique du béton de référence	40
Tableau III.2 Caractéristique mécanique de l'acier de référence.....	40
Tableau III.3 Estimation de la capacité portante selon l'essai de chargement statique (Bouafia, 2013)	45
Tableau IV.1 Paramètres physiques et mécaniques du béton	53
Tableau IV.2 Valeur des paramètres nécessaires pour le calcul du module de réaction linéique K_f	62
Tableau VI.3 Comparaison entre les valeurs du déplacement du pieu PH1 avec les valeurs analytique.....	63

Liste des symboles

- A_p : Section droite d'un pieu
 B : Le diamètre du pieu
 C_u : Cohésion non drainée (apparente) du sol,
 c : Cohésion d'un sol,
 C_C : L'indice de compression
 d : L'épaisseur équivalente de l'anneau considéré
 D : La fiche d'un pieu
 D_e : La fiche équivalente d'un pieu
 D_c : L'ancrage critique d'un pieu
 $e_{\text{équivalent}}$: L'épaisseur équivalente de chaque anneau constituant le groupe de pieu
 E_b : Le module élastique du béton
 E_M : Module de déformation pseudo-élastique mesuré au pressiomètre L. Menard (PMT)
 \bar{E}_M : Moyenne harmonique du module pressiométrique E_M
 E_p : Module d'Young du matériau du pieu
 E_s : Module d'élasticité du sol
 f_{bu} : Contrainte ultime de compression du béton
 f_{C28} : Résistance du béton à la compression
 F_s : Coefficient de sécurité
 h : Ancrage du pieu dans la couche porteuse
 H_u : Effort horizontal
 I : Moment d'inertie d'une section droite,
 I_0 : Coefficient d'influence pour le tassement
 I_p : Indice de plasticité
 I_c : Indice de consistance
 K_p : Facteur de portance pressiométrique
 k_c : Facteur de portance pénétro-statique (CPT)
 K : Le coefficient de pression des terres
 K_f : Module de réaction linéique
 K_h : Module de réaction horizontal
 L : Longueur du pieu

- M_{pl} : Le moment plastique de la section de pieu
- N_{pl} : L'effort normal plastique
- N_q^{\max} ; N_c^{\max} : Facteur de portance (méthode : $c-\varphi$)
- P : Le périmètre de fût de pieu
- P_l^* : La pression pressiométrique limite nette
- P_l : Pression limite mesurée au pressiomètre L. Menard,
- P_T : Le périmètre du radier
- q_c : La résistance à la pénétration statique
- q_{ce} : Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique
- q_{cm} : Résistance moyenne de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT) sur une couche de sol,
- q_s : Contrainte de cisaillement le long du pieu
- q_{si} : Le frottement latéral unitaire limite
- q_p : Pression vertical en pointe
- Q : La charge axiale
- Q_0 : La charge en tête de pieu
- Q_{ce} : La charge critique de fluage
- Q_u : Capacité portante ultime de pieu
- Q_{pu} : Résistance en point
- Q_{su} : Effort total dû au frottement latéral (sol-pieu)
- S_{ij}^p : Le déplacement du sol au point i résultant de la contrainte p_j appliquée sur un élément j du pieu.
- S_r : Le degré de saturation
- V_0 : Le tassement en tête de pieu dans un sol
- V_0^u : Tassement
- W : La teneur en eau
- W_l : La limite de liquidité
- W_p : La limite de plasticité
- Y_h : Un déplacement en tête de pieu
- Z : La profondeur le long du fut de pieu
- Z_p : L'axe neutre plastique
- α : Coefficient rhéologique du sol, donné par L. Menard pour le passage au E_{oed}
- β : Facteur (coefficient) de réduction
- ΔL : Raccourcissement élastique du pieu

- γ_h : Poids volumique humide du sol,
 γ_d : Poids volumique sec du sol,
 ν : Coefficient de Poisson
 φ : L'angle de frottement interne d'un sol
 φ' : L'angle de frottement interne effectif dans le sol
 ψ : Angle de dilatance du sol,
 $\bar{\sigma}_{adm}$: Portance du sol pour fondations superficielles (Contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$)
 σ_h : Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour du pieu
 σ_v : Contrainte effective verticale régnant dans le sol,
 σ_v' : Contrainte effective verticale régnant dans le sol,
 λ : Coefficient de forme
 τ : Contrainte de cisaillement mobilisée dans le pieu

Liste des abréviations

- PMT** : Presuremeter Test Menard (Essai pressiométrique)
CPT : Cone Penetration Test (Essai de pénétration statique)
PDL : Pénétrromètre Dynamique Lourd
SPT : Standard penetration Test (Essai au carottier normalisé SPT)
EF : Eléments finis
NGA : Nivellement General Algérien
LCPC : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées

Table des matières

REMERCIEMENT	
DEDICACE	
LISTE DES FIGURES.....	I
LISTES DES TABLEAUX	II
LISTES DES SYMBOLES	III
SOMMAIRE	VI
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I ETAT DE L'ART DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX ET GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGES VERTICALES	3
I.1 INTRODUCTION.....	3
I.2 Mécanisme de transfert de charge	3
I.3 Méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sous charge axiale	4
I.3.1 Méthode pressiométrique	4
I.3.2 Méthode pénétrométrique	7
I.3.3 Evaluation de la capacité portante à partir des paramètres de cisaillement (c , φ).....	9
I.4 Estimation du tassement d'un pieu isolé	13
I.4.1 Tassement admissibles pour un pieu	13
I.4.2 Estimation de tassement d'un pieu isolé avec les méthodes empiriques	13
I.4.3 Estimation du tassement par la méthode de la théorie de l'élasticité.....	14
I.4.4 Estimation du tassement d'un pieu isolé avec la méthode de transfert de charge	15
I.4.5 Estimation du tassement par les méthodes numériques	17
I.5 Effet de groupe	18
I.5.1 Effet du groupe sur la capacité portante	18
I.5.2 Prévision des tassements pour un groupe de pieux.....	20
I.6 CONCLUSION.....	21
CHAPITRE II CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DU SITE DU MINARET DE LA GRANDE MOSQUEE D'ALGER	22
II.1 INTRODUCTION.....	22
II.2 Données générales.....	22
II.2.1 Présentation de l'ouvrage	22
II.2.2 Situation géologique et topographie du site	23
II.2.3 Sismicité	23
II.3 Résultats de l'investigation au niveau du Minaret :	24

II.3.1	Levés piézométriques	24
II.3.2	Sondages carottés	24
II.3.3	Sondage pressiométrique.....	26
II.4	Exploitation des résultats	29
II.4.1	Calcul de la capacité portante à partir des résultats du PMT	29
II.4.2	Calcul de la capacité portante à partir des paramètres mesures au laboratoire (c, ϕ)	32
II.4.3	Comparaison des résultats	35
II.5	CONCLUSION.....	35
CHAPITRE III ANALYSE DES DONNEES EXPERIMENTALES DE L'ESSAI DE CHARGEMENT STATIQUE SUR LES PIEUX DU MINARET DE LA GRANDE MOSQUEE D'ALGER.....		36
III.1	INTRODUCTION.....	36
III.2	Principe et nécessité de l'essai de chargement statique	36
III.2.1	Essai de chargement axial	36
III.2.2	Essai de chargement latéral	36
III.2.3	Nécessité	37
III.2.4	Procédure de chargement selon l'euro code 7 et DTR Algérien	38
III.3	Description de l'essai sur les pieux PV1-PH1.....	39
III.3.1	Pieu PV1.....	39
III.3.2	Pieu PH1	43
III.4	Approches et méthodes d'interprétation des résultats de l'essai de chargement.....	44
III.4.1	Chargement vertical	45
III.4.2	Application au pieu PV1	45
III.4.3	Chargement horizontal	48
III.4.4	Application au pieu PH1	48
III.4.5	Discussion des résultats.....	49
III.5	Conclusion	50
CHAPITRE VI MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE ET LATERAL		51
IV.1	Introduction	51
IV.2	Eléments essentiels pour la modélisation	51
IV.2.1	Concepts de la MEF	51
IV.2.2	Présentation du logiciel Plaxis 2D	51
IV.2.3	Présentation du code de calcul CESAR LCPC	52
IV.2.4	Loi de comportement de Mohr-Coulomb	52
IV.3	Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale.....	53
IV.3.1	Pieu isolé en axisymétrie	53
IV.3.2	Modélisation 3D pieu isolé.....	57
IV.3.3	Groupe de pieux en axisymétrie.....	58
IV.4	Modélisation du comportement des pieux sous charge latérale	61
IV.4.1	Interprétation analytique par le modèle de Winkler	61
IV.4.2	Application au pieu d'essai PH1	62
IV.4.3	Modélisation 3D d'un pieu isolé sous charge horizontale	63
IV.5	Etude comparative.....	67
IV.5.1	Pieu isolé sous charge axiale.....	67
IV.5.2	Pieu isolé sous charge latérale.....	68

IV.6 Conclusion 70

CONCLUSION GENERALE 71

BIBLIOGRAPHIE 73

Introduction Générale

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Les pieux sont des éléments structuraux qui sont l'un des types les plus populaires des fondations profondes. En outre, le problème de leur comportement mécanique vis-à-vis des efforts extérieurs est un thème d'actualité traité dans tous les congrès scientifiques récents de géotechnique. Le développement des applications de la modélisation numérique en géotechnique a permis la mise au point d'une multitude de méthodes de calcul du pieu aussi bien aux petits déplacements qu'aux grands déplacements.

Il existe de nombreuses circonstances dans lesquelles les pieux sont soumis et qui nécessitent une confirmation à propos de leurs performances de conception requises, puisqu'une abondance de paramètres peut influencer sur l'ampleur de leur capacité portante. C'est pourquoi les tests de chargement sur pieux sont toujours indispensables, même si un certain nombre de méthodes d'analyse numérique rigoureuses pour les fondations sur pieux ont été développées.

Certes, dans la pratique, les méthodes utilisées pour le dimensionnement des pieux sont la méthode analytique (rigide plastique) et les méthodes in-situ (pressiométrique, pénétrométrique, etc...). Cependant, la modélisation réaliste du problème d'interaction sol-pieu doit considérer le sol comme un milieu continu avec nécessité de la prise en compte de l'interface sol-pieu. D'où le recours à des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis.

Les travaux présentés dans ce mémoire sont à caractère théoriques, numériques et expérimentaux. Le but principal est d'étudier le comportement mécanique de l'ensemble sol-pieu à l'aide de deux logiciels connus : CESAR (2D, 3D) et Plaxis 2D. A ce titre, la comparaison des résultats obtenus par ces deux logiciels d'une part, et la confrontation aux résultats expérimentaux du site du Minaret de la grande mosquée d'Alger seront présentés.

Notre travail est structuré en quatre (4) principales parties qui se résument ainsi :

Le chapitre 1 est consacré à la bibliographie qui s'inscrit dans le cadre d'une recherche sur l'état de l'art des méthodes théoriques, existant dans la littérature qui contribuent au dimensionnement des pieux et au groupe de pieux. Par la suite, dans le chapitre 2, on s'est focalisé sur la caractérisation géologique et géotechnique du site dont la consolidation des données s'est basée sur l'analyse des rapports de sol de la zone du minaret. Ce chapitre

récapitule entre autre le calcul de la capacité portante via les deux méthodes, pressiométrique (PMT) et la méthode des essais au laboratoire.

En ce qui concerne le troisième chapitre, il dédié à une analyse des données expérimentales de l'essai de chargement statique sur les pieux du minaret de la grande mosquée d'Alger, tout en exposant dans son contenu les différentes approches et méthodes pour l'interprétation des résultats expérimentaux vis à vis du tassement et de la capacité portante. Le quatrième est consacré à la modélisation numérique, avec une comparaison des différents résultats obtenus .

Notre travail se termine par une conclusion générale qui fait ressortir les principales constatations de la confrontation entre les différents résultats.

*CHAPITRE I**Etat de l'art des méthodes de dimensionnement des pieux et groupe de pieux sous charges verticales***I.1 INTRODUCTION**

A partir de deuxième moitié du 20^e siècle, suite à l'essor mondial considérable de la technologie des pieux et sa large application au génie civil et maritime, la réponse d'un système de fondation sur pieux est devenue une préoccupation majeure des ingénieurs d'étude des entrepreneurs, des bureaux de contrôle et des organismes de recherche (Bouafia, 2013).

Lors du dimensionnement d'un pieu subissant un chargement axial, deux éléments doivent être correctement estimés : la capacité portante et le tassement du pieu sous une charge donnée. Différentes méthodes de calcul de la capacité portante existent dans la littérature et dans les normes de dimensionnement des fondations profondes. En ce qui concerne le calcul de tassement, plusieurs méthodes et modèles de calcul ont été développés jusqu'à maintenant. Cependant, les résultats de ces méthodes ont rarement été comparés à un nombre important de résultats expérimentaux. Ainsi, la fiabilité des méthodes existantes de calcul de tassement n'a été que rarement vérifiée. Lorsque le pieu est prévu d'être installé en groupe, un troisième paramètre qui est l'effet de groupe doit être pris en compte.

La première partie de ce chapitre vise à proposer une synthèse des méthodes de calcul de la portance d'un pieu soumis à une charge axiale. En deuxième partie, on s'étalera sur les différentes approches et modèles permettant la prédiction du tassement en tête du pieu. La dernière partie sera consacrée à l'explication du principe de l'effet de groupe ainsi qu'aux méthodes de calcul de coefficient d'efficacité C_e .

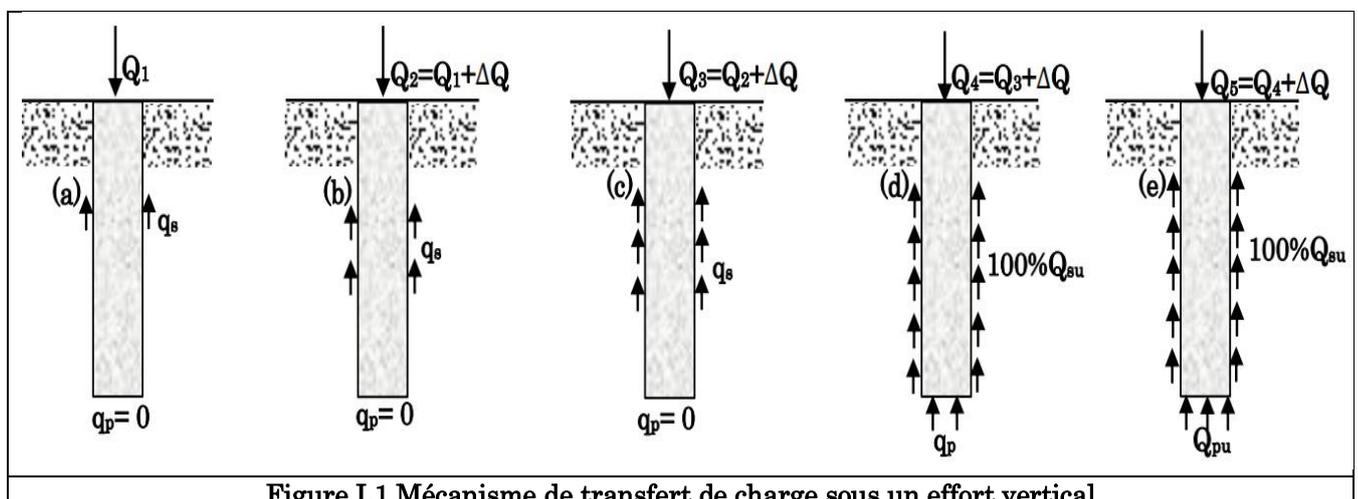
I.2 Mécanisme de transfert de charge

Figure I.1 Mécanisme de transfert de charge sous un effort vertical

Les contraintes de cisaillement augmentent proportionnellement avec la charge Q . Une fois le fut de pieu saturé (mobilisation complète de la résistance par frottement), Figure I.1,(d)), la pointe intervient à son tour par la mobilisation d'un effort en pointe q_p . On dit que la charge limite Q_u est atteinte Figure I.1,(e)) lorsque le sol autour du pieu abouti à un état d'équilibre limite, correspondant à la mobilisation de toute la résistance du sol pour porter la fondation.

Suivant le mode de transmission des charges au sol, les pieux peuvent se classer en trois catégorie :

- **Pieux colonnes** : Ils sont fichés dans une couche résistante et mobilisent un faible frottement latéral, ils travaillent principalement en pointe.
- **Pieux flottants** : Ils sont placés dans des sols homogènes et de caractéristiques mécaniques constantes. Ils se caractérisent par la prépondérance du terme de frottement.
- **Pieux flottants a la base** : Ce type de pieux travaillent à la fois en pointe et au frottement latéral dans une ou plusieurs couches de caractéristiques géotechniques convenables (Melbouci, 2009) .

I.3 Méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sous charge axiale

La détermination de la capacité portante d'un pieu est encore une opération très délicate, car elle affecte directement la stabilité de la structure. La capacité portante calculé comme étant la somme de la résistance en point (Q_{pu}) et l'effort total mobilisable par le frottement latérale (Q_{su}) (I.1) peut être estimer de différente manière à savoir :

- Les méthodes basées sur les résultats des essai au laboratoire (c, φ).
- Les méthodes basées sur les essai in situ : Méthode pressiométrique et penetrometrique.
- Les méthodes basées sur l'interprétation des essais de chargement statique.
- Les méthodes dynamiques.

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

Avec :

Q_u : la capacité limite ultime du pieu.

I.3.1 Méthode pressiométrique

En 1955 Louis Menard invente le pressiomètre. De 1956 à 1963, il établit avec Michel Gambin des règles de calcul semi-empiriques des fondations à partir des paramètres pressiométriques, notamment pour les pieux. Ces règles sont reprises par le ministère de l'équipement, à travers des documents successifs : FOND 72 du SETRA et du LCPC (1972), DTU13.2 (1992), fascicule 62 titre V du CCTG (1993), puis avec la norme d'application de l'Euro-code 7 pour le calcul des fondations profondes (NF P94-262, 2012). (Bouafia, 2013).

Cependant, de nombreux essais de chargement statique ont été réalisés depuis 1990 et n'ont pas été pris en compte lors de l'élaboration des règles du Fascicule 62-V ((Melt, 1993)). Bustamante et Gianceselli (2006) se sont basés sur ces essais de pieux et sur les essais plus anciens pour proposer de nouvelles règles de calcul de portance de pieux. Ces règles proposées par Bustamante et Gianceselli (2006) ont permis d'inclure des techniques de mise en place de pieux plus récentes et postérieures à la publication des anciennes règles. Elles ont permis également de proposer un réajustement des paramètres de calcul de frottement axial limite de coefficient de portance utilisés dans les règles de calcul. Bustamante et Gianceselli (2006) ont proposé 20 catégories de pieux (contre 17 catégories de pieux présentées dans le Fascicule 62-Titre V). Ces catégories ont été regroupées en 8 classes.

Plus récemment, les anciennes règles de calcul ainsi que celles présentées par Bustamante et Gianeselli (2006) ont été révisées par Burlon et al. (2014). L'objectif de cette révision est la mise en conformité des règles de calcul françaises aux exigences de l'Euro code 7. Dans cette partie, les nouvelles règles mises en place dans la norme d'application nationale française relative au dimensionnement des fondations profondes NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont présentées. Les règles établies dans cette norme sont basées sur les travaux menés par Burlon et al. (Abchir, 2016).

I.3.1.1 Terme de frottement

Le laboratoire central des ponts et chaussées a donné la contrainte de frottement latérale limite Q_{su} en fonction de la nature du sol et des paramètres mesurés au essais PMT comm-e suit :

$$Q_{su} = P \int_0^D q_s(z).dz \tag{I.2}$$

Avec :

- P : le périmètre de fût de pieu ;
- q_s : le frottement latérale unitaire limite ;

La contrainte de frottement latéral limite q_s augmente linéairement avec la pression nette, à la même profondeur. Elle dépend aussi de la nature du sol entourant le pieu, et du mode d'installation du pieu. La détermination de q_s se fait à partir de la courbe $q_s = f(p_l^*)$, ou calculée par les expressions suivantes en notant par n le numéro de la courbe, et en exprimant P_{l^*} en MPa :

Courbe Q1 à Q4 :

$$q_s(z) = 0.04 \frac{p_l(z)}{(1 + 0.5n)} \left(2 - \frac{p_l(z)}{(1 + 0.5n)} \right) \tag{I.3}$$

Courbe Q5 à Q7 :

$$Q_5 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{p_l(z) - 0.2}{9}, \frac{p_l(z) + 3.3}{32} \right\}$$

$$Q_6 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{p_l(z) + 0.4}{10}, \frac{p_l(z) + 4}{30} \right\}$$

$$Q_7 : q_s(z) = \frac{p_l(z) + 0.4}{10}$$

Les expressions précédentes ont été traduite par des courbes plus explicites (Figure I.1)

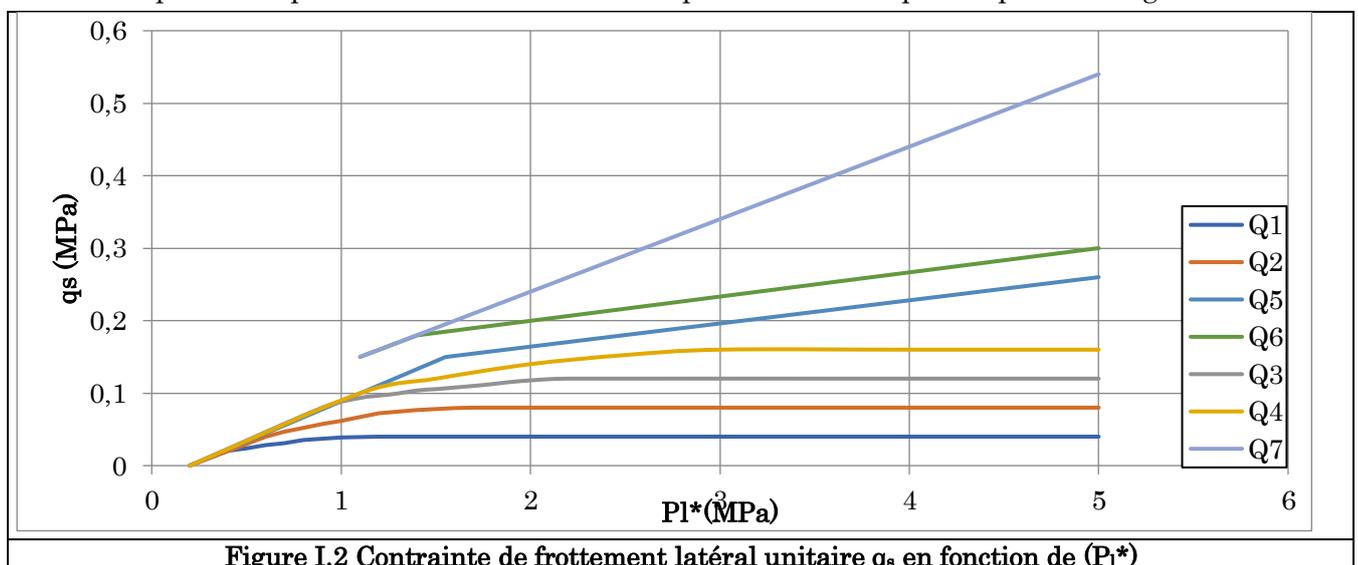


Figure I.2 Contrainte de frottement latéral unitaire q_s en fonction de (P_{l^*})

I.3.1.2 Terme de pointe

L'effort limite Q_{pu} en pointe, dont l'aire de sa section et A_p , est donné par :

$$Q_{pu} = A_p * q_u \tag{I.4}$$

La résistance ultime en pointe est-elle que :

$$q_l = K_p * P_{le}^* \tag{I.5}$$

Comme le schématise la Figure I.3 la pression pressiométrique limite nette équivalente P_{le}^* est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe épaisse de $3a$ sous la pointe et de b au-dessus :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_L^*(z) dz \quad \text{avec } a = B/2 \text{ si } B > 1m \tag{I.6}$$

$$a = 0.5m \text{ si } B < 1m$$

$$b = \text{Min}(h, a)$$

L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapèzes obtenus en joignant par des droites les points de profil de la pression limite nette $P_l^*(z)$, soit :

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b+3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \Delta Z \tag{I.7}$$

Identiquement aux fondations superficielles, la fiche équivalente D_e correspond à celle de pieu étudié dans un sol homogène, caractérisé par une pression limite nette égale à P_{le}^* . En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures nettes P_l^* le long du pieu en considérant un pas ΔZ_j entre deux mesures consécutives :

$$D_e \approx \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) dz \tag{I.8}$$

P_{le}^* et D_e se réduisent évidemment en cas d'un seul homogène idéal à P_l et D respectivement.

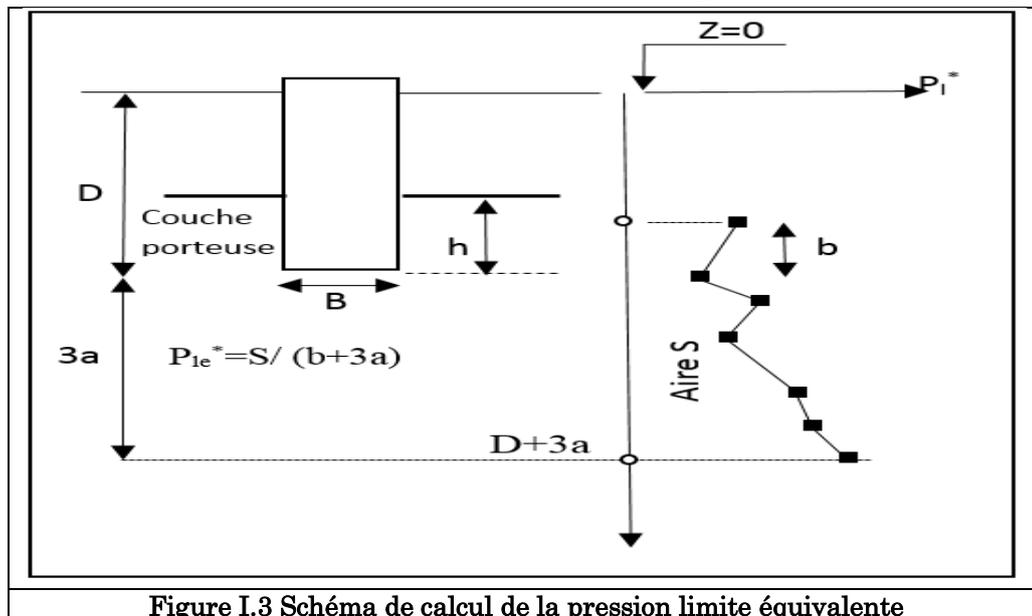


Figure I.3 Schéma de calcul de la pression limite équivalente

Le facteur de portance pressiométrique K_p traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique. Il dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu. Le tableau (Tab 1.1) nous donne ces différentes valeurs pour un pieu sans et avec refoulement du sol.

Tableau I.1 Valeur du facteur de portance pressiométrique k_p (Fascicule 62)

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre 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 ALTEREES (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

I.3.2 Méthode pénétrométrique

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux (Philipponnat, 2007). Ceci a fait que de nombreux chercheurs ont porté sur l'évaluation des méthodes directes basées sur les résultats du CPT. La plupart des méthodes CPT ont été mises au point dans les années 1980. Elles sont basées sur l'hypothèse que le pénétromètre de cône représente un micropieu dont la résistance en pointe (q_c) et le frottement du manchon (q_s) sont mesurés. Ces méthodes sont empiriques, formulées en comparant les résultats des tests de CPT avec des capacités de pieu mesurées dans diverses conditions géotechniques et pour différents types de pieux (Mirjana et al, 2018).

La norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose également une méthode de calcul de portance des pieux à partir d'essais penetro-métrique (CPT). Cependant, les règles proposées ont un caractère plus incertain vue le nombre plus réduit de résultats d'essais penetro-métrique dans la base de données utilisée. (Abchir, 2016)

I.3.2.1 Terme de frottement

Il est tentant de relier directement le frottement latéral unitaire q_s mesuré sur le manchon de pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite q_{sL} du pieu. Cependant à ce jour, cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas directement sur la valeur de q_s mais font référence à la résistance de pointe q_c .

L'interprétation statistique des essais de pénétration statique a permis de corréliser le rapport de frottement $R_f = f_s / q_c$ avec la nature de sol il s'ensuit qu'il est possible de relier le frottement latéral unitaire limite q_{sL} du pieu et la résistance à la pénétration statique q_c par la formule :

$$q_s = \frac{q_c}{\beta} \quad (I.9)$$

Toutefois, il convient de plafonner la valeur de q_s donnée par la formule ci-après, soit :

$$q_s = \min \left[\frac{q_c}{\beta}, q_{s\max} \right] \quad (I.10)$$

Les valeurs de β et $q_{s\max}$ selon le fascicule 62-V sont données dans le Tableau I.1. Elles sont en fonction du type de pieu et de la nature de sol. Comme pour le coefficient de portance, les valeurs de

β et de q_{smax} indiquées par le D.T.U.13.2 de 1992 peuvent s'écarter sensiblement de celles présentées dans (Tableau I.2).

Tableau I.2 Valeur de β et q_{smax} (Fascicule 62)

		ARGILES – LIMONS			SABLES – GRAVES			CRAIES			
		A	B	C	A	B	C	A	B		
Foré	β	–	–	75 ⁽¹⁾	–	–	200	200	200	125	80
	q_{smax} (kPa)	15	40	80 ⁽¹⁾	40	80 ⁽¹⁾	–	–	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	–	100	100 ⁽²⁾	–	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80 ⁽²⁾	–	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	–	120	150	300	300	300	(3)			
	q_{smax} (kPa)	15	40	80	–	–	120				
Battu à fût béton	β	–	75	–	150	150	150	(3)			
	q_{smax} (kPa)	15	80	80	–	–	120				

Remarques
 (1) Pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.
 (2) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (3) Le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique sur le site même, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

L'effort total mobilisable par frottement latéral (Q_{su}) sur toute la hauteur du fût du pieu est calculé comme suit :

$$Q_f = P \int_0^D q_{su}(z) dz \tag{I.11}$$

I.3.2.2 Terme de pointe

On constate expérimentalement que le terme de pointe d'une fondation profonde ne correspond pas directement à la résistance de pointe du pénétromètre pour les raisons suivantes :

- Profondeur critique d'encastrement.
- Hétérogénéités de tous les sols naturels.

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_c * q_{ce} \tag{1.12}$$

- q_{ce} : Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique
- k_c : Facteur de portance

Le coefficient de portance k_c traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (pieu foré ou battu) les valeurs de k_c données par le Fascicule 62 figurent dans le **Tableau I.3**

Tableau I.3 Valeur de k_c selon Fascicule 62

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Elément mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile, Limons	A	0.40	0.55
	B		
	C		
Sables, Graves	A	0.15	0.50
	B		
	C		
Craies	A	0.20	0.30
	B	0.30	0.45

En ce qui concerne la valeur de la résistance en pointe équivalente q_{ce} , elle est calculée par l'expression suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z).dz \tag{I.13}$$

Avec :

- $b = \min(a, h)$
- $a = \text{Max}(B/2 ; 0,5)$
- h : ancrage dans la couche porteuse.
- $q_{cc}(z)$: résistance en pointe limite corrigée à la profondeur Z elle est donnée en calculant la valeur moyenne (q_{cm}) de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $(b+3a)$ (Figure I.4)

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z)dz \tag{I.14}$$

- D : hauteur d'encastrement réel du pieu.

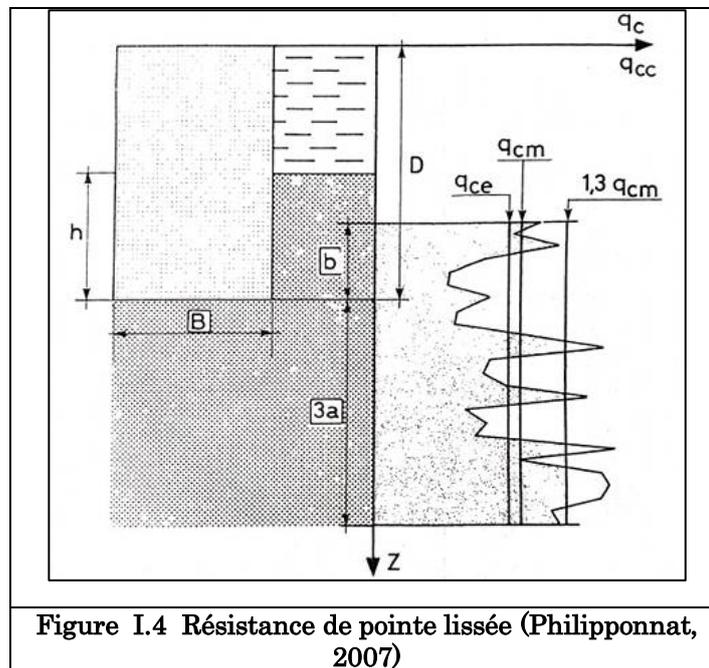


Figure I.4 Résistance de pointe lissée (Philipponnat, 2007)

Le DTU.13.2 de 1992 présente deux méthodes de calcul, méthode de **M. Bustamente** et **I. Gianceselli** (1981) et la méthode (des bureaux de contrôle) (1980). Ces méthodes sont basées sur le même principe que ceux, d'écrites dans le fascicule 62, mais les valeurs de k_c sont assez différentes pour certaines catégories de sols et pieux.

I.3.3 Evaluation de la capacité portante à partir des paramètres de cisaillement (c, φ)

Avant le développement des essais in situ, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour le calcul de la charge limite d'un pieu à partir des caractéristiques mécaniques du sol, la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ). (Benhanna, 2012). En raison du caractère remanié des carottes et les difficultés de récupération d'échantillons intacts influençant les valeurs (c, φ) mesurés notamment dans le cas des sols meubles et mous. Il en résulte que le calcul de la charge admissible d'un pieu qui est exprimé en fonction de c et φ est approximatif. (Sadaoui, 2019) .

I.3.3.1 Terme de frottement

Le frottement latéral limite q_s est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fût et du sol lorsqu'il y a un déplacement de l'un par rapport à l'autre. Dans le cas où le contact est parfait, la valeur de q_s est donnée par :

$$q_s = c + \sigma_h \cdot \tan \varphi \quad (\text{I.15})$$

Les premières méthodes théoriques de dimensionnement vis-à-vis du frottement latéral étaient basées sur le raisonnement ci-après.

Pour un point situé à la profondeur Z (Figure I.5), le coefficient de pression des terres s'écrit $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$, avec, par définition, $K_a \leq K_0 \leq K_p$

Comme $\sigma_v = \gamma \cdot z$ il s'ensuit que $q_s = c + K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi$. Dans ces conditions, le frottement latéral limite total dans un sol homogène est :

$$Q_{su} = P \left[c \cdot D + 0,5K \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot \tan \varphi \right]$$

Avec

- P : périmètre de la section droite du pieu,
- D : longueur du pieu, égale à l'ancrage dans un sol homogène

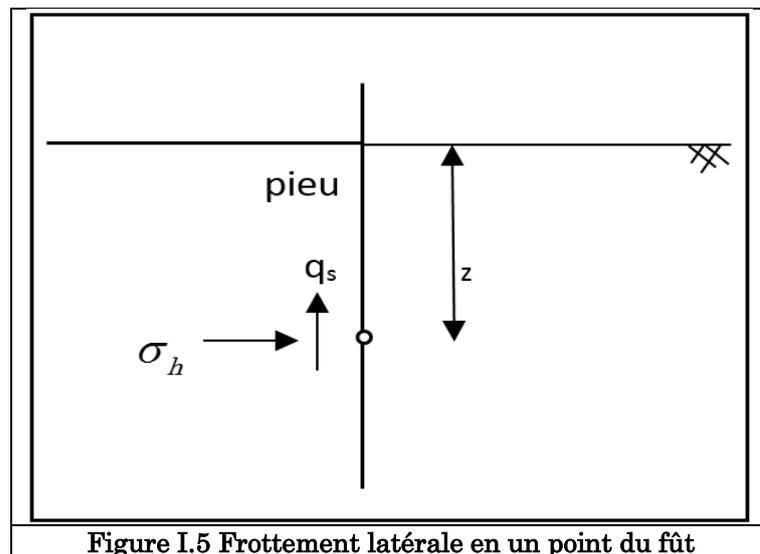


Figure I.5 Frottement latérale en un point du fût

Pour les pieux battus, il était admis que le pieu refoulait le sol, c'est-à-dire que $K=K_p$, la butée étant supposée entièrement mobilisée.

Lorsque seuls des résultats d'essais de laboratoire sont disponibles pour calculer la résistance limite d'une fondation profonde, les règles ci-après sont recommandées pour estimer le frottement latéral unitaire limite q_s .

Pour des sols purement cohérents :

La valeur de q_s est donnée par la formule :

$$q_s = \beta \cdot c_u \quad (\text{I.16})$$

Les valeurs de β sont données dans le Tableau I.4. Toutefois, les valeurs de q_s obtenues avec la formule (1.16) doivent être bornées supérieurement à une valeur plafond q_{smax} .

$$q_s = \min(\beta \cdot c_u, q_{smax}) \quad (\text{I.17})$$

Les valeurs de q_{smax} sont données dans le Tableau I.2

Pour les sols pulvérulents

Les valeurs de q_{smax} données dans le Tableau I.2) peuvent être considérées comme des ordres de grandeur acceptable pour un redimensionnement.

Pour les sols cohérents ($\varphi \neq 0$ et $c \neq 0$)

Le sol doit être assimilé soit à un sol pulvérulent, soit à un sol purement cohérent de manière à être ramené à l'un des deux cas précédents.

Pieu	Forés(1) gros diamètre	Forés	Battus	Injectés
Fût en béton	0.6	0.7	0.7	-
Fût en acier	-	0.5	0.5	-
Faible pression	-	-	-	1.0
Forte pression	-	-	-	1.5
pieux de diamètre > 1.50 m, barrettes, puits à pleine fouille.				

I.3.3.2 Terme de pointe

La première méthode permettant d'évaluer la contrainte limite en pointe était basée sur une formule similaire à celle utilisé pour évaluer la contrainte de rupture d'une fondation superficielle

$$q_u = 0,5\gamma N_\gamma S_\gamma * B + \gamma * D * N_q^{\max} S_q + c * N_c^{\max} S_c \tag{I.18}$$

Tenant compte du faible diamètre des pieux par rapport à leur profondeur le terme de surface N_γ était négligé. En outre, les coefficients N_q^{\max} et N_c^{\max} avaient des valeurs beaucoup plus élevées que pour les fondations superficielles, en raison de la hauteur d'encastrement et donc de la forme des surfaces de cisaillement qui ont tendance à se retourner sur le fût Figure I.6). La formule (I.17) devient ainsi

$$q_{pu} = \gamma * D * N_q^{\max} + c * N_c^{\max} \tag{I.19}$$

Les valeurs de facteurs de portance, N_q^{\max} et N_c^{\max} proposées par A. Caquot et J. Kerisel sont données par les formules :

$$N_q^{\max} = 10^{3.04 * tg\varphi} \quad ; \quad N_c^{\max} = \frac{N_{qmax} - 1}{tg\varphi} \tag{I.20}$$

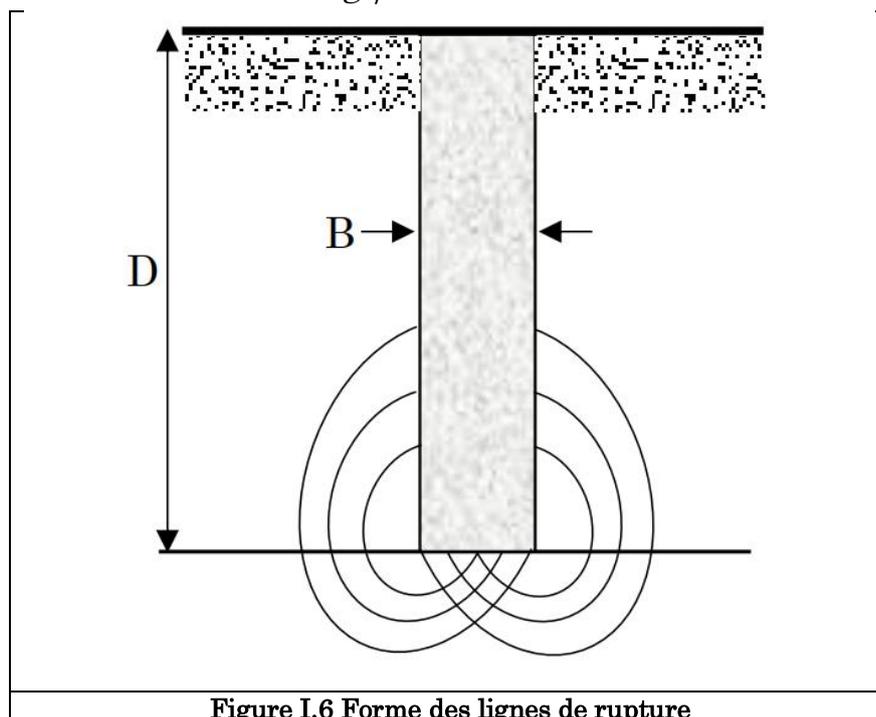


Figure I.6 Forme des lignes de rupture

La différence entre le comportement théorique tel que défini par la théorie de la plasticité et le comportement réel est attribuée au fait que cette théorie ne prend pas en compte la déformabilité du milieu. Le sol soumis à des contraintes élevées se comprime sous la pointe et il se forme des effets de voûte autour de celle-ci, effets qu'ont tendance à soulager le sol avoisinant du poids des terres (Figure I.7). A partir d'une certaine profondeur appelée ancrage critique D_c , la résistance limite devient constant en milieu homogène (Philipponnat, 2007).

Dans un multicouche, l'ancrage critique est plus faible et dépend de la contrainte verticale σ'_v exercée par les couches supérieures. Les résultats expérimentaux ont conduit à retenir les règles suivantes :

$$D_c = \max(6B, 3 \text{ mètres}) \rightarrow \text{Pour un sol monocouche (sol homogène)}$$

$$D_c = 3B \rightarrow \text{Pour un sol multicouche vrai}$$

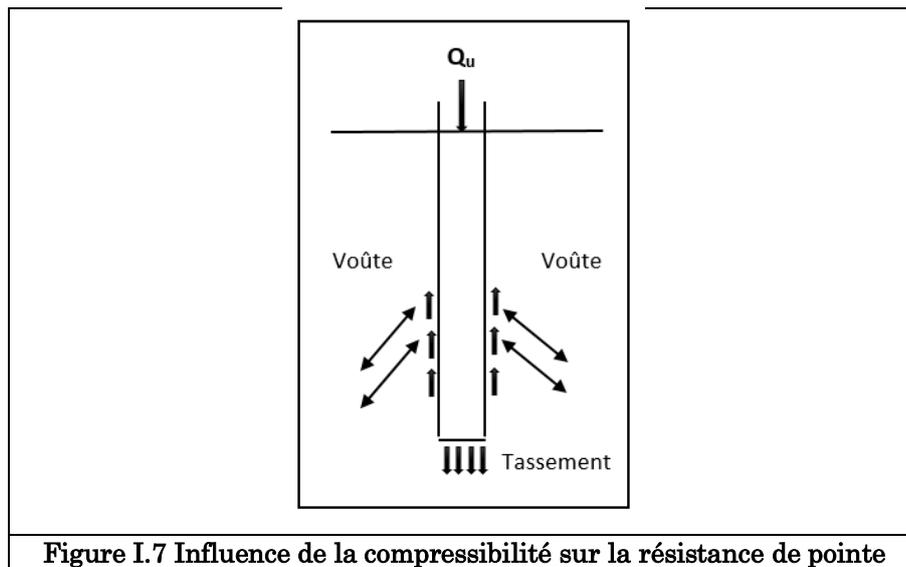


Figure I.7 Influence de la compressibilité sur la résistance de pointe

Si l'ancrage du pieu dans la couche porteuse est supérieur à D_c la formule donnant la résistance de pointe s'écrit alors :

$$q_{pu} = a * N_{q_{max}} + \lambda * c * N_{c_{max}} \tag{I.21}$$

Avec

- a : constante ayant la dimension d'une pression égale à 50 kPa,
- λ : Coefficient de forme $\lambda = 1.3$ pour les pieux de section circulaire ou carrée
 $\lambda = 1 + 0.3 * (B/L)$ pour les barrettes et parois
- L : plus grande dimension de la section transversale.

Dans les sols purement cohérents, la formule (1.20) est remplacée par :

$$q_{pu} = 7\lambda * c_u \tag{I.22}$$

Les caractéristiques à considérer sont l'angle de frottement interne ainsi que la cohésion effective (φ', c') dans les sols pulvérulents et les caractéristiques non drainées (φ_u, c_u) dans les sols cohérents.

Il y'a lieu de signaler que l'application des paramètres de laboratoire doit être limité à un pré dimensionnement dans le cadre d'un avant-projet de pieux (APS) en vue d'établissement d'un cahier de charges. Cependant, le dossier d'exécution (notes de calcul et plans) devra se baser exclusivement sur l'application des essais in situ (Pénétrömètre statique et pressiomètre) à titre complémentaire en vue de se prémunir des aléas relatifs à la caractérisation physique et mécanique des sols. La majorité des documents techniques réglementaires s'accordent sur le principe d'application des essais in situ dans la conception et le dimensionnement des pieux. (Sadaoui, 2019)

I.4 Estimation du tassement d'un pieu isolé

Un des premiers objectifs d'une procédure de calcul analytique des pieux est de déterminer les déplacements verticaux de la fondation au niveau de la superstructure. De plus, afin de dimensionner les pieux, la connaissance des contraintes et des déformations dans ces derniers est nécessaire (O'NEILL, 1981).

La détermination du tassement d'une fondation sur pieux peut se faire expérimentalement ou par calcul. On peut classer les méthodes de calcul en quatre principales catégories :

- Méthodes empiriques ;
- Méthodes de la théorie de l'élasticité ;
- Méthodes de la théorie de transfert de charges ;
- Méthodes numériques.

I.4.1 Tassement admissibles pour un pieu

Le tassement des pieux sous charge axiale est dû :

- À la déformation du pieu sous charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie, rhéologie du matériau et technique de construction) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu.
- Aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pointe du pieu. Ce tassement est plus important pour les pieux flottants.

I.4.2 Estimation de tassement d'un pieu isolé avec les méthodes empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des corrélations empiriques qui permettant une estimation approximative du tassement, à partir de la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux. Parmi ces méthodes on trouve :

I.4.2.1 Recommandation de (Vesic, 1977)

Pour un tassement en tête de pieu dans un sol pulvérulent

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L \quad (I.23)$$

$$\Delta L = \frac{QD}{A_p E_p}$$

- ΔL : raccourcissement élastique du pieu
- E_p : module d'Young du matériau du pieu
- D : fiche du pieu
- A_p : l'aire d'une section transversale.
- V_0 : Tassement en tête du pieu.

I.4.2.2 Recommandation de (Mayerhof, 1959)

Cette recommandation est applicable pour tous type de sol

$$V_0 = \frac{B}{30F_s} \quad (I.24)$$

- F_s : coefficient de sécurité pris généralement égal à 3

I.4.2.3 Recommandation de (Frank, 1995)

Cette estimation a été élaborée suite à une série d'essais de chargement statique réalisé par LCPC en 1995.

Le tassement sous une charge verticale égal à $0,7Q_c$ est donné par :

$$\frac{V_0}{B} = 0,6\% \text{ pour un pieu foré} \quad (I.25)$$

$$\frac{V_0}{B} = 0,9\% \text{ pour un pieu battu}$$

I.4.3 Estimation du tassement par la méthode de la théorie de l'élasticité

I.4.3.1 Méthode Poulos et Davis

(Poulos et Davis, 1980) proposent une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol. Cette méthode considère le sol comme un massif semi-infini homogène, élastique linéaire, et isotrope. Ils ont développé des relations pour l'estimation des tassements instantanés pour les pieux isolés flottants ou porteurs en pointe :

a) Pieux flottants

$$S = \frac{P}{E_s D} I \quad (I.26)$$

Avec

$$I = I_0 R_k R_h R_v$$

b) Pieux porteurs en pointe

$$S = \frac{P}{E_s D} I \quad (I.27)$$

Avec

$$I = I_0 R_k R_b R_v$$

Où :

- S: tassement du pieu (m)
 - P: chargement axial (KN)
 - E_s : module d'élasticité du sol (KPa)
 - E_p : module d'élasticité de pieu (KPa)
 - I_0 : coefficient d'influence pour le tassement
 - R_k : coefficient de correction de compressibilité du pieu
 - R_h : coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte
 - R_v : coefficient de correction pour le coefficient de Poisson
 - R_b : coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide
 - h : profondeur de la couche du sol
- K : rapport de compressibilité = $\frac{R_A E_p}{E_s} = \frac{A_{pieu}}{\pi D^2 / 4}$
 - R_A : rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu; (L/D) : rapport longueur par diamètre de la base du pieu
 - ν : coefficient de Poisson.

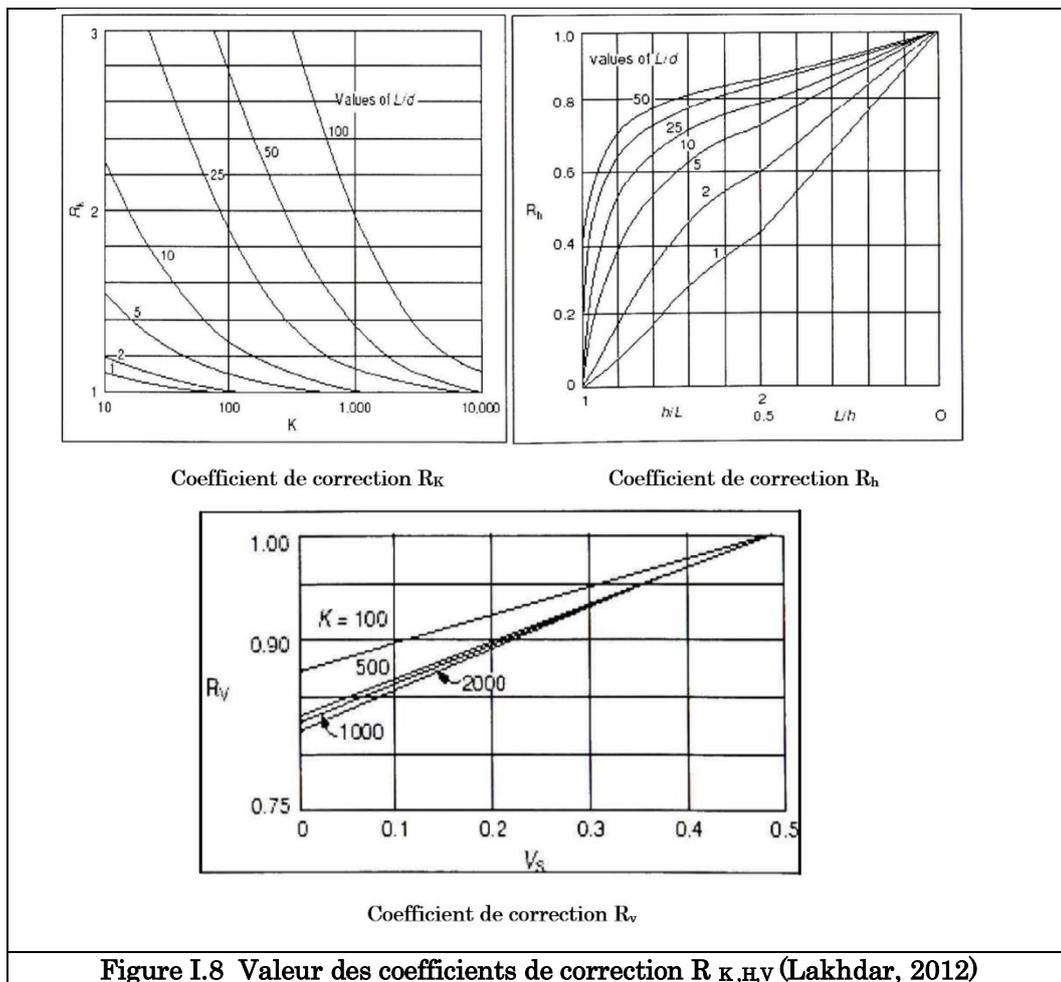


Figure I.8 Valeur des coefficients de correction $R_{K,h,v}$ (Lakhdar, 2012)

Tableau I.5 Valeur de E_s pour pieu battu (d'après Poulos et Davis, 1980)

Densité (Sable)	D_R	E_s (MPa)
Lâche	<0,4	27,5-55
Moyen	0,4-0,6	55-70
Dense	<0,6	70-110

I.4.4 Estimation du tassement d'un pieu isolé avec la méthode de transfert de charge

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement (τ) et de l'effort de pointe (Q_p) en fonction du déplacement vertical (s) du pieu sont connues. Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, PMT, etc.) et en laboratoire.

De nombreux auteurs ont contribué au développement de cette méthode, parmi eux on trouve:

I.4.4.1 Modèle de Coyle et Reese

(Coyle et Reese, 1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu. Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30m) Figure I.9). La résistance de cisaillement est obtenue par essais de compression simple.

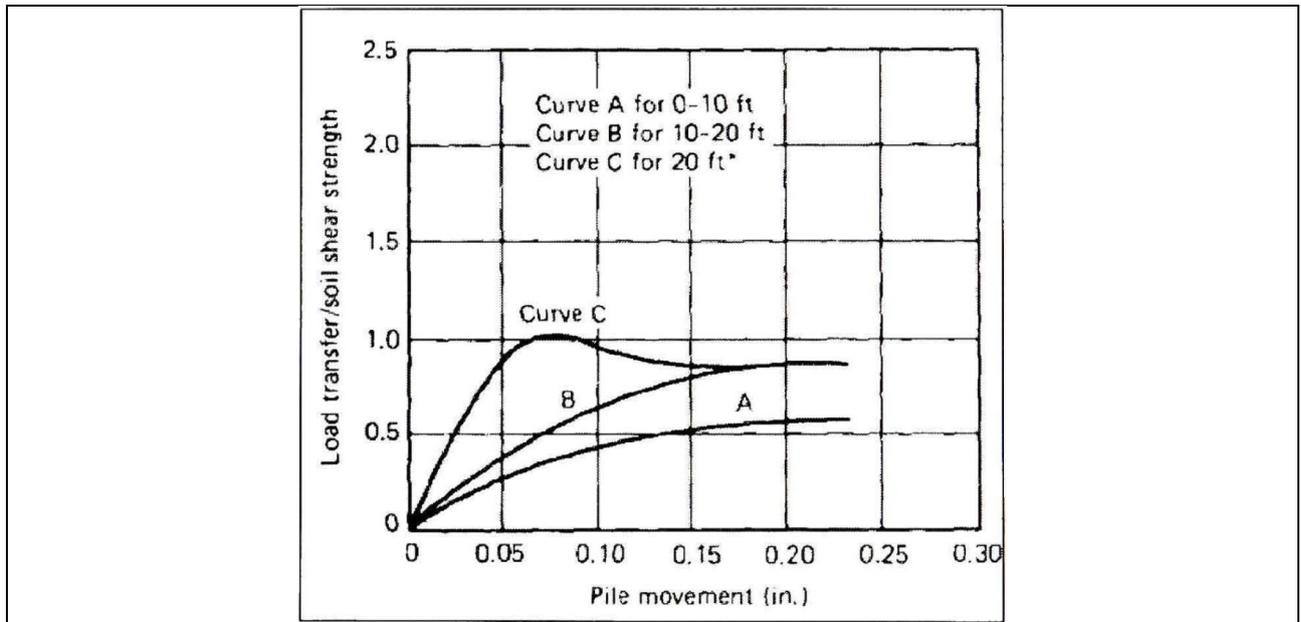


Figure I.9 Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile. (Coyle et Reese, 1966)

I.4.4.2 Modèle de Coyle et Sulaiman

Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables Figure I.10).

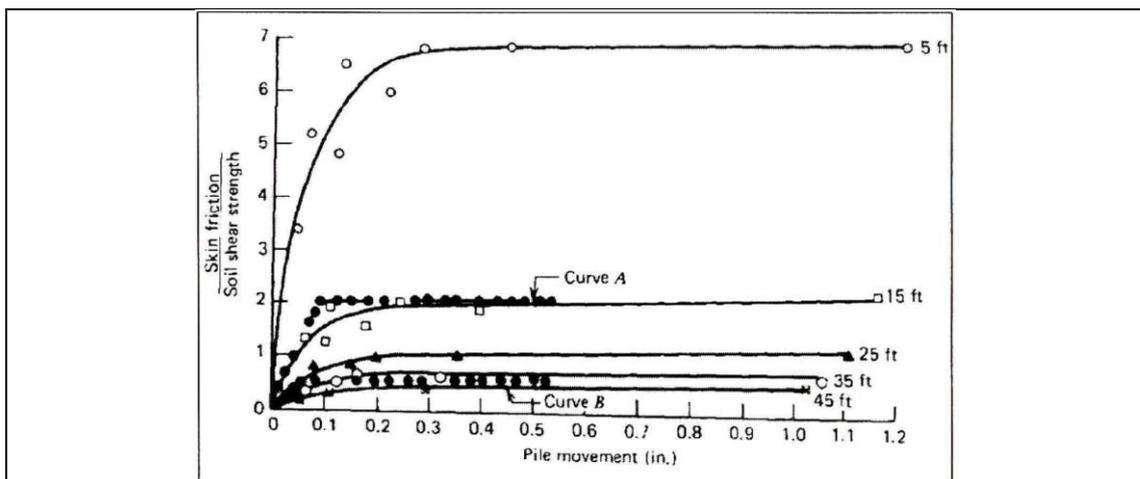


Figure I.10 Courbes de transfert pour les pieux en acier installés dans les sables saturés (Coyle et Sulaiman, 1967)

Pour les profondeurs de (0-20 pieds), la courbe (A) avec une valeur d'adhérence n'excédant pas $2c_u$ est à utiliser, alors que la courbe (B) est utilisée pour les profondeurs de plus de 20 pieds, avec une adhérence limite de $0,5c_u$.

I.4.4.3 Modèle de Frank et Zhao

Le modèle de (Zhao, 1982) pour les courbes de mobilisation du frottement (τ) et de l'effort de pointe (Q_p) est représenté dans la Figure I.11). Il est basé sur le module pressiométrique (E_M). Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés indiquant pour les paramètres (K_t et K_p) les valeurs moyennes suivantes ou B est le diamètre du pieu.

$$K_t = \frac{2E_M}{b} \text{ et } K_p = \frac{11E_M}{b} \quad (\text{sols fins}) \tag{I.28}$$

$$K_t = \frac{0,8E_M}{b} \text{ et } K_p = \frac{4,8E_M}{b} \quad (\text{sols granulaires})$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage .

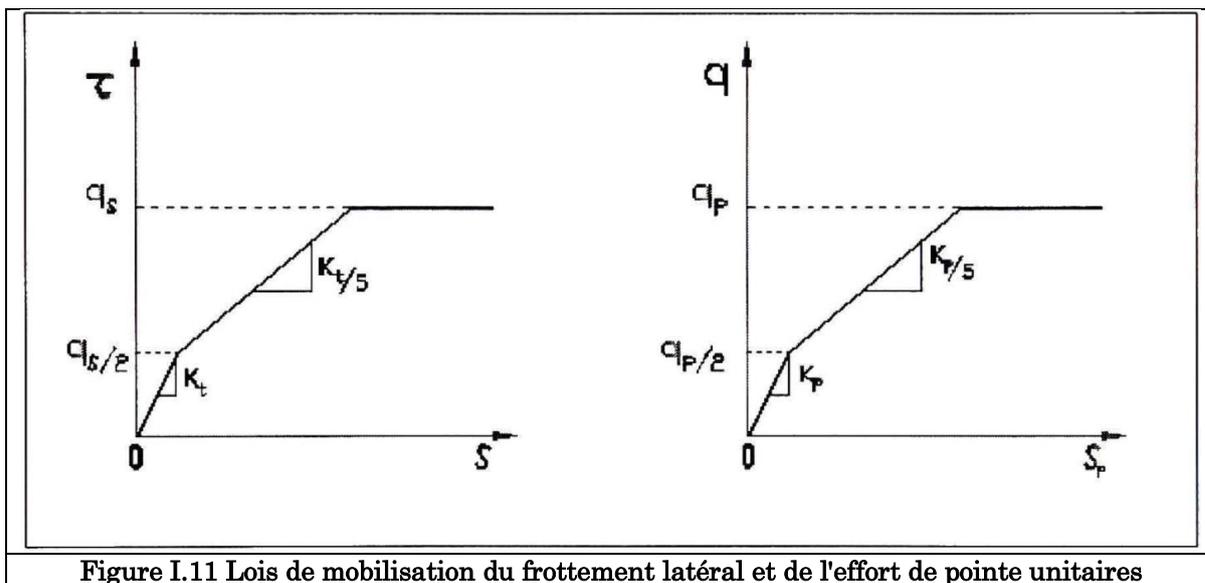


Figure I.11 Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires

I.4.5 Estimation du tassement par les méthodes numériques

I.4.5.1 Méthode des courbes de transfert (méthode t-z)

Principe

Comme il a été déjà cité auparavant cette méthode se base sur la définition de courbes reliant la contrainte de cisaillement sur la surface latérale du pieu τ , au déplacement vertical du tronçon de pieu w_z , et ce à différentes profondeurs. La construction de ces courbes t-z se base sur des données récoltées au cours d'essais de chargement de pieux instrumentés in-situ ou d'essais en laboratoire sur des pieux modèles, ou encore à partir d'essais in-situ (CPT, PMT, etc.)

La méthode t-z peut être mise en œuvre de différentes manières. Par exemple, elle peut se baser sur la discrétisation du pieu en une série de segments. La Figure (I.12) montre que le pieu a été discrétisé en 3 segments pour des raisons de simplicité. La méthode se base sur la résolution de l'équation d'équilibre (1.28) d'un tronçon de pieu en compression.

$$E_p A \frac{d^2 w_z}{dz^2} - \pi D \tau(w_z) = 0 \tag{I.29}$$

Les principales étapes d'une méthode de résolution numérique de la méthode t-z utilisée par (Poulos, 1980) peuvent être résumées de la manière suivante :

- 1. Le raisonnement commence par imposer un petit déplacement en pointe w_b du segment 3 sur la (Fig. 1.11) La résistance en pointe est alors calculée approximativement en utilisant par exemple la théorie de Boussinesq et en considérant la base du pieu comme étant une section rigide et circulaire.
- 2. A mi-hauteur du segment 3, un déplacement w_{z3} est considéré arbitrairement (par exemple w_{z3} est pris égal à w_b). A partir de la Figure I.12) courbe t-z correspondant à la profondeur du segment 3, la valeur de la contrainte de cisaillement autour du tronçon de pieu τ_3 est récupérée. L'équilibre des forces appliquées sur l'élément 3 permet ensuite de calculer l'effort en tête du tronçon Q_3 .
- 3. En supposant que la charge au sein du petit segment 3 varie linéairement et en considérant que le pieu a un module d'Young E_p , la déformation élastique $\Delta w'_{z3}$ à

mi-hauteur du segment est ainsi calculée. La somme de $\Delta w'_{z3}$ et de w_b donne la nouvelle valeur de déplacement w'_{z3} à mi-hauteur du segment 3.

- 4. Les deux valeurs w'_{z3} et w_{z3} sont comparées. Si la valeur calculée w'_{z3} ne coïncide pas avec w_{z3} à une tolérance près, une nouvelle valeur de w_b est imposée et le calcul est repris. Si la tolérance est respectée, le calcul passe au deuxième segment de pieu jusqu'à l'obtention de la charge en tête Q_0 et du déplacement en tête w_{z0} . Le processus de calcul est repris pour différentes valeurs de déplacements en pointe jusqu'à obtenir une série de valeurs de Q_0 et de w_{z0} . Ces valeurs sont ensuite utilisées pour tracer la courbe de charge/enfoncement.

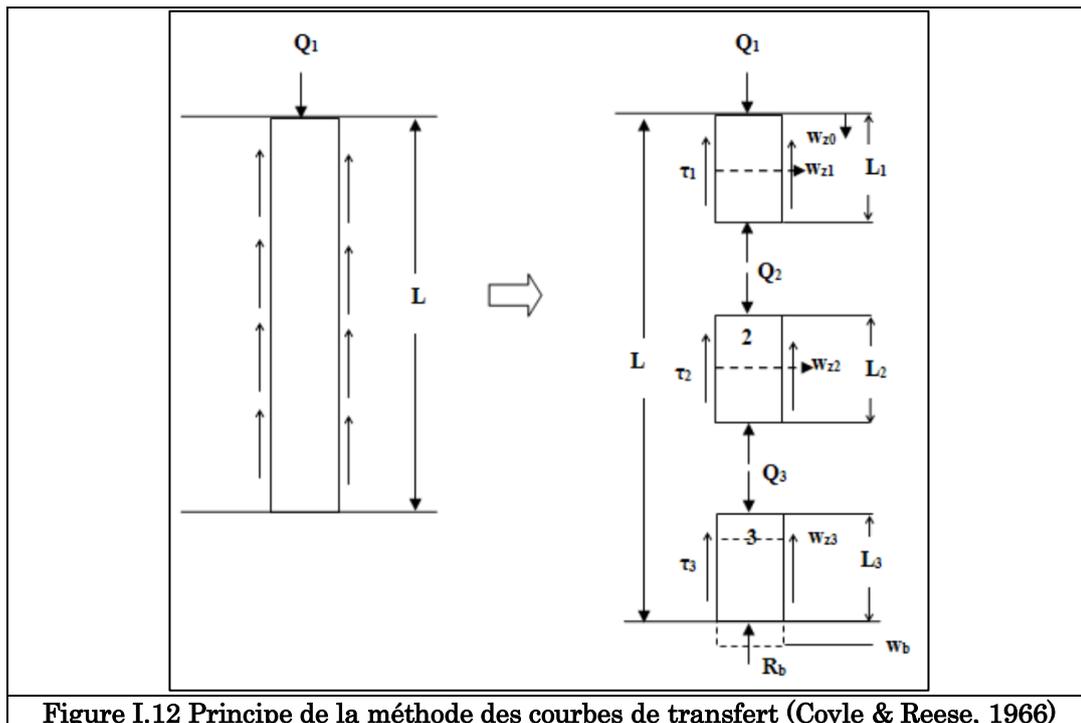


Figure I.12 Principe de la méthode des courbes de transfert (Coyle & Reese, 1966)

La méthode $t-z$ a été largement utilisée pour l'estimation du déplacement d'un pieu sous chargement axial et d'après (Frank et Zhao, 1982 ; Maleki, 1995). Ses résultats sont considérés comme satisfaisants.

I.5 Effet de groupe

Le comportement d'un pieu faisant partie d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cette différence s'explique par l'effet de l'installation et celui de l'interaction entre les pieux. En effet, le battage des pieux provoque une altération des paramètres du sol qui est différent de celui qui est produit dans le cas d'un pieu isolé. La charge appliquée sur un pieu a une influence directe sur le comportement des autres pieux en termes d'efforts et de déplacements. Cette interaction peut être évaluée à partir de méthodes théoriques, semi-empiriques, ou à partir de la méthode numérique (MEF). L'application de cette dernière doit tenir compte des lois de comportement du sol qui sont souvent mal connus et de l'état initial du sol après l'installation des pieux. (Bakour, 2008)

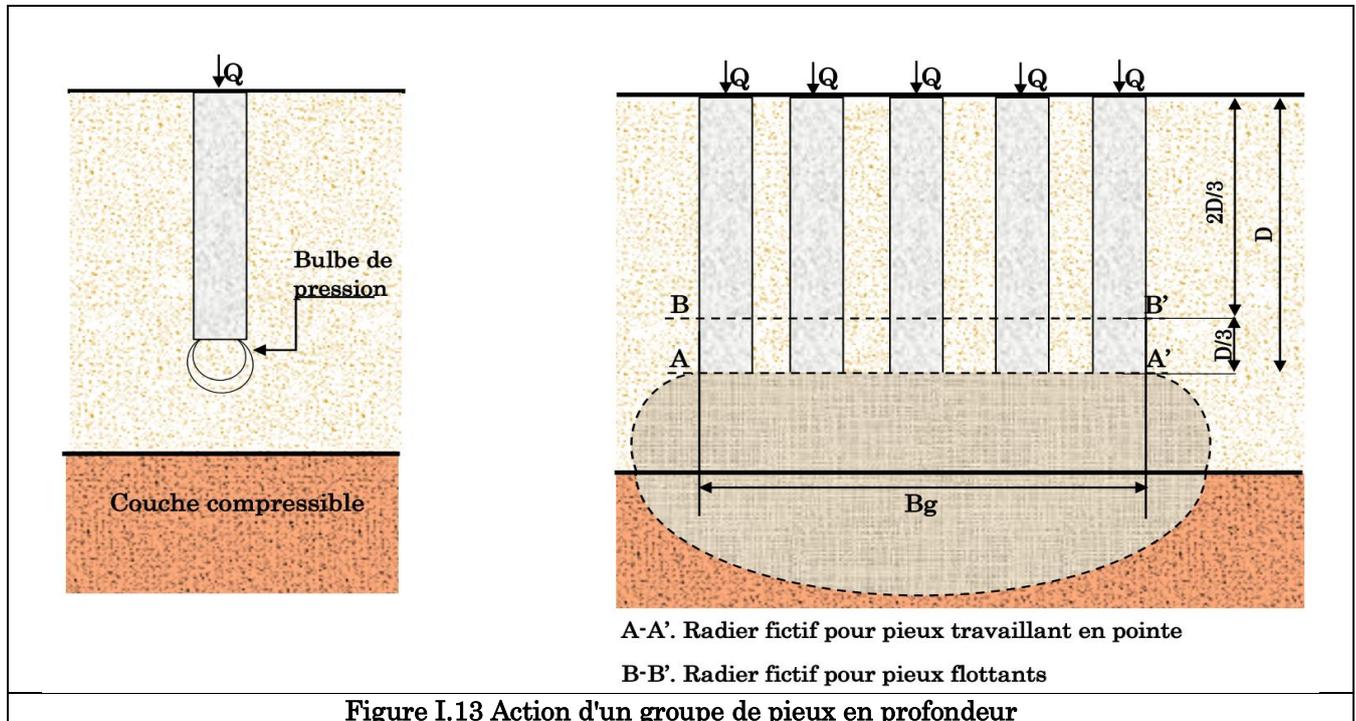
I.5.1 Effet du groupe sur la capacité portante

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme étant isolé. En effet, il arrive que la charge limite globale Q_u^g d'un groupe

contenant n pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe Q_{ui} considérés comme isolés. Le coefficient d'efficacité C_e du groupe de pieux se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_u^g}{\sum Q_{ui}} \quad (I.30)$$

Par ailleurs, la transmission des contraintes en profondeur sous un groupe est différente de celle sous un pieu isolé. Il y a en effet interférence des contraintes induites par chaque pieu et un effet radier apparaît. (Philipponnat, 2007)



La Figure I.13) montre qu'une couche compressible profonde qui n'est pas ou peu sollicitée par un seul pieu, peut poinçonner ou tasser sous l'effet d'un groupe de pieux. Si les pieux sont flottants, Terzagui d'après (Bouafia, 2009) , a montré que la répartition des contraintes en profondeur peut être estimée en assimilant le groupe de pieux à un radier fictif situé au tiers inférieur de la longueur des pieux (A-A' :Figure I.13))

Selon Frank (1999), l'effet du groupe se manifeste surtout dans le cas de pieux flottants, et il est négligeable pour les pieux travaillant en pointe. En cas de pieux courts installés par refoulement dans les sols sableux lâches, il est recommandé de considérer une diminution linéaire de C_e de 1.5 à 1 pour d/B variant respectivement de 2 à 4. Pour un important groupe de pieux longs, C_e est à diminuer de 2 à 1 pour d/B variant respectivement de 2 à 6.

Sur le plan réglementaire, fascicule 62 prescrit les règles suivantes:

a) Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant :

L'effet de groupe est à négliger, ce qui mène à donner la valeur 1 au coefficient d'efficacité.

b) Groupe de pieux dans un sol cohérent :

Le coefficient d'efficacité est le plus petit des deux valeurs suivantes:

- Valeur de C_e donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi. Il s'agit de considérer le groupe de pieux et le sol entre les pieux comme une fondation monolithique et massive ayant une section droite et un périmètre égaux à ceux du groupe, et une fiche égale à celle des pieux. Cette fondation sera calculée comme si elle est isolée, selon les méthodes vues précédemment, et on obtient ainsi la charge limite du groupe.
- Valeur donnée par les formules suivantes :

$C_e=1$ si $d/B > 3$,

$C_e=(1+ d/B)/4$ si $1 < d/B < 3$.

Avec d : entre-axe des pieux

c) Groupe de pieux dans un sol pulvérulent

En cas d'un groupe de pieux mis en place sans refoulement du sol et celui d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant dense à très dense, C_e doit être le minimum de valeurs suivantes: celle donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi et celle donnée par la formule de Converse Labarre. En cas d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant lâche, C_e est à prendre, pour des raisons de sécurité, égal à 1 (M.E.L.T, 1993). La formule de Converse-Labarre, applicable pour des pieux identiques, verticaux et régulièrement espacés, donne le coefficient C_e en fonction des paramètres géométriques du groupe, comme suit:

$$C_e = 1 - 2 \frac{\arctg(B/d)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (I.31)$$

Où d , m et n sont respectivement la distance entraxes des pieux, le nombre de rangées et le nombre de pieux par rangée. Cette formule montre que l'effet du groupe disparaît pour un pieu isolé ($m=n=1$) ou pour un espacement infini entre les pieux ($d/B=\infty$). En outre, dans un groupe carré de pieux ($n=m$), en augmentant l'espacement d de 3 à 7 diamètres, C_e augmente en moyenne de 0.71 à 0.85, soit de 20% seulement, en dépit d'une augmentation considérable dans le coût des fondations.

De plus que la vérification de l'effet de groupe sur la capacité portante, il convient de vérifier la sécurité vis-à-vis de la rupture et les tassements pour le groupe de pieu.

I.5.2 Prévision des tassements pour un groupe de pieux

I.5.2.1 Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable

Ces méthodes sont utilisées dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. Ce sont des méthodes conservatrices (Bakour, 2008).

• Méthode de Vesic :

(Vesic, 1977) a recommandé de calcul le tassement par la formule suivante

$$S_G = S * \sqrt{\frac{B}{b}} \quad (I.32)$$

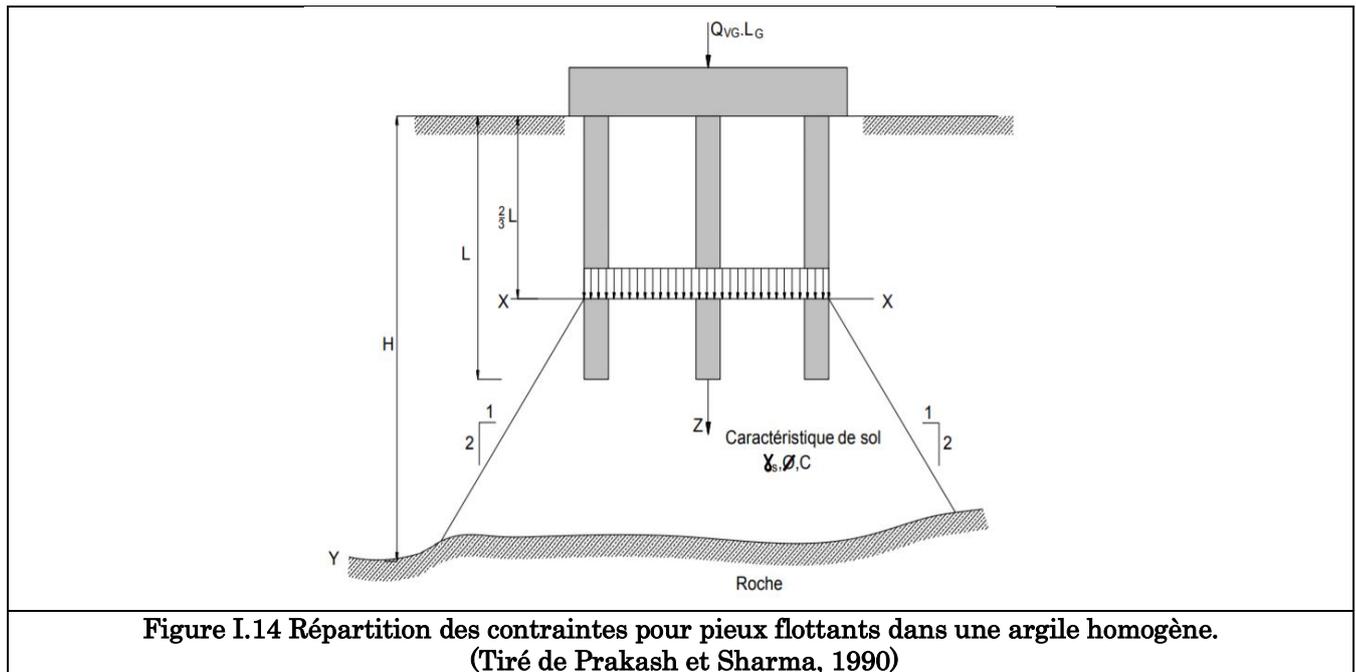
B : largeur de groupe de pieux (en plan) ; et b : diamètre de pieu isolé.

S_G et S sont respectivement le tassement d'un groupe de pieux et pieu isolé.

I.5.2.2 Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- La contrainte admissible est égale à $q_{adm} = \frac{Q_{adm}^G}{L_G * B_G}$ et est transférée au 2/3 de la longueur des pieux (L), le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.
- q_{adm} est calculé en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2.
- q_{adm} est appliquée sur une couche d'épaisseur de $(H - 2/3L)$, avec H = épaisseur de la couche (Figure I.14)
- Enfin, le calcul se fait:
 - soit par la méthode œdométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante;
 - soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est raide et surconsolidée.



I.6 CONCLUSION

Dans cette recherche bibliographique, nous avons pu décrire la réponse d'un pieu soumis à une sollicitation axiale statique et de présenter les méthodes permettant de calculer la portance et le tassement d'un pieu. Si les méthodes de calcul de portance ont été souvent analysées et confrontées à un grand nombre de résultats expérimentaux afin de valider leur fiabilité, les méthodes de calcul de tassement n'ont pas suscité un intérêt comparable. Cependant, le dimensionnement correct d'un pieu requiert une estimation adéquate à la fois de la capacité portante et du déplacement en tête d'un pieu. Cela nous a permis de d'acquérir les connaissances nécessaires dont on aura besoin pour les prochains chapitres.

Le chapitre suivant présentera une synthèse des résultats d'une base d'essais (in situ et au laboratoire) qui nous serviront pour le calcul de la capacité portante à travers les méthodes citées dans ce présent chapitre.

CHAPITRE II

Caractéristiques géologiques et géotechniques du site du minaret de la grande mosquée d'Alger

II.1 INTRODUCTION

L'identification des différentes caractéristiques des sols est une démarche essentielle pour le bon déroulement des études géotechniques qui se font maintenant de plus en plus souvent par des moyens de calculs numériques (éléments finis, différences finies...)

La présente synthèse des différents essais effectués sur le site du minaret de la grande mosquée d'Alger nous permettra non seulement de connaître les caractéristiques (physiques, mécaniques ...) des différentes couches du sol du site mais aussi d'extraire les données nécessaires pour la modélisation dans le quatrième chapitre.

Dans ce qui suit, nous nous intéressons à la caractérisation géotechnique de la zone du Minaret de la grande mosquée d'Alger. Pour ce faire, nous avons procédé à une synthèse des données récoltées lors des essais réalisés au sein de l'assiette du présent projet. L'objectif recherché est la détermination des paramètres physiques et mécaniques des couches de sol par les différentes méthodes d'essais de laboratoire et in situ. Le calcul de la capacité portante par les deux méthodes (pressiométrique (c, φ)) est envisagé dans la fin de ce chapitre .

II.2 Données générales

II.2.1 Présentation de l'ouvrage

La Grande mosquée d'Alger ou Djamaa el-Djazair est une mosquée située à la capitale d'Algerie (Alger). Il s'agit de la plus grande mosquée d'Afrique et de la troisième plus grande mosquée du monde après celle de La Mecque et de Médine. La mosquée est achevée en avril 2019. Sa construction a duré 7 ans et a coûté 2 milliards de dollars (d'après le journal le matin d'Algérie). Depuis son lancement, le projet a été ouvertement critiqué quant à la résistance de son minaret face à un séisme majeur. En effet certains avaient fait planer le doute sur la faisabilité d'un édifice aussi haut sur un terrain argileux et marécageux ; Des rumeurs laissaient entendre que la taille du minaret serait peut-être revue à la baisse mais sans tarder les sismologues et les responsables ont mis fin à ces dernières en affirmant que « la taille du minaret restait à 265 mètres »

Outre le minaret, la grande mosquée comprend onze (11) bâtiments indépendants disposés sur un terrain d'environ vingt (20) hectares avec une surface brute de plus de quatre cent mille (400000) m².

II.2.2 Situation géologique et topographie du site

a) Situation topographique

Le projet de la grande mosquée est situé à 10 kilomètres à l'est d'Alger et à 1 kilomètre de la Mer Méditerranée. Elle est localisée dans la commune de Mohammadia. De point de vue topographique, l'assiette du projet présente une légère pente vers le Nord.

Les coordonnées UTM approximatives du centre du site sont :

$$X = 512\ 511.00 \text{ m}$$

$$Y = 4\ 064\ 916.00 \text{ m}$$



Figure II.1 Zone du minaret de la grande mosquée d'Alger vue du ciel (tirée de Google earth)

b) Géologie Régionale

La grande mosquée a été bâtie sur un terrain géologique présentant des sédiments superficiels et profonds situés sur la berge orientale de l'Oued El Harrach et non loin de la rive de la baie d'Alger. La terrasse alluviale, située sur le versant oriental de l'Oued El Harrach, est constituée par des alluvions déposées par le cours d'eau qui se déverse dans la Méditerranée. Les concepteurs du projet ont pris en compte la structure du delta de l'Oued El Harrach pour sa sécurisation parasismique. La diagenèse des sédiments de l'Oued El Harrach leur a permis d'être transformés en roches sédimentaires situées à faible profondeur. Cette faible profondeur a donné une consistance aux fondations de la mosquée et de son minaret en donnant un degré de liberté aux isolateurs sismiques qui protègent les bâtiments de ce complexe islamique. (Affadine, 2017)

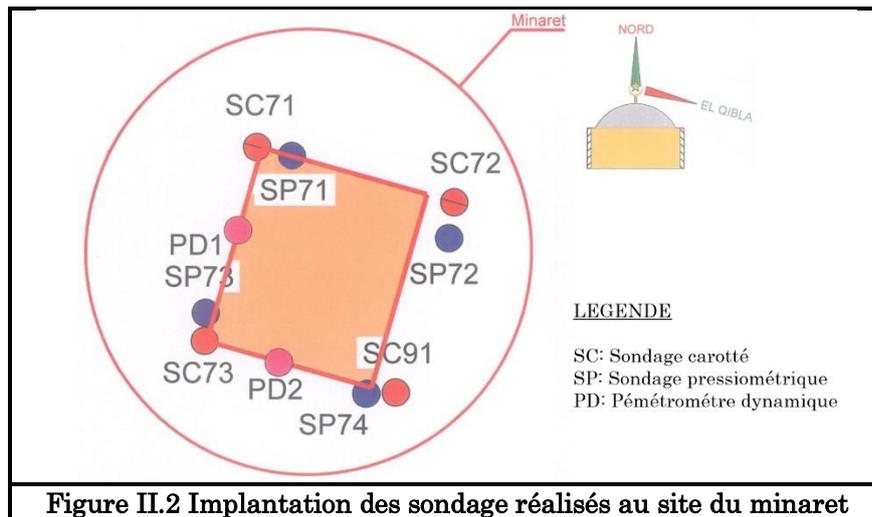
II.2.3 Sismicité

La grande mosquée a été construite en respectant les paramètres modernes parasismiques pour sécuriser ce complexe d'envergure grâce au génie parasismique. Puisque le site algérois où est implantée cette mosquée est le siège d'une activité sismique à cause de failles actives mises en évidence par les campagnes marines effectuées entre 2003 et 2005, le système parasismique de l'édifice est conçu pour la **zone III** au vu de son aléa sismique élevé. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur. (RPA 99 version 2003)

II.3 Résultats de l'investigation au niveau du Minaret

Le site d'essai a fait l'objet d'une reconnaissance spécifique (dont l'emplacement est présenté dans la Figure II.2), comportant plusieurs volets :

- Quatre sondage carotté **SC71, SC72, SC73 et SC91**;
- Quatre sondage pressiométriques **SP71, SP72, SP73 et SP74** ;
- Essais **SPT**;
- Essais en laboratoire.



Dans ce qui suit nous procéderons à une synthèse des résultats des essais au laboratoire effectués sur les échantillons récupérés des différents sondages carottés ainsi que les résultats des sondages pressiométriques.

II.3.1 Levés piézométriques

Les résultats de la campagne piézométrique montrent la présence d'eau à partir de moins (-2.00m) par rapport au **NGA**, par conséquent, il est préconisé de prendre ceci en considération dans le calcul et la détermination des paramètres influencés par la présence d'une pression interstitielle

II.3.2 Sondages carottés

Le principe des sondages carottés est de venir découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. L'ensemble des sondages montre la succession lithologique suivante :

- Un recouvrement superficiel constitué essentiellement de limons, sable avec quelques passages consolidés et remblai hétérogène par endroits.
- Une couche d'argile et/ou marne localisée au niveau des sondages **SC71 et SC72**.
- Une alternance d'alluvions fines formées essentiellement de sable et limons avec un peu graviers enrobés dans une matrice argileuse, avec des alluvions grossières dont, en plus des sable, limons, graviers, on note la présence de cailloux, galets et un peu de blocs.
- Une formation marneuse, souvent sableuse, grisâtre, interceptée à partir de 38.00m de profondeur. On tient à noter quelques passages sableux au niveau de la formation marneuse.

La Figure II.3) résume les différentes formations traversées pour le sondage **SC71** :

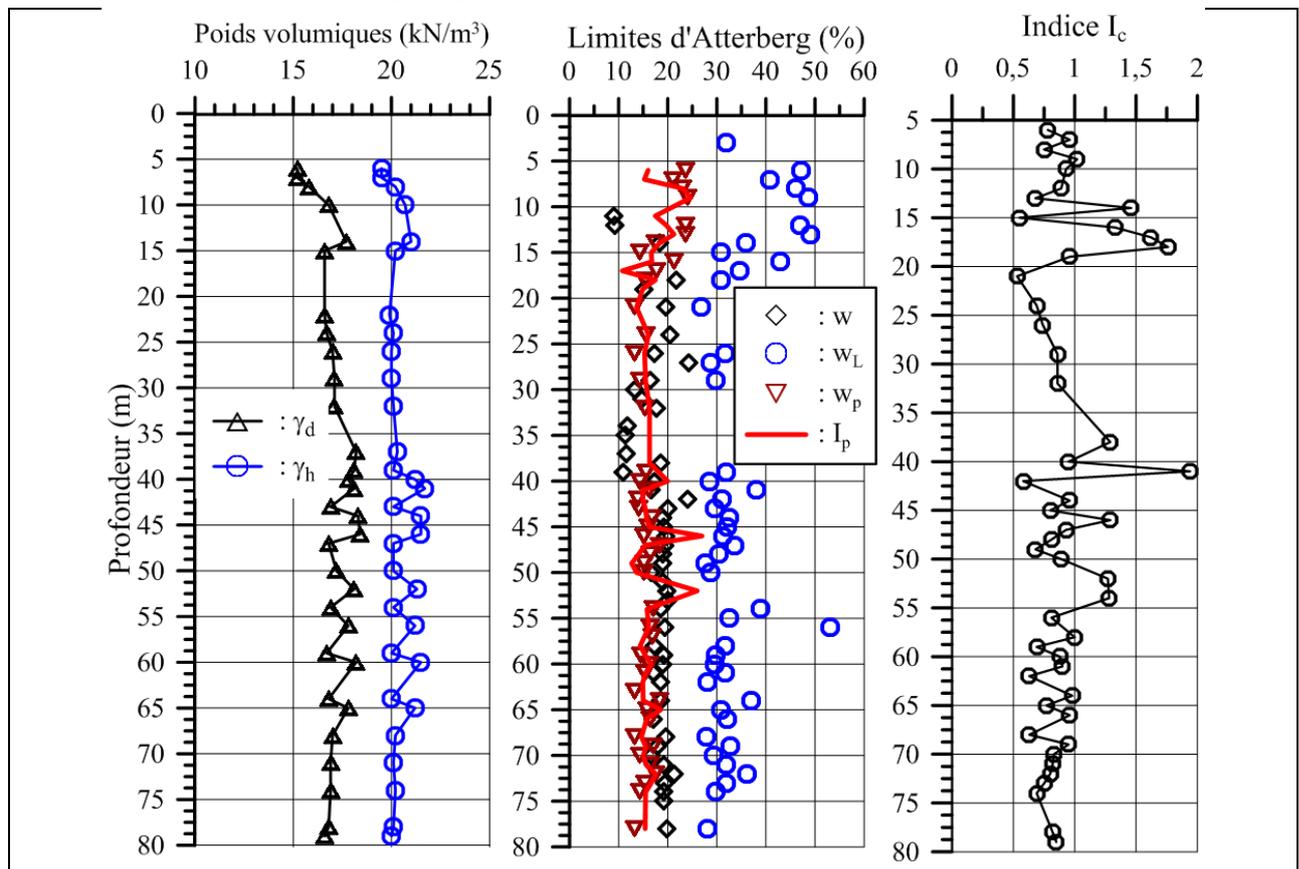
Prof(m)	COUPE	DESCRIPTION	Prof(m)	COUPE	DESCRIPTION	Prof(m)	COUPE	DESCRIPTION
0,0		Sable fin limoneux graveleux rougeâtre	27,0		Sable limoneux peu plastique dur brunâtre peu graveleux	51,0		Marne sableuse grisâtre peu plastique
1,5		Limon argileux rougeâtre peu graveleux	28,5			52,5		
3,0		Sable moyen a grossier avec galets et graviers	30,0		Sable fin neu argileux brunâtre	54,0		
4,5			31,5			55,5		
6,0			33,0		Sable argileux peu plastique dure brunatre peu graveleux	57,0		
7,5		Argile marneuse peu plastique ferme brunâtre devenant sablo graveleuse entre 9,10-9,30	34,5			58,5		
9,0			36,0			60,0		
10,5			37,5			61,5		
12,0		Marne grisâtre peu plastique ferme, avec débris de coquilles	39,0		Marne sableuse grisâtre peu plastique	63,0		
13,5			40,5			64,5		
15,0			42,0			66,0		
16,5			43,5			67,5		
18,0		Argile brunâtre a rougeâtre graveleuse avec trace d'organisme	45,0			69,0		
19,5			46,5					
21,0		Sable moyen a fin peu argileux peu plastique très ferme brunâtre	48,0					
22,5			49,5					
24,0			51,0					
25,5								

Figure II.3 Lithologie du site du minaret de la grande mosquée d'Alger (SC71)

Les essais réalisés au laboratoire sur les échantillons paraffinés ont porté essentiellement sur :

- Essais physiques et identifications ;
- Essais mécaniques ;

La présentation des résultats des différents essais se fera sous forme de courbes illustrant la variation de ces caractéristiques pour les différentes formations traversées.



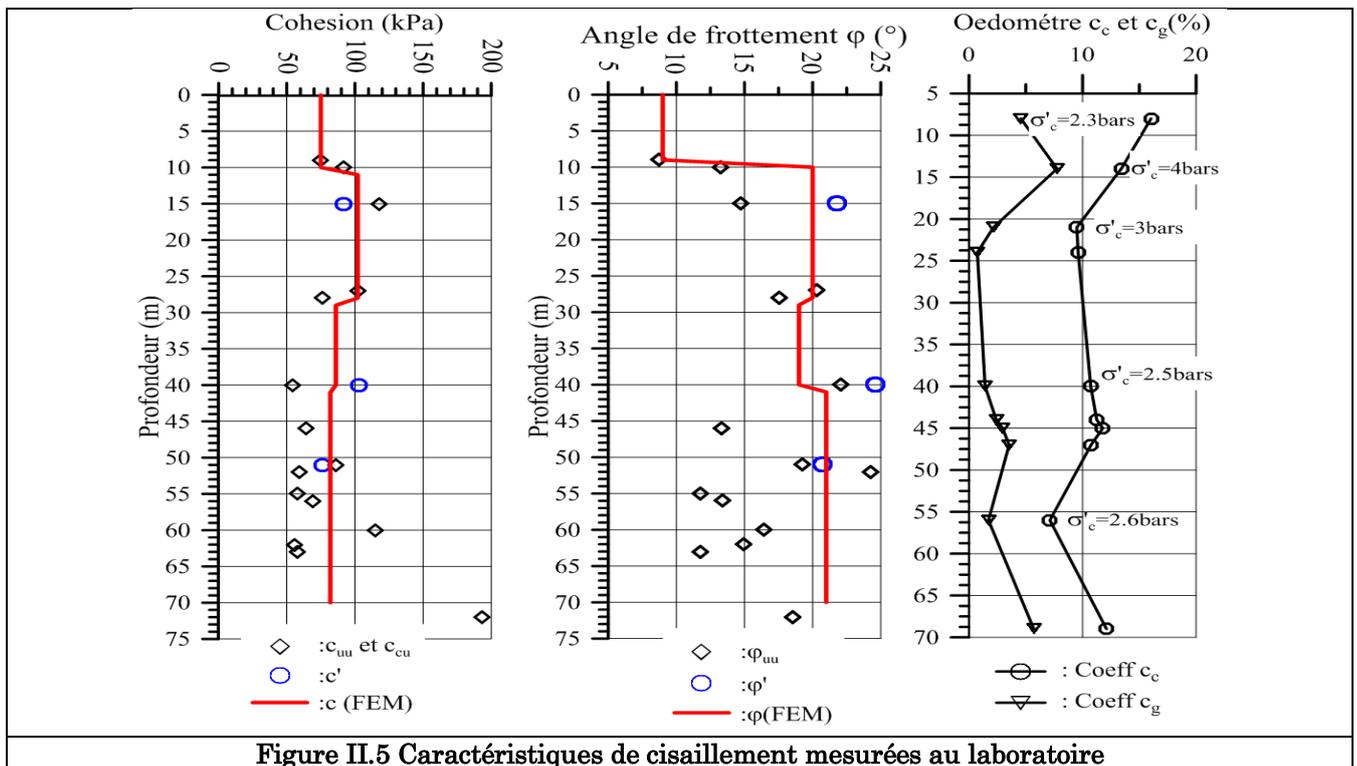


Figure II.5 Caractéristiques de cisaillement mesurées au laboratoire

II.3.2.1 Interprétation des résultats

L'analyse des différents essais au laboratoire a permis de mettre en évidence les principales caractéristiques des formations traversées :

Un dépôt limoneux sur lequel on a pu effectuer qu'une analyse granulométrique montrent un sol grenu.

Un sable caractérisé par une densité sèche (γ_h) variant entre $1,66t/m^3$ et $1,71t/m^3$. D'après les limites d'Atterberg, le sol est peu plastique, ferme, dur et non gonflant.

Une argile d'une densité sèche de $1,55t/m^3$ peut dense. Les limites d'Atterberg montre un sol peu plastique, ferme et dur. Le sol est notamment caractérisé par une compressibilité moyenne ayant un caractère gonflant.

Une marne de densité sèche variant de $1,77 t/m^3$ à $2,1t/m^3$, cela signifie que le sol est très dense. Concernant les limites d'Atterberg, ces dernières montrent un sol peu plastique, ferme à dur ayant un caractère gonflant.

Pour ce qui des caractéristiques de cisaillement, la cohésion montre une variation entre les différentes couches allant de 82 KPa à 102KPa. Concernant l'angle de frottement, ce dernier montre la même variation que la cohésion avec des valeurs allant de 9° à 21° . Cela nous mène à conclure que le sol présente une bonne résistance au cisaillement.

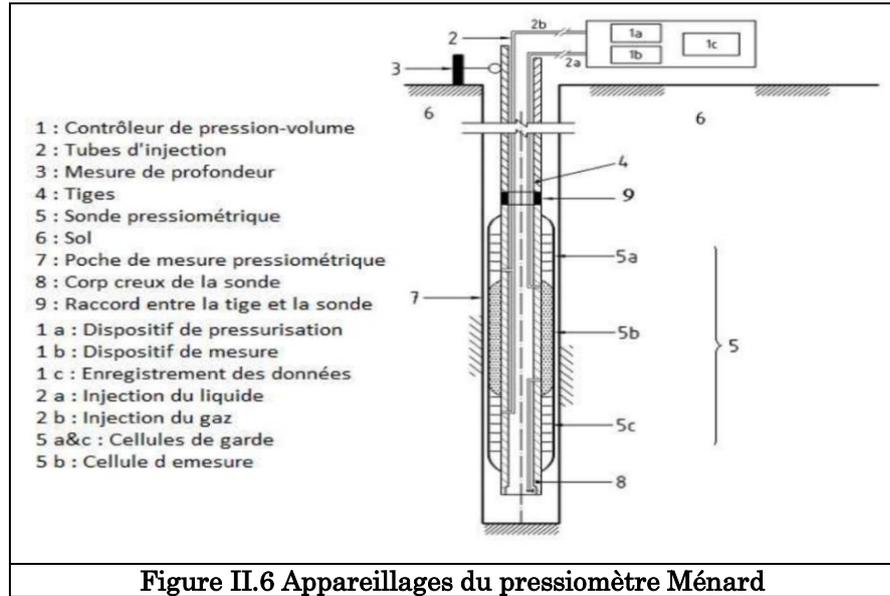
II.3.3 Sondage pressiométrique

Etant le seul essai permettant de mesurer à la fois une caractéristique de déformation (E_M) et une caractéristique de résistance P_l , l'essai pressiométrique est une étape indispensable permettant d'apprécier la raideur et la résistance limite d'un sol. L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois (3) caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

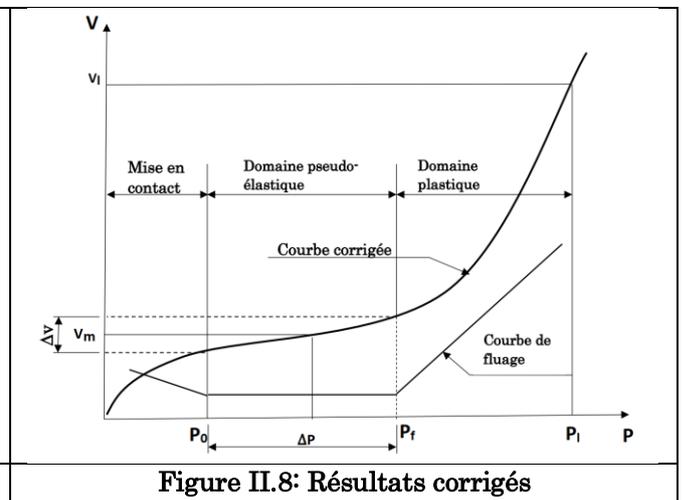
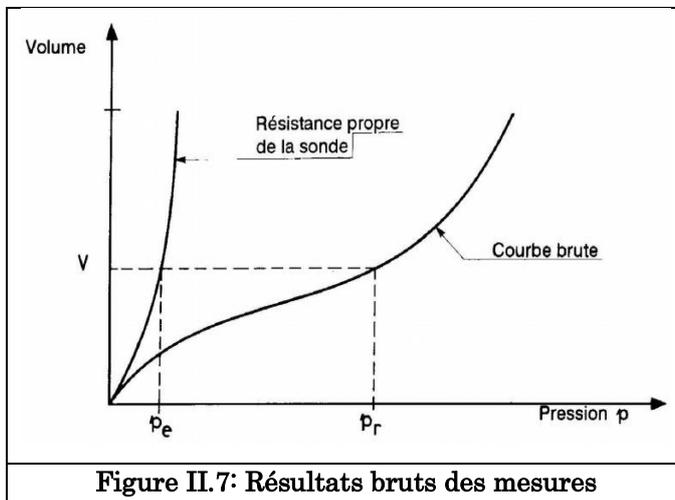
- Le module pressiométriques E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- La pression limite P_l qui caractérise la résistance à la rupture du sol ;

- Pression du fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.



Les différentes phases de cet essai sont :

- Etalonnage de la sonde pressiométrique : essai de calibrage et essai d'inertie.
- Réalisation de l'essai pressiométrique : l'obtention d'une courbe brute en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression.
- Exploitation des résultats de l'essai pressiométrique : courbe corrigée et caractéristiques pressiométrique (pression limite nette, pression de fluage nette et module pressiométrique)



II.3.3.1 Résultats de l'essai PMT

Les courbes présentés ci-dessus illustrent la variation des caractéristiques calculées à partir des résultats des différents sondages :

Les courbes Figure II.9-(a)) de la pression limite présentent des allures similaires cela indique que la répartition des caractéristiques à travers les différents sondages est homogène. Les valeurs de (P_i^*) augmentent progressivement en fonction de la profondeur jusqu'à atteindre des valeurs maximales de 90 bars. Quant au module (E_M) Figure II.9-(b)), ce dernier présente une variation allant de 20 jusqu'à 2000 bars soit 200MPa. Les valeurs de ce dernier pour l'ensemble des sondages, sont plus au moins proches. Les valeurs du rapport (E_M/P_L) Figure II.9-(c)) varient entre 2 et 30. L'ensemble de paramètres pressiométriques, indiquent qu'on a à faire a un sol hétérogène. Selon la classification de (L. Ménard), nous avons en premier lieu un passage de limons et argiles

normalement consolidés jusqu'à une profondeur de 10m, en deuxième lieu, un mélange de sables, argiles et marnes normalement consolidés se manifeste jusqu'à 40m de profondeur, au-delà de cette dernière, on remarque une présence d'une marne grisâtre normalement à sur consolidée. La Figure (II.9) montre les valeurs de E'_s (module élastique du sol) corrélées par le module pressiométrique E_M , ces dernières nous serviront comme caractéristiques du modèle (EF) au (chapitre4).

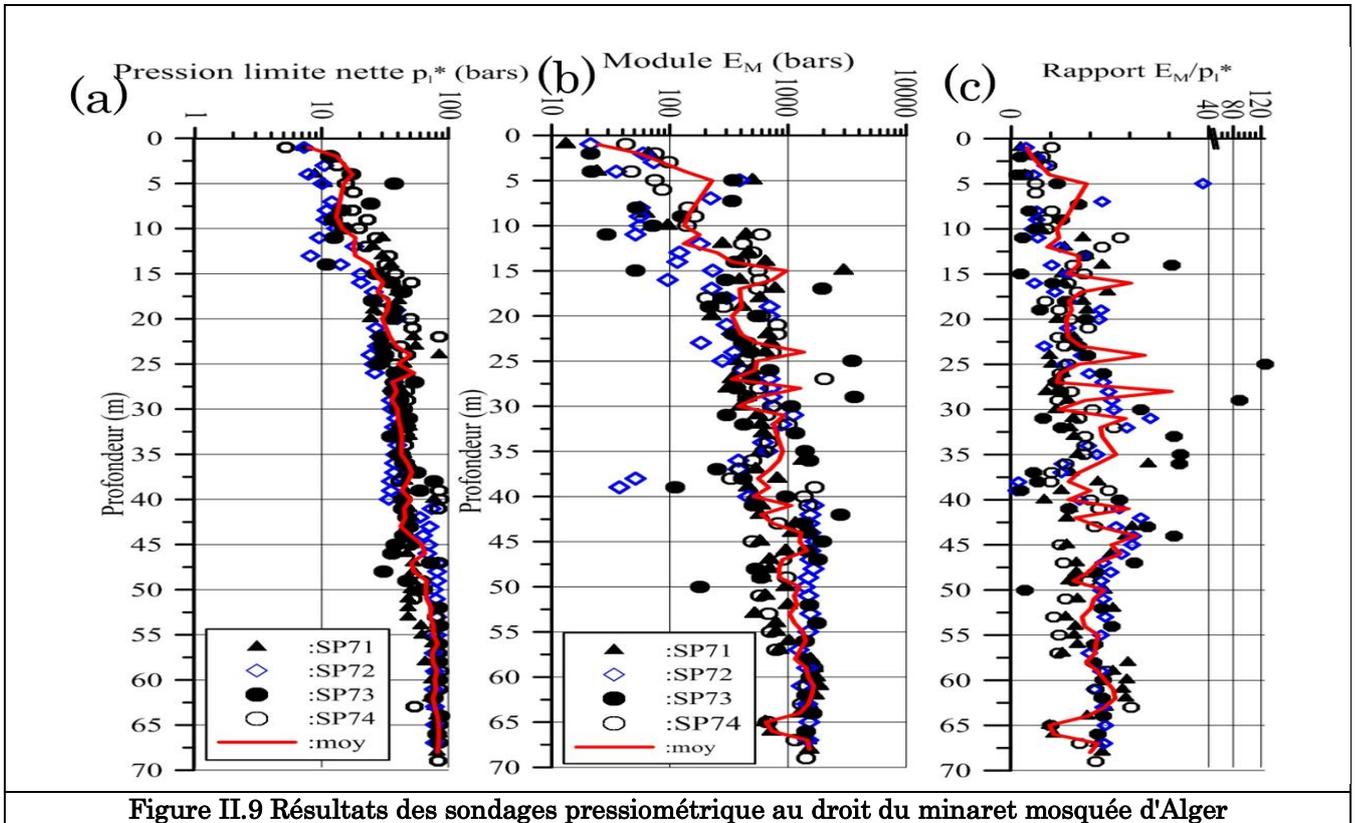


Figure II.9 Résultats des sondages pressiométrique au droit du minaret mosquée d'Alger

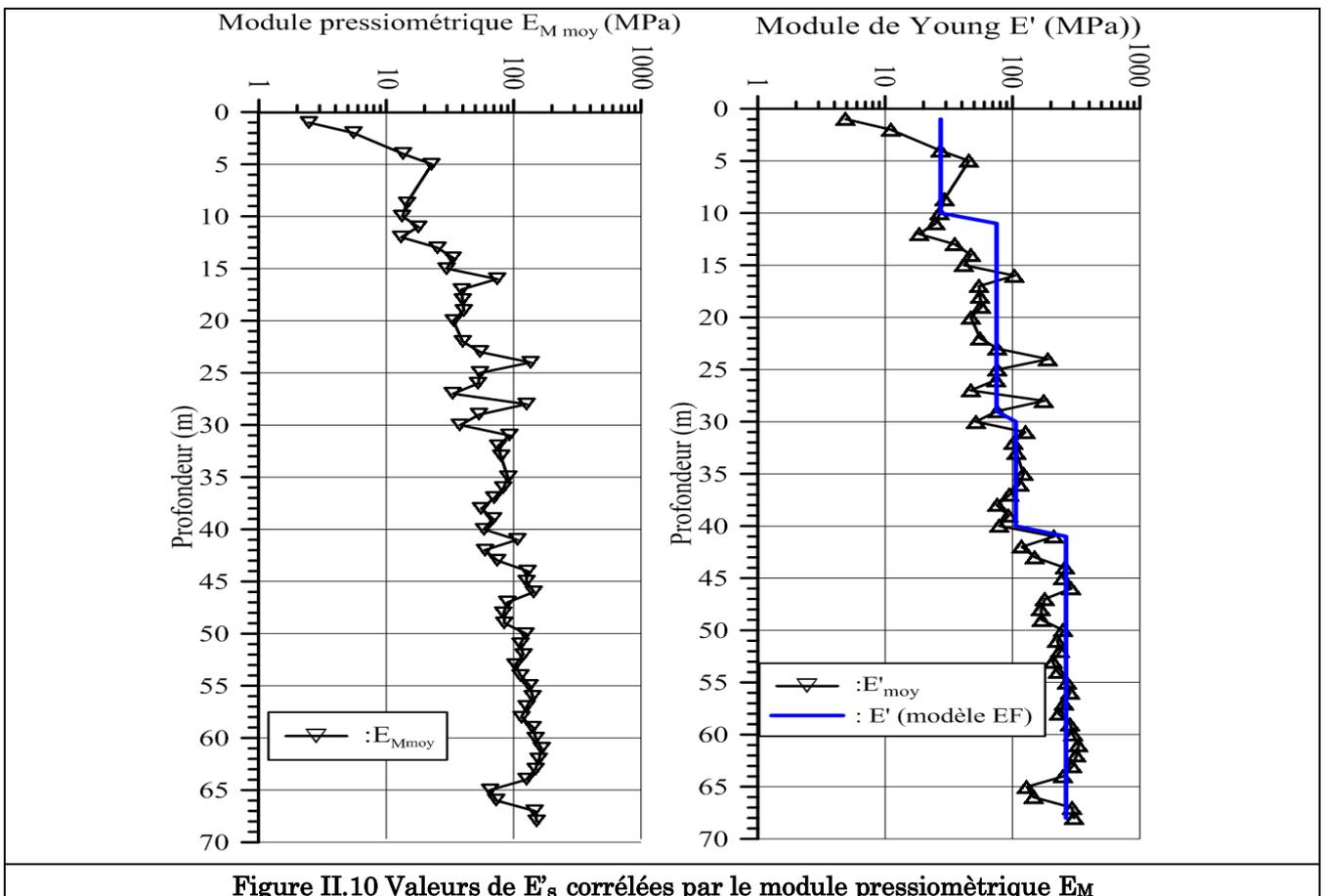


Figure II.10 Valeurs de E'_s corrélées par le module pressiométrique E_M

II.4 Exploitation des résultats

Le chargement vertical d'un pieu se traduit par la mobilisation d'une pression verticale q_p en pointe, et des contraintes de cisaillement τ_z le long de fut du pieu, appelées contraintes de frottement latéral. Dans le chapitre précédent nous avons cité les différentes méthodes qui nous permettent de déterminer ces dernières en exploitant les résultats des essais in situ et au laboratoire.

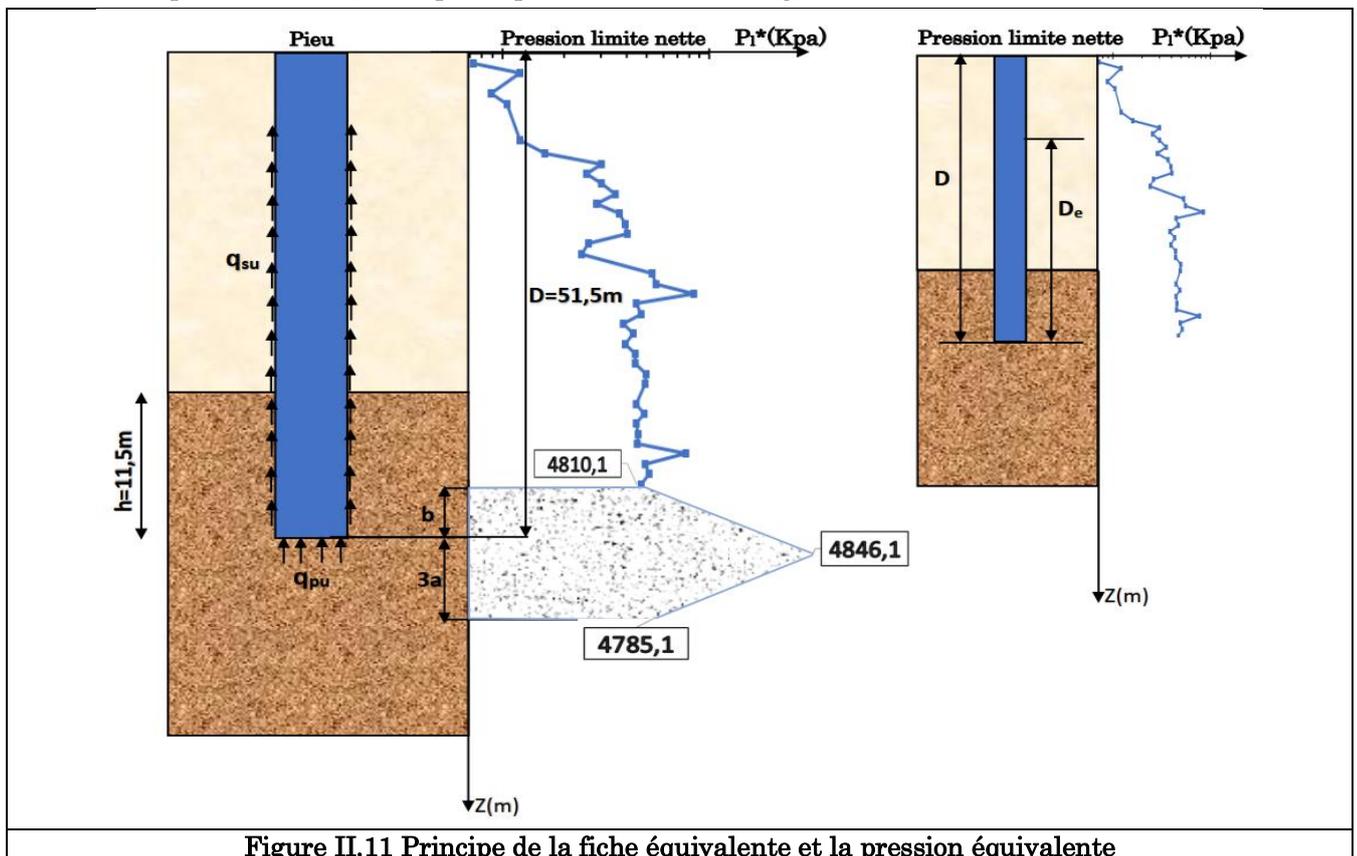
Dans cette section nous allons exploiter ces approches pour l'estimation de la capacité portante d'un pieu d'une fiche de $D= 51,5m$ et d'un diamètre de $B=1m$ à partir des résultats des différents sondages pressiométriques ainsi que les résultats des essais au laboratoire afin de comparer avec les valeurs obtenues par l'essai de chargement statique.

II.4.1 Calcul de la capacité portante à partir des résultats du PMT

Dans ce qui suit nous allons exploiter les données du sondage pressiométrique SP71 pour détailler le chemin de calcul. Les résultats des autres sondages seront rapportés sous forme de tableau.

a- Terme de pointe

Vue l'hétérogénéité de notre sol nous allons d'abord calculer la pression limite équivalente P_{le}^* et la fiche équivalente D_e , leur principe est illustré en Figure II.11)



$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_{le}^*(z) dz \quad a=0,5m \quad b=0,5m$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{51}^{53} p_{le}^*(z) dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{2} \sum_{51}^{53} P_i^* \Delta h$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{2} \left[(4810,1 + 4846,1) \frac{1}{2} + (4846,1 + 4785,1) \frac{1}{2} \right] = 4821,85 \text{ KPa}$$

$$p_{le}^* = 4821,85 \quad \boxed{p_{le}^* = 48,2185 \text{ bars}}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \sum_0^{51,5} p_l^*(z) \Delta z$$

$$D_e = 37,91 \text{ m}$$

$D_e = 37,91 > 5B \Rightarrow$ Selon la classification du LCPC on est dans le cas d'un comportement d'une fondation profonde

$$q_{pu} = 1,8 * 4821,85 = 8679,33 \text{ KPa}$$

$$Q_{pu} = 0,785 * 8679,33$$

$$\boxed{Q_{pu} = 6813,27 \text{ KN}}$$

Le terme de pointe est de 6,813 MN

b- Terme de frottement

Afin d'éviter tout problème d'instabilité des couches superficielles de sol un revêtement temporaire a été mis sur les premiers 8,5 m. Ce qui fait que cette partie sera exclu dans le calcul du frottement latéral, car l'interface est lisse (Tube en acier).

$$Q_{su} = p \int_h q_s dz = \pi B \sum_{h_i}^{h_n} q_{su} \Delta h_i$$

$$\sum_{8,5}^{51,5} q_s h_i = 5040 \text{ KN} / m$$

$$Q_{su} = 3,14 * 5040 = 15825,6 \text{ KN}$$

$$\boxed{Q_{su} = 15825,6 \text{ KN}}$$

Le terme de frottement latéral est de 15,825 MN

L'effort vertical limite Q_u (charge ultime du pieu) qui correspond à la mobilisation de toute la résistance du sol est la somme de terme de pointe Q_{pu} et terme de frottement Q_{su}

$$Q_u = 6813,27 + 15825,6$$

$$\boxed{Q_u = 22638,87 \text{ KN}}$$

$$\boxed{Q_u = 22,64 \text{ MN}}$$

La charge de fluage

La charge de fluage est calculée selon les recommandations du DTR Algérien et Fascicule 62 titre V pour un pieu ne refoulant pas du sol (pieu foré simple) selon la formule :

$$Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$$

$$Q_c = 0,5 * 6813,27 + 0,7 * 15825,6$$

$$Q_c = 14484,55 \text{ KN}$$

$$Q_c = 14,484 \text{ MN}$$

La valeur de 14,484 MN traduit le début du phénomène de fluage du pieu, c'est à dire que pour une charge supérieure a Q_c la vitesse du tassement augmente considérablement.

La charge nominale

La charge nominale est la charge que peut supporter le pieu tout en demeurant stable vis-à-vis du sol elle est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} correspondant à la portance du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement entre le fût du pieu et le sol; des coefficients de sécurité respectifs de 3 et 2 seront appliqués aux termes de pointe et de frottement.

$$Q_n = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2}$$

$$Q_n = \frac{6813,27}{3} + \frac{15825,6}{2}$$

$$Q_n = 10183,89 \text{ KN}$$

Les charges admissibles

Les charges admissibles sont calculées à partir de Q_u et Q_c en leur appliquant des coefficients de sécurité déterminés par le DTR.BC.2.33.2 et Fascicule 62 titre V selon le Tableau II.1)

Les valeurs des charges indiquées dans le Tableau (II.1) sont utilisées pour le ferrailage et les vérifications de la stabilité de notre pieu.

Tableau II.1. Valeurs des coefficients de sécurité partiels suivant le DTR. BC.2.33.2 et le Fascicule 62		
Désignation des cas	DTR.BC.2.33.2	Fascicule 62 titre V
Etats limites ultimes(ELU)	$Q_a^{ELU} = Q_u/1,4$ $Q_a^{ELU} = 16170,62\text{KN}$	$Q_a^{ELU} = Q_u/1,4$ $Q_a^{ELU} = 16170,62\text{KN}$
Etats limites de services (ELS)	$Q_a^{ELS} = Q_c/1,4$ $Q_a^{ELS} = 10346,10\text{KN}$	$Q_a^{ELS} = Q_c/1,4$ $Q_a^{ELS} = 10346,10\text{KN}$
Etats accidentel (séisme) (ELA) RPA99 version 2003 ; p.81	$Q_a^{acc} = Q_u/1,25$ $Q_a^{acc} = 18111,096\text{KN}$	$Q_a^{acc} = Q_u/1,2$ $Q_a^{acc} = 18865,725\text{KN}$

Les valeurs des charges (ultime, fluage, nominale et admissible) concernant les sondages SP72, SP73, SP74 sont représentées dans la Tableau (II.1)

Tableau II.2 Tableau récapitulatif des différentes charges						
N° Sondage	Charge ultime (KN)	Charge de fluage (KN)	Charge nominale (KN)	Charges admissibles (KN)		
				ELS	ELU	ELA
SP72	27779,97	17161,8	11986,55	12258,5	19842,6	22224
SP73	26663,63	16446,09	11483,10	11747,2	19045,5	21331
SP74	23810,35	14793,97 sur	10344,11	10567,1	17007,4	19048

II.4.1.1 Discussion des résultats

La Figure II.12) présente la variation de la capacité portante pour les différents sondages réalisés sur le site. On remarque un écart assez important allant de 1115,37 KN entre le sondage SP72 et SP73 jusqu'à 5140,13 KN entre SP71 et SP73 cela se justifie par la distance qui sépare les lieux des sondages qui est de plus au moins 30m. Une telle distance a engendré une variabilité des propriétés mécaniques du sol des différentes formations traversées.

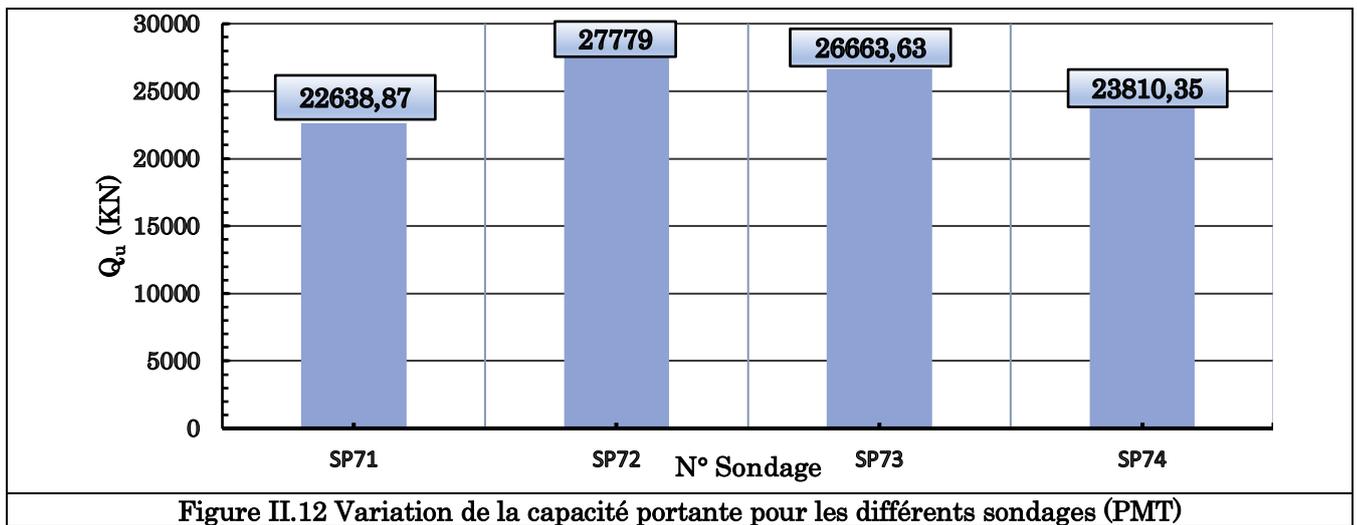


Figure II.12 Variation de la capacité portante pour les différents sondages (PMT)

La Figure II.13) illustre la distribution de la capacité portante en terme de pointe et en terme de frottement pour les différent sondages. On remarque une distribution assez homogène des termes de frottement et de pointe entre les différents sondages avec un écart de 10%. Cependant on constate une prédominance du terme de frottement à l'encontre de la pointe, cela est due aux valeurs élevées des pressions limites (P_1^*) ayant donné des courbes de frottements jusqu'à Q_4 .

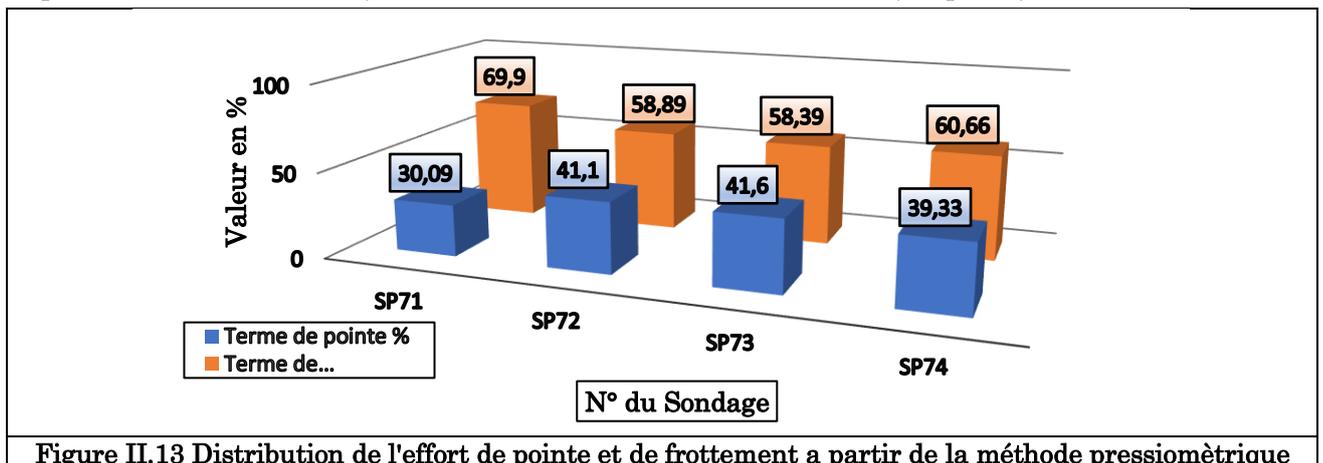


Figure II.13 Distribution de l'effort de pointe et de frottement a partir de la méthode pressiométrique

II.4.2 Calcul de la capacité portante à partir des paramètres mesures au laboratoire (c,φ)

La procédure appliquée est la même que pour le calcul à partir du PMT. Les résultats du sondage SC71 ont été exploités dans ce qui suit pour le calcul de la capacité portante d'un pieu ayant les mêmes caractéristiques que celui de la section précédente. (Pieu de l'essai de chargement)

La Figure II.14) regroupe la lithologie ainsi que les caractéristiques du sol des différentes formations traversées

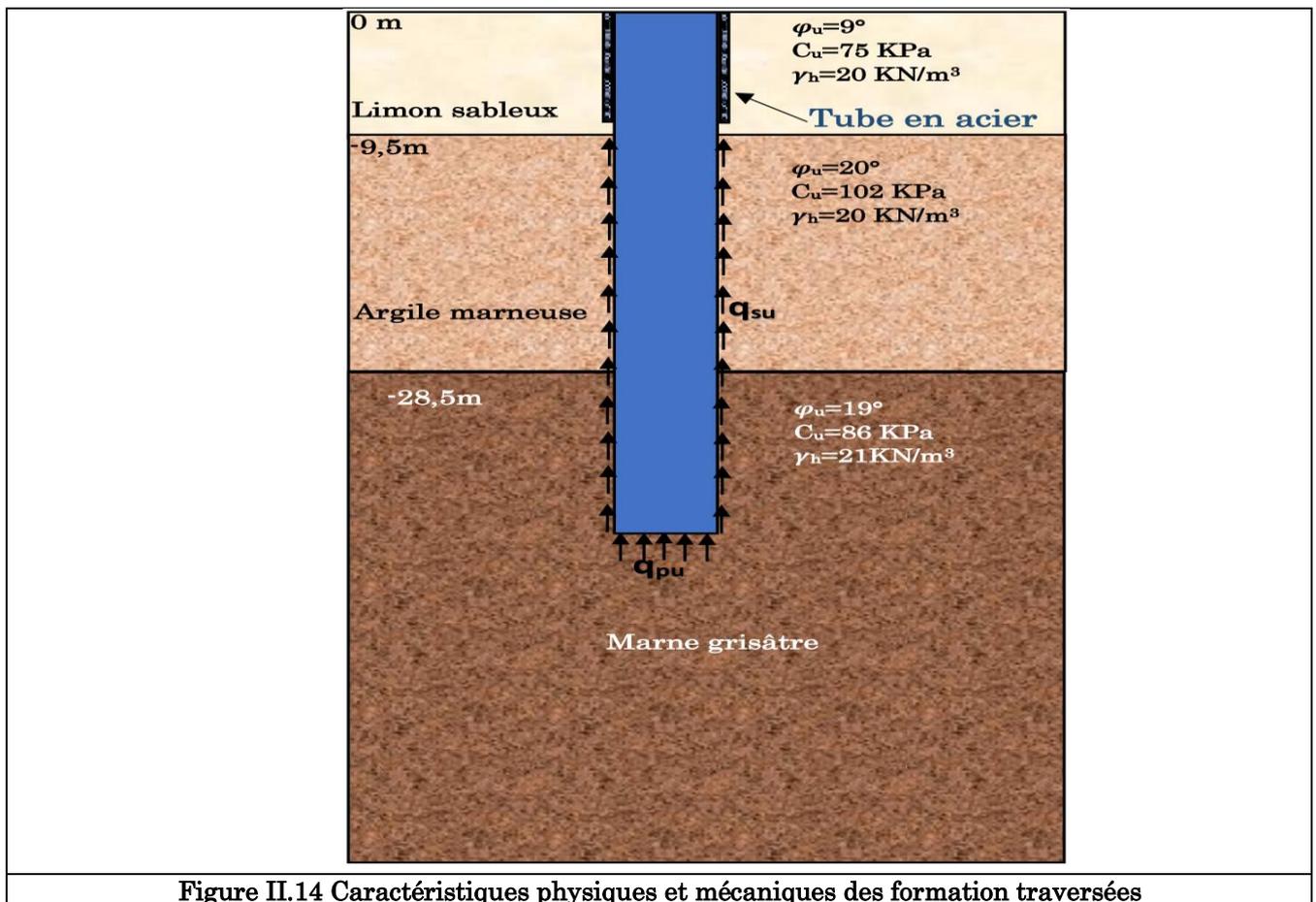


Figure II.14 Caractéristiques physiques et mécaniques des formation traversées

a) Terme de pointe

Puisque notre pieu est ancré dans un sol saturé, il y a lieu d'utiliser les paramètres non drainés (c_u et ϕ_u) concernant la couche d'ancrage du pieu.

$$q'_0 = \sum_0^D \gamma_i h_i = \sum_0^{51.5} 28,5 * 20 + 23 * 21 = 1053 \text{ KPa}$$

$$N_q^{\max} = 10^{3,04 \text{tg}\phi} = 10^{3,04 \text{tg}19} = 11,13$$

$$N_c = \frac{N_q^{\max} - 1}{\text{tg}\phi} = \frac{11,13 - 1}{\text{tg}19} = 29,44$$

$$q_{pu} = N_q q'_0 + c_u N_c = 11,13 * 1053 + 86 * 29,44 = 14251,73 \text{ KPa}$$

$$Q_{pu} = A_p * q_{pu} = 0,785 * 14251,73 = 11187,99 \text{ KN}$$

$Q_{pu} = 11,187 \text{ MN}$

Le terme de pointe selon la méthode (c,φ) est de 11,187 MN

b) Terme de frottement

Les premiers 8,5m du sol demeurent exclu du calcul du frottement latéral à cause du tube de chemisage. En raison de l'écart entre les valeurs de la cohésion des différentes couches du sol, le frottement latéral unitaire est calculé pour chaque couche séparément.

Tableau II.3 Calcul du frottement latéral unitaire des différentes couches

N°	Désignation	Épaisseur(m)	β	C _u (Kpa)	q _s ^{max} (KPa)	q _{su} (Kpa)
01	Argile marneuse	-8,5 ~ -28,5	0,7	102	40	40
02	Marne grisâtre	-28,5 ~ -51,5	0,7	86	160	60,2

$$Q_{su} = \pi B \sum_0^D q_{si} h_i = 3,14 \sum_{8,5}^{51,5} q_{si} h_i = 3,14 * [40 * 20 + 60,2 * 23]$$

$Q_{su} = 6859,64 \text{ KN}$

Le terme de frottement est de 6,86 MN

La charge ultime Q_u est la somme des deux terme frottement et pointe, elle est d'une valeur de $Q_u=18,05MN$

Les valeurs de charge de fluage Q_c , nominal Q_n ainsi que les charges admissibles Q_a sont rapportées dans le **Tableau II.4**)

Désignation	Charge de fluage	Charge nominal	Charges admissibles		
			ELS	ELU	ELA
Valeur (KN)	10395,24	7176,82	7425,2	12892,85	14440

Concernant les autres sondage **SC72, SC73, SC91**, les résultats sont regroupés dans le **Tableau II.5**)

N° Sondage	Charge ultime (KN)	Charge de fluage (KN)	Charge nominal (KN)	Charges admissibles (KN)		
				ELS	ELU	ELA
SC72	15946,01	9405,59	6509,16333	6718,28357	11390,0071	12756,808
SC73	10822,59	6581,007	4582,29	4700,71929	7730,42143	8658,072
SC74	15232,751	8887,1957	6136,6005	6347,99693	10880,5364	12186,2008

II.4.2.1 Discussion des résultats

La Figure II.15) montre la variation de la valeur de la contrainte ultime à travers les différents sondages. Les sondage SC91 et SC72 présentent des valeurs proches qui s'expliquent par les valeurs de (c, φ) rapprochées. En ce qui concerne le sondage SC71 et SC73 un écart important se manifeste notamment pour le SC91 qui présente des écarts relatifs de 32% à 39% par rapport aux autres sondages. Le caractère remanié des échantillons nous a donné des valeurs médiocres en terme de cohésion et d'angle de frottement qui ont influencé considérablement les valeurs des contraintes ultimes. La distribution du terme de pointe et frottement pour l'ensemble des sondages est illustrée en Figure II.16) . On note une prépondérance du terme de pointe pour l'ensemble des sondages mise à part le SC73 présentant une distribution inverse par rapport aux autres sondages.

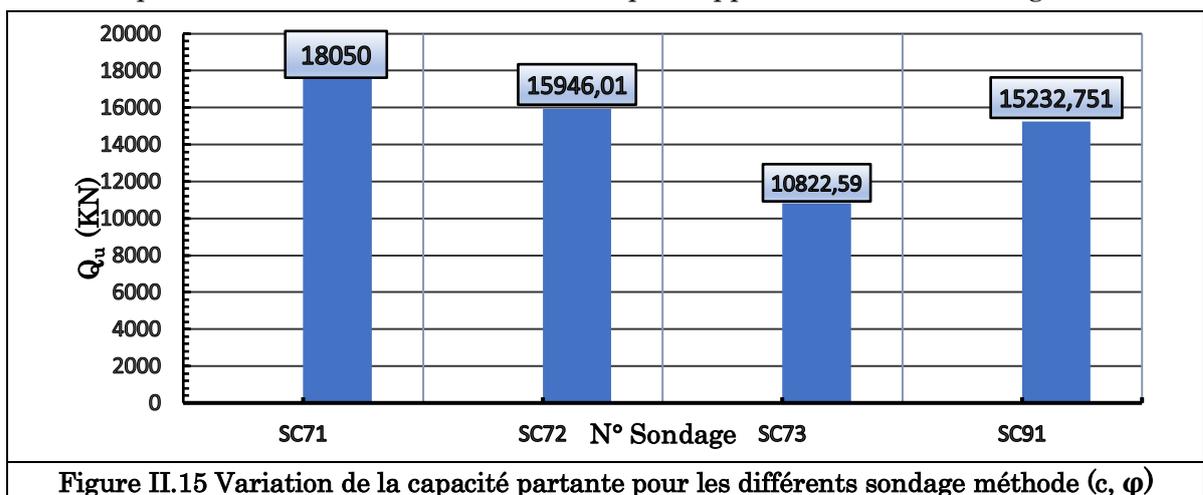


Figure II.15 Variation de la capacité portante pour les différents sondage méthode (c, φ)

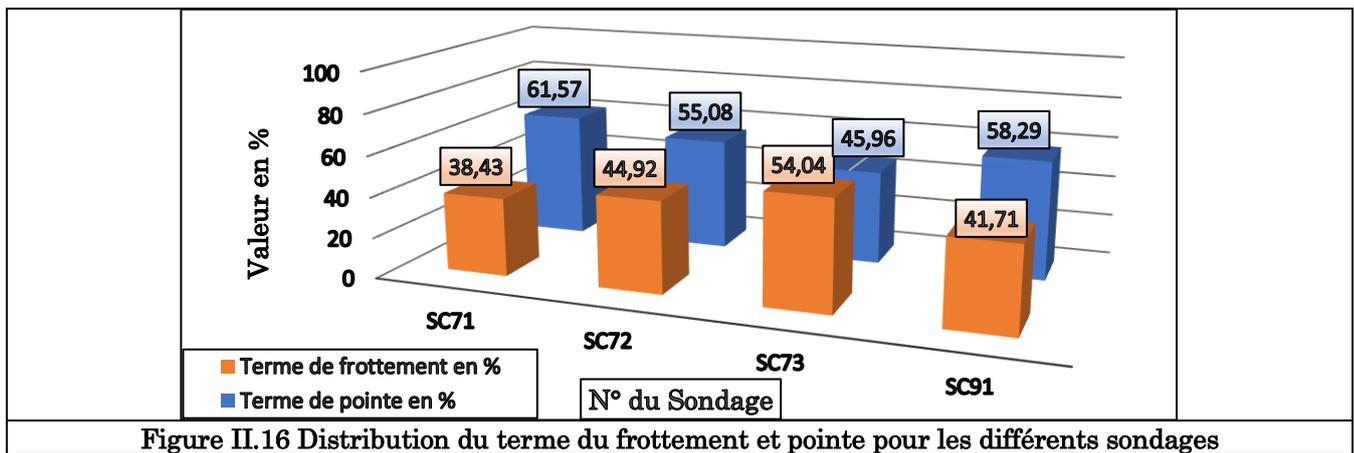


Figure II.16 Distribution du terme du frottement et pointe pour les différents sondages

II.4.3 Comparaison des résultats

La Figure II.17) résume les valeur de la capacité portante pour les deux méthode, pressiométrique et la méthodes (c, φ) . On remarque une différence importante présentant un écart relatif entre 21,14% et 59,40 %. Les valeurs minimales obtenues par la méthode (c, φ) sont dues aux erreurs de mesure de la cohésion et l'angle de frottement au laboratoire. On constate que la méthode basée sur les paramètres de cisaillement mesurés au laboratoire est loin de la réalité comportementale d'un pieu isolé, cela est due probablement au caractère remanié des échantillons non représentatifs de la réalité des sols. Une telle divergence peut engendrer des erreurs inadmissibles dans le dimensionnement des fondations.

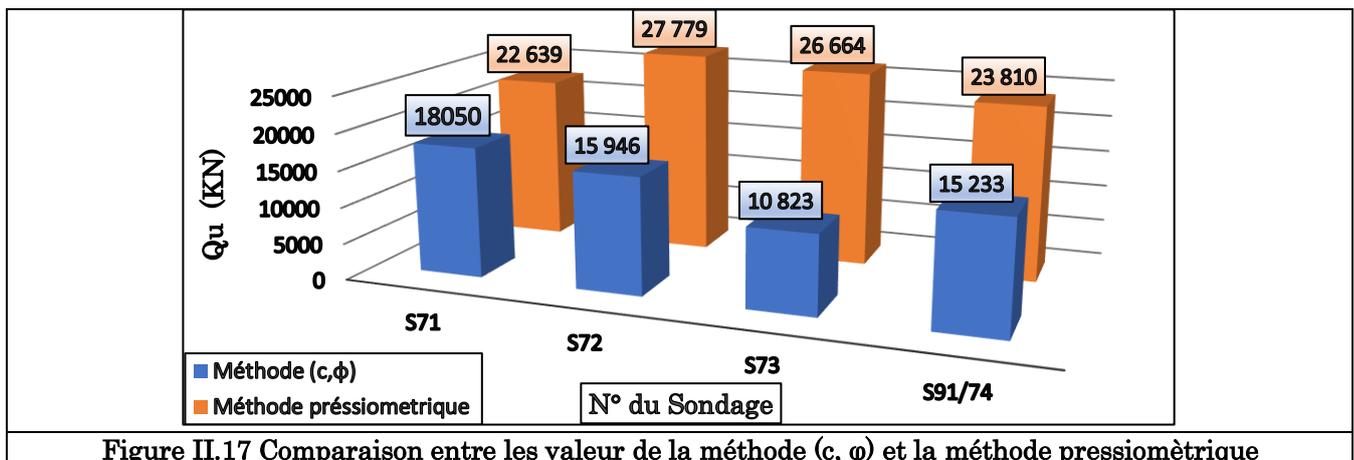


Figure II.17 Comparaison entre les valeur de la méthode (c, φ) et la méthode pressiométrique

II.5 CONCLUSION

Dans cette partie nous avons pu faire en premier lieu une idée générale sur les différentes formations traversées. Ces dernières se manifestent en terme de consolidation par, une première couche d'argile normalement consolidé, suivi par un mélange d'argiles, sables et marnes normalement consolidés, en dernier lieu on retrouve une marne grisâtre normalement à surconsolidée.

Les résultats des essais au laboratoire, montrent une succession de couches : dépôt limoneux, sables, argiles et marnes. Les caractéristiques physique et mécanique de ces dernières augmentes progressivement en profondeur.

Dans la deuxième partie nous avons procédé au calcul de la capacité portante à travers les méthodes pressiométrique et (c,φ). L'écart relatif entre ces dernières varient entre 21,14% et 59,40 %. Ce dernier est imputable au erreurs de mesures ainsi qu'aux conditions de conservations des échantillons ; ceci dit, un échantillon mal préservé ou non représentatifs peut nous induire en erreur et causé des écarts inadmissibles.

CHAPITRE III

Analyse des données expérimentales de l'essai de chargement

statique sur les pieux du minaret de la grande mosquée d'Alger

III.1 INTRODUCTION

Etant à la fois un moyen d'analyse de la capacité portante et du tassement ou déplacement des pieux isolés, l'essai de chargement statique est une procédure indispensable permettant la confirmation des prédictions du comportement des pieux sous charge axiale et latérale. Malgré son utilisation restreinte se limitant au projet à grande envergure qui est due à son coût important, l'essai de chargement statique a été le sujet de plusieurs recherches et publications visant l'analyse du comportement des pieux sous différentes sollicitations.

Les efforts le long du fut peuvent être mesurés dans le cas où on instrumente notre pieu avec des extensomètres (jauge de déformation, extensomètres amovibles, etc.) et cela nous permettra ainsi de déterminer les efforts de pointe et le long du fut. Lorsque le pieu d'essai est seulement instrumenté par des comparateurs pour la mesure du tassement, l'analyse séparée de la résistance en pointe et du frottement latéral n'est pas possible, mais on peut interpréter la courbe de chargement obtenue pour une estimation globale de la capacité portante (Bouafia, 2009).

Dans ce présent chapitre, nous allons expliquer d'une manière générale le principe et le procédé de réalisation de l'essai de chargement statique, suivi d'une présentation des résultats mesurés au cours des essais de chargement sur les pieux du site du minaret. Nous présenterons aussi, quelques approches qui servent à estimer la capacité portante à partir des courbes (Charge affaissement/déplacement) des pieux isolés, avec une application numérique sur les pieux d'essai PV1 et PH1 de la zone du minaret de la grande mosquée d'Alger.

III.2 Principe et nécessité de l'essai de chargement statique

L'essai de chargement statique est un essai de reconnaissance préalable destiné à vérifier les conclusions de l'étude géotechnique. L'implantation doit être située autant que possible à proximité des sondages de reconnaissance de sol pour des éventuelles corrélations.

III.2.1 Essai de chargement axial

Il consiste à appliquer en tête du pieu, par paliers maintenus constants, un effort axial de compression selon un programme défini (**Figure III.1**), dans le but de mesurer le déplacement axial de la tête de pieu (**Figure III.2**) ainsi qu'éventuellement, les déformations du fut à différents niveaux. Le programme de chargement est fixé d'une manière à atteindre une valeur max de $Q_{\max}=1,5 Q_u$ déterminé à travers l'étude géotechnique. La construction de la courbe charge affaissement permet de déterminer la valeur de la charge ultime ainsi que la charge de fluage correspondant selon la théorie à des tassements infinis.

III.2.2 Essai de chargement latéral

L'essai consiste à appliquer sur un pieu fiché dans le sol un effort statique transversal passant par l'axe du pieu selon un programme de chargement et déchargement imposé, dans le but de

mesurer le déplacement transversal Y et la rotation Y' en tête de pieu et éventuellement les rotations et les moments de flexion M induits dans le fut de pieu Figure III.3).

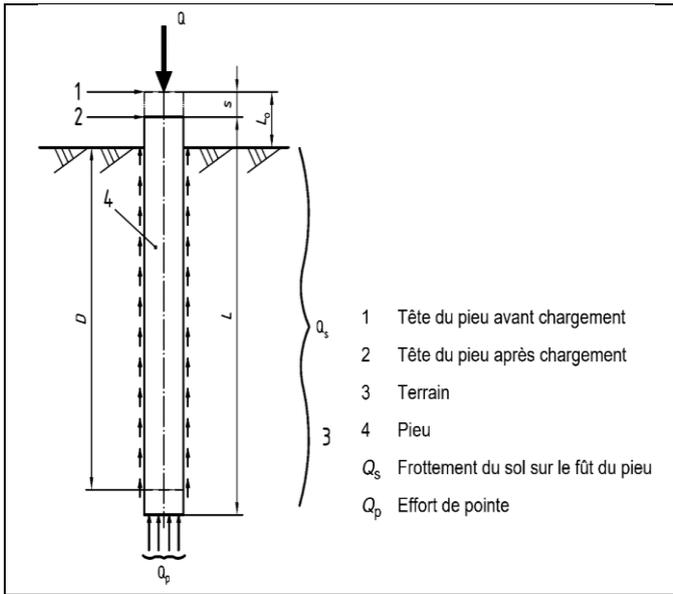


Figure III.1 Pieu sous un effort axial de compression (NFP94-150-1, 1999)

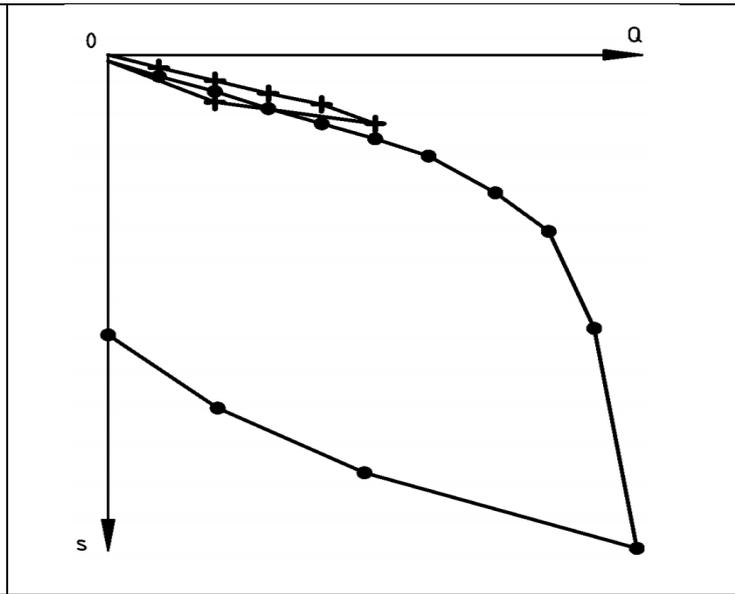


Figure III.2 Courbe charge-affaissement en tête de pieu sous un effort axial de compression (NFP94-150-1, 1999)

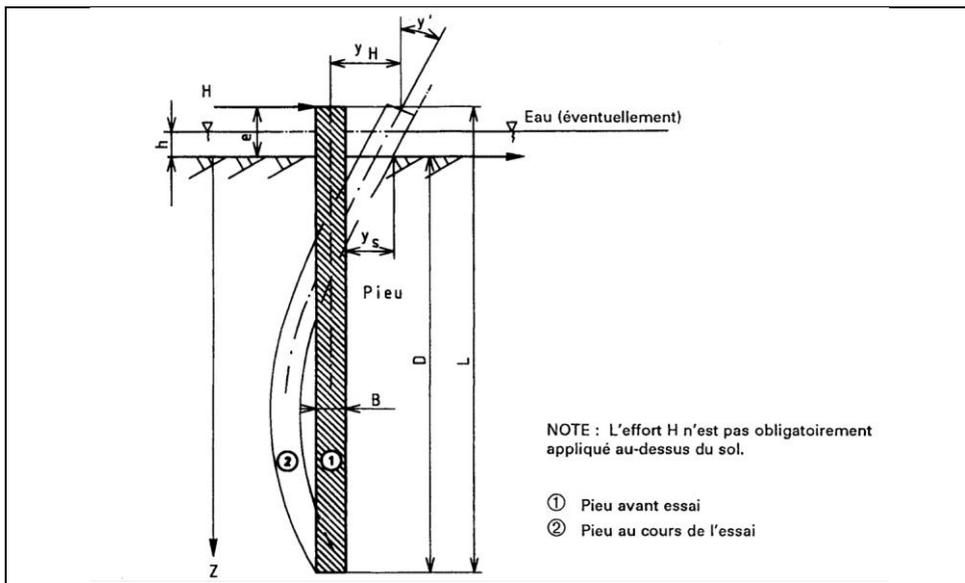


Figure III.3 Principe de l'essai de chargement latéral (NFP94-151, 1993)

III.2.3 Nécessité

Selon l'Euro-code 7, l'essai de chargement statique est indispensable dans les cas suivants :

- Lorsqu'on utilise un type de pieu ou une méthode d'installation pour lesquels il n'existe pas d'expériences comparables,
- Lorsque les pieux n'ont pas été testés dans des conditions comparables de sol et de chargement,
- Lorsque les pieux seront soumis à un chargement pour lequel la théorie et l'expérience ne donnent pas une confiance suffisante dans le dimensionnement effectué. Au cours de l'essai de chargement, il convient alors d'appliquer au pieu un chargement semblable au chargement prévu,
- Lorsque les observations effectuées en cours d'installation indiquent un comportement du pieu qui dévie fortement et de façon défavorable du comportement prévu sur la base des

reconnaisances du site ou de l'expérience et lorsque les reconnaissances supplémentaires n'expliquent pas les raisons de cet écart.

 **Note :**

Lorsque les essais de chargement ne peuvent être pratiqués, du fait de difficultés liées à la modélisation de la variation de la charge (par exemple, les charges cycliques), il convient d'utiliser des valeurs de calcul très prudentes des propriétés du matériau (NF-EN-1997-1, 2005).

III.2.4 Procédure de chargement selon l'euro code 7 et DTR Algérien

La procédure d'essai de chargement du pieu, pour ce qui concerne en particulier le nombre de paliers de chargement, la durée de ces paliers et l'application des cycles de chargement, doit être telle que des conclusions puissent être tirées sur le comportement en déformation, le fluage et le déchargement d'une fondation sur pieux à partir des mesures sur le pieu. Pour les pieux d'essai, le chargement doit être tel que des conclusions puissent également être tirées sur la charge ultime de rupture (NF-EN-1997-1, 2005).

- Il convient d'étalonner, avant les essais, les instruments utilisés pour déterminer les forces, les contraintes ou les déformations et les déplacements.
- Il convient de faire coïncider la direction des forces de compression ou de traction avec l'axe longitudinal du pieu.
- Il convient de mener jusqu'à la rupture les essais de chargement de pieu, destinés au calcul d'une fondation sur pieu en traction. Il convient normalement de ne pas extrapoler la courbe charge-déplacement des essais de traction

III.2.4.1 Pieux d'essai

Le nombre de pieux d'essai nécessaire à la vérification d'un calcul doit être choisi sur la base des éléments suivants :

- Les conditions de terrain et leur variabilité sur le site ;
- La catégorie géotechnique de l'ouvrage, lorsque c'est approprié ;
- Les exemples antérieurs documentés sur le comportement du même type de pieu dans des conditions de sol semblables ;
- Le nombre total et les types de pieux dans le projet de fondation.

Les conditions de terrain sur le site d'essai doivent être étudiées minutieusement. La profondeur des forages ou des essais en place doit être suffisante pour que l'on détermine la nature du terrain aussi bien autour qu'au-dessous de la pointe du pieu. Elle doit comprendre toutes les couches susceptibles de contribuer de façon significative au comportement du pieu. La méthode utilisée pour l'installation des pieux d'essai doit faire l'objet d'un rapport détaillé.

III.2.4.2 Pieux de l'ouvrage

Il doit être spécifié que le nombre d'essais de chargement effectués sur les pieux de l'ouvrage doit être choisi sur la base des observations faites au cours des travaux d'exécution des pieux. La charge appliquée aux pieux testés dans l'ouvrage doit être au moins égale à la charge de calcul de la fondation.

III.2.4.3 Rapport d'essai de chargement

Il doit être spécifié qu'un rapport factuel doit être établi pour tous les essais de chargement. Ce rapport doit comprendre les informations suivantes, lorsque c'est approprié :

- La description du site ;
- Les conditions de terrain, en faisant référence aux reconnaissances géotechniques effectuées ;
- Le type de pieu ;

- La description de l'installation des pieux et de tous les problèmes rencontrés pendant les travaux ;
- La description des appareils de chargement et de mesure et du dispositif de réaction ;
- Les rapports d'étalonnage des cellules de mesure des charges, des vérins et des jauges ;
- Le relevé de l'installation des pieux d'essai ;
- Les relevés photographiques du pieu et du site d'essai ;
- Les résultats d'essai sous forme numérique ;
- Les diagrammes de déplacement au cours du temps pour chaque charge appliquée lorsqu'une procédure de chargement par paliers est utilisée ;
- Le comportement mesuré en termes de charge et de déplacement
- Les raisons de tout écart par rapport aux exigences ci-dessus.

III.3 Description de l'essai sur les pieux PV1-PH1

Dans le cadre de la réalisation de la grande mosquée d'Alger, l'entreprise TREVI (spécialisée dans les fondations spéciales) a exécuté une série d'essais de chargement statique sur pieux forés ($\text{\O}1000\text{mm}$). Cette section comprend une description de la procédure de réalisation ainsi que le chargement des pieux d'essai suivis d'une interprétation des résultats obtenus (courbe charge-affaissement). Dans ce qui suit, nous nous focaliserons sur le pieu d'essai PV1 et PH1 qui ont été implantés au niveau de la zone du minaret **Figure III. 4**).

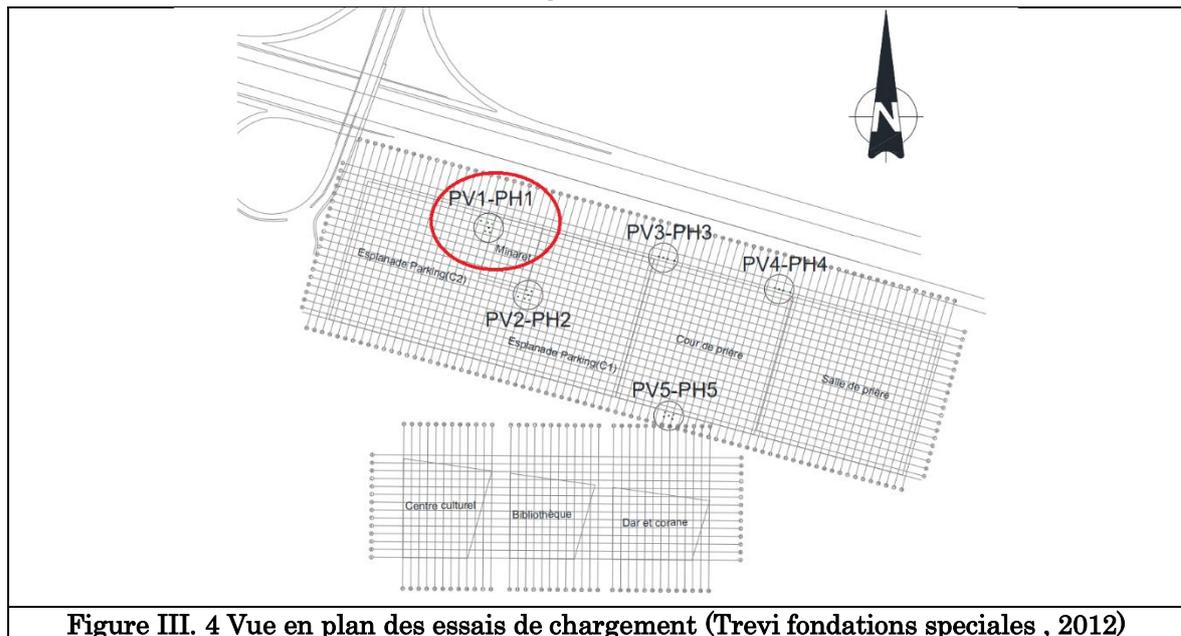


Figure III. 4 Vue en plan des essais de chargement (Trevi fondations spéciales, 2012)

III.3.1 Pieu PV1

Le pieu d'essai avait été équipé avec 27 capteurs de raccourcissements (extensiomètres) disposés sur 9 sections aux profondeurs indiquées par les spécifications du projet, afin de mesurer les déformations induites dans le pieu pendant l'essai de chargement. Les instruments ont été installés en les reliant à la cage d'armature, le fonctionnement des instruments a été vérifié avant et après la mise en place de la cage d'armature et aussi avant et après le bétonnage du pieu. Pour la protection des instruments, une barre d'armature a été soudée et les câbles ont été protégés à l'intérieur de gaines en plastique.

III.3.1.1 Propriétés mécaniques du matériau constitutif du pieu

D'après la formulation du béton de référence, les résultats des essais d'écrasement sur éprouvettes sont résumés comme suit :

Tableau III.1 Caractéristiques mécaniques du béton de référence

Désignation	F_{C28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	E_c (MPa)	E_f (MPa)	ν
Valeur	45	25,5	27	39000	19500	0,18-0,20

Les aciers utilisés sont de type « THREADBAR » à haute résistance dont les caractéristiques sont citées dans le Tableau III.2)

Tableau III.2 Caractéristique mécanique de l'acier de référence

Désignation	Contrainte à la rupture(MPa)	Contrainte à la limite élastique(MPa)	Coef de sécurité de l'acier	Limite d'élasticité(MPa)
Valeur	1050	950	1,15	826

III.3.1.2 Réalisation du pieu d'essai PV1

Avant de démarrer les travaux d'excavation, une plateforme convenablement nivelée a été préparée. Elle devra être solide pour supporter la charge et les poids des équipements mis en place pour l'exécution des travaux (c.à.d. capacité de résistance $\geq 1,5 \text{ kg/cm}^2$).

À l'intérieur des premiers mètres excavés du pieu, un revêtement temporaire a été mis en place afin d'éviter tout problème d'instabilité des couches superficielles de sol. Le revêtement temporaire a été mis en place correctement sur l'axe théorique du pieu par rapport à des points de référence installés précédemment sur le sol, à distance égale de l'axe et mutuellement perpendiculaires entre eux. Après avoir bien installé le revêtement, l'outil d'excavation s'est enfoncé dans le sol et au même temps a effectué des rotations pour pénétrer dans le sol jusqu'à atteindre la profondeur souhaitée et remonta à chaque fois pour décharger les terres excavées.

Une fois les travaux d'excavation achevés, la cage d'armature a été installée à l'aide d'une grue de service, pour maintenir le niveau correct de la cage, elle reste suspendue par une chaîne en acier de façon à ne pas permettre son affaissement.

L'opération du bétonnage s'est effectuée à l'aide d'un tube de diamètre minimum de 205 mm, placé à l'intérieure de la cage le plus près possible du centre du puit. Le béton malaxé et prêt à l'emploi a été fourni et délivré au lieu des travaux par les camions malaxeurs, des essais d'affaissement ont été effectués sur place afin de contrôler la conformité de l'ouvrabilité du béton avec les valeurs exigées.

Afin de garantir la continuité de la coulée et éviter des bouchages des tubes plongeurs, la colonne de bétonnage été raccourcie au fur à mesure que les activités de bétonnage commencent.

III.3.1.3 Essai de chargement du pieu

Entre la réalisation du pieu d'essai et le début de l'essai de chargement, un temps approprié doit être respecté afin de permettre que la résistance nécessaire du matériau du pieu soit atteinte.

Le chargement du pieu a été appliquée à l'aide d'un système de réaction conçu pour supporter la charge maximale prévu pour l'essai voir 21800KN, les différents composants du système de réaction sont illustrés sur la Figure III.5). La charge sera appliquée sur le pieu à travers quatre vérins oléo-dynamiques d'une capacité de 6000 KN chacun, donc une capacité totale égale à $4 \times 6000 = 24000 \text{ KN}$, supérieure à la charge d'essai. Pour le contrôle de la charge appliquée pendant l'essai, sont prévues des cellules de charge, à positionner entre les vérins et les pieux, une cellule pour

pour chaque vérin avec une capacité de lecture maximale supérieure à la charge d'essai (21800 KN).

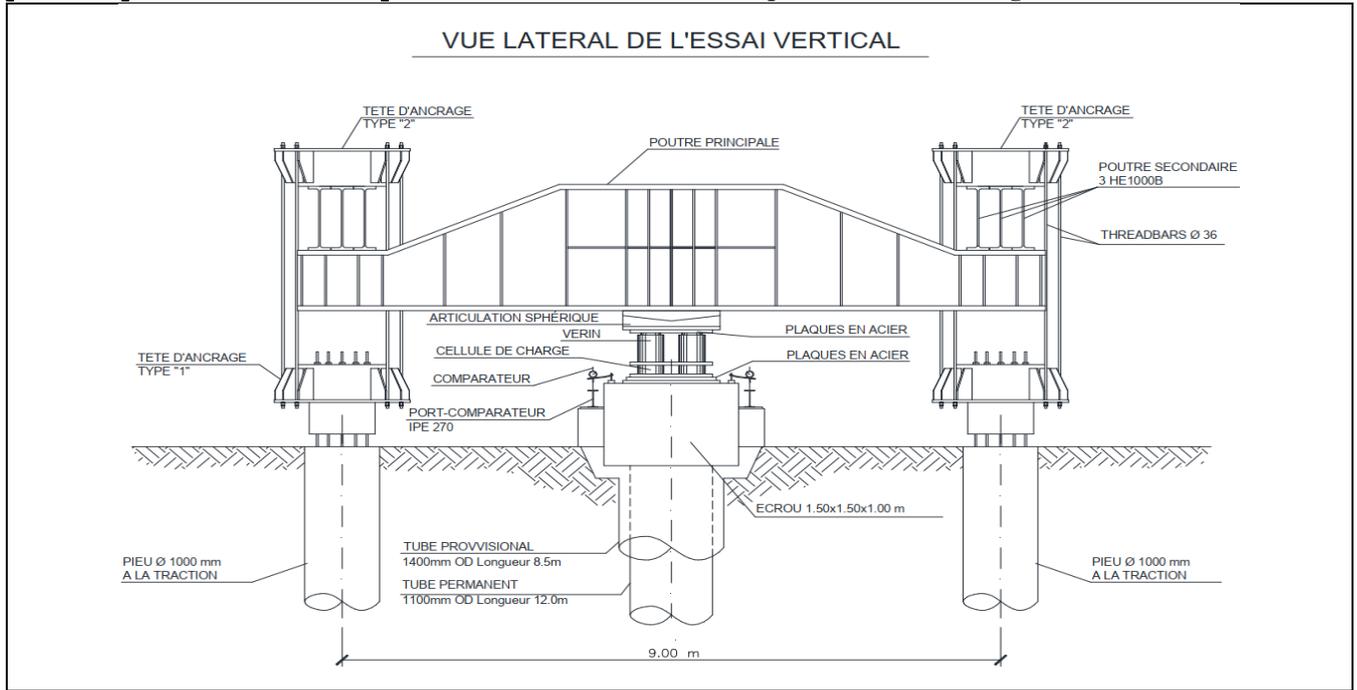


Figure III.5 Vue de l'essai de chargement vertical

Pour ce qui est du programme de chargement le pieu PV1 a subi deux cycles de chargement, le premier est programmé à atteindre 50% de la charge limite soit 6750KN. Quant au deuxième il est mené jusqu'à 150% de la charge limite soit 22200 KN.

Cycle 1 : Chargement vertical en (5) paliers jusqu'un maximum de 6750KN.

Déchargement du pieu en deux paliers de 3000 KN.

Cycle 2 : Chargement vertical en (12) paliers jusqu'un maximum de 22200KN.

Déchargement du pieu en (4) palier de 3000 KN.

Le programme de chargement du pieu PV1 est détaillé sur La Figure III.6)

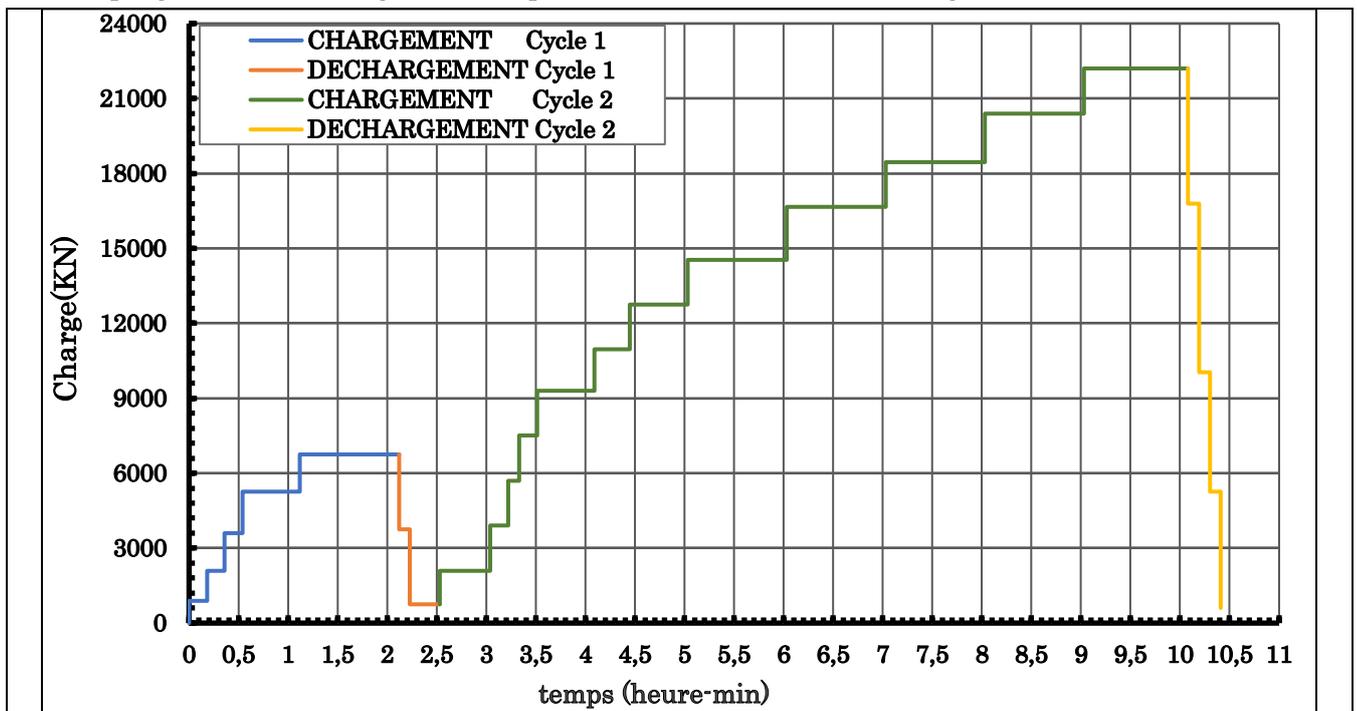


Figure III.6 Programme de chargement du pieu PV1

Interprétation des résultats

Les résultats de l'essai de chargement sont rapportés sous forme de courbes, illustrant le comportement du pieu vis-à-vis du chargement qui lui as été appliqué.

a) Diagramme charge-affaissement

La Figure III. 7) englobe les valeurs du tassement du pieu à travers les différentes phases de chargement, on remarque un retour viscoplastique important du pieu après déchargement total. Le pieu ayant un déplacement total de 5,8mm confirme les prédictions de la compagnie de reconnaissance du sol indiquant que la couche du sol résistante a de bonnes caractéristiques mécaniques en terme de pression limite et de cohésion.

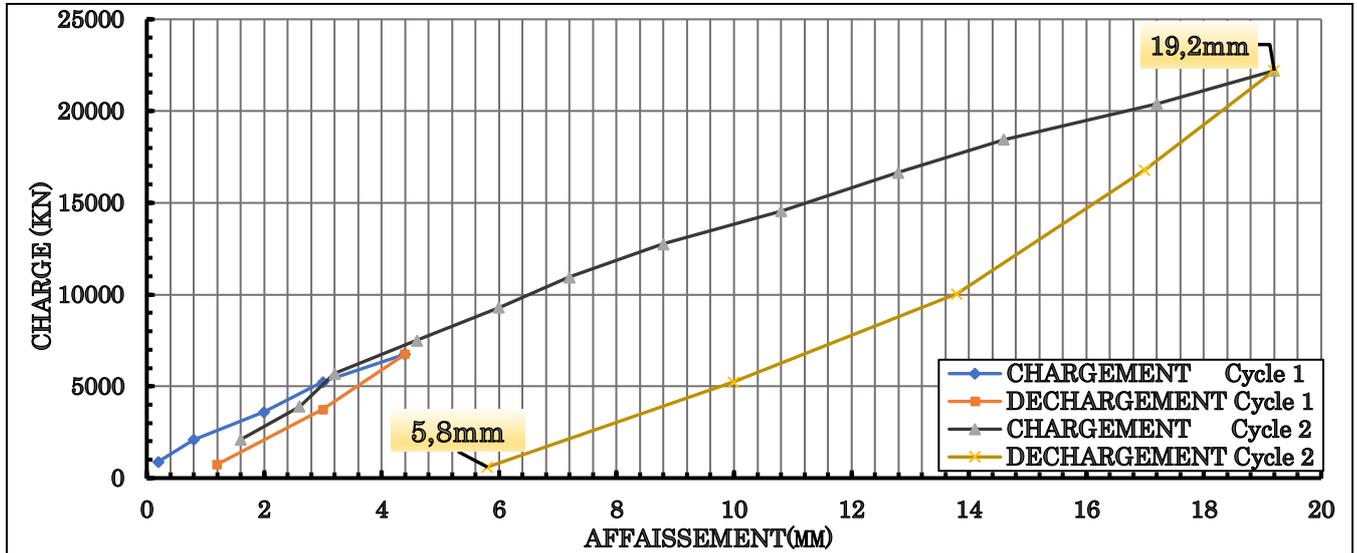


Figure III. 7 diagramme charge-affaissement du pieu d'essai PV1

b) Diagramme charge-affaissement-temps

la courbe charge affaissement superposée à celle de charge-temps illustrée sur la Figure III. 8) présente une légère pente à partir du 8^{ème} palier du deuxième cycle ce qui indique que l'effet de fluage est presque négligeable et n'y a pas possibilité d'établir avec certitude la valeur de la charge de fluage. Cela se confirme par les valeurs de la pente de fluage (a_n), illustrés en Figure III.9) qui varie entre ($a_n=0,112$ et $0,224mm$) qu'on peut estimer comme étant faible.

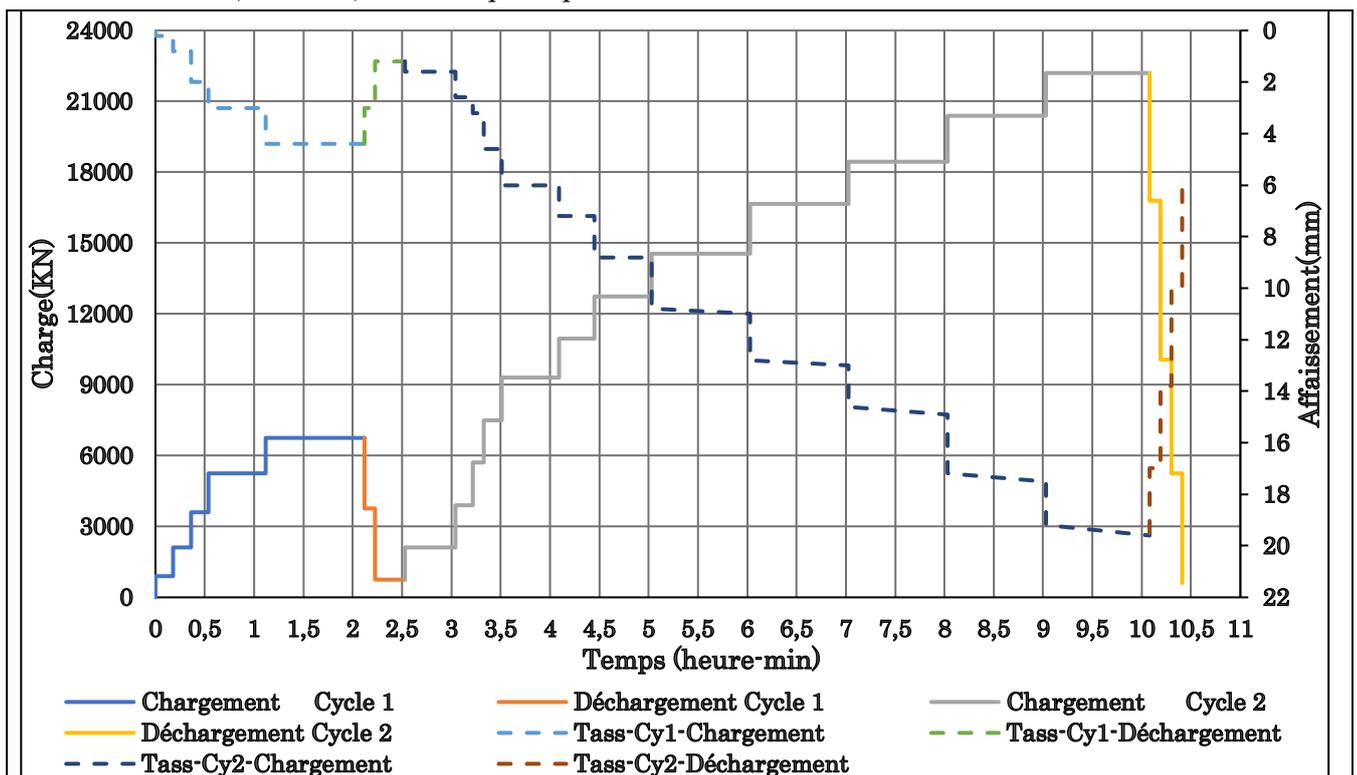
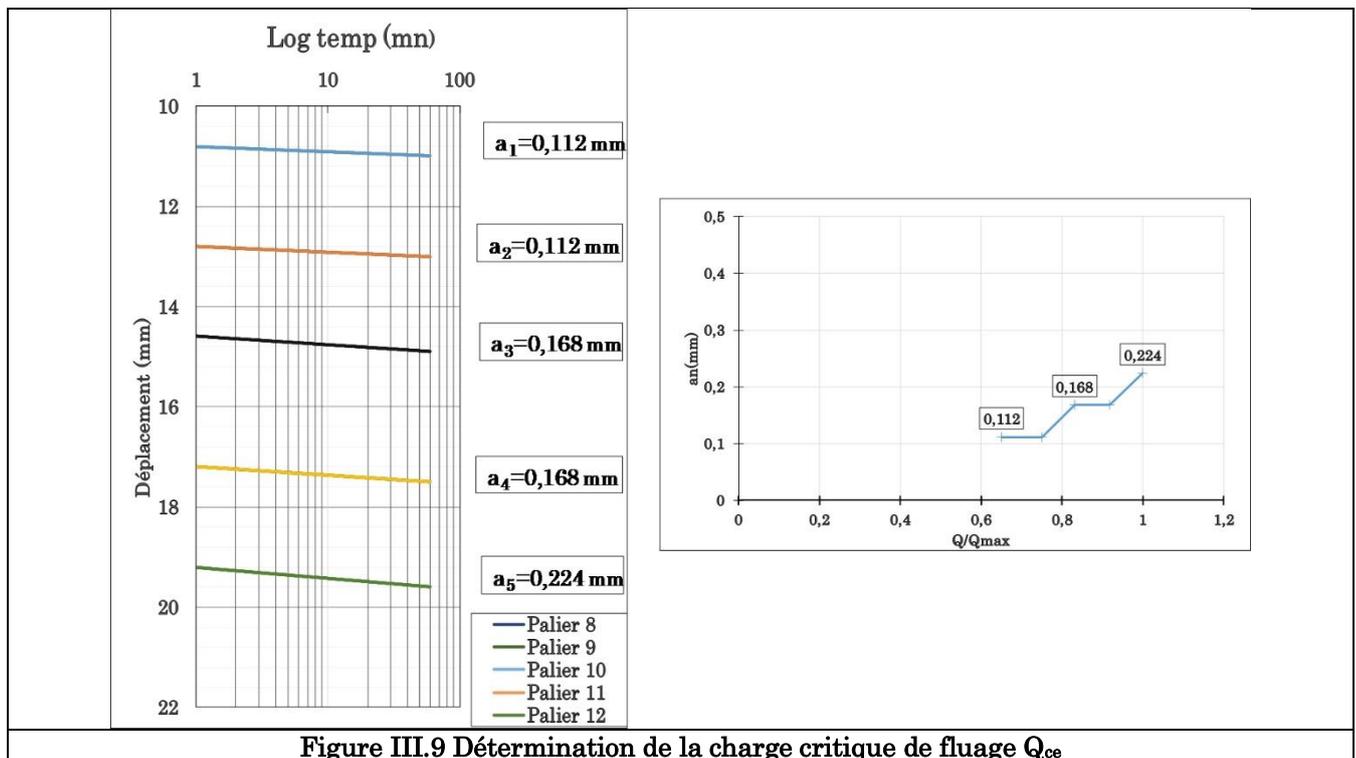


Figure III. 8 Diagramme charge-affaissement-temps



III.3.2 Pieu PH1

La réalisation du pieu d'essai PH1 a été faite suivant les mêmes modalités du pieu PV1, de même pour les matériaux (béton, acier) les caractéristiques sont indiquées en tableau (Tableau III.1 et III.2)

III.3.2.1 Réalisation de l'essai de chargement horizontale

Pour les essais de chargement horizontal sur pieux pilote, il sera utilisé comme système de réaction un couple de pieux de réaction de l'essai de chargement vertical Figure III.10), par contre le pieu d'essai soumis à l'essai sera réalisé à part. une excavation de 5,0 m été nécessaire à proximité du pieu. Pour ce qui est de la charge elle a été appliquée à 50 cm au-dessus de la plateforme de travail d'excavation.

La charge a été appliquée à travers un système de trois vérins hydrauliques d'une capacité égale à $950 \times 3 = 2850$ KN, supérieure à la charge d'essai, positionné horizontalement à 50cm de la côte de la plateforme de travail. Le vérin décharge sur les pieux de réaction à travers un profilé métallique; en plus pour éviter le décentrage du vérin sera prévu une niche appropriée à l'intérieur des deux profilés. Concernant le programme de chargement, il a été programmé sur 10 cycles de chargement-déchargement. L'amplitude des charges augmente par palier de 750KN à 1500KN. Pour les décharges partielles, une valeur minimale d'environ 5% de la charge maximale ne devait pas être dépassée afin d'éviter une perte d'adhérence des éléments du système.

Dans les 7 premiers cycles de chargement de l'essai, la charge a été augmentée lorsque la vitesse de la tête de pieu était inférieure à $v=0,1\text{mm}/5\text{min}$. Afin de vérifier le comportement du pieu pour un chargement plus rapide, comme c'est le cas par exemple pour des charges de vent et des charges sismiques, pour les 3 derniers essais la charge a été apportée le plus rapidement possible sans prendre en compte le critère de vitesse ci-dessus.

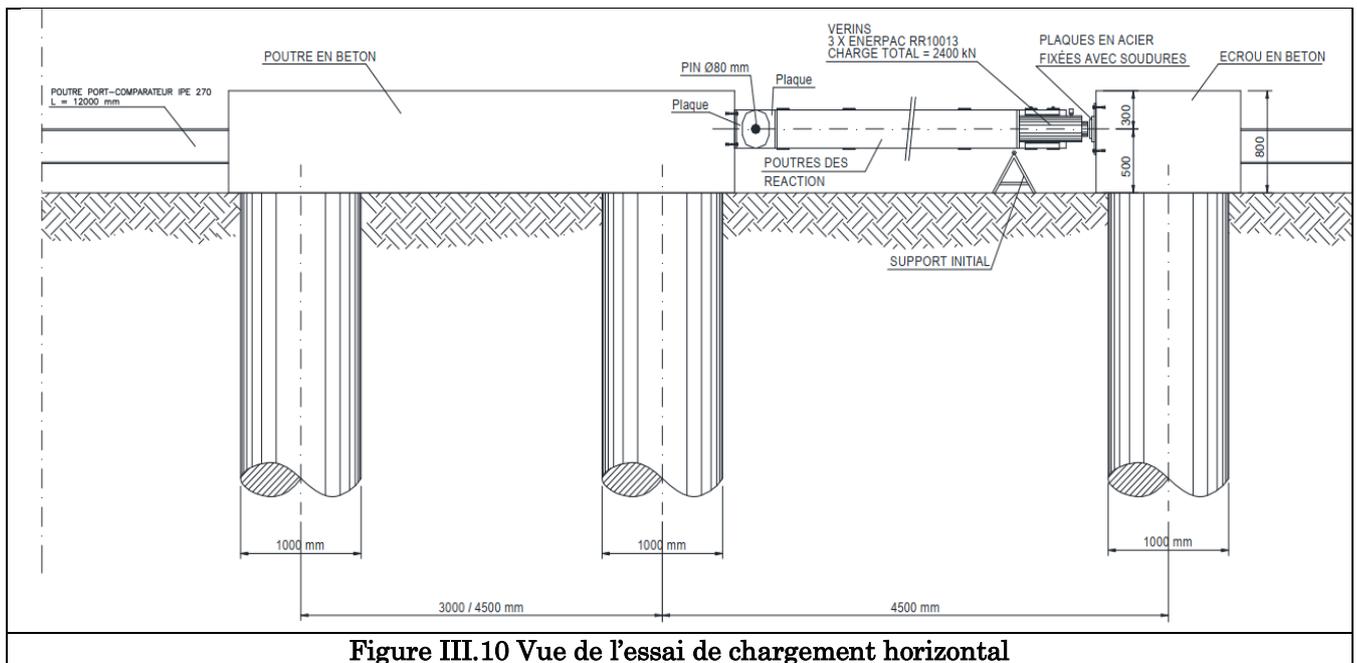


Figure III.10 Vue de l'essai de chargement horizontal

III.3.2.2 Interprétation des résultats

La Figure III.11) illustre le déplacement de la tête du pieu en fonction de la charge appliquée pour les différents cycles de chargement. La valeur du déplacement après déchargement augmente progressivement de 2,5 jusqu'à 33mm. La valeur crête de 33mm mesurée en tête de pieu signifie que le sol autour de cette dernière ne présente pas une bonne résistance vis-à-vis des sollicitations latérales. La croissance considérable de la valeur du déplacement, est due à l'effet du (chargement déchargement) qui a affaibli le sol est a causé une diminution de ces caractéristiques en terme de cohésion et d'angle de frottement.

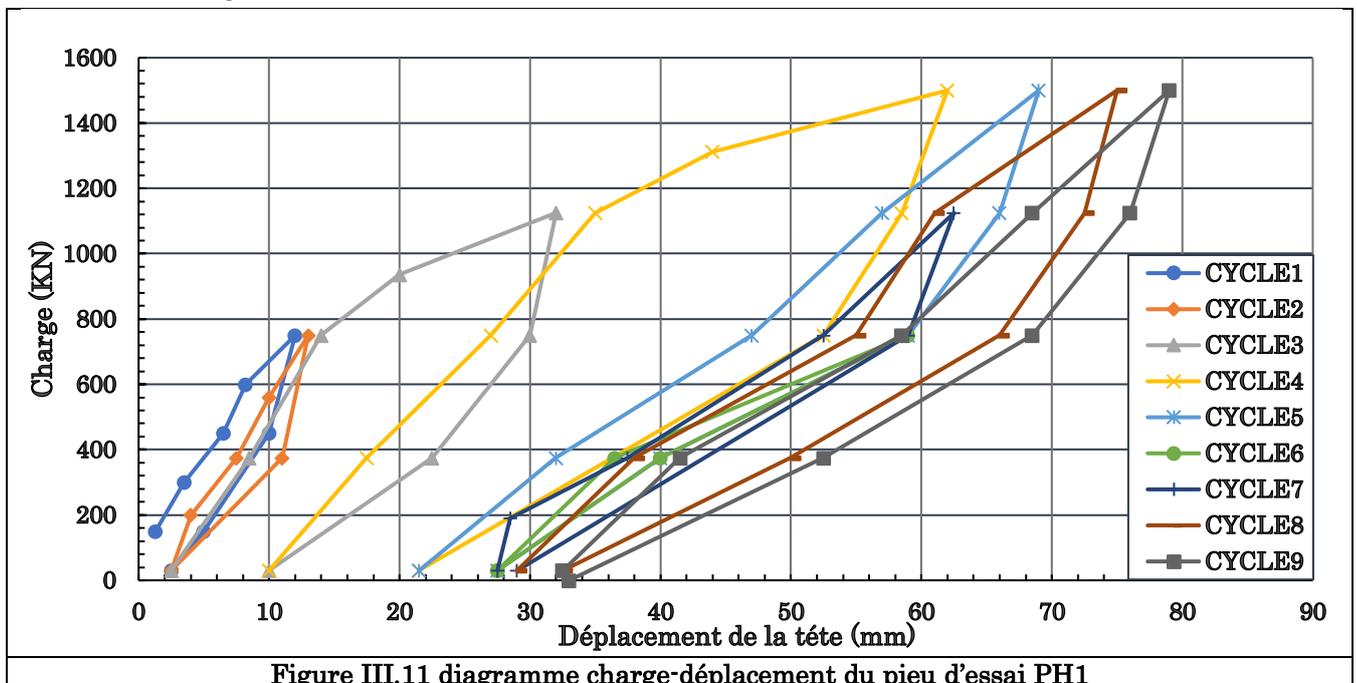


Figure III.11 diagramme charge-déplacement du pieu d'essai PH1

III.4 Approches et méthodes d'interprétation des résultats de l'essai de chargement

La détermination de la capacité portante (horizontale et verticale) d'une fondation profonde d'une manière à s'approcher le plus de la réalité a toujours été une préoccupation des chercheurs en géotechnique. Les bases de données des essais de chargement statique ont été souvent une référence

fiable pour l'évaluation de cette dernière, car elles éliminent toutes les incertitudes liées au calcul et confirment les prévisions du comportement du pieu, ce qui a fait que beaucoup de chercheurs se sont penché sur le développement des méthodes permettant l'estimation de Q_u et H_u à partir de la courbe (charge-affaissement).

Une synthèse des méthodes les plus courantes est présentée dans le Tableau III.3):

III.4.1 Chargement vertical

N°	Méthode	Procédure	Référence
1	Ajustement hyperbolique	Ajuster la courbe $Q=f(v_0)$ par la fonction hyperbolique : $Q = \frac{v_0}{\frac{1}{K_v^0} + \frac{v_0}{Q_1}} \quad (III.1)$ K_v^0 : pente initiale de la courbe V_0 : déplacement en tête de pieu. Q_1 : Capacité portante verticale du pieu	Duncan et Chang (1970)
2	Critère de la tangente	Tracer la tangente de la courbe $Q=f(v_0)$ à l'origine Tracer la tangente de la pente de 7KN/mm Q_1 et l'intersection des deux tangentes	Butler et hoy
3	Critère de 80%	Tracer la courbe $v_0^{1/2}/Q=f(v_0)$ Ajuster l'allure linéaire par une droite : $a+bv_0$ L'effort vertical limite est : $Q_1=0,5/(a.b)^{1/2}$	Hansen (1963)
4	Critère de la valeur limite	Tracer la courbe $Q=f(v_0)$ et la droite de compression élastique du pieu dont la pente est $\frac{\pi E_p B^2}{4L}$ Tracer une droite parallèle à la première et passant par le point $(3,75+B/120;0)$ L'intersection avec la courbe $Q-v_0$ donne Q_1	Davisson (1972)
5	Critère conventionnel	Q_1 correspond à un tassement en tête de $B/10$	

III.4.2 Application au pieu PV1

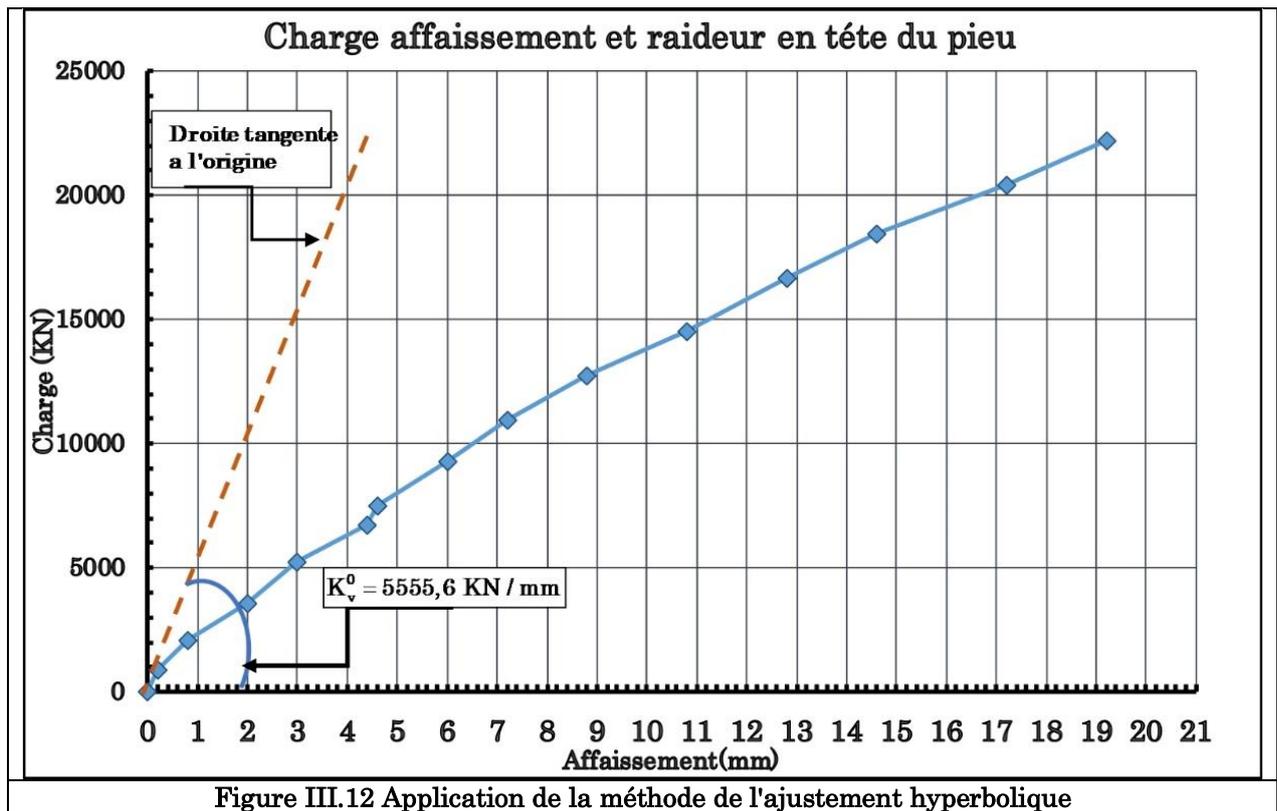
III.4.2.1 Ajustement hyperbolique

L'ajustement de la courbe (charge-affaissement) du pieu PV1 **Figure III.12)** au sens des moindres carrés par la fonction hyperbolique (III.1) décrite au Tableau III.3) nous donne une pente initiale, qui n'est qu'autre que la valeur de la raideur initiale en tête du pieu, soit 5555,56 KN/mm.

La formule ci-dessus nous permet de calculer la valeur de Q_1 :

$$Q_1 = \frac{v_0}{\frac{v_0}{Q} - \frac{1}{K_v^0}} \quad (III.2)$$

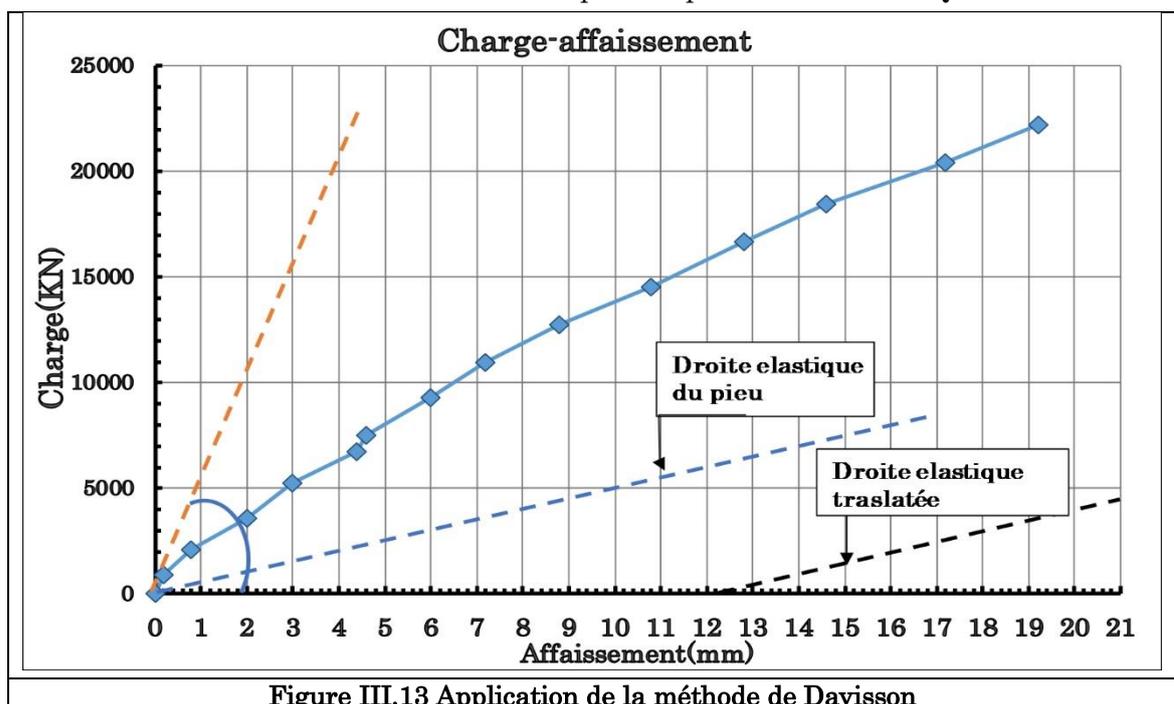
On obtient ainsi une capacité portante d'une valeur de : $Q_1=10615,38$ KN
 Pour un tassement $V_0=4,6$ mm qui correspond un chargement $Q=7500$ KN



III.4.2.2 Critère de la valeur limite

Selon la méthode de Davisson illustrée sur la **Figure III.13**), en translatant la courbe élastique du pieu ayant une pente $\frac{\pi E_p B^2}{4L} = 487,76$ KN/mm d'un vecteur de (3,75+B/120;0) soit de (12,08; 0)

On remarque que la courbe résultante ne peut pas couper la courbe affaissement, ce qui fait que dans notre cas cette méthode nous nous permet pas de déterminé Q_1 .

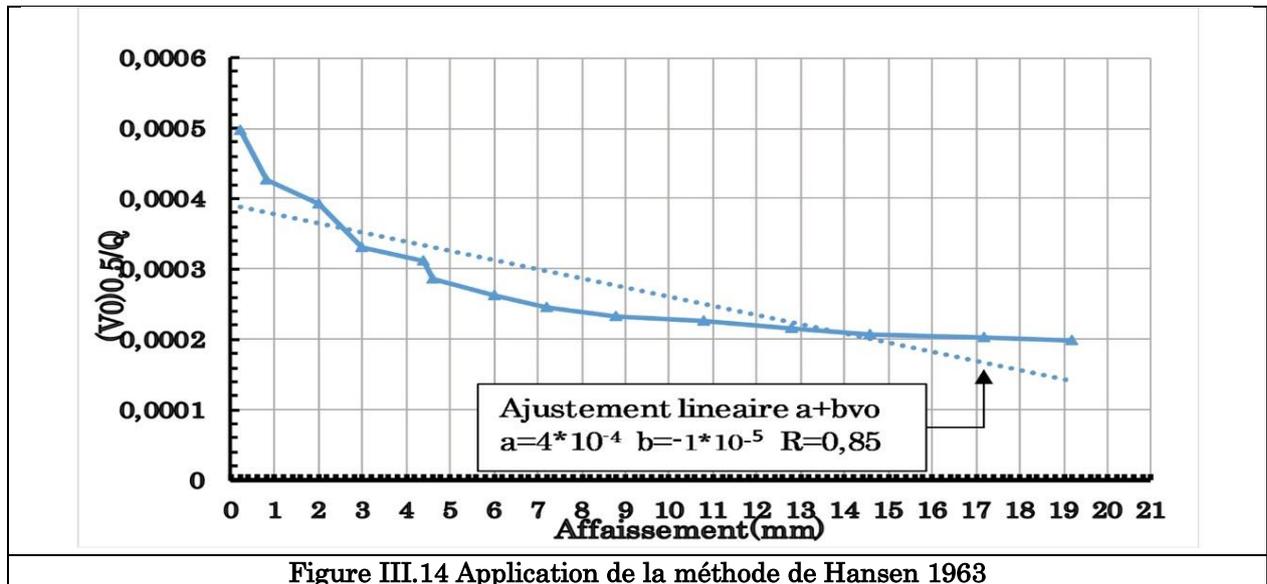


III.4.2.3 Critère des 80%

Selon la méthode de Hansen (1963) schématisé sur **Figure III.14**) l'ajustement de la courbe $v_0^{1/2}/Q=f(v_0)$ avec une droite $a+bv_0$. La détermination des coefficient a et b permet de calculer Q_1 et le tassement correspondant v_0^u comme suit :

$$Q_1 = \frac{0,5}{\sqrt{a * b}} = \frac{0,5}{\sqrt{4.10^{-4} * 1.10^{-5}}} = 7906,19 \text{ KN}$$

$$v_0^u = \frac{a}{b} = \frac{4.10^{-4}}{1.10^{-5}} = 40\text{mm}$$



III.4.2.4 Méthode de Chin 1970

D'après la méthode de Chin (1970) la courbe (charge-affaissement) est assimilée à une hyperbole de la forme :

$$Q = \frac{v_0}{a + bv_0}$$

Et pour des tassements qui tendent vers l'infini (∞) la charge Q tend vers Q_1 ce qui nous donne $Q_1=1/b$. Dans le domaine des faibles tassements, la courbe de l'affaissement est pratiquement assimilée à une droite de pente de K_v^0 qui représente la raideur verticale en tête de pieu tel que

$$K_v^0 = \frac{1}{a}.$$

En ajustant la fonction $v_0/Q=f(v_0)$ linéairement par une droite $a+bv_0$ comme le schématise la **Figure III.15**), la détermination des coefficient a et b nous permet de calculer Q_1 comme suit :

$$Q_1 = \frac{0,5}{\sqrt{a * b}} = \frac{0,5}{\sqrt{4.10^{-4} * 3.10^{-5}}} = 4564,35 \text{ KN}$$

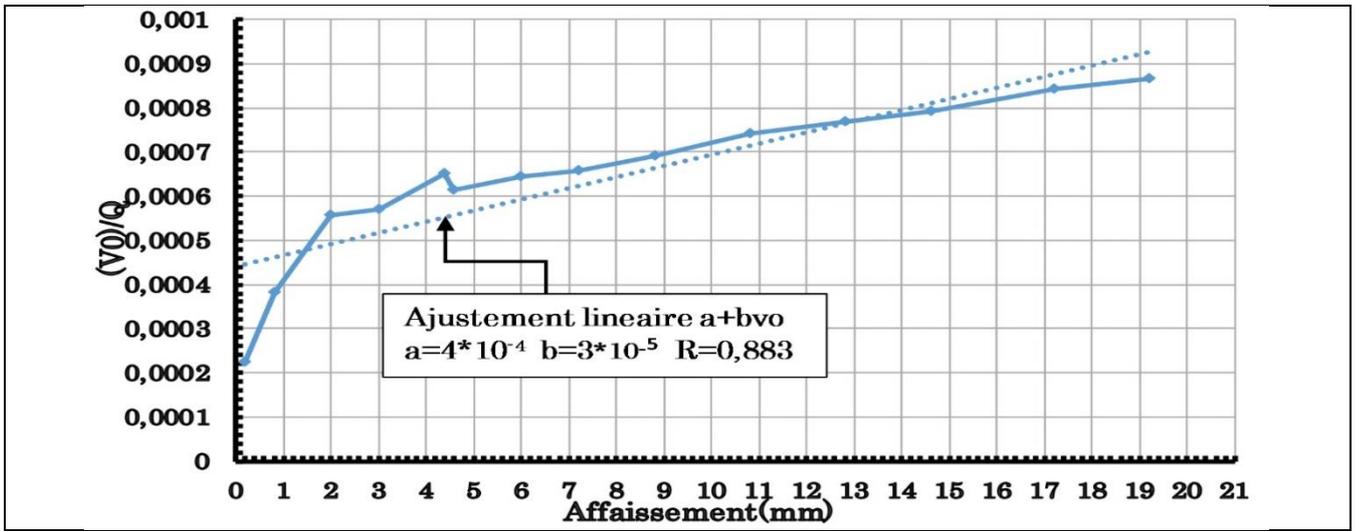


Figure III.15 Application de la méthode de Chin 1970

En ce qui concerne le critère conventionnel, ce dernier ne s'applique pas sur notre cas en raison de la valeur max du tassement obtenu lors de l'essai de chargement qui est de 19,2 mm, soit de 1,92 % de diamètre qui est très loin de 10% du diamètre de notre pieu.

III.4.3 Chargement horizontal

N°	Méthode	Critère de H_u	Référence
1	Ajustement hyperbolique	Même procédure que pour le Chargement vertical en remplaçant Q_u par H_u et K_v^0 par K_h^0	Duncan et Chang (1970)
2	Courbe bi-logarithmique	H_u correspond au changement de pente de la courbe $\text{Log}(H)$ en fonction de $\text{Log}(Y_h)$	Slack et Walker (1970)
3	Déplacement en tête	H_u correspond à un déplacement Y_h de 2% de B (B: diamètre du pieu)	Langer et al (1984)

III.4.4 Application au pieu PH1

III.4.4.1 Ajustement hyperbolique

En effectuant la même procédure que le pieu PV1 pour le pieu PH1, nous obtenons une pente initiale qui représente la raideur horizontale en tête de pieu d'une valeur $K_{H0} = 127,27 \text{ KN/mm}$. En la remplaçant dans la formule (III.2) nous obtenons un effort horizontal $H_u = 1606,21 \text{ KN}$ pour un déplacement de 12mm qui correspond à un chargement de 750KN

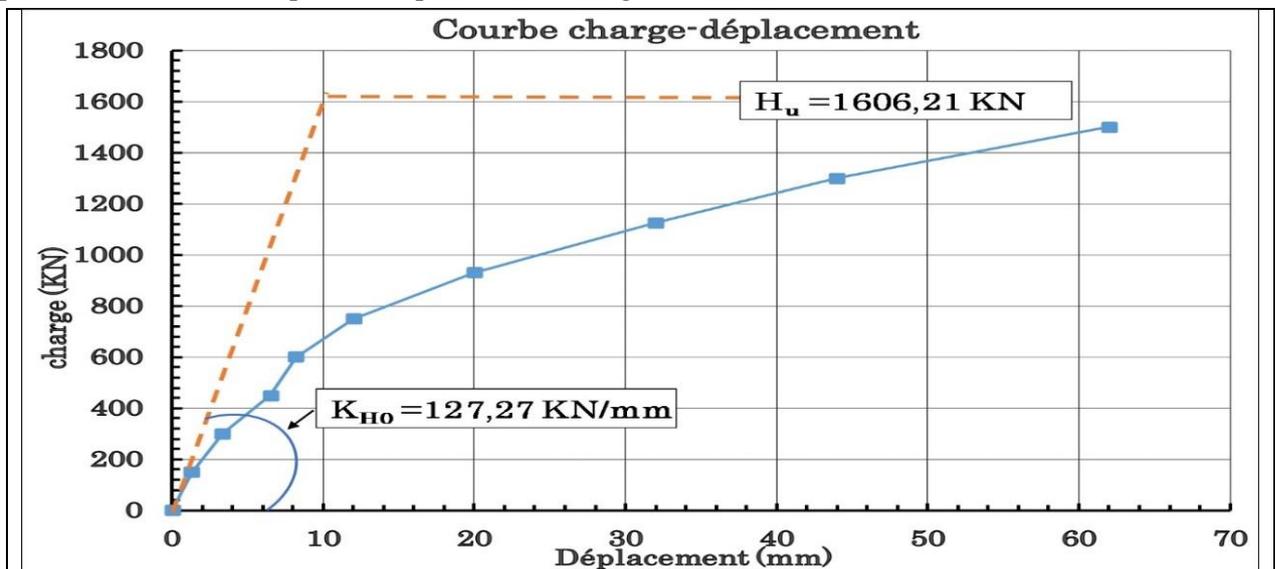
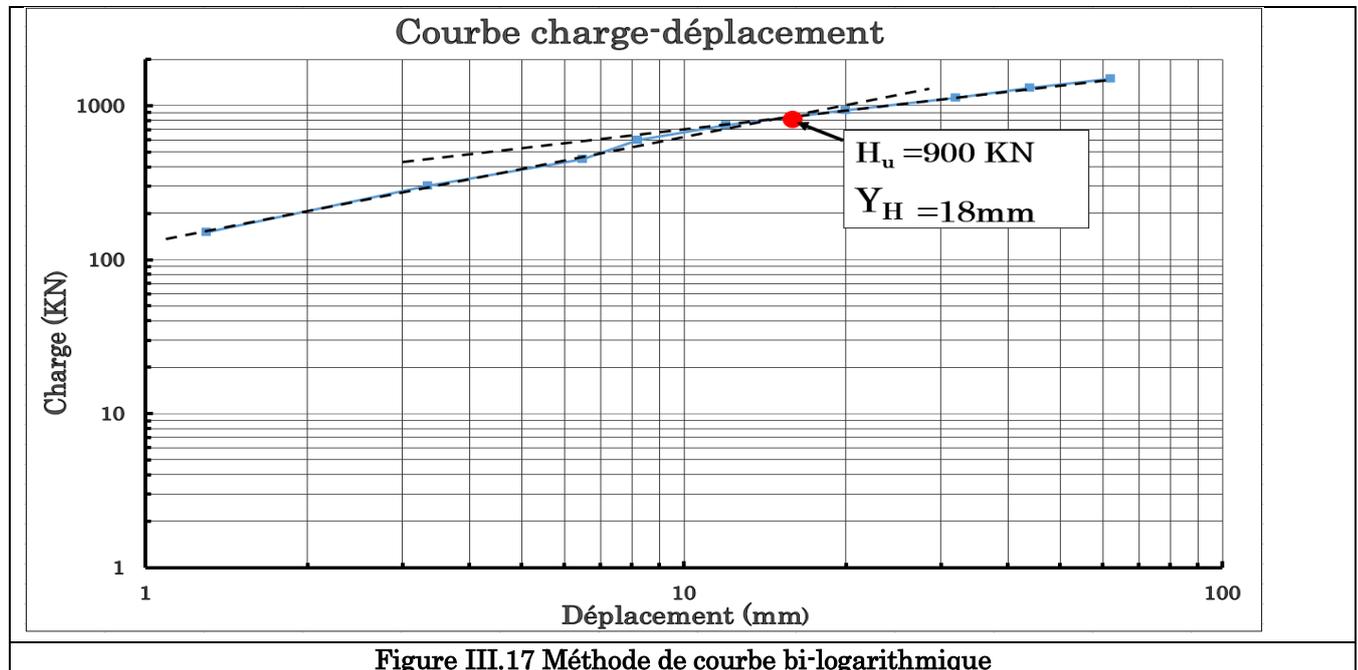


Figure III.16 Application de la méthode de l'ajustement hyperbolique PH1

III.4.4.2 Courbe bi logarithmique

La courbe charge déplacement en repère bi-logarithmique illustrée dans sur la Figure III.17) se divise en deux parties quasiment linéaires, la première représente les petits déplacements et la seconde au grands déplacements et dont l'intersection correspond à un effort horizontal $H_u=900\text{KN}$ et un déplacement en tête de $Y_h=18\text{mm}$ soit de 1,8% de B .



III.4.4.3 Critère de déplacement en tête

Selon Langer et al, (1984) l'effort H_u correspond à un déplacement en tête de 2%B (20mm), ce qui nous donne à partir de la courbe charge déplacement Figure III.16) un effort $H_u=930 \text{ KN}$, ce qui assez proche de la valeur obtenu par la méthode bi-logarithmique.

III.4.5 Discussion des résultats

Après cette analyse comparative des différentes approches d'estimation de la capacité portante, à travers l'essai de chargement statique, on constate la difficulté d'application de certaines méthodes et la discordance des valeurs retrouvée par d'autre qui varient entre 4564KN et 10615KN pour le chargement vertical et entre 900 KN et 1606KN pour ce qui est du chargement horizontal. Cela nous mènent à conclure qu'on ne peut pas se fier à 100% sur les valeurs obtenues par ces approches dans la mesure où ces dernières sont un paramètre clef dans la conception de la fondation. A l'exception du critère de l'ajustement hyperbolique, ayant présenté des valeurs assez proches des valeurs considérées par l'essai de chargement statique. Soit un écart relatif de 28% pour le chargement vertical et 6% pour le chargement horizontal.

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons expliqué brièvement la procédure adoptée pour la réalisation des essais de chargement statique. Les mesures obtenues ont été illustrées sous forme de courbes montrant le déplacement des pieux à travers les différentes phases de chargement. Le pieu PV1 ayant présenté un retour viscoplastique d'une valeur de 13,4mm après avoir atteint un déplacement de 19,2mm pour un chargement maximum de (22200KN) qui n'a pas causé la rupture du sol, indique que le substratum a de bonnes caractéristiques mécaniques. La charge de fluage n'a pas pu être déterminée à travers la courbe charge-affaissement, vu les valeurs minimales de la pente de fluage a_n . Concernant le pieu PH1 sollicité latéralement, les valeurs maximales atteintes pour les différents cycles de chargement varient entre 12 et 79mm, l'écart important se justifie par le nombre de cycle (10 cycles) ayant causé la diminution des caractéristiques mécaniques du sol.

Les valeurs obtenues par les approches de détermination de la capacité portante sont divergentes. Ces dernières varient entre 4564 et 10615KN pour le chargement vertical et 900 et 1606KN pour le chargement horizontal. Concernant la capacité portante verticale, la valeur obtenue par le critère de l'ajustement hyperbolique est la valeur la plus proche de celle de l'essai avec un écart relatif de 28%. Pour ce qui est du chargement horizontal, le même critère a donné une valeur très proche de la valeur limite de l'essai de chargement avec un écart de 6%. On conclut ainsi que le critère de l'ajustement hyperbolique peut être qualifié comme une référence pour l'estimation de la capacité portante à travers la courbe charge-affaissement.

Le dernier chapitre sera consacré à la modélisation numérique par EF sous les deux codes CESAR et Plaxis, en vue de confronter les résultats aux mesures vraie grandeur.

CHAPITRE IV

Modélisation numérique du comportement des pieux sous charge axiale et latéral

IV.1 Introduction

La modélisation en génie civil fournit à l'ingénieur une assistance précieuse, tant dans la compréhension et la maîtrise des phénomènes complexes par des modèles explicatifs, que dans la conception et le dimensionnement des ouvrages par des modèles prédictifs, en apportant une aide à la décision. Elle s'appuie sur l'analyse des phénomènes et leur représentation physico-mathématique, la résolution numérique des équations correspondantes avec la méthode des éléments fini et la confrontation avec l'expérience. La modélisation du comportement d'un pieu (isolé ou en groupe) permet de prédire son comportement vis-à-vis des différentes sollicitations aux quelles il est soumis. La détermination des éléments intrinsèques impactant les résultats du modèle (caractéristiques du sol, type de chargement, blocage des déplacements...) doit être faite le plus soigneusement possible.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons comme première approche à la modélisation en élastoplasticité (modèle axisymétrique et tridimensionnelle) d'un pieu isolé et un groupe de pieux chargés axialement. Le but de cette dernière est de déterminer la fiabilité du modèle numérique par rapport à la réalité ainsi que l'effet de groupe sur la capacité portante. Dans la deuxième partie, nous avons modélisé un pieu isolé en **3D** sous chargement horizontal, en vue d'analyser son comportement et le comparer au modèle analytique de **Winkler** et aux résultats de l'essai de chargement statique. Pour l'ensemble des modèles, les résultats sont comparés à ceux du pieu **PV1** pour le chargement axial, et au pieu **PH1** et **PH2** pour le chargement horizontal. En ce qui concerne les outils numériques nous avons opté pour le logiciel **Plaxis 2D** pour les modèles axisymétriques et **CESAR-LCPC** pour les modèles tridimensionnels.

IV.2 Eléments essentiels pour la modélisation

IV.2.1 Concepts de la MEF

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

IV.2.2 Présentation du logiciel Plaxis 2D

Plaxis 2D est un logiciel d'éléments finis plans, conçu spécialement pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, tels que le dimensionnement des fondations superficielles continues, les pieux chargés verticalement, la

stabilité des talus...etc. Les problèmes réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique et conviviale permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Il contient un ensemble de lois de comportement dédiées à l'étude des problèmes de mécanique des sols et de génie civil (Mohr-Coulomb, Hardening Soil Model, Cam-Clay...etc.)

IV.2.3 Présentation du code de calcul CESAR LCPC

Le code CESAR-LCPC est un code de calcul par élément finis principalement dédié aux problèmes courants en ingénierie géotechnique. Ce progiciel a été développé par le laboratoire central des ponts et chaussées au début des années quatre-vingt. Réputé par ses capacités uniques en terme d'analyse des modèles géotechniques lors de constructions phasées, pour sa gestion des interactions sol-structure et la précision des calculs de stabilité des sols et des fondations. Il contient un grand nombre de lois de comportement qui ont été développées et validées pour divers matériaux du génie civil tel que ((Mohr-Coulomb, Tresca, Drucker-Prager, Cam-Clay modifié, ...etc.) De plus il propose des modules de calcul adaptés pour chaque domaine d'application (Statique, dynamique, thermique...) tel que MCNL spécifié pour la résolution d'un problème de mécanique à comportement non linéaire.

IV.2.4 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

Du point de vue mathématique, une loi de comportement se traduit par une relation entre les tenseurs de contraintes et de déformations, de leurs vitesses et du temps. Cependant, les formes les plus simples utilisées en pratique (lois élasto plastiques) supposent que le temps, en terme de durée n'intervient pas et que tout effet de vieillissement est négligé (Mestat, 1994). Le choix d'un modèle de comportement est donc essentiellement fait à partir des données géotechniques disponibles. Pour notre cas et par souci de manque de données fournis par les essais au laboratoire et in-situ, nous avons opté pour le modèle de Mohr-Coulomb qui ne nécessite pas un grand nombre de caractéristiques. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance ψ . Dans l'espace des contraintes $(0, \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, le critère de Mohr-Coulomb est une pyramide Figure IV.1) centrée sur la trisectrice, de section hexagonale dans le plan déviatoire $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0)$, et sa fonction de charges est donnée en contraintes principales par l'expression (IV.1) (Sadaoui, 2018) :

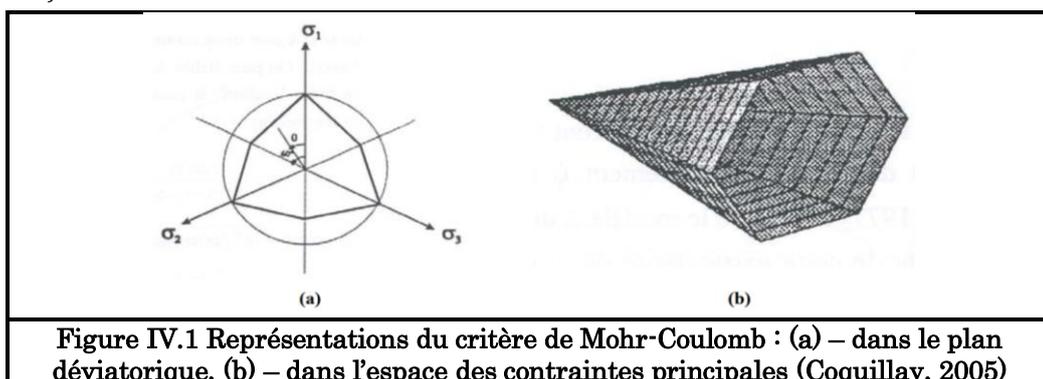
$$f_1(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 \cos \varphi = q - p \sin \varphi - c * \cos \varphi = 0 \quad (IV.1)$$

La notion de fonction de charge traduit l'état des contraintes par rapport au domaine de déformation

Pour $F(\sigma_{ij}) < 0$: C'est l'intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

Pour $F(\sigma_{ij}) = 0$: Plastification.

Pour $F(\sigma_{ij}) > 0$: Est un état de contraintes physiquement impossible en élastoplasticité



IV.3 Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale

IV.3.1 Pieu isolé en axisymétrie

Le problème consiste à modéliser un pieu isolé sous charge axiale dans le but d'analyser son comportement vis-à-vis des sollicitations axiales et la confrontation avec les résultats obtenus par l'essai de chargement en vraie grandeur (Pieu PV1 du minaret de la grande mosquée d'Alger)

IV.3.1.1 Géométrie du problème

Compte tenu de l'axisymétrie du problème, l'étude se focalise sur la moitié du domaine circulaire dans le but de réduire le temps de calcul. Notre pieu de 1m de diamètre est implanté dans un massif de sol multicouches **Figure IV.2**). Les couches de sol sont considérées obéir à la loi élastoplastique de Mohr-Coulomb sans écrouissage et le pieu en béton armé de rigidité constante est considérée élastique linéaire isotrope. Le sol est considéré complètement saturé au-delà de deux (2), mètre de profondeur. La définition de la géométrie du modèle des matériaux et du type de chargement se font dans le sous-programme '**Input**'. Le chargement est modélisé comme une charge répartie et les déplacements sont bloqués en translation suffisamment loin pour éviter les interférences sur les résultats numériques. Le coefficient R_{int} qui traduit le contact entre l'ouvrage et le sol a été varié pour tenir compte des changements de l'état des contraintes au niveau du sol due au voisinage du forage. Le maillage choisi est de type très fin cela et en vue d'obtenir plus de précision possible. L'état des contraintes initiales (pression interstitielle et champ des contraintes effectives initiales) est spécifié dans la partie traitant les conditions initiales.

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, on passe au programme de calcul dans le sous-programme '**Calculation**'. Le calcul s'est fait par phasage :

- **Phase initiale** : cette phase représente l'application de la charge due au poids du sol. Ceci afin de produire les contraintes initiales correctes à ce modèle. Cependant, les déformations calculées dans la phase initiale ne sont pas considérées comme pertinentes pour d'autres calculs. Par conséquent, ces déplacements sont, par défaut, réinitialisés au début de la phase de calcul suivant.
- **Phase 2** : dans cette phase, on met en place notre pieu en remplaçant les couches du sol dans la partie géométrique du pieu par son matériau constitutif (béton).
- **Phase du chargement** : Le chargement s'est effectué par incréments suivant le même programme adopté pour le pieu d'essai PV1. Le chargement est appliqué par l'activation de la charge répartie après lui avoir donné la valeur correspondante.

Une fois que tous les incréments sont définis, on lance le calcul en appuyant sur l'icône '**Calculate**'

Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton utilisé sont regroupées dans le Tableau IV.1):

Tableau IV.1 Paramètres physiques et mécaniques du béton

Désignation	Epaisseur (m)	γ_h (KN/m ³)	E (MPa)	ν	C (KPa)	EI (MN.m ² /m)	EA (MN/m)
Pieu en BA	0,5	25	32000	0,18	-	1578	25249

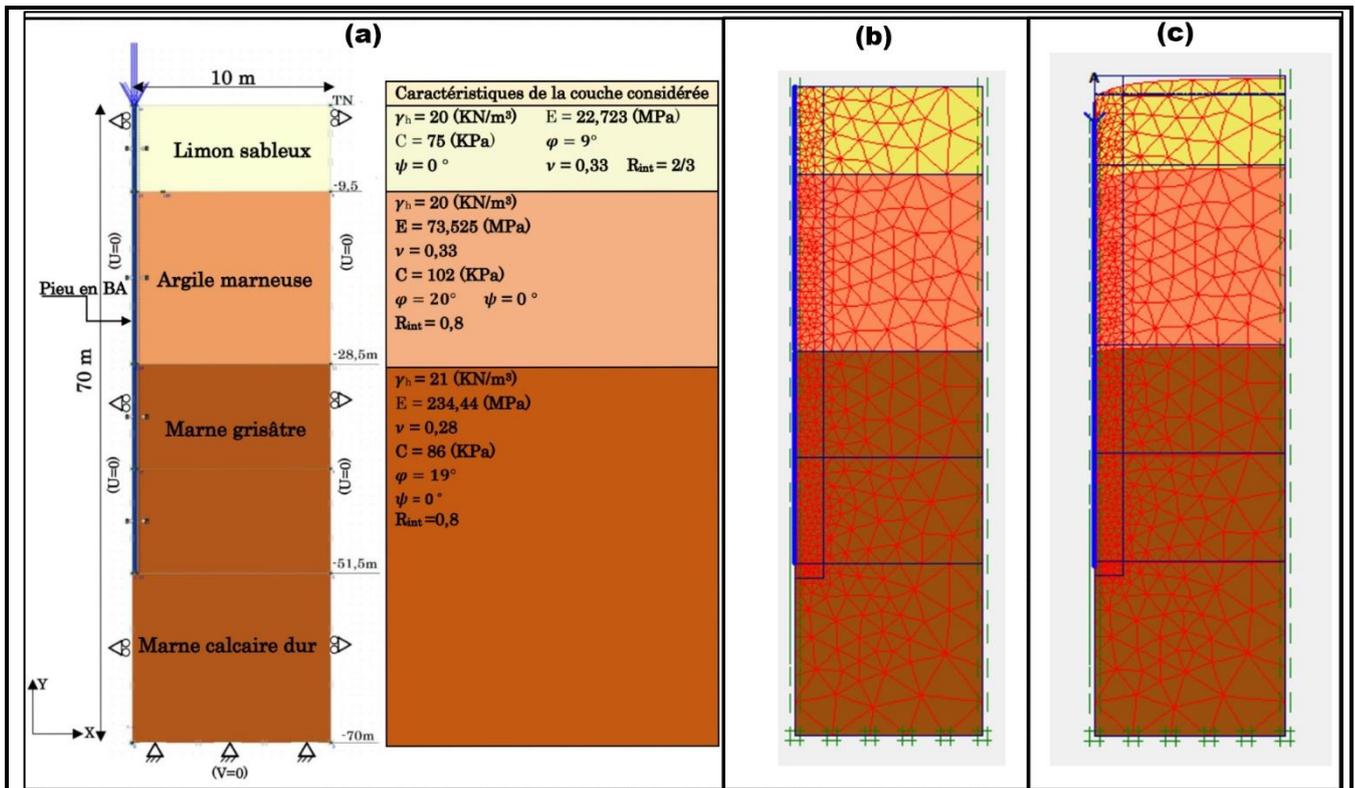


Figure IV.2 Modèle pieu isolé Plaxis (a)-Caractéristiques mécaniques et conditions au limite (b)-Maillage EF (c)-Déformée du maillage

Discussion des résultats

Les résultats obtenues en terme de déplacement illustrés en Figure IV.3) montrent une différence entre les valeurs obtenues par le programme par rapport au ceux de l'essai de chargement statique . La différence de déplacement varie progressivement en fonction de la charge appliquée en allant de 1 jusqu'à 6mm soit un écart relatif de 23%. Une telle divergence se justifie par degré de la fiabilité de la représentation réelle du modèle par l'axisymétrie.

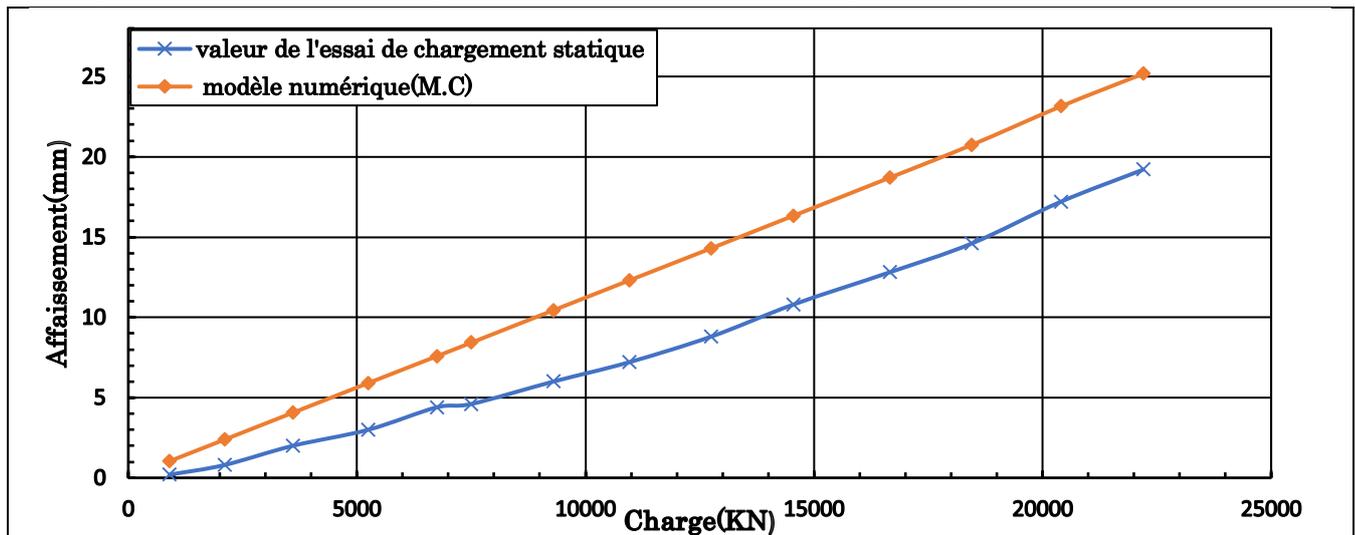


Figure IV.3 Diagramme charge affaissement du modèle numérique et l'essai de chargement statique

IV.3.1.2 Influence de la loi de comportement du pieu

Dans le but d'étudier l'influence du passage d'un matériau ayant un comportement élastique linéaire vers un matériau à un comportement élastoplastique, nous avons introduit les deux caractéristiques plastiques (moment plastique et l'effort normal plastique) dans le modèle Plaxis.

Pour le calcul du moment plastique du pieu, le passage d'une section circulaire à une section carré équivalente est indispensable. Les démarches suivies pour se faire sont illustrées ci-dessous :

Calcul de la section carrée équivalente

$$\frac{\pi D^2}{4} = B_{\text{équivalente}}^2 \rightarrow B_{\text{équivalente}} = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} = 0,886 \text{ m}$$

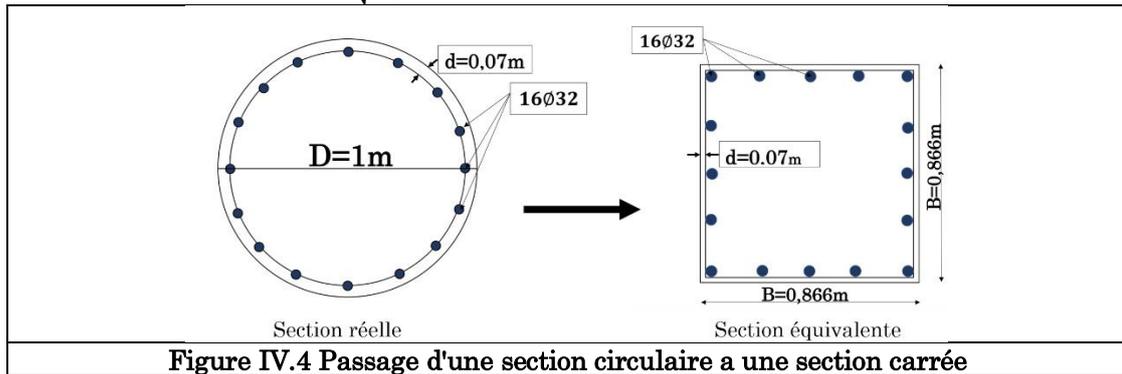


Figure IV.4 Passage d'une section circulaire a une section carrée

a) Calcul du moment plastique

Pour raison de symétrie de la section géométrique ainsi que le ferrailage nous avons

$$M_{pl}^{xx} = M_{pl}^{yy}$$

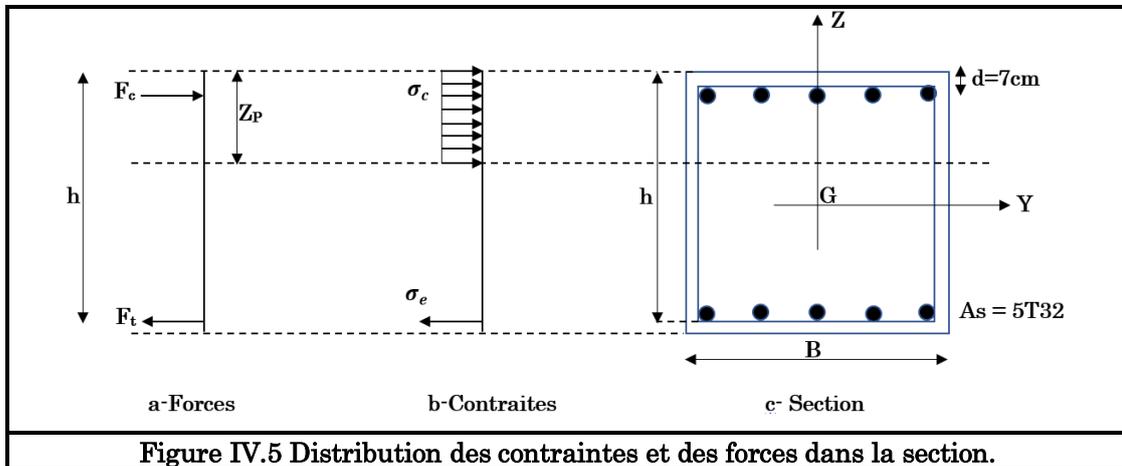


Figure IV.5 Distribution des contraintes et des forces dans la section.

Calcul de l'axe neutre plastique

$$\text{Effort normal : } N = \iint_{(\Omega)} \sigma ds = (F_c - F_t) = 0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_c = F_t \\ A_s \sigma_e = B Z_p * \sigma_c \end{array} \right\} \Rightarrow Z_p = \frac{A_s \sigma_e}{B \sigma_c}$$

$$Z_p = \frac{A_s \sigma_e}{B \sigma_c} = \frac{(950 * 10^3) * (128,61 * 10^{-4})}{(0,886 * 45 * 10^3)} = \boxed{Z_p = 0,306 \text{ m}}$$

$$M_{pl} = \sigma_e * A_s \left(h - \frac{Z_p}{2} \right)$$

$$h = 0,886 - 0,07 = 0,816 \text{ m}$$

$$M_{pl} = (950 * 10^3) * (128,61 * 10^{-4}) * \left(0,816 - \frac{0,306}{2} \right) \Rightarrow \boxed{M_{pl} = 8097,78 \text{ KN.m}}$$

b) Calcul de l'effort normal plastique

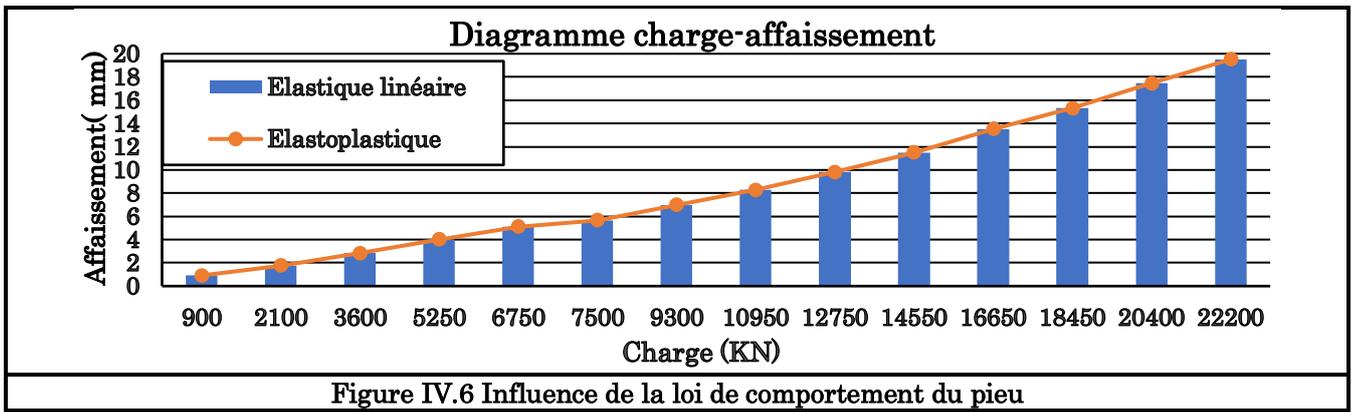
$$N_{pl} = (A_c * \sigma_{bc}) + (A_s * f_e)$$

$$A_c = A_T - A_s = (88,6 * 88,6) - 128,65$$

$$\boxed{A_c = 7721,34 \text{ cm}^2}$$

$$N_{pl} = (7721,34 * 10^{-4} * 25,5 * 10^3) + (128,65 * 10^{-4} * 950 * 10^3) \Rightarrow \boxed{N_{pl} = 31911,17 \text{ KN}}$$

En introduisant les valeurs de M_{pl} et N_{pl} dans le modèle Plaxis et après l'analyse nous avons obtenu les valeurs de déplacement en fonction de la charge Figure IV.6), superposées a ceux du modèle ayant un comportement élastique linéaire.



On remarque que les valeurs du déplacement des deux modèles sont identiques et que la loi de comportement n'a aucun effet sur les résultats de l'analyse, cela se justifie par le fait que la charge maximale que nous avons appliquée sur le pieu (22200KN) est loin de la charge limite ($N_{pl} = 31911KN$) qui engendrera la plastification de notre pieu, d'où on constate que le comportement plastique intervient une fois la chargement limite atteint.

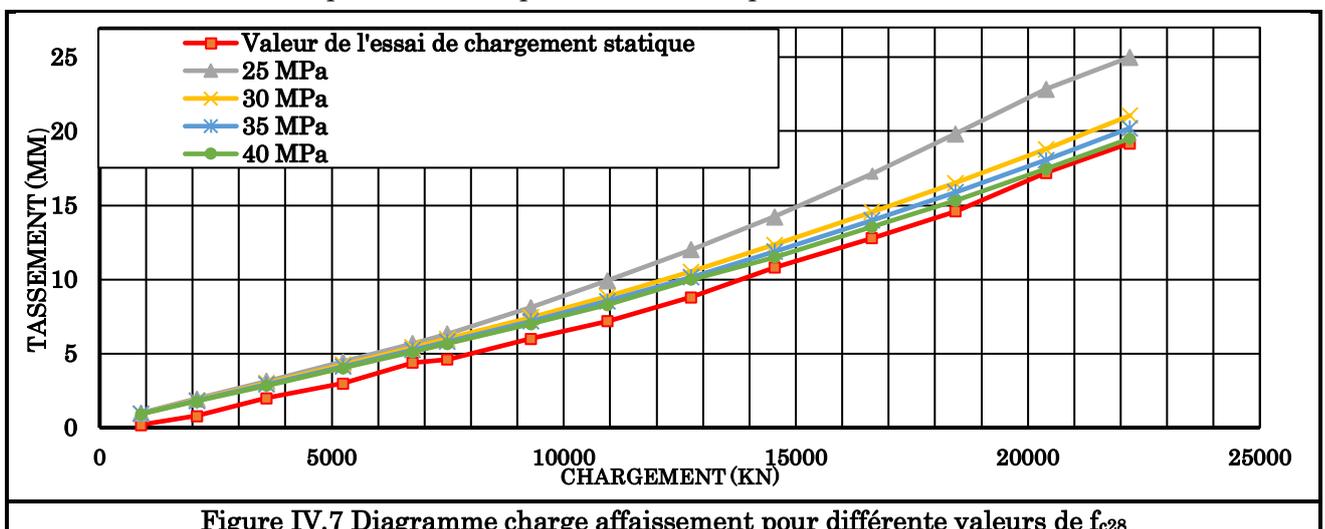
IV.3.1.3 Influence de la rigidité du pieu

La rigidité des pieux dépend essentiellement de la classe de résistance du béton utilisé, mais n'empêche que des paramètres, comme les conditions du coulage du béton, impactent cette dernière. Puisqu'il n'y a pas moyen de mesurer la déformation du béton qui nous permettra de calculer le vrai module élastique de notre béton nous avons proposé de faire un ensemble de modèles ou nous avons varié la résistance du béton a 28 jour (f_{c28}) qui est liée directement à la rigidité du pieu par la formule suivante:

$$E_b = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa} \tag{IV.2}$$

Dans le but de déterminer la valeur réelle du module élastique du béton en comparant les valeurs du tassement du modèle à ceux de l'essai de chargement statique. La résistance à la compression du béton a été variée suivant la progression ($f_{c28} = 25, 30, 35, 40MPa$) en vue d'établir l'effet de la rigidité du pieu sur le déplacement.

Les résultats obtenus en terme de déplacement pour les différentes valeurs de (f_{c28}) sont illustrées en Figure IV.7). On remarque que la rigidité du pieu a une grande influence sur son déplacement vertical. La croissance de la rigidité EI engendre une diminution remarquable du tassement. Pour une valeur de $f_{c28} = 40MPa$ nous avons obtenu des valeurs de tassement très proches des valeurs réelles, avec un écart relatif de 1,53 %. Cela veut dire que le modèle numérique reflète réellement le comportement du pieu en terme déplacement.



IV.3.2 Modélisation 3D pieu isolé

Dans cette section nous avons tenté d'appréhender le comportement d'un pieu isolé, avec un modèle tridimensionnel réalisé sous CESAR-LCPC version 5 en vue de voir la différence avec le modèle axisymétrique en terme de déplacement et de distribution des contraintes. Dans le but d'économiser le temps de calcul et vue la symétrie du problème, l'étude se focalise sur un quart ($\frac{1}{4}$) du pieu circulaire avec son domaine équivalent.

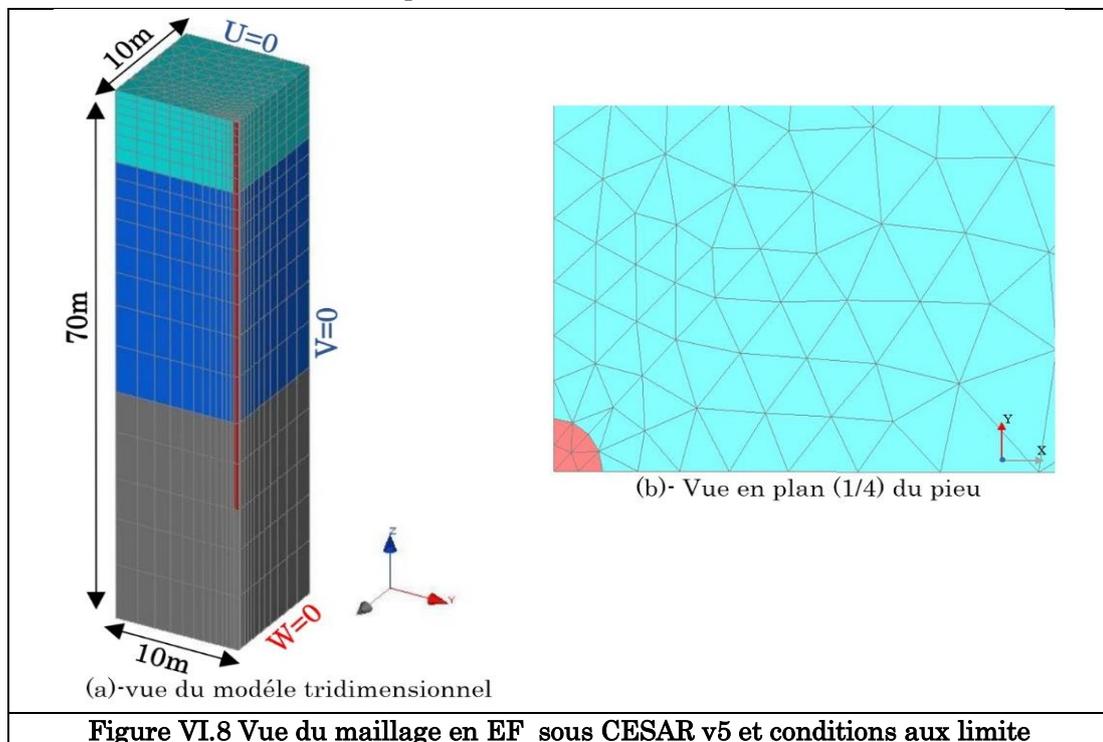


Figure VI.8 Vue du maillage en EF sous CESAR v5 et conditions aux limite

Compte tenu de la lourdeur des calculs numériques ce modèle n'intègre pas les conditions de contact à l'interface sol-pieu. Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol considérées ainsi que le pieu dans les modèles ont été cadrées en concordance avec le modèle axisymétrique. Le problème a été traité avec le module MCNL, l'ensemble des déplacements ont été bloqués comme le montre la Figure VI.8). En ce qui concerne les phases de calcul, elles sont regroupées en trois phases principales : La première phase est réservée à la génération des contraintes géostatiques dues au poids propre du sol (σ'_{vv} , σ'_{h0}), la deuxième phase est dédiée à la mise en place du pieu avec ces différents paramètres, quant à la phase 3 qui concerne le chargement, elle se compose de différentes sous phase ou le chargement est appliqué sous forme de contrainte (KN/m^2).

Discussion des résultats

La Figure IV.9) montre la distribution des tassements le long du fut du pieu. On remarque que l'ensemble des déplacements sont concentrés en tête du pieu ou le déplacement maximal est atteint. Cela signifie que d'après le modèle numérique les 20 premiers millimètre ont été mesuré à l'intérieure du pieu. Le développement des tassements dans la partie supérieure mobilisant les premiers effets de frottement latéral. Par ailleurs on relève un écart de l'ordre de 5,74mm (écart relatif de 23%) par rapport à l'essai de chargement statique du pieu PV1.

La Figure IV.10) illustrant la distribution des déformations le long du pieu montre une concentration de ces dernières au niveau de la partie supérieure, cela est tout à fait logique vue que les déplacements ont été mesurés dans cette partie même

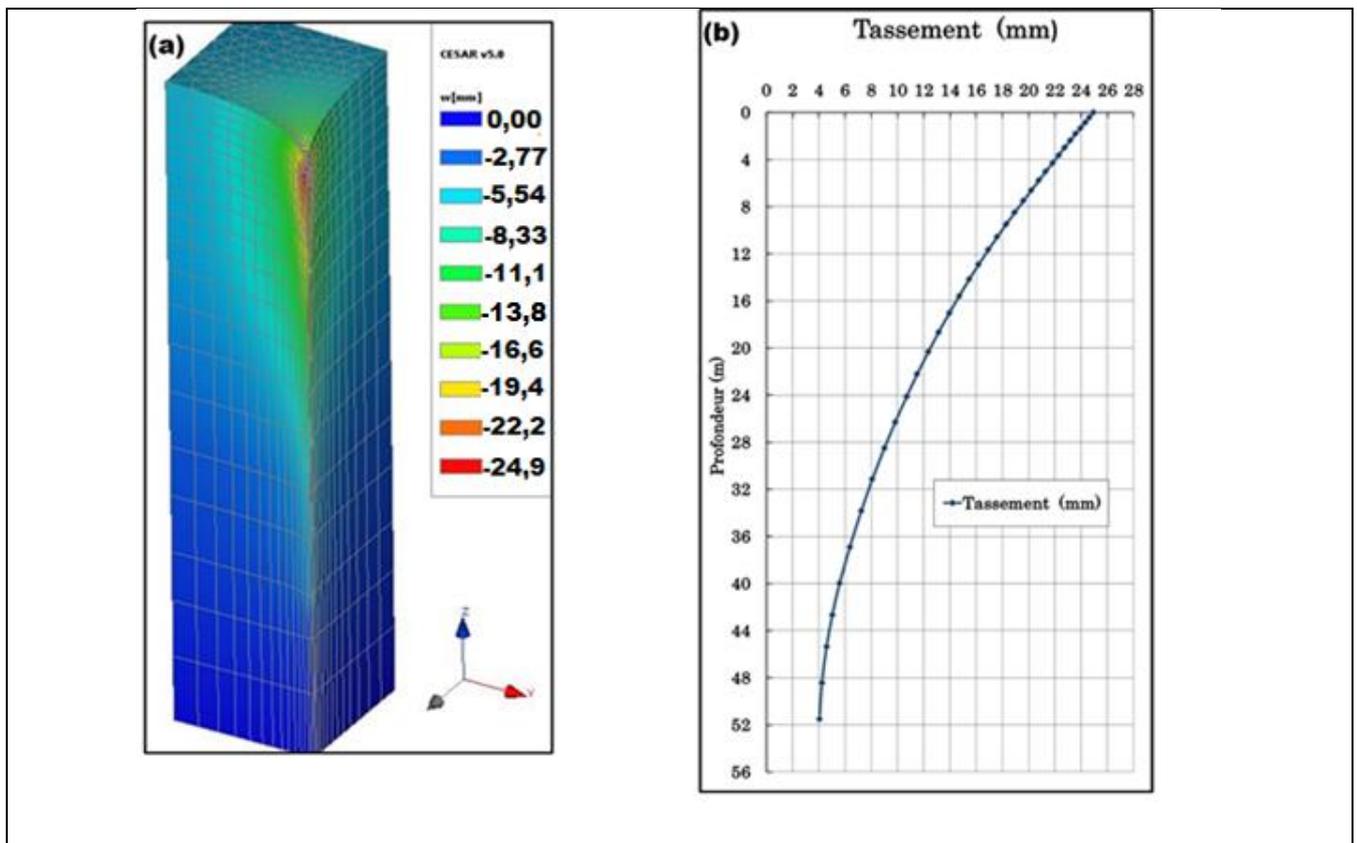


Figure IV.9 Distribution du déplacement le long du fut cas du chargement maximale 22200KN
(a)-Déformée du maillage EF (b)- Courbe ($W_z=f_z$)

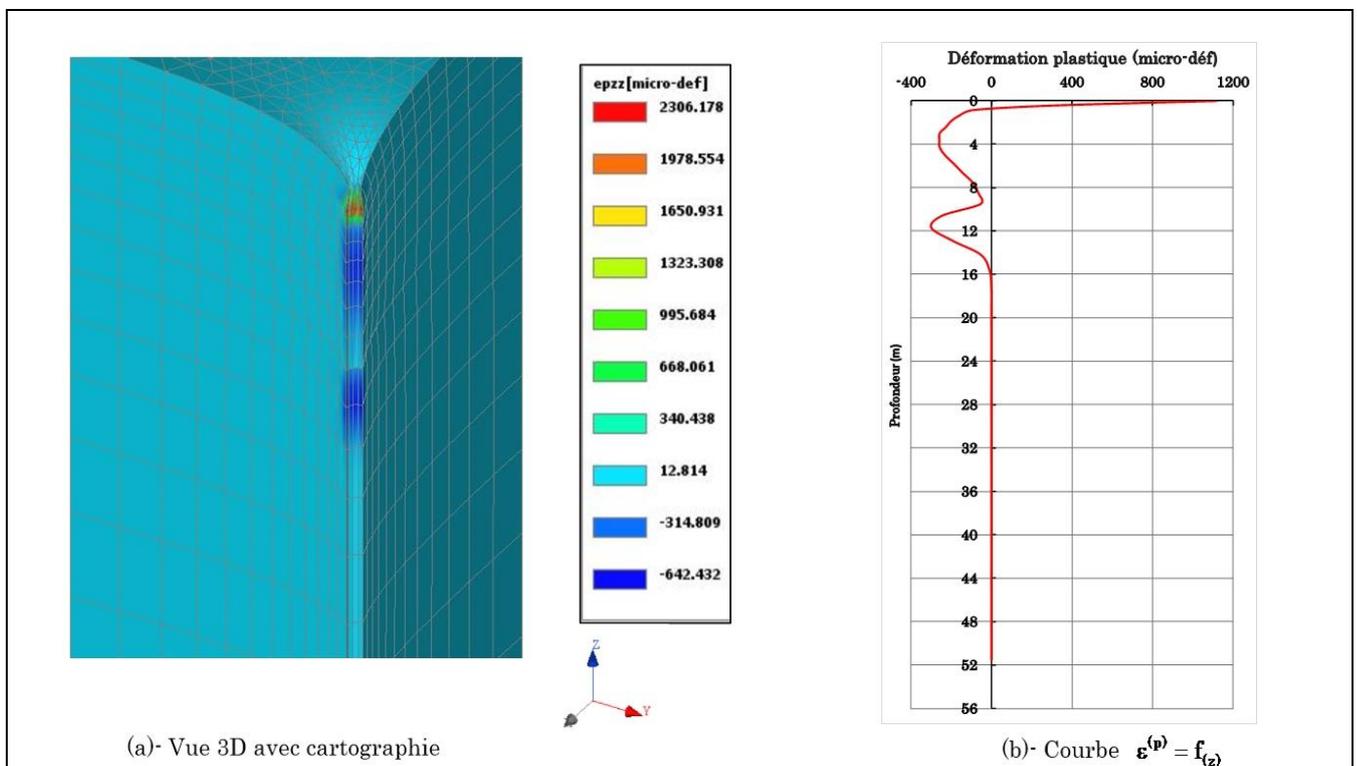


Figure IV.10 déformation E_{zz} le long du pieu cas du chargement maximale 22200KN
(a)- Vue 3D avec cartographie (b)- Courbe $\epsilon^{(p)} = f_z$

IV.3.3 Groupe de pieux en axisymétrie

L'objectif de cette modélisation est de déterminer numériquement la distance (entre-axes des pieux) à partir de laquelle le pieu d'un groupe se comporte comme étant isolé. Les modèles élaborés

pour cet essai se résument aux mêmes caractéristiques du sol et des pieux utilisés pour les modèles du pieu isolé

Le problème consiste à modéliser un groupe de pieux de forme circulaire comportant un pieu central et 3 anneaux avec un nombre total de 39 pieux. Dans le but d'analyser l'influence de l'entre axe (d) des pieux sur le coefficient d'efficacité (C_e) traduisant l'effet de groupe pieux, nous avons varié l'entre axe (d) suivant la progression suivante : (d=2B, 2,5B, 3B, 3,5B, 4B)

IV.3.3.1 Construction géométrique du modèle axisymétrique

Le passage du modèle tridimensionnel en axisymétrie (Figure IV.11) nécessite le calcul de l'épaisseur équivalente de chaque anneau constituant le groupe de pieu, ainsi que la charge équivalente. Un exemple illustratif est présenté en (IV.3.3.2). Concernant le chargement nous l'avons transmis au groupe pieux par le biais d'un radier de 1m d'épaisseur au quel on a attribué un poids volumique nul pour ne pas affecter le résultat de l'analyse.

IV.3.3.2 Calcul de l'épaisseur et la charge équivalente (d= 3B, N_u=900KN)

Pour (d=3B= 3m) nous avons un premier anneau de 6m de diamètre comportant 9 pieux et un radier de 18m de diamètre.

$$e_{\text{équivalente}} = \frac{N * A_p}{P} = \frac{6 * 0,785}{18,84} = 0,25m$$

$$e_{\text{équivalente}} = 0,25m$$

$$N_{\text{équivalent}} = \frac{N_T * N_u}{P_T} = \frac{38 * 900}{3,14 * 18,5^2 / 4} = 127,29KN / m^2$$

$$N_{\text{équivalent}} = 127,29KN / m^2$$

Avec :

- P: Périmètre de l'anneau
- N_{équivalent} : Le chargement appliqué au radier
- N_T = Nombre total de pieux
- N_u = La charge d'un pieu isolé
- P_T: Périmètre du radier
- e_{équivalente} : l'épaisseur équivalente des anneaux
- N : Nombre de pieux dans l'anneau considéré
- A_p : Section du pieu

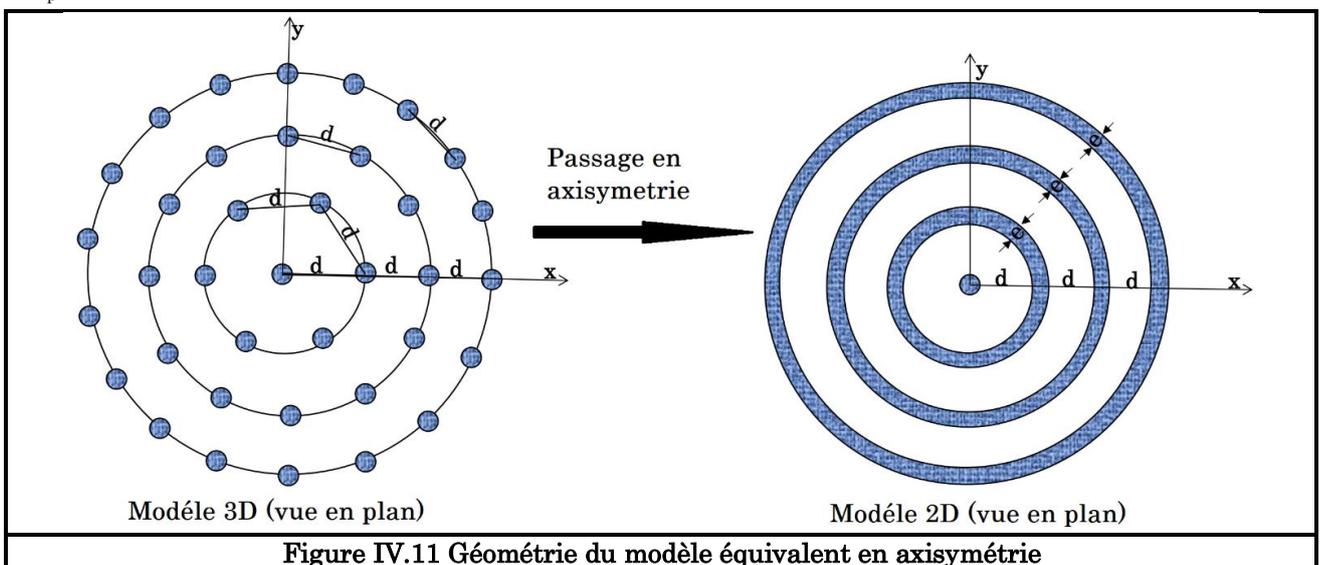


Figure IV.11 Géométrie du modèle équivalent en axisymétrie

Les étapes de calcul sont les mêmes que pour le modèle d'un pieu isolé. Pour la phase du chargement nous avons programmé quatre incréments de charge (900, 9300, 14800, 22200 KN) La Figure IV.12) présente une coupe verticale du modèle servant l'analyse de l'effet de groupe .

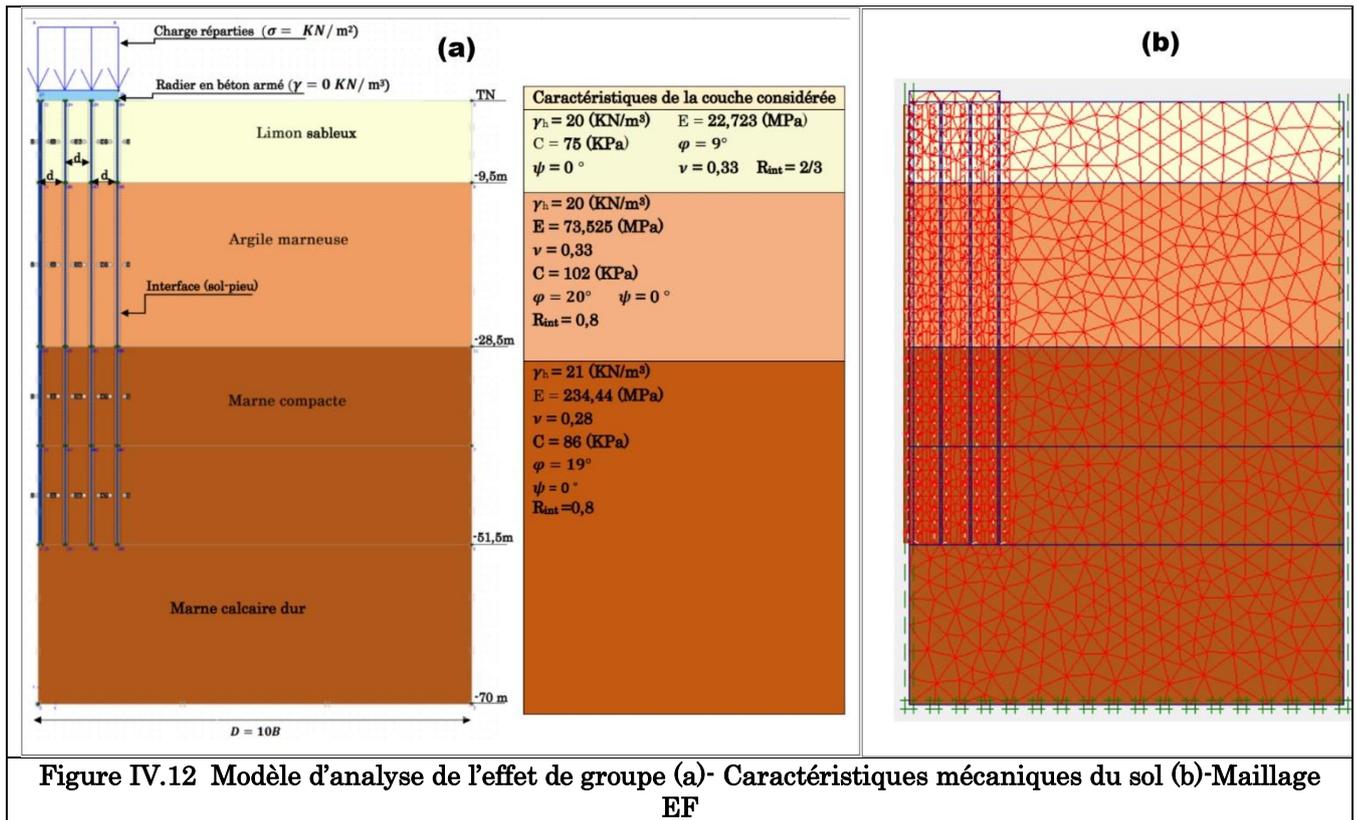


Figure IV.12 Modèle d'analyse de l'effet de groupe (a)- Caractéristiques mécaniques du sol (b)-Maillage EF

Discussion des résultats

Les résultats obtenus nous ont permis de calculer le coefficient d'efficacité C_e pour les différentes valeurs de l'entre axe (d) pour chaque incrément de charges. La Figure IV.13) montre la variation du coefficient d'efficacité C_e en fonction de la charge appliquée. On remarque une augmentation de C_e jusqu'à une valeur maximale correspondant à une charge de 9300KN cela pour l'ensemble des valeurs d'entre axe. Au-delà de cette valeur, le coefficient C_e diminue pour ($d= 2; 2,5; 3B$). Pour les deux autres valeurs ($d= 3,5$ et $4B$) le coefficient d'efficacité augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur proche de 1. La Figure IV.14) illustre la variation de C_e en fonction du rapport (d/B). Le coefficient C_e augmente progressivement avec le rapport (d/B) pour l'ensemble des valeurs de charge, ce qui coïncide avec la littérature. Nous remarquons aussi que les résultats de capacité de charge dans un groupe de pieux ayant des entre-axe $d \geq 3,5B$ ne sont pas affectés par une réduction substantielle $C_e=0,98$ (valeur proche de 1).

Ainsi, on conclut que le coefficient d'efficacité traduisant l'effet de groupe ne dépend pas uniquement de la valeur de l'entre-axe mais aussi de la valeur du chargement. Cela veut dire que lors de l'estimation d'un éventuelle effet de groupe, il est faut prendre en compte les valeurs du chargement aux quel notre groupe sera soumis.

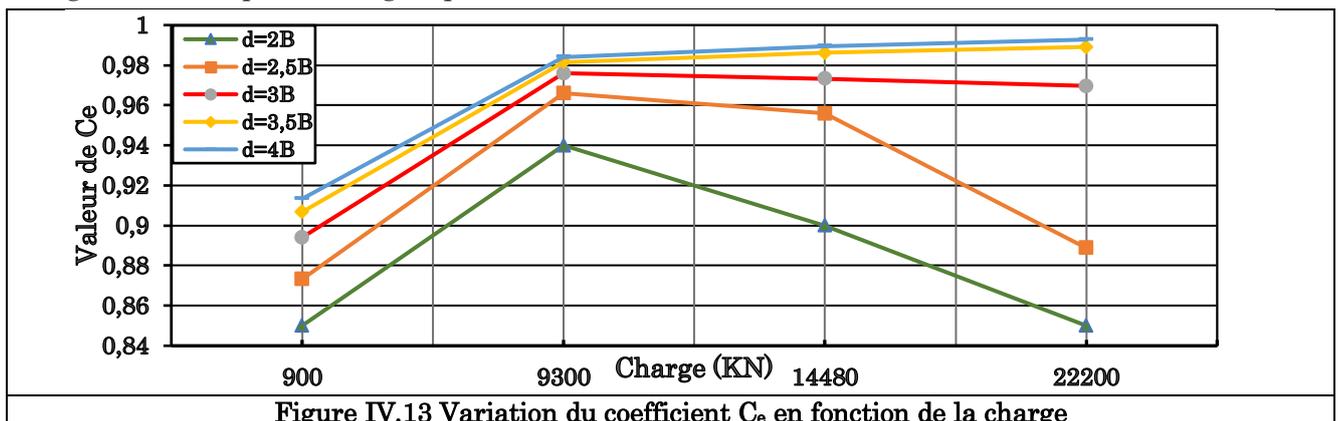
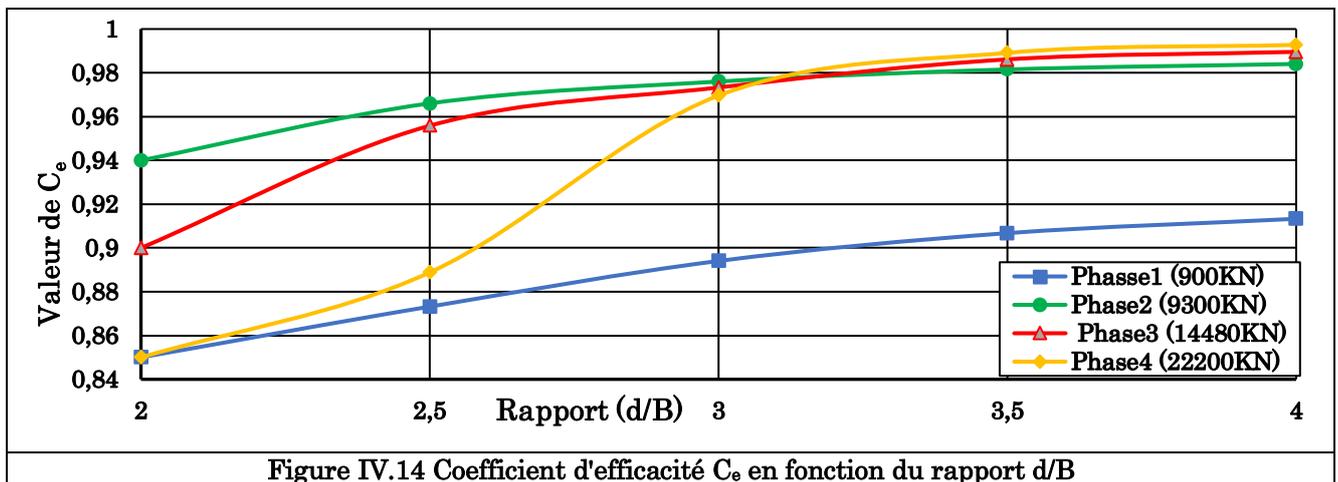


Figure IV.13 Variation du coefficient C_e en fonction de la charge

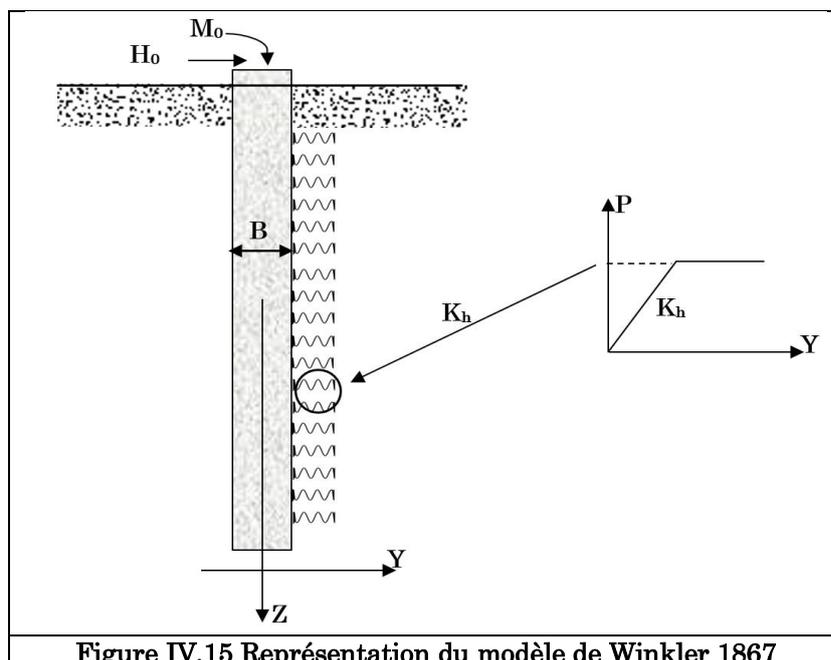


IV.4 Modélisation du comportement des pieux sous charge latérale

IV.4.1 Interprétation analytique par le modèle de Winkler

La prédiction précise de la réponse d'un pieu soumis à un chargement latéral dépend fortement de la modélisation appropriée de l'interaction sol-pieu. La complexité de cette dernière réside dans son caractère tridimensionnel et de la multitude des paramètres physiques mis en jeu. En 1867 Winkler en introduisant le module de réaction du sol (K_f) qui lie directement la charge appliquée au pieu (P) au déplacement (Y) a permis une avancée dans le domaine d'analyse du comportement des pieux chargés latéralement. Le principe de cette méthode consiste à modéliser le pieu par une poutre unidimensionnelle de longueur L, de diamètre B et de rigidité à la flexion E_pI_p. Le sol est modélisé par des ressorts indépendants dont la réaction est fonction du déplacement latéral du pieu (courbes (P-Y)). Le calcul des pieux se ramène à la résolution de l'équation différentielle classique (IV.3) d'une poutre liée au milieu extérieur par une densité d'appuis. Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_f y = 0 \tag{IV.3}$$



La résolution de cette équation nous mène à des formules (IV.4) qui nous permettent de calculer les différentes sollicitations (effort tranchant et moment fléchissant) ainsi que la distribution des déplacements le long de fût du pieu ,

$$\begin{aligned}
 \text{(a) – Déformée horizontale} \quad y(z) &= \frac{2H}{K_f l_0} e^{-z/l_0} \times \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) \\
 \text{(b)- Moment fléchissant} \quad M(z) &= H l_0 e^{-z/l_0} \times \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \\
 \text{(c) – Effort tranchant} \quad T(z) &= H e^{-z/l_0} \times \left(\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right)
 \end{aligned}
 \tag{IV.4}$$

Avec

$$L_0 = \left(\frac{4 * E_p * I}{K_f} \right)^{0.25} \tag{IV.5}$$

La longueur élastique ou transfert du pieu

L'évaluation de K_f est effectuée à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard suivant la formule suivante :

$$K_f = \frac{12 * \bar{E}_M}{\frac{4}{3} * \frac{B_0}{B} * \left(2.65 * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} \tag{IV.5}$$

$B_0=0,6$ [Fascicule 62 titre V page 92]

Avec \bar{E}_M moyenne harmonique du module pressiométrique E_M calculé à partir de la formule

$$\frac{\bar{h}}{\bar{E}_M} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{Mi}} = \frac{1}{E_{M1}} + \frac{1}{E_{M2}} + \dots + \frac{1}{E_{Mn}} \tag{IV.6}$$

IV.4.2 Application au pieu d'essai PH1

Dans ce qui suit nous allons faire une application numérique du modèle de Winkler en exploitant les valeurs des paramètres pressiométriques (SP71) voisinant le pieu PH1, en vue de confronter les résultats obtenus avec ceux en vraie grandeur

a) Calcul du module de réaction linéique K_f

Le fait que notre pieu est ancré dans un sol a deux couches, a fait que nous avons calculé les paramètres pour chaque couche séparément. Le Tableau IV.2) englobe l'ensemble des valeurs des différents paramètres.

Tableau IV.2 Valeurs des paramètres nécessaires pour le calcul du module de réaction linéique K_f

N°	Désignation	Epaisseur(m)	E_M/P_1	α	\bar{E}_M (Kpa)	K_f (Kpa)
01	Limon sableux	0; -9,5	5,50	1/2	4554	25053,3
02	Argile marneux	-9,5 ; -25	16,08	2/3	16543	70390,57

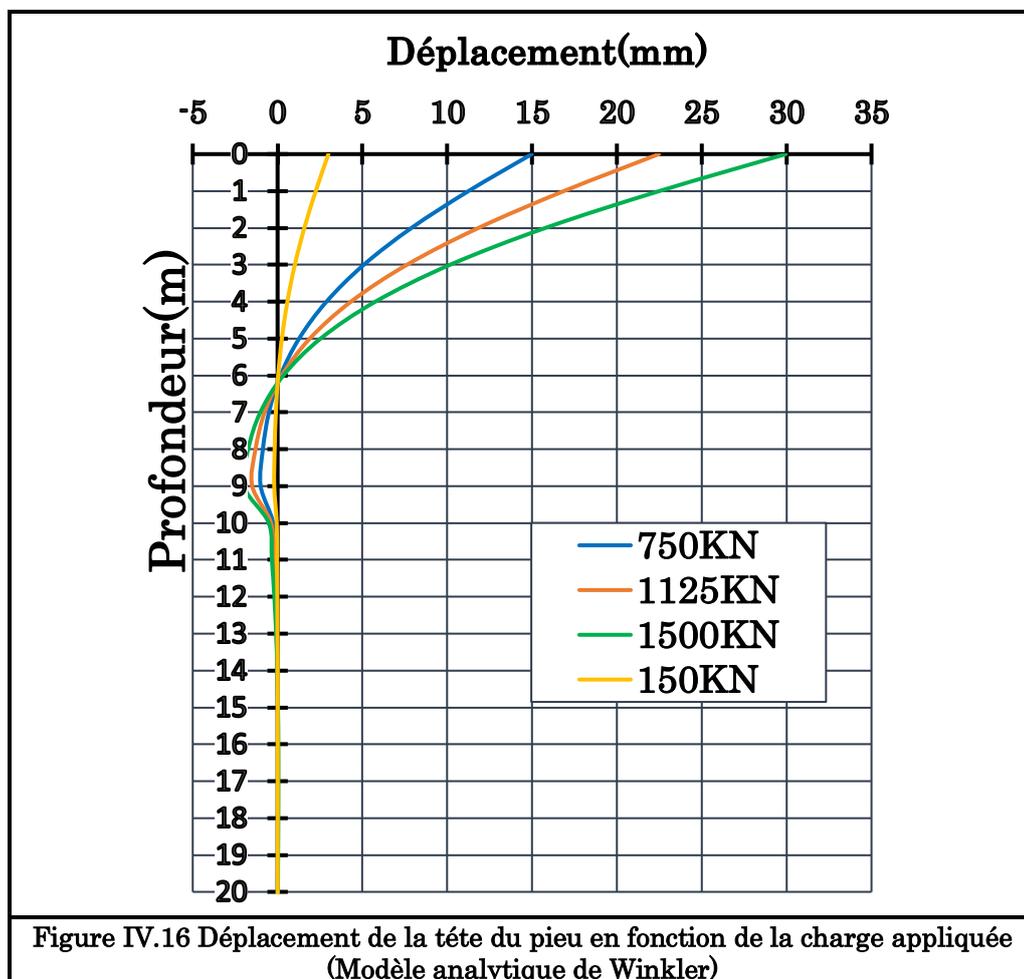
En utilisant les paramètres ci-dessus et à l'aide des formules (IV.2) nous avons pu calculer les déplacements ainsi que les efforts tranchants et les moments fléchissant le long du fut de notre pieu et cela pour différentes valeurs de charge ($H_u=150, 750, 1125, 1500$ KN). Les valeurs des incréments de charge ont été choisies suivant le programme de l'essai de chargement statique horizontal afin de pouvoir comparer les résultats obtenus à ceux en vraie grandeur. Ces dernières sont présentées sous formes de courbes qui illustrent la distribution des sollicitations le long du pieu.

IV.4.2.1 Discussion des résultats

La Figure IV.16) illustre le déplacement de la tête de pieu en fonction de sa position selon l'axe (ZZ). On remarque un déplacement max en tête du pieu (Z=0m) pour l'ensemble des charges. Le

déplacement décroît proportionnellement à la profondeur jusqu'à son annulation à 6m. Entre 6 et 12m le déplacement se manifeste avec des valeurs négatives qui se justifie par l'effet de la contre butée. On ce qui concerne les valeurs numériques des déplacements maximum, on constate un écart admissible entre les valeurs analytiques et réelles pour les trois premiers incréments de charge allant de 1,69 jusqu'à 9,54 mm. Celui-ci se justifie par le fait que les résultats analytiques ne prennent pas en considération tous les paramètres influençant le comportement du pieu comme la procédure de mise en œuvre. Pour le dernier incrément qui présente un écart de 32,05mm ce qui est inadmissible, On admet que cet écart est dû à l'effet de chargement-déchargement (valeur tirée du quatrième cycle de chargement) qui a affaibli les caractéristiques du sol provoquant ainsi une diminution dans le module de réaction liée directement au déplacement.

Désignation	150 KN	750 KN	1125KN	1500KN
Déplacement selon l'essai de chargement (mm)	1,3	12	32	62
Déplacement selon le calcul analytique (mm)	2,99	14,97	22,46	29,95
Ecart (mm)	1,69	2,97	9,54	32,05

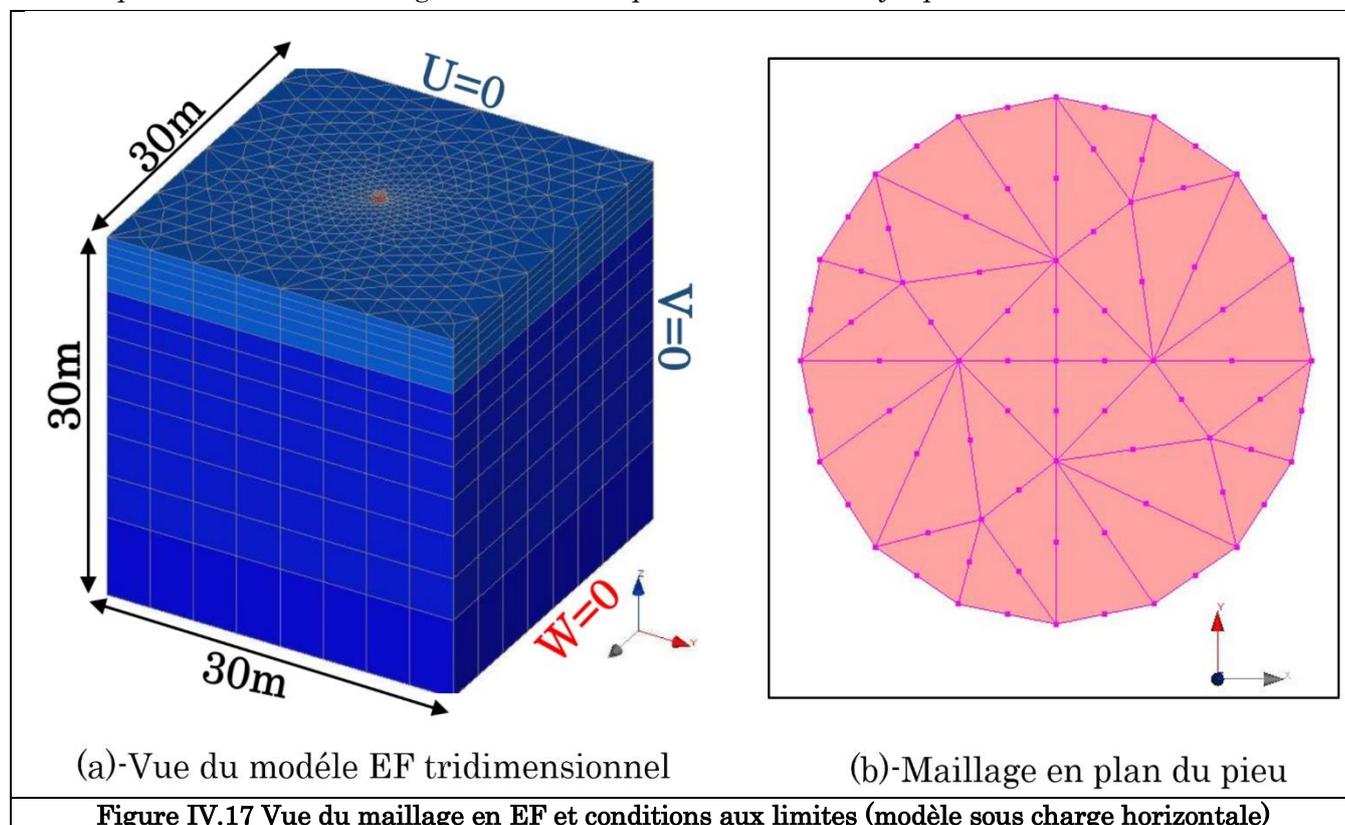


NOTE : Les résultats de l'effort tranchant ainsi que le moment fléchissant seront exposés ultérieurement à titre comparatif avec les résultats de la modélisation.

IV.4.3 Modélisation 3D d'un pieu isolé sous charge horizontale

La modélisation en 3D a été réalisé en vue d'analyser le comportement du pieu vis-à-vis des sollicitations horizontales. Le domaine ainsi que le pieu du modèle numérique EF réalisé avec

CESAR-LCPC v5 se caractérise par les mêmes caractéristiques du modèle sous charge axiale. La profondeur du pieu a été limitée à 20m. Les conditions aux limites se résument au blocage des déplacements résumés en Figure IV.17). Le chargement a été appliqué en quatre phases ou chaque phase est définie séparément. Le choix de la valeur des incréments de charge a été effectué suivant les valeurs de l'essai de chargement statique pour permettre une confrontation entre les valeurs numériques et mesures vraie grandeur ainsi que le modèle analytique de Winkler.



Discussion des résultats

La Figure IV.18) élucide la distribution des déplacements horizontaux le long du pieu obtenus par le modèle numérique superposé à ceux du modèle de Winkler. Nous remarquons une similitude de l'allure et des valeurs rapprochées présentant un écart qui varie entre 14% et 27%. La variation de l'effort tranchant suivant la profondeur illustrée dans la Figure IV.20) montre des allures similaires des deux modèles. Concernant les valeurs numériques un écart assez important se manifeste avec un écart relatif variant de 38% à 42%. Cette importante différence peut se justifier par l'effet de la non linéarité du matériau considéré par le CODE-CESAR qui est négligé par le modèle de Winkler. Quant au moment fléchissant Figure IV.21), les deux allures sont quasiment identiques présentant un écart négligeable de l'ordre de 0,03% à 6% comme écart maximal. Nous concluons ainsi que la méthode de résolution de Winkler est convergente par rapport au modèle EF en ce qui concerne les éléments de réduction (M.N.T)

La Figure IV.19) indiquant l'influence du chargement horizontal sur le déplacement vertical montre des déplacements de 0,2 jusqu'à 2,28 mm, on admet que l'effet du chargement latéral sur le tassement du pieu ne peut être négligé. Les valeurs positives et négatives indiquées en cartographie dans la même figure se justifient par le type de sollicitations auxquelles chaque zone est soumise ; Ceci dit, la zone rouge travaille à la traction et la zone bleue travaille à la compression.

La déformation totale plastique illustrée en Figure IV. 22) présente une concentration de cette dernière en tête du pieu, les valeurs négatives se justifient par la nature de la déformation ou une partie du sol est comprimée tandis que l'autre partie est tendue .

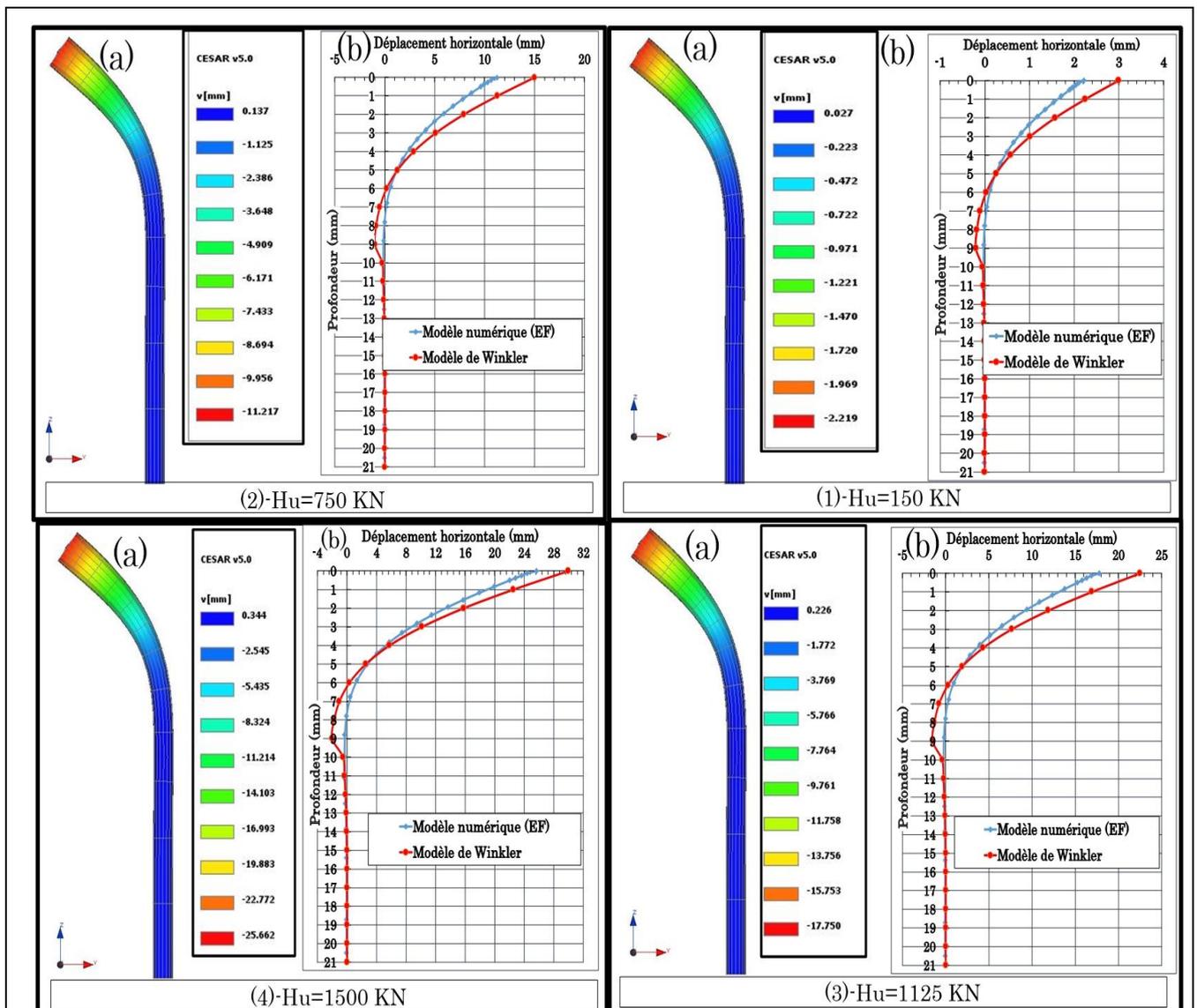


Figure IV.18 Distribution des déplacements le long du pieu (a)- déformé du maillage (modèle numérique EF) (b)- courbe ($V_y=f(z)$)

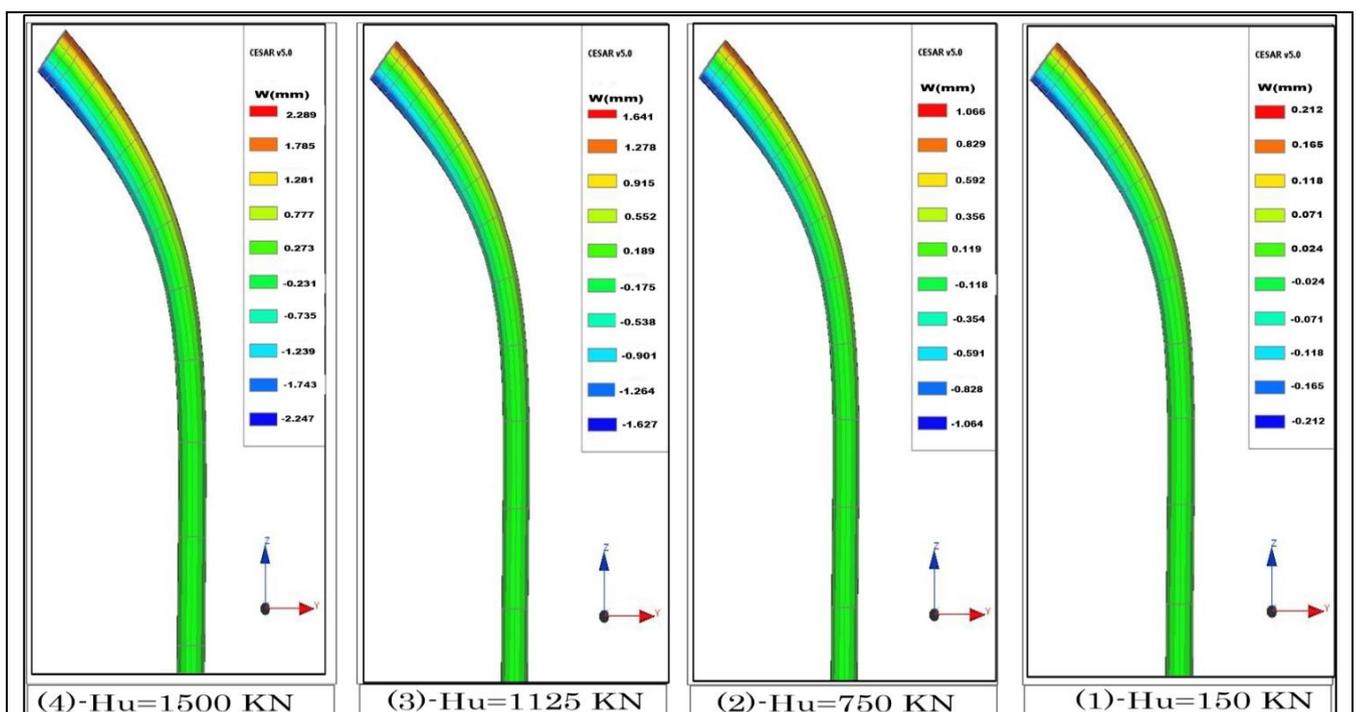


Figure IV.19 Influence du chargement horizontal sur le déplacement vertical

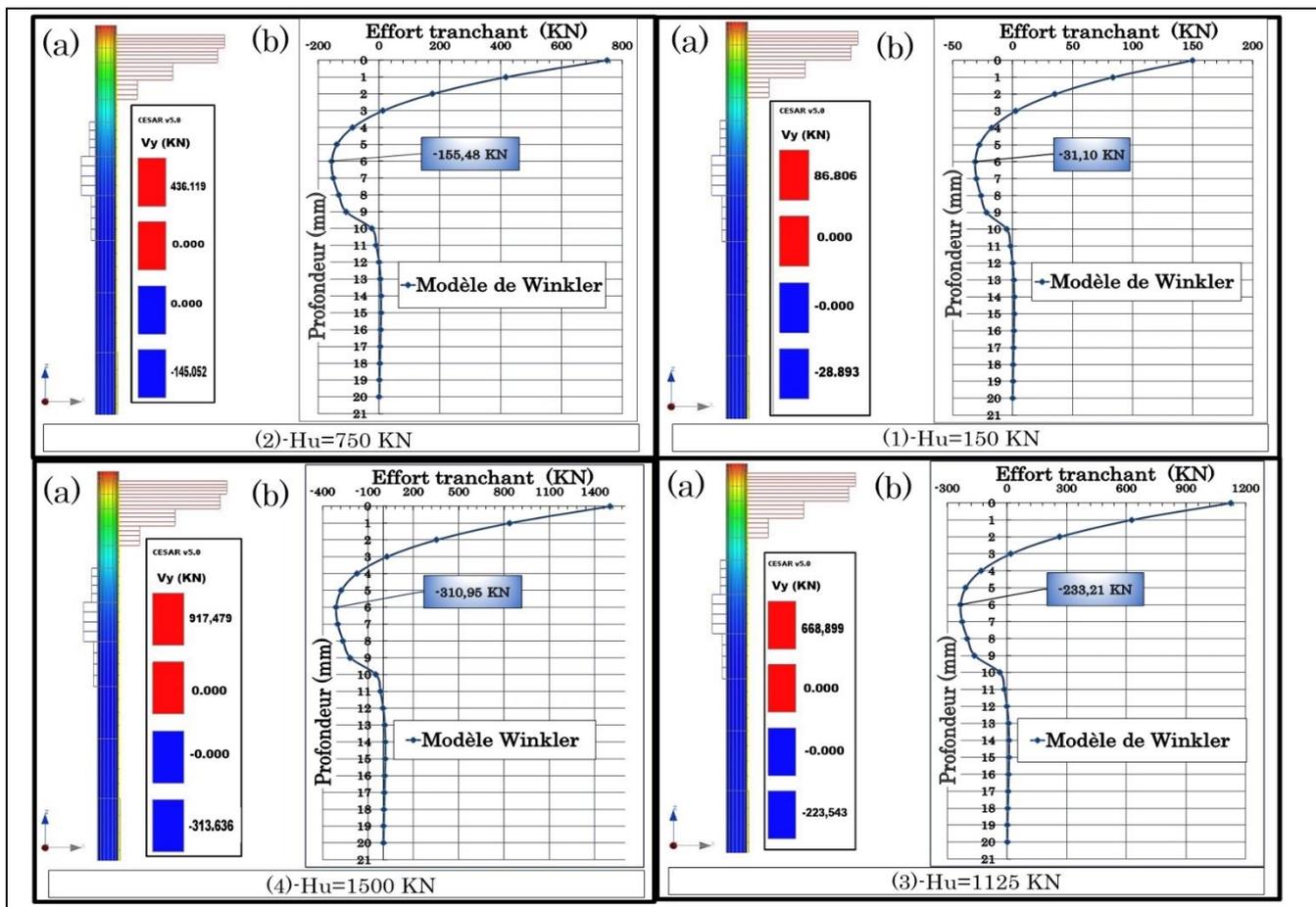


Figure IV.20 Distribution des efforts tranchants (a)-modèle numérique(EF) (b)- courbe($V_y=f(z)$)

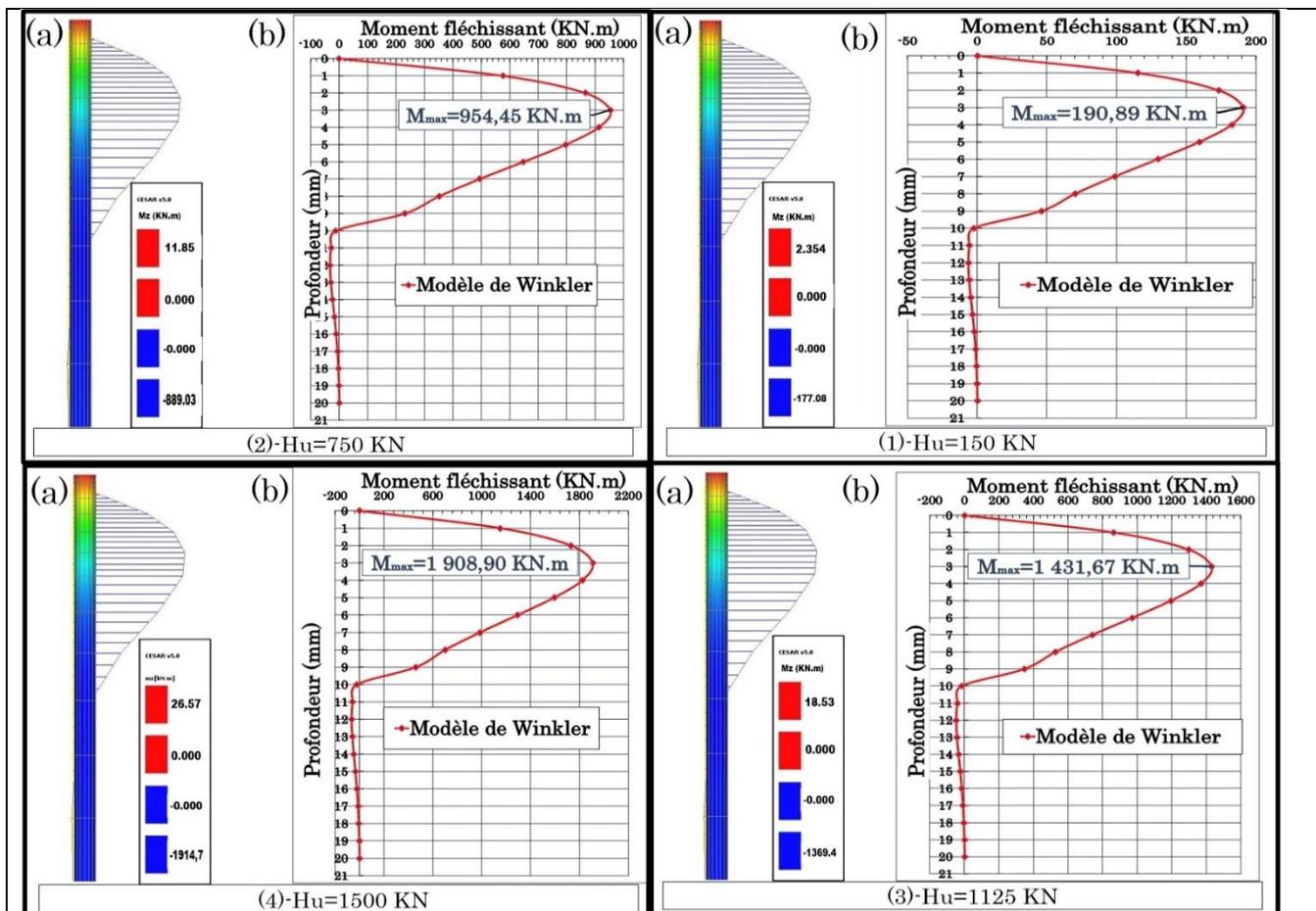


Figure IV.21 Distribution des moments fléchissant (a)-modèle numérique (EF) (b)- courbe ($V_y=f(z)$)

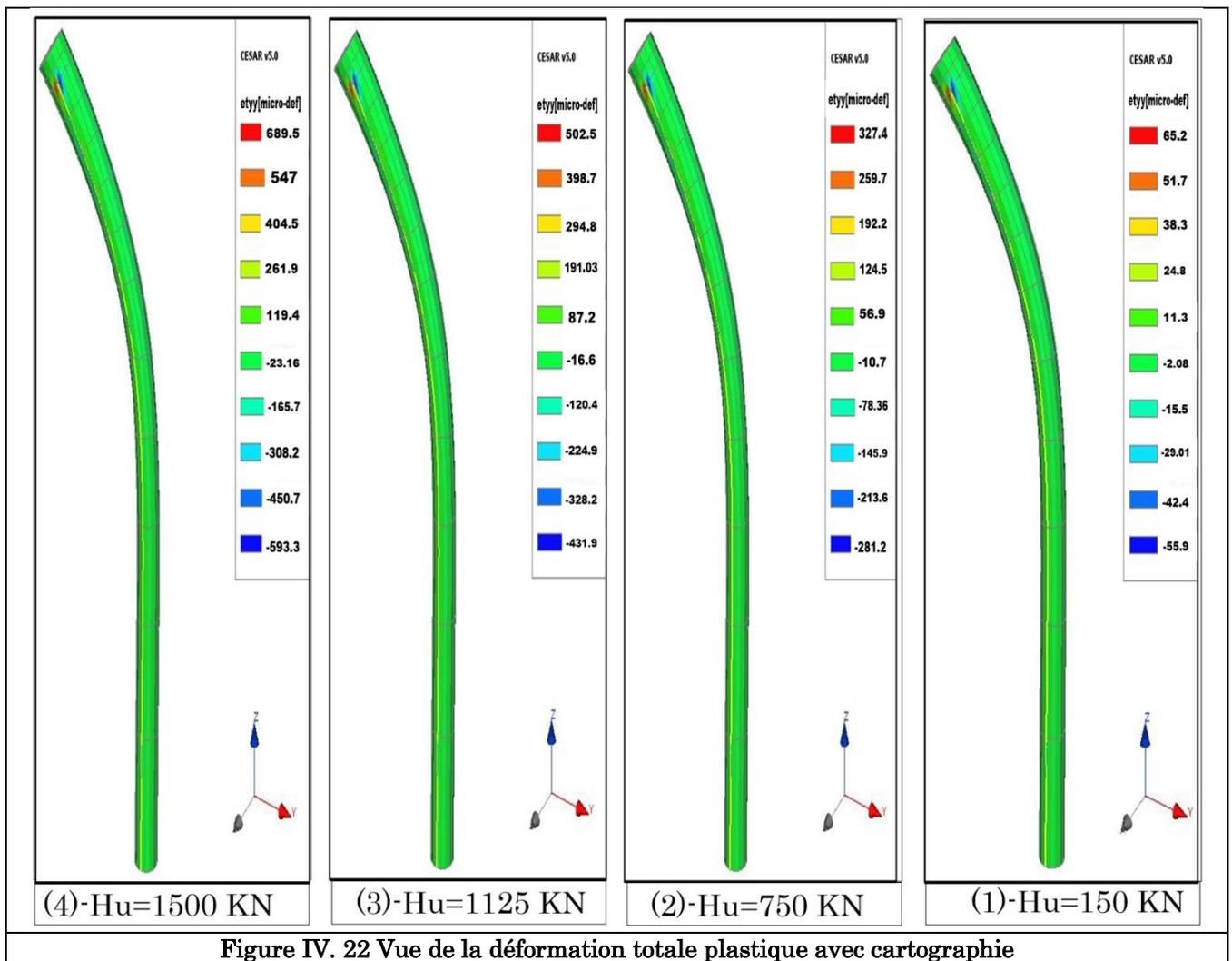


Figure IV. 22 Vue de la déformation totale plastique avec cartographie

IV.5 Etude comparative

Cette partie est consacrée la comparaison des résultats obtenus des différents modèles réalisés sur Plaxis et CESAR ainsi que le modèle de Winkler avec une confrontation aux mesures vraie grandeur.

IV.5.1 Pieu isolé sous charge axiale

La Figure IV.23) regroupe l'ensemble des valeurs du tassement obtenus par les modèles numériques comparé aux résultats de l'essai de chargement. On remarque que le modèle axisymétrique sous Plaxis est celui qui a donné les valeurs les plus proches des valeurs réelles. Ce dernier présente un écart minime d'une valeur 1,58% (pour le dernier incrément de charge 22200KN). Concernant les deux modèles CESAR, l'écart entre eux ne présentent pas de grande différence, soit un écart de 1,8 % d'où on déduit que le modèle 3D n'apporte pas plus de précision (en terme de tassement) comparant au modèle axisymétrique. Cependant les deux modèle CESAR présentent un écart considérable allant de 28% jusqu'à 65% comparant au résultats de l'essai de chargement. On conclut ainsi que, bien que les deux logiciel (Plaxis-CESAR LCPC) fonctionne avec le même principe (MEF) nous avons abouti à des valeurs différentes. Cela est due aux différences dans les approches numériques considérés dans les deux modèles.

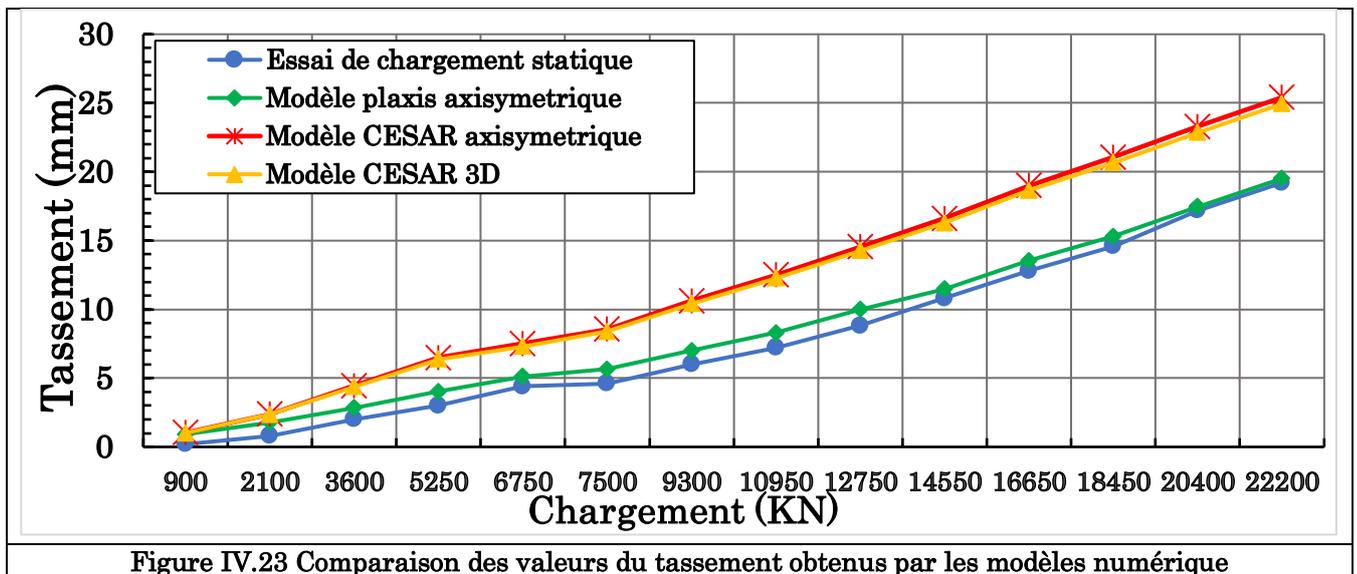


Figure IV.23 Comparaison des valeurs du tassement obtenus par les modèles numérique

La Figure IV.24) illustre le mécanisme de transfert de charge et la similitude entre les modèle Plaxis et CESAR mise à part les trois premiers incréments, l'écart relevé s'explique par la variation du coefficient d'interface (R_{int}) introduit dans le modèle Plaxis qui a été négligé dans le modèle CESAR ($R_{int} = 1$). La distribution des termes de (pointe et frottement) illustrée dans la même figure montre la prépondérance du terme de frottement pour l'ensemble des modèles ceci indique que et d'après le paragraphe (I.2) nous avons à faire a un pieu flottant.

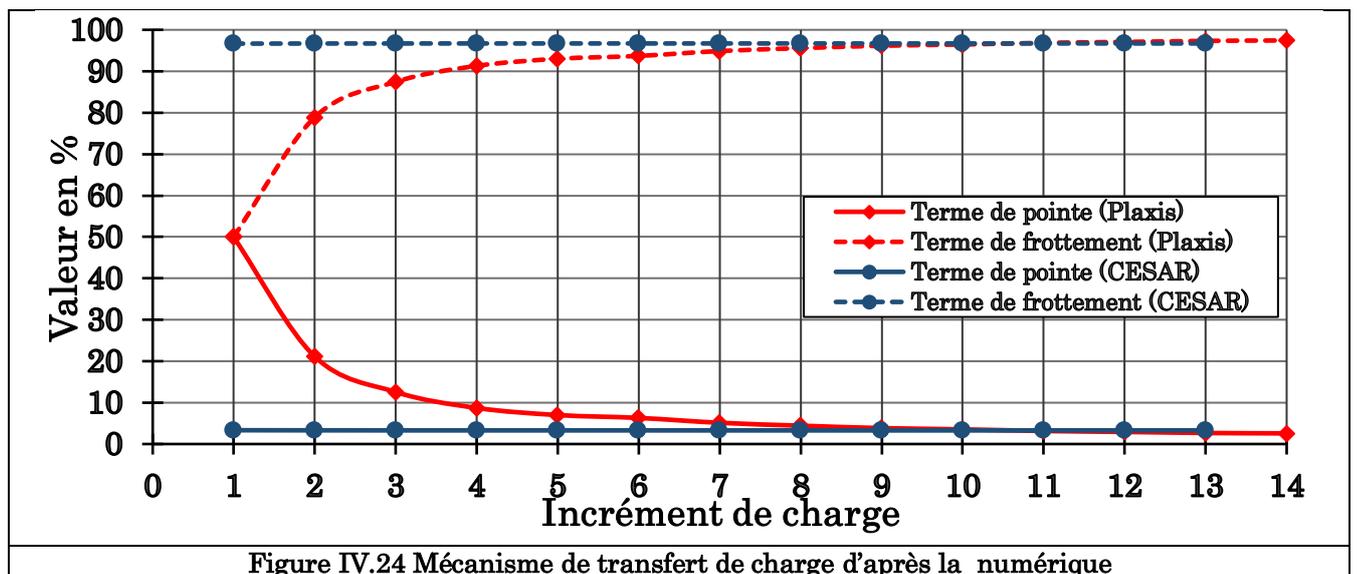


Figure IV.24 Mécanisme de transfert de charge d'après la numérique

IV.5.2 Pieu isolé sous charge latérale

La variation des déplacements présentée en **Figure IV.25)** montre une ressemblance entre les allures du modèle numérique et celui de Winkler. Par contre la courbe réelle présente des valeur plus élevées que ceux des deux autres modèles, mise à part le déplacement en tête du deuxième incrément (750 KN). L'étude montre l'influence des conditions géotechniques du site caractérisé par fois par une variabilité des caractéristiques mécaniques. La différence de comportement en déplacement des pieux d'essai sous charge horizontale PH1 et PH2 est imputable à l'hétérogénéité du sol, conditions de mise en œuvre des pieux et l'existence probable d'imperfections localisées ayant fragilisé le pieu PH1. On constate par ailleurs une bonne convergence de la modélisation avec les mesures du pieu PH2 ; toutes choses égales ; par ailleurs le modèle numérique dépend de plusieurs impondérables liées au conditions géotechniques en l'occurrence le contact à l'interface sol-pieu.

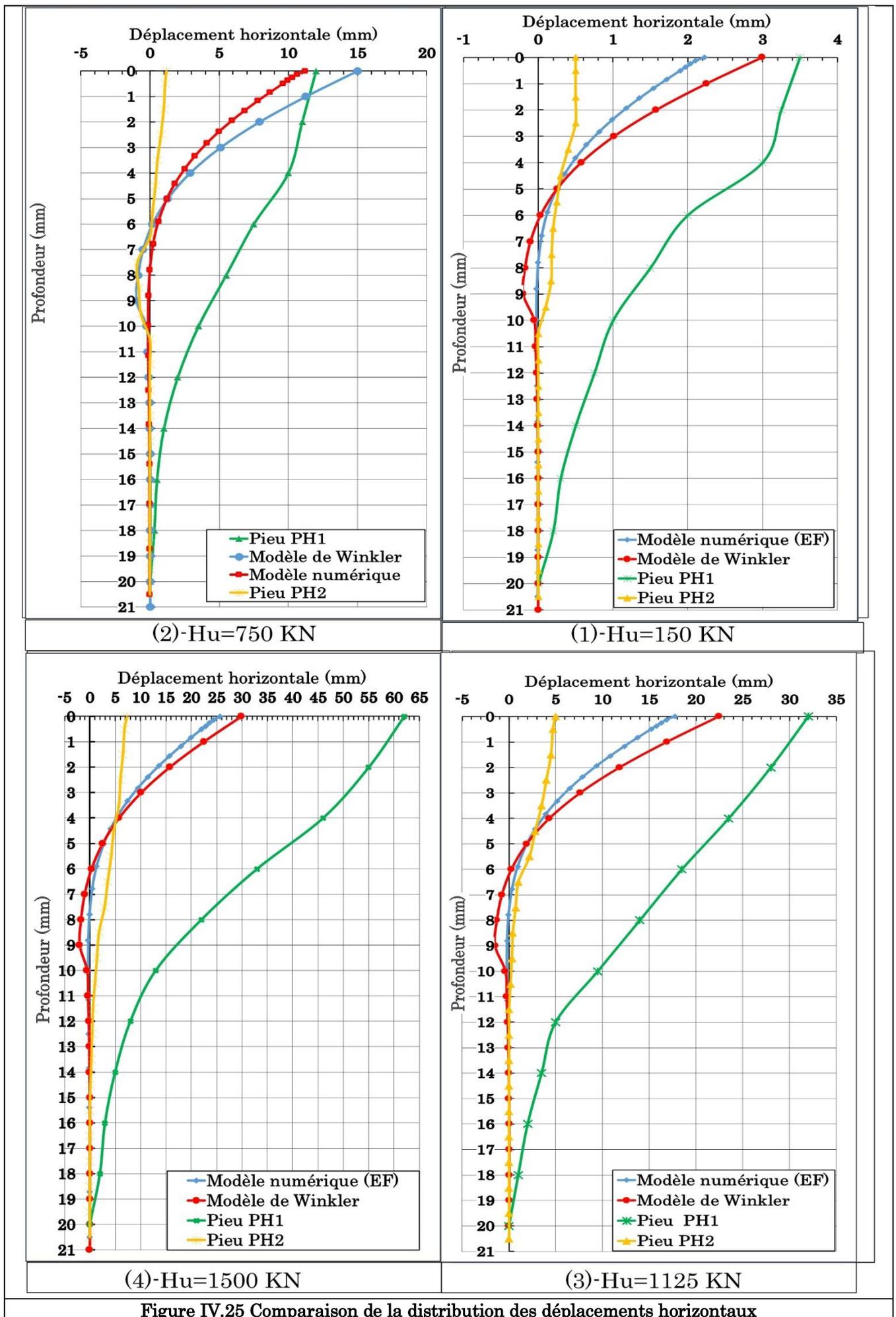


Figure IV.25 Comparaison de la distribution des déplacements horizontaux

IV.6 Conclusion

Au cours de cette partie nous avons modélisé l'essai de chargement statique horizontal et vertical. Les résultats tirés des différents modèles ont été comparés aux mesures vraie grandeur. Concernant le modèle axisymétrique d'un pieu isolé réalisé sous le code Plaxis et CESAR, le modèle Plaxis est celui qui converge plus vers les mesures vraie grandeur avec un écart de 1,58%. L'écart remarqué entre les valeurs des deux logiciels est dû au différentes approches adoptées par ces derniers. Le coefficient de réduction C_e calculé à partir des modèles visant l'estimation de l'effet de groupe, varie entre 0,85 et 0,99. Cette dernière valeur est obtenue pour un entre axe de 3,5B et 4B. Nous avons constaté aussi que, de plus que la valeur de l'entre axe, la valeur de chargement influe sur le coefficient de réduction.

Pour ce qui est du modèle sous charge horizontale, ce dernier et le modèle de Winkler présentent une grande ressemblance en terme de déplacement et de moment fléchissant, par contre les valeurs de l'effort tranchant présentent un écart considérable allant de 38% à 42%. Cet écart est dû à la négligence de la non linéarité du matériau par le modèle de Winkler. La différence entre les mesures de l'essai PH1 et PH2 résulte de la variation des caractéristiques mécaniques de leur implantation et probablement aux impondérables géotechniques commis lors de la réalisation du chargement des pieux.

Conclusion Générale

Lorsque la qualité de sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance, notamment lorsqu'il s'agit d'une structure très élancée tel que le minaret de la grande mosquée d'Alger. La particularité de ce dernier réside dans le fait que de plus que son caractère élancé (265m) il est bâti sur un site à forte sismicité (**Zone III**). Le défi que se lance les ingénieurs en génie civil est de trouver un compromis assurant le critère économique et la résistance. De là, une étude soigneusement élaborée qui prend en compte tous les paramètres qui peuvent influencer le comportement de l'infrastructure et la superstructure vis-à-vis des différentes sollicitations doit être faite.

L'objectif principal de ce travail est de modéliser le comportement des pieux sous sollicitations axiales et latérales en vue de confronter les résultats aux mesures vraie grandeur. Comme première étape, nous avons procédé à synthétiser les résultats des essais effectués sur le site. Les résultats récoltés nous ont servis au calcul de la capacité portante à travers des méthodes citées dans le premier chapitre, ainsi que la réalisation des modèles numérique **EF**. Une idée générale sur les différentes formations traversées s'est faite à travers l'interprétation de ces derniers. Les valeurs de la capacité portante calculées par la méthode pressiométrique et la méthode (c, φ) , sont divergentes pour l'ensemble des sondages. La méthode (c, φ) présente des valeurs minimales par rapport à la méthode pressiométrique avec un écart de **21,14%** jusqu'à **59,40 %**. Cela justifie le fait que la plupart des règlements notamment le règlement algérien **DTR BC2332**, recommande de l'utiliser que dans le cadre d'un avant-projet.

L'interprétation des mesures des essais de chargement nous a aidée à prédire le comportement des pieux sous sollicitations axiales et latérales. Le chargement du pieu **PV1** mené jusqu'à une valeur maximale de **22200 KN**, sans pour autant causé la rupture du sol, a engendré un tassement total après déchargement de **5,8 mm**. De ce fait on conclut que la couche d'ancrage de notre pieu présente de très bonnes caractéristiques mécaniques. Concernant les deux pieux PH1 et PH2, le critère répétitif des cycles de chargement a causé une diminution de la résistance latérale du sol ayant provoqué un déplacement de 79mm pour une charge de 1500KN.

Le critère de l'ajustement hyperbolique visant l'estimation de la capacité portante a prouvé sa fiabilité à travers les valeurs retrouvées par le moyen de ce dernier qui présente un écart relatif de 6% à 28%.

La quatrième partie est menée dans le cadre d'une modélisation numérique par EF à l'aide des deux codes CESAR-LCPC et Plaxis 2D. Au court de cette dernière nous avons pu démontrer l'effet de la rigidité du pieu sur la diminution du tassement. Le modèle axisymétrique sous Plaxis a prouvé sa fiabilité à travers les résultats proches des mesures ayant un écart de 1,58%, Concernant le coefficient de réduction C_e , une valeur de 0,99 est obtenue pour un entre axe de 3,5 et 4B cela nous mène à confirmer les recommandations du fascicule 62 cité en (I.5.1) concernant l'estimation de ce dernier. Le modèle EF sous charge horizontale a présenté des valeurs semblables au modèle de Winkler en terme de déplacement et moment fléchissant contrairement à l'effort tranchant présentant un écart relatif de 38% à 42%. Quant aux mesures vraie grandeur, le déplacement latéral du pieu PH2 est plus semblable de ceux du modèle numérique et celui de Winkler, contrairement à ceux du pieu PH1. La source de cette différence provient probablement des aléas géotechniques rencontrés au cour de la réalisation de l'essai de chargement statique. Par ailleurs, les résultats retenus comme représentatifs du site sont ceux du pieu PH1 pour leur caractère défavorable.

Au terme de ce présent travail, nous concluons que les approches adoptées par les modèles numériques malgré qu'elles donnent des valeurs divergentes, peuvent être concluantes et remplacer les essais vraie grandeur en vue d'économiser le coût des projets.

BIBLIOGRAPHIE

- Abchir, Z. (2016).** *Contribution à l'étude du comportement des pieux soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques.* These de doctorat, Université Paris EST. p 28-29.
- Affadine, B. A. (2017).** *Analyse de la conception et de l'étude de la salle de prière de la grande mosquée d'Alger.* Mémoire de Master, Université de Annaba, p. 105.
- Bakour, A. (2008).** *Comportement des fondations profondes sous charges: aspects structuraux et géotechniques,* These de doctorat, Ecole de technologie supérieure de Montréal, Université du Québec, p.197.
- Benhamma, B et Lillouche, S. (2012).** *Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia : Cas d'un silo de stockage de capacité de 80000 tonnes,* Mémoire de Master; Université de Bejaia, p.125.
- Bouafia, A. (2003).** *Comportement des pieux forés - Analyse des paramètres de transfert de charge.* 13e Congrès Régional Africain de mécanique des sols, Marrakech, pp.155-162.
- Bouafia, A. (2009).** *Calcul pratique des fondations et des soutènements.* Edition OPU (Office des Publications Universitaires), Alger, ISBN:996100849-9.
- Bouafia, A. (2009).** *Conception et calcul des ouvrages géotechnique.* Cours destiné aux étudiants en géotechnique, Université de Blida. Edition pages Bleues.
- Bouafia, A. (2013).** *Conception et calcul des fondation sur pieux. Design and analysis of pile foundation.* ISBN:978-9947-0-3752-2. Dar khettab, p.391.
- Burlon, S et Frank, R. (2014).** *Model factor for the bearing capacity of pile from pressuremeter test results. Eurocode 7 approach. Géotechnique.*
- Bustamante, M et Frank, R. (1991).** *Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés.* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rev. Franç. Géotech. N° 54, p.39-52.
- Bustamante, M et Gianselli, L. (2006).** *Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU- Méthode pressiométrique.* Edition du LCPC.
- Cassan, M. (1978).** *Essais in-situ en mécanique des sols.* Tome II: Applications et méthodes de calcul. Editions Eyrolles.
- Coquillay, S. (2005).** *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques.* Paris.
- Coyle, R. (1966).** *Load transfert for axially loaded piles in clay. Journal of the soil mechanics and foundations division. proceedings of the american society of civil engineers,* pp.1-26.
- David, P. (1980).** *Pile foundation analysis and design,* pp.397. Edition New York Wiley.

DTR BC2332: Methodes de calcul des fondations profondes.

Fascicule 62 titreV: RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL.

Frank, R et Zhao, S. (1982). *Estimation par les paramètres pessiometrique de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins.* Bulletin des LCPC N°.119, mai-juin 1982,pp. 17-24.

Frank, R. (1995). *Fondation profonde, cahier de l'ingenieur(C-248).* Récupéré sur <http://www.techniques-ingenieur.fr/pack/constmction/ti250>, (consulté le 21.04.2019).

Jérôme, S. M. (2016). *Modélisation numérique des fondations profondes soumises a du frottement négatif.* Thèse de doctorat. Université de Montréal, p.103.

Lakhdar, R. M. (2012). *Etude numerique de l'interaction sol-pieu;* These de doctorat .Université de Biskra.

Mayerhof, G. G. (1959). *Compaction of sands and bearing capacity of piles.* Soil mechanics and foundation devision: 85,SM6,pp 1-26.

Melbouci, B. (2009). *Methodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement.* Edition Elamel,pp.232-233.

Melt.(1993) *.Règles techniques de conception et de calcul des fondation des ouvrages en génie civil.* Ministres de l'équipements du logement et du transports, Paris.

Mestat, P. (1994). *Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement mecanique non linéaire.* Paris :(Vol. 1 Fondation superficielles et tunnels),LCPC.

Mirjana, V., Miloš, M., Veljko. P. et Nikola, O. (2018). *Evaluation of methods for predicting axial capacity of jacked-in and driven piles in cohesive soils.* GRAĐEVINAR, pp.685-693.

NF-EN-1997-1: *Calcul geotechnique.* France: AFNOR. 2005

NFP94-150-1: *Essai statique de pieu isolé sous un effort axial.* France: AFNOR. 1999

NFP94-151: *Essai statique de pieu isolé sous effort transversal.* France: AFNOR. 1993

Philiponnat, G et Hubert, B. (2007). *Fondations et ouvrages en terres.* Paris. Edition Eyrolles .ISBN:978-2-212-07218-1.

Poulos, D. E. (1980). *Pile foundation analysis and design.* Edition NewYork Wiley ,p 397.

Randolph, M. (1981). *The response of flexible piles to latéral loading. Geotechnique: Vol. 31. N°.2 .*

Sadaoui, O. (2018). *Plasticité et Endomagement:* Cours destiné au étudiant M2 de génie civil, Université de Bejaia.

Sadaoui, O. (2019). *Conception et Dimensionnement des fondations profondes:* Cours destiné au étudiant de génie civil M1, Université de Bejaia.

Sulaimain, C. (1967). *Skin Friction for Steel piles in Sand. Journal of the soil mechanics and foundations division*,pp.261-278.

Trevi fondations speciales. (2012). *Rapport de calcul des essais de chargement*; Alger.

Vesic. (1977). *Design of pile foundation. Synthesis of Highway practice*. N°42,p.62.

Zhao, F. E. (1982). *Estimation par les parametres pressiometriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins*; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées,p.17-24.