

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
Centre de THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

GC 481

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Titre :

« Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux :
Application à l'échangeur de la Patte d'Oie »

Auteurs : Cheikh I. SARR

Gora SARR

Directeur : Ibrahima Khalil CISSE, Prof.

Co-Directeur : Abdourahmane DIOP, Ing.

Directeur externe : Mohamadou Bamba Diagne, Ing.

Juillet 2007



DEDICACES

Nous rendons grâce à Dieu et dédions ce travail :

À nos parents, pour leurs soutiens incommensurables et leurs précieux conseils.

À nos frères et sœurs.

À toute la promotion 2006-2007 de l'ESP Thiès.

À tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à notre cursus scolaire.

REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous tenons à remercier en particulier :

- Notre Directeur interne, M. Ibrahima Khalil CISSE, Professeur de géotechnique des universités au département génie civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès pour sa grande disponibilité, ses conseils avisés et sa rigueur ;
- Notre Co-directeur interne, M. Abdourahmane DIOP, Vacataire chargé du cours de Mécanique des sols I à l'ESP de Thiès pour toute sa contribution surtout pour la proposition du sujet ;
- Notre Directeur externe M. Mohamadou Bamba DIAGNE, Mcs Ingénieur du Génie Civil - Responsable du Département Génie Civil de BETEG, pour nous avoir permis d'avoir les données nécessaires au dimensionnement des fondations de l'échangeur étudié et pour sa grande contribution à la vérification des calculs ;
- Tout le corps professoral de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès ;
- Toute la promotion 2006-2007 de l'ESP Thiès et tous ceux qui nous ont soutenu, conseillé et encouragé tout au long de ce projet de fin d'études.

Nous vous réitérons notre profonde gratitude.

SOMMAIRE

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans la dynamique de conception des fondations profondes de manière générale.

Le but de ce projet est de faire une étude comparative entre les méthodes de calcul des fondations sur pieux, à savoir, la méthode pressiométrique, la méthode pénétrométrique et la méthode statique. Cette étude, trouve son importance dans le dimensionnement des fondations profondes, car permettant un choix judicieux des essais à réaliser et de la méthode de calcul à utiliser.

Dans cette présente étude nous avons mis l'accent sur l'aspect géotechnique. Ainsi les différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes présentées sont basées sur la détermination de la capacité portante du sol.

Les méthodes faisant l'objet de notre étude sont :

- la méthode pressiométrique de Ménard ;
- les méthodes pénétrométriques;
- la méthode statique ou méthode « C- Φ ».

L'effet de groupe pieux est un phénomène important qui a été pris en compte dans la présente étude.

Après l'étude de ces différentes méthodes, nous aurons à :

- énoncer les avantages et les inconvénients des différentes méthodes,
- présenter des corrélations possibles entre ces méthodes,
- établir les relations de complémentarité possibles existant entre les méthodes,
- dimensionner les fondations de l'échangeur de PATTES-D'OIE (OA1) par les différentes méthodes utilisées,
- faire une étude comparative entre les méthodes utilisées.

Au terme de cette étude nous aurons à proposer des recommandations par rapport au choix des méthodes pour le dimensionnement des fondations sur pieux

Mots clés : pieux, groupe de pieux, dimensionnement, étude comparative, capacité portante, frottement latéral, résistance en pointe.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
SOMMAIRE	iii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES ANNEXES	x
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES ABREVIATIONS	xiii
LISTE DES UNITES ET SYMBOLES	xiv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUR PIEUX	
I. Définitions et justification des fondations sur pieux	3
II. Classification des fondations sur pieux	4
II.1. Pieux refoulant le sol lors de la mise en place	5
II.1.1. Typologie et mode de mise en œuvre.....	5
II.1.1.1. Pieu en béton foncé.....	5
II.1.1.2. Pieux battus moulés.....	5
II.1.1.3. Pieux battus simples.....	5
II.1.2. Avantages et inconvénients.....	5
II.2. Pieux ne refoulant pas le sol lors de la mise en place	6
II.2.1. Typologie et mode de mise en œuvre.....	6
II.2.1.1. Pieux forés simples	6
II.2.1.2. Pieux forés à la boue	6
II.2.1.3. Pieux à la tarière creuse	6
II.2.2. Avantages et inconvénients.....	7
III. Géométries et Inclinaison des pieux	7
III.1. Géométrie.....	7
III.1.1. Diamètre ou largeur.....	7

III.1.2. Longueur	8
III.2. Inclinaison des pieux.....	8
IV. Mode de travail du pieu.....	8
V. Les groupes de pieux	9
V.1. Les causes de l'effet de groupe.....	10
V.2. Effet de groupe sur la capacité portante.....	10
V.2.1. Les sols cohérents	11
V.2.2. Les sols sans cohésion	11
V.3. Effet de groupe sur le tassement sous charges verticales.....	12
VI. Actions sur les pieux	12

CHAPITRE 2_: METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

I. Reconnaissance des sols et études préliminaires.....	15
I. 1 Introduction et généralités.....	15
I. 2 Reconnaissance des sols.....	15
I. 3 Les caractéristiques mécaniques des sols et essais in situ.....	16
II. Méthode statique (C, Φ)	16
II.1. Principaux essais de laboratoire.....	17
II.1.1. L'essai œdométrique.....	17
II.1.2. L'essai à la boîte de cisaillement.....	18
II.1.3. L'essai triaxial.....	19
II.2 Détermination de la charge portante.....	20
II.2.1. Calcul de l'effort de pointe Q_p	20
II.2.2. Calcul du frottement latéral Q_s	22
II.2.3. Calcul de la capacité portante.....	22
III. Méthode pressiométrique.....	22
III.1. Essai au pressiomètre de Ménard.....	22
III.1.1 Réalisation de l'essai pressiométrique.....	23
III.1.1.1 Exécution de l'essai proprement dit.....	23
III.1.1.2 Présentation des résultats de l'essai.....	25
III.1.1.3 Corrections.....	26

III.1.1.3.1 Correction de la hauteur piézométrique.....	26
III.1.1.3.2 Correction de l'inertie.....	26
III.1.1.3.3 Correction de volume.....	27
III.1.1.3.4 Courbe pressiométrique nette.....	27
III.1.2 Analyse et interprétation de l'essai pressiométrique.....	27
III.1.3 Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométrique.....	29
III.1.3.1 Influence de la qualité du forage.....	29
III.1.3.2 Influence de la profondeur.....	29
III.1.3.3 Influence des cellules de garde.....	29
III.2.Dimensionnement : capacité portante et tassements.....	29
III.2.1 Capacité portante	29
III.2.1.1 Charge limite de pointe Q_p	30
III.2.1.2. Charge limite de frottement latéral Q_s	31
III.2.1.3. Charge limite totale Q_l	32
III.2.2.Calcul des tassements.....	32
IV. Méthodes pénétrométriques.....	33
IV.1.Essai au pénétromètre statique.....	33
IV.1.1.Principe et réalisation de l'essai de pénétration statique.....	33
IV.1.1.1 Principe de l'essai de pénétration statique.....	33
IV.1.1.2 Réalisation de l'essai de pénétration statique.....	33
IV.1. 2.Facteurs pouvant influencer l'essai de pénétration statique.....	35
IV.1.2.1 Influence du diamètre des pointes.....	35
IV.1.2.2 Influence de la forme des pointes.....	35
IV.1.2.3 Influence de la vitesse de pénétration.....	35
IV.1.3 Calcul de la capacité portante	36
IV.1.3.1. Charge limite Q_p sous la pointe.	36
IV.1.3.2. Frottement latéral limite Q_s	37
IV.1.3.3. Charge limite totale Q_l	38
IV.1.3.4. Corrections dues à la pression interstitielle mesurée à l'essai au piézocône.....	38
IV.2.Essai de pénétration au carottier (S.P.T.)	39
IV.2.1.Principe et réalisation de l'essai	39
IV.2.2. Corrections de l'indice de pénétration N	39
IV.2.3. Interprétations de l'essai SPT.....	40
IV.2.4 .Détermination de la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents	42

IV.2.5 Calcul du tassement par la méthode SPT.....	42
--	----

CHAPITRE 3 : LES ELEMENTS DE BASE DE L'ETUDE COMPARATIVE

I. Avantages et inconvénients des différentes méthodes de dimensionnement.....	45
I.1. Méthodes statiques (c, Φ)	45
I.1.1. Avantages	45
I.1.2. Inconvénients.....	46
I.1.3. Domaine d'utilisation des essais de laboratoire.....	47
I.2. Méthode pressiométrique.....	47
I.2.1. Avantages.....	47
I.2.2. Difficultés et limitations de l'essai	48
I.2.3. Domaine d'utilisation de l'essai pressiométrique de Ménard.....	48
I.3. Méthodes pénétrométriques.....	48
I.3.1. Méthodes au pénétromètre statique.....	48
I.3.1.1. Avantages	48
I.3.1.2. Inconvénients.....	49
I.3.1.3. Domaine d'utilisation du pénétromètre statique.....	49
I.3.2. Méthodes à la pénétration au carottier (S.P.T.)	49
I.3.2.1. Avantages.....	49
I.3.2.2. Inconvénients.....	50
I.3.2.3. Domaine d'utilisation du pénétromètre au carottier (SPT)	52
II. Performances entre les différentes méthodes	52
III. Relations et complémentarités entre les différentes méthodes	53
III.1 Relations entre les méthodes	53
III.2 Complémentarité entre les méthodes.....	54
IV Choix des méthodes.....	55
IV.1 Importance d'un bon choix sur la réussite d'un projet.....	55
IV.2 Facteurs pouvant intervenir dans le choix d'une méthode.....	55
IV.2.1 Habitudes locales.....	55
IV.2.2 La nature du terrain.....	56
IV.2.3 Importance de l'ouvrage.....	56
IV.2.4 Délais d'exécution et facteur économique.....	57
IV.2.5 Les prescriptions des normes.....	57

IV.3. Le choix en fonction du type de sol et du type d'ouvrage.....57

**CHAPITRE 4 : ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES METHODES
CALCUL UTILISEES POUR L'ECHANGEUR PATTE-D'OIE**

I. Présentation du projet des échangeurs de Patte d'Oie.....60

I.1.Choix du projet.....60

I.2.Etudes géotechniques du projet.....60

I.3.Présentation des fondations de l'échangeur.....60

II. Présentation des caractéristiques physiques et mécaniques61

III. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage d'art 1 pour chaque méthode.....63

III.1. Descente de charges.....63

III.1.1 Détermination des charges permanentes.....63

III.1.2 Détermination des charges d'exploitation.....66

III.1.3 Combinaisons de charges.....68

III.2. Détermination des capacités portantes admissibles69

III.2.1 Détermination de la capacité portante admissible par l'essai de cisaillement69

III.2.1.1 Détermination de l'effort de pointe et du frottement latéral.....69

III.2.1.2 Calcul de la charge admissible aux états limites.....71

III.2.1.3 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu.....71

III.2.1.4 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux.....74

III.2.2 Calcul de la capacité portante admissible par la méthode pressiométrique.....75

III.2.2.1 Hypothèses de calcul.....75

III.2.2.2 Détermination des caractéristiques pressiométriques.....75

III.2.2.3 Détermination de la charge limite admissible.....78

III.2.2.4 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu.....79

III.2.2.5 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux.....81

III.2.2.6 Calcul du tassement par la méthode pressiométrique83

III.2.3 Détermination de la capacité portante admissible avec l'essai SPT.....84

III.2.3.1 Charge admissible Q_a des pieux pour l'ouvrage OA1.....86

III.2.3.2 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu87

III.2.3.3 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux.....88

III.2.3.4 Calcul du tassement par la méthode SPT.....89

IV. Evaluation du coût des fondations pour chaque méthode utilisée.....	90
V. Analyse comparative entre les différents résultats obtenus	93
V .1 Bilan des résultats obtenus pour chaque méthode.....	93
V .2 Analyses et interprétations des résultats obtenus.....	94
V .2.1 Capacités portantes admissibles obtenues pour chaque méthode.....	94
V .2.2 Le nombre de pieux obtenus pour chaque méthode.....	96
V .2.3 Les erreurs relatives sur les résultats obtenus pour chaque méthode.....	97
V .2.4 Les tassements obtenus pour chaque méthode.....	98
V .2.5 Conclusion partielle.....	99
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	100
BIBLIOGRAPHIE.....	103

LISTE DES ANNEXES

ANNEXES 1

Annexe 1.1 : Valeur du facteur de portance k_p pour une profondeur supérieure à la profondeur critique.....	106
Annexe 1.2 : Choix des courbes pour la détermination de q_s	107
Annexe 1.3 : Valeurs du coefficient β et de q_{smax}	108
Annexe 1.4 : Evaluation des paramètres du sol à partir de N	109
ANNEXE 2 : Extraits du rapport géotechnique du site de PATTE D'OIE	
Annexes 2.1: Résultats des essais in situ réalisés sur le site	
Annexe 2.1.1: Résultats de l'essai pressiométrique fournis par le rapport géotechnique.....	112
Annexe 2.1.2: Résultats de l'essai SPT fournis par le rapport géotechnique.....	113
Annexe 2.1.3: Résultats des calculs par l'essai pressiométrique de charge admissibles fournis par le rapport géotechnique.....	114
Annexes 2.2 : Sondages carottés	
Annexe 2.2.1 : Résultats du sondage carotté N°1 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	116
Annexe 2.2.2 : Résultats du sondage carotté N°2 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	117
Annexe 2.2.3 : Résultats du sondage carotté N°3 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	118
Annexe 2.2.4 : Résultats du sondage carotté N°4 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	119
Annexe 2.2.5 : Résultats du sondage carotté N°5 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	120
Annexe 2.2.6 : Résultats du sondage carotté N°6 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie.....	121
Annexes 2.3 : Courbes granulométriques du sondage carotté SC4.....	122
Annexes 2.4 : Résultats des essais de laboratoire.....	125

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Mode de travail d'un pieu.....	4
Figure 1.2 : Emplacement d'un pieu	4
Figure 1.3 : Les deux grands types de pieux.....	5
Figure 1.4 : Diagramme de classification des pieux.....	7
Figure 1.5 : Modes de travail d'un pieu	9

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Principe et interprétation de l'essai de cisaillement à la boite.....	19
Figure 2.2: Principe de l'essai triaxial.....	20
Figure 2.3 : Pressiomètre Ménard.....	23
Figure 2.4: Mode de travail du pressiomètre Ménard.....	25
Figure 2.5: Les courbes de l'essai pressiométrique.....	26
Figure 2.6 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.....	31
Figure 2.7 : Variation du frottement unitaire q_s en fonction de p_1^*	32

Chapitre 4 :

Figure 4.1 : Présentation globale de l'échangeur de Patte d'Oie.....	61
Figure 4.2 : Présentation globale d'OA1.....	61
Figure 4.3 : Profil stratigraphique du terrain.....	70
Figure 4.4 : Courbe pressiométrique nette pour la profondeur $Z = -14.30m$ sur OA1.....	77
Figure 4.5 : Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode.....	94
Figure 4.6 : Nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.....	96
Figure 4.7 : Erreurs relatives sur les résultats obtenus.....	97

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 :

Tableau 1.1 : Coefficient d'efficacité pour le sable.....	11
Tableau 1.2 : Liste des différentes actions sur les pieux.....	13

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Paliers de pression suivant la nature du sol.....	24
Tableau 2.2 : Valeurs du facteur de portance k_c	37
Tableau 2.3 : Evaluation de la résistance au cisaillement non drainée des sols cohérents.....	41

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Procédures pouvant affecter l'indice de pénétration N.....	51
Tableau 3.2 : Relations entre les caractéristiques mécaniques pour différents types de sol....	54
Tableau 3.3 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des pieux	58

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Bilan des charges permanentes.....	66
Tableau 4.2 : Bilan des charges d'exploitation.....	68
Tableau 4.3 : Bilan des surcharges aux états limites.....	69
Tableau 4.4 : Résultats de la résistance en pointe et du frottement latéral sur OA1.....	71
Tableau 4.5 : Charges admissibles aux états limites sur OA1.....	71
Tableau 4.6 : Mesure des volumes injectés par paliers de pression.....	76
Tableau 4.7 : Caractéristiques pressiométriques OA1.....	78
Tableau 4.8 : Calcul des charges admissibles aux états limites.....	79
Tableau 4.9 : Calcul de l'Indice de Pénétration Standard N.....	86
Tableau 4.10 : Estimation du coût de chaque essai.....	91
Tableau 4.11 : Coût d'exécution des d'un pieu.....	92
Tableau 4.12 : Bilan des coûts des fondations pour chaque méthode.....	93
Tableau 4.13 : Récapitulatif des résultats obtenus pour chaque méthode.....	93

LISTE DES ABREVIATIONS

C.E.R.E.EQ : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

OA1 : Ouvrage d'art N°1.

BETEG : Bureau d'Etude Technique Et Général.

DTU : Document technique unifié.

LISTE DES UNITES ET SYMBOLES

- N_q : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).
 N_c : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion).
 N_γ : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).
 Φ : Angle de frottement ou diamètre.
 γ : poids volumique.
 Q_a : capacité portante admissible d'un sol.
 q_p : résistance de pointe d'un pieu.
 q'_p : résistance de pointe nette d'un pieu.
 Q_{nette} : Charge portante nette.
 N : le Newton, unité de force.
 kN : le kilo Newton (1 kN = 1000 N)
 kPa : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa,)
 kN/m^3 : le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m³ = 1000 N/m³ = 0.1 tonne/m³)
 MPa : le Méga Pascal (1 Mpa = 10⁶ Pa).
 m : unité de longueur, le mètre.
 m^2 : unité de surface, le mètre carré.
 H ou h : hauteur
 B ou b : largeur, épaisseur ou diamètre.
 L ou l : longueur ou largeur.
 D ou d : Diamètre.
 α : Angle.
 P : pression.
 G : module de cisaillement.
 ν : Coefficient de poisson.
 N : indice de pénétration.
 q_s : frottement latéral.
 p'_o : pression effective des terres au repos.
 C_u : cohésion non drainée.
 q_c : résistance en pointe du pénétromètre statique.
 q_d : résistance en pointe du pénétromètre dynamique.
 E_M : module pressiométrique.
 p_l : pression limite donnée par le pressiomètre.

S : entre-axe ou surface.

INTRODUCTION

La fondation se trouve être la partie la plus importante d'une construction. Elle a pour rôle de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise. Ainsi, pour une bonne tenue de l'ouvrage, le sol doit être en mesure de supporter les charges qui lui sont transmises.

Pour certains types d'ouvrages et pour certains types de sol, l'inadéquation des fondations superficielles permet le recours aux fondations dites profondes. Pour le dimensionnement de ces types de fondations, plusieurs méthodes de calcul ainsi que plusieurs essais sont utilisés pour la détermination des caractéristiques géotechniques du sol.

Malgré la diversité de ces méthodes, il n'en existe pas une qui peut répondre à toutes les exigences (applicabilité, efficacité, facilité de mise en œuvre, etc.). Elles sont toutes sujettes à des insuffisances. D'où la nécessité de faire une étude détaillée de chacune de ces méthodes afin d'avoir une idée sur leurs performances mais aussi sur les avantages des unes par rapport aux autres. Dans un souci de perfectionnement des méthodes pour mieux appréhender le comportement réel du sol, une première approche a consisté au recours aux méthodes basées sur les essais in situ pour palier aux remaniements des échantillons des essais de laboratoire. Malgré cela, une étude comparative entre toutes les méthodes doit être faite dans l'optique d'un choix judicieux pour l'étude des fondations profondes.

Notre étude consistera à comparer à travers un projet réel, certaines de ces méthodes de calcul des fondations profondes (pieux), à savoir les méthodes basées sur les essais de laboratoires ($c - \varphi$), la méthode pressiométrique et les méthodes pénétrométriques. Cette étude permettra de faciliter le choix des méthodes adéquates pour l'étude des fondations profondes.

L'étude de cas (échangeur de Pattes-d'Oie), servira à dégager les idées maîtresses. Il sera question d'abord de faire le dimensionnement des pieux à partir des méthodes précitées ensuite d'interpréter les résultats obtenus et de faire une comparaison entre les méthodes utilisées. Enfin nous proposerons des recommandations sur le choix des méthodes de dimensionnement.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUR PIEUX

I. Définitions et justification des fondations sur pieux

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

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation. Ainsi on a :

- des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$.
- des fondations semi-profondes (puits) lorsque $4 \leq D/B < 10$.
- des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et qu'il est facilement accessible. Par ailleurs lorsque les caractéristiques mécaniques du sol support des fondations superficielles sont insuffisantes pour supporter des charges importantes, il faut recourir à des fondations de profondeur plus élevées dites fondations profondes. Du point de vue résistance, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales. Les fondations profondes, notamment les pieux, transmettent les charges non seulement par leur base (résistance de pointe) mais aussi et surtout par leurs parois latérales (frottement latéral) (Figure 1.1). Ils permettent d'éviter la rupture du sol et de limiter les déplacements à des valeurs très faibles par rapport à des charges élevées.

Un pieu comprend principalement trois parties à savoir : la **tête** qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition, la **pointe** qui assure la transmission de charge entre la base du pieu et le sol et le **fût** compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement équivalente D_e définie à partir des résultats des essais de sols en place.

Cette valeur de D_e tient compte de la différence entre les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage et celles des sols de couverture traversés par le pieu (Figure 1.2).

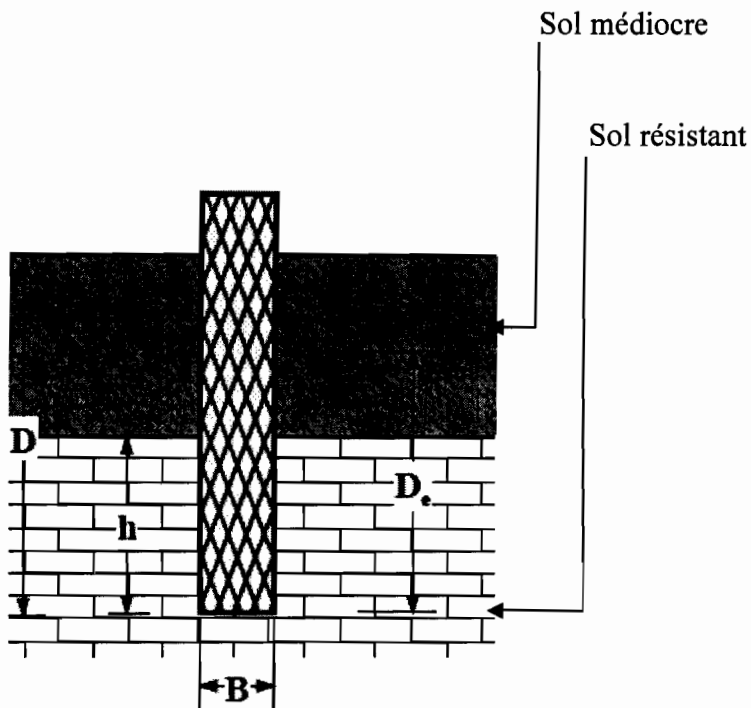


Figure 1.2 : Emplacement d'un pieu

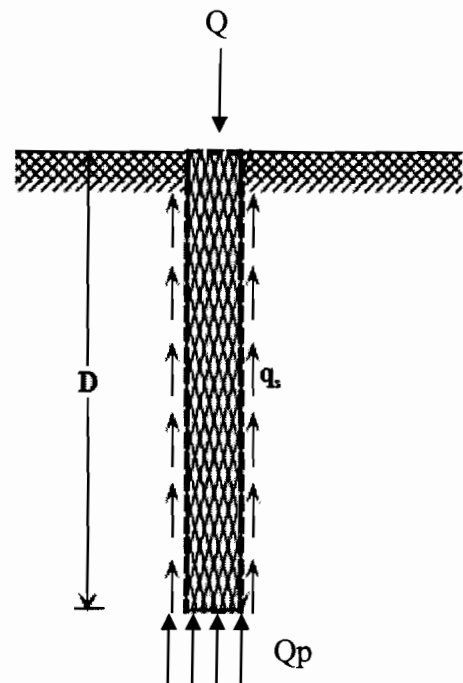


Figure 1.1 : Mode de travail d'un pieu.

II. Classification des fondations sur pieux

On distingue principalement deux grands groupes de pieux (Figure 1.3) : les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol avec la naissance de contraintes de cisaillement radial et les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoque pas le refoulement du sol.

Dans ces deux groupes il existe plusieurs types qui diffèrent par leur mode d'exécution, leur forme et leur matériau, mais dans notre étude nous nous limiterons à quelques types.

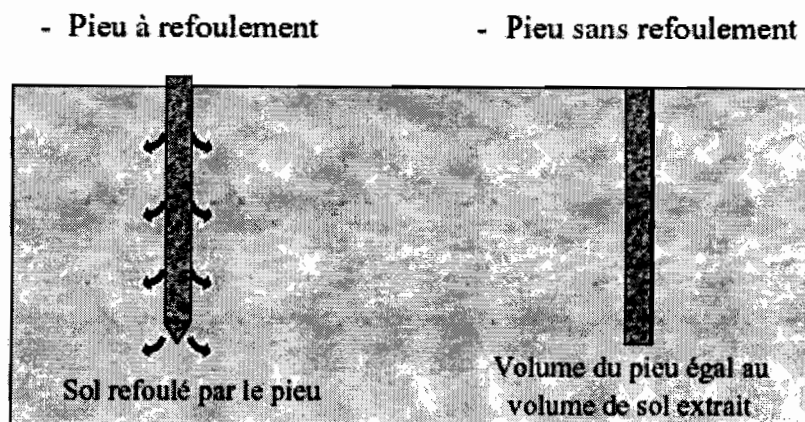


Figure 1.3 : Les deux grands types de pieux

II.1. Pieux refoulant le sol lors de la mise en place

II.1.1 Typologie et mode de mise en œuvre

II.1.1.1. Pieu en béton foncé

Ils sont constitués d'éléments en béton armé préfabriqué. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction. Le point d'appui doit pouvoir fournir une réaction au moins égale à la force du vérin, et le système de calage du vérin doit éviter de communiquer des efforts horizontaux aux pieux.

II.1.1.2. Pieux battus moulés

Ce sont des pieux à tubes battus exécutés sur place. L'exécution consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armature, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

II.1.1.3. Pieux battus simples

Ces pieux, façonnés à l'avance, sont souvent soit en métal sous forme de tube ou en forme de H, soit préfabriqués en béton armé. Ils sont mis en place par battage ou par vibration.

Le mode de battage des pieux (verticaux ou inclinés) s'effectue à l'aide d'une sonnette soit sur terre ferme soit sur ponton flottant sur l'eau (Figure 1.4). Pendant le battage, la tête des pieux préfabriqués est protégée d'une coiffe métallique avec intercalation d'une pièce en bois dur.

II.1.2 Avantages et inconvénients

En général les pieux refoulant le sol à la mise en place et particulièrement les pieux battus, présentent certains avantages qui sont principalement dus à, la simplicité et la rapidité de mise en œuvre, la possibilité d'inclinaison jusqu'à 30 voire 45°, la vérification de la capacité portante à l'exécution ...etc.

Mais ces types de pieux sont aussi sujets à certains inconvénients tels que : l'endommagement de la tête du pieu lors du battage, la déviation, le remaniement du sol, la vibration, la difficulté de manutention étant donné que la hauteur de la sonnette est limitée, l'interférence entre les pieux due au battage...etc.

II.2. Pieux ne refoulant pas le sol lors de la mise en place

II.2.1 Typologie et mode de mise en œuvre

II.2.1.1 Pieux forés simples

Ce sont des pieux dont la mise en place consiste à excaver le sol par des moyens mécaniques et ensuite à le remplir par du béton et des armatures (éventuellement).

Le forage se fait avec des outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Le procédé, qui n'utilise pas de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au dessus des nappes phréatiques.

II.2.1.2. Pieux forés à la boue

Le principe du forage est similaire au précédent mais sous protection d'une boue de forage. Le plus souvent la boue utilisée est de la bentonite dont les caractéristiques doivent respecter certaines normes (densité, pH, viscosité, filtrat, teneur en sable, thixotropie).

La boue permet le refroidissement et la lubrification de l'outil de travail, la remontée des déblais de forage (cuttings), la stabilisation des parois du forage à l'intérieur du trou par le dépôt d'une croûte résistante appelée «cake », l'équilibre des pressions hydrostatiques empêchant la submersion du trou de forage par les eaux des nappes.

La mise en place du béton, à l'aide d'un tube plongeur, peut se faire sans mélange du béton avec la boue étant donné que ces deux types de matériaux ont des densités différentes.

Mais de plus en plus les boues à la bentonite sont remplacées par des boues au REVERT dont l'avantage majeur réside dans l'évolution plus ou moins contrôlable de leur viscosité dans le temps. Au bout de généralement 3 à 4 jours, elle devient aussi fluide que l'eau.

II.2.1.3. Pieux à la tarière creuse :

Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière.

II.2.2 Avantages et inconvénients

Les avantages des pieux forés résident sur:

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

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

Une classification plus générale des pieux est représentée dans le diagramme ci-dessous.

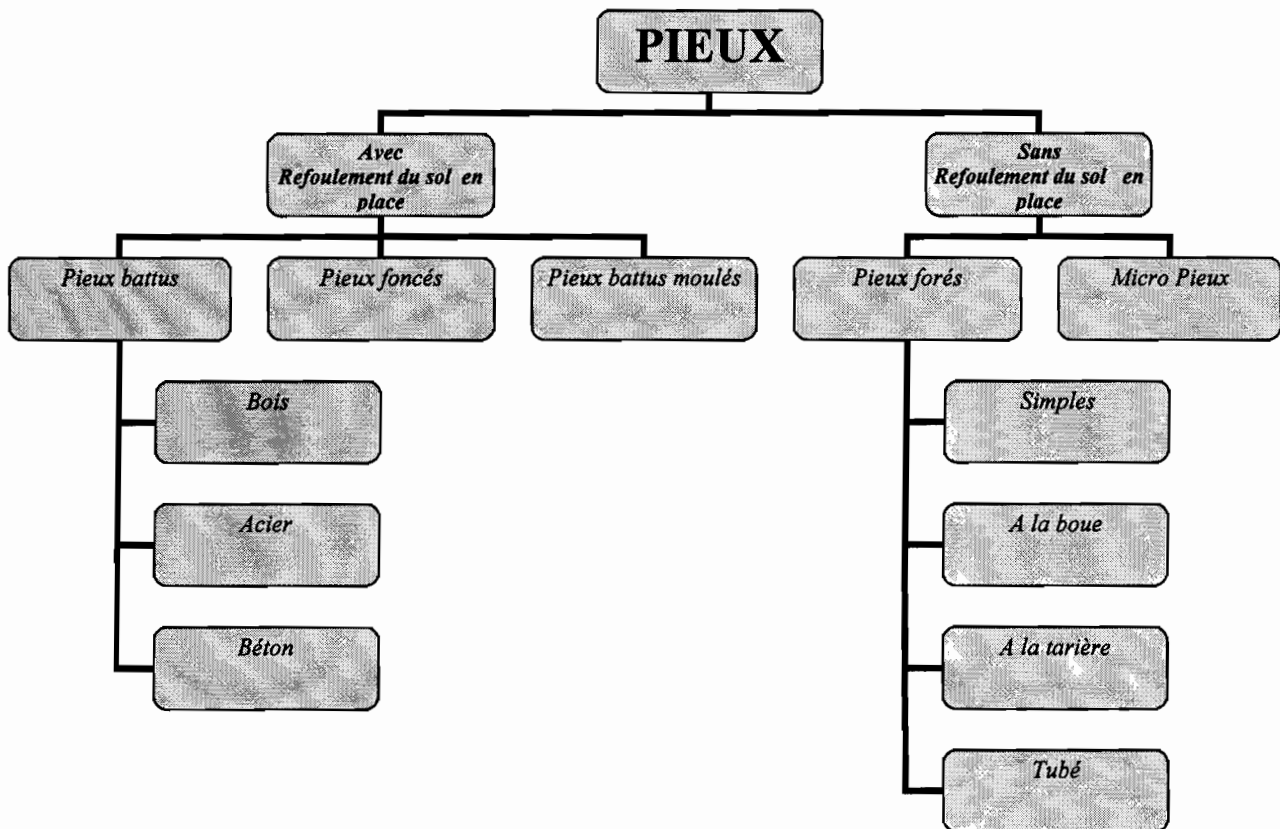


Figure 1.4 : Diagramme de classification des pieux

III. Géométrie et inclinaison des pieux

III.1 Géométrie

III.1.1 Diamètre ou largeur

Le diamètre ou la largeur des pieux joue un rôle important dans le dimensionnement.

Ainsi, le choix de ces dimensions doit respecter certaines règles notamment :

- pour les pieux forés non tubés sur toute leur longueur, les dimensions transversales minimales restent supérieures à 0,60 m ;
- pour les gros pieux forés réservés en général aux gros ouvrages, le diamètre est supérieur à 1.00m ;
- les pieux inclinés doivent avoir un diamètre supérieur à 0.60 m pour résister à d'importants efforts horizontaux. Mais pour des efforts moins importants ils peuvent avoir un diamètre inférieur à 60cm ;
- le risque de flambement pour des sols très mous tels que les argiles, les vases.

III.1.2 Longueur

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sols résistantes devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant (dans le cas des pieux flottants, notamment)
- de la profondeur du substratum résistant et de la hauteur d'encastrement prévue dans le substratum, si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

III.2 Inclinaison des pieux

En présence de charges latérales, la ligne d'action de la résultante des efforts appliqués au pieu n'est plus verticale. Pour éviter les risques de flexion, on fait recours aux pieux inclinés pour reprendre ces charges. Ces dernières sont souvent dues à des actions quasi-statiques telles que le freinage des véhicules sur les ponts, la dissymétrie dans le chargement des sols, l'instabilité des pentes, et aussi à des actions dynamiques telles que le vent, les vagues, les séismes, ...etc. La mise en place des pieux inclinés se fait souvent par battage. Ils peuvent être inclinés jusqu'à 30° voire 45°.

Mais de plus en plus on tend vers la conception de pieux verticaux pouvant reprendre ces types de charges, c'est-à-dire pouvant résister à la flexion.

IV. Mode de travail d'un pieu

Suivant la stratigraphie et la performance des différentes couches de sol rencontrées, on peut distinguer trois types de pieux selon leur mode de travail (Figure1.5) :

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

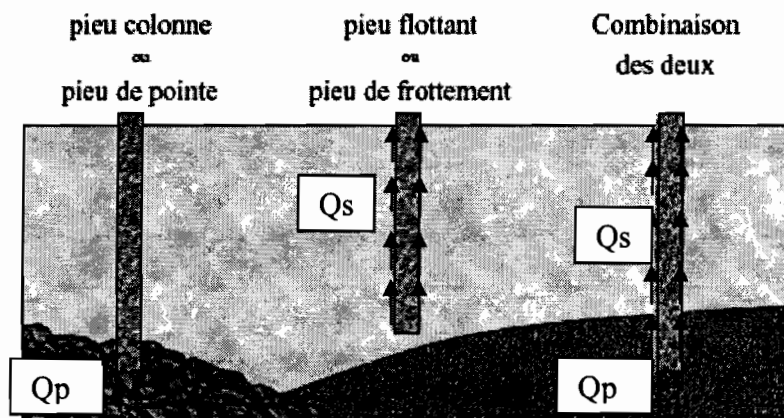


Figure1.5 : Modes de travail d'un pieu de la stratigraphie

V. Les groupes de pieux

Lorsque les ouvrages qui doivent être supportés par les fondations sont de grandes envergures, on peut faire recours à un nombre relativement important de pieux constitués par groupe, qui assure la transmission des charges par l'intermédiaire d'une semelle de répartition. Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait de l'interaction entre pieux dans chaque groupe qui conduisent à certaines modifications. L'effet de groupe traduit donc les modifications induites par le comportement d'ensemble d'un groupe de pieux sur chaque pieu pris isolément. Ainsi le pieu, qui fait partie d'un groupe, a un comportement différent de celui de pieu isolé. Cet effet de groupe diffère principalement selon l'espacement entre les pieux et la sollicitation mais aussi selon la nature du sol telle que la cohésion et selon aussi la résistance du sol.

V.1 Les causes de l'effet de groupe

On peut citer principalement deux causes qui sont à l'origine des effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;
- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes empiriques ou rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés :

- ❖ lois de comportement du sol souvent mal connues,
- ❖ aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte,
- ❖ état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender

V.2 Effet de groupe sur la capacité portante

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est presque inexistant.

Plusieurs méthodes sont développées pour évaluer la capacité portante du groupe de pieux en fonction des forces portantes des pieux pris isolément.

On définit en général un coefficient dit coefficient d'efficacité pour la détermination de la charge limite d'un groupe de pieux.

On a :
$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe de pieux}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$$
, où N est le nombre de pieux

On emploie plusieurs méthodes semi-empiriques pour le calcul du coefficient d'efficacité pour évaluer la réduction de la portance des pieux en groupe telles que : la formule de Converse-Labarre, celle de Seiler-Keeney, la règle de Feld, la méthode de Terzaghi et Peck et celle de Masters. Mais aucune n'est entièrement exacte. C'est pourquoi les calculs sont maintenant plus axés vers la méthode des éléments finis qui donne des résultats plus ou moins fiables.

V.2.1. Les sols cohérents

Lorsque l'entre-axe des pieux est supérieur à **trois fois** le diamètre des pieux, le coefficient d'efficacité est donné par la formule de **Converse-Labarre** :

$$C_e = 1 - \frac{2x \arctan\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

avec **B** diamètre d'un pieu (m) ;

S entre-axes (m),

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

Lorsque l'entraxe des pieux est inférieur à **trois fois** le diamètre des pieux, on adopte alors la méthode de la fondation massive fictive qui consiste à considérer l'ensemble des pieux et le sol comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe et de profondeur égale à la longueur des pieux.

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

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

V.2.2. Les sols sans cohésion

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions regroupées dans le tableau 1.1 suivant :

	groupe de pieux	
	sables denses	entre-axe de 3 à 6 diamètres $C_e = 0,7$
sables lâches	petit groupe de pieux court entre-axe de 2 à 4 diamètres $1 \leq C_e \leq 1,5$	grand groupe de pieux long entre-axe de 2 à 6 diamètres $1 \leq C_e \leq 2$

Tableau 1. 1 : Coefficient d'efficacité pour le sable

Remarque :

- ❖ si les pieux sont trop faiblement espacés, la force portante de l'ensemble est souvent plus faible que la somme des forces portantes au frottement de chaque pieu, considéré isolément ;
- ❖ si un même nombre de pieux est disposé en groupes circulaires ou rectangulaires, la théorie et l'expérience ont montré que leur charge de rupture de cisaillement par pieu est supérieure à celle des groupes carrés.

V.3 Effet de groupe sur le tassement sous charges verticales

Pour un groupe de pieux différents, chargés identiquement et reliés par une semelle rigide, le tassement du groupe S_G est donné par :

$$S_G = S_1 \times Q \left(1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j \right)$$

où S_1 est le tassement d'un pieu isolé sous charge unitaire ;

Q la charge sur chaque pieu (KN) ;

α_j un facteur d'interaction, pour l'espacement S_j , qui dépend :

— de la position de la base des pieux :

- ❖ Pieux entièrement dans la couche homogène d'épaisseur h_j au-dessus du substratum (pieu flottant),
- ❖ Pieux dont la base est dans le substratum ;

— de la rigidité relative sol- pieu : $K = E_p/E$,

E_p et E_j étant respectivement les modules d'élasticité des pieux de section supposée pleine et du sol ;

- du rapport B_j/S_j entre le diamètre et l'espacement des pieux ;
- de la longueur du pieu D_j (rapports D_j/B_j et h_j/D_j) ;
- du coefficient de Poisson ν du sol.

VI. Actions sur les pieux

Comme tout type d'ouvrage, la stabilité émane de la prise en compte de toutes les actions qui jouent en défaveur de la structure. Ainsi pour les pieux les différentes actions sont répertoriées dans le tableau 1.2 qui suit :

Actions	Description
permanentes	Les actions permanentes sont : le poids propre de la fondation proprement dite, celui de l'appui (pile, culée, semelle de liaison etc.), la fraction du poids propre de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation, les efforts dus au poids et les efforts dus aux poussées du sol.
Hydrostatiques et hydrodynamiques	Les actions sur les pieux qui sont dues à l'eau sont essentiellement de deux catégories : La poussée d'Archimède et l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.
Poussées latérales	Elles se manifestent lorsque le pieu traverse une couche de sol compressible et que cette dernière soit chargée de façon dissymétrique par un remblai. Le sol se déplace exerçant ainsi des efforts latéraux parfois importants sur le pieu.
Frottement négatif	Le frottement latéral négatif se manifeste, lorsque le pieu est installé dans un dépôt d'argile sujet à la consolidation ou au gonflement, mais aussi au niveau d'un remblai en cours de consolidation. Dans ce cas, le sol tasse plus que le pieu et exerce sur ce dernier des efforts verticaux vers le bas. Ce mécanisme se traduit par une diminution de la contrainte verticale régnant dans le sol au voisinage du pieu.
Actions variables	Elles sont essentiellement des charges d'exploitation notamment, les surcharges routières, le freinage, le stockage temporaire etc. Elles peuvent être notamment de charges climatiques : les vents, la neige...

Tableau1.2 : Liste des différentes actions sur les pieux

CHAPITRE 2

METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

I. Reconnaissance des sols et études préliminaires

I. 1 Introduction et généralités

Le dimensionnement des fondations nécessite un calcul minutieux et ne peut plus se baser sur de simples considérations qualitatives et empiriques. C'est ainsi qu'est née la mécanique des sols dont le but est de gérer de façon rationnelle le comportement du sol sous différentes sollicitations.

La mécanique des sols apparaît comme une adaptation de l'ensemble des théories rationnelles (élasticité, plasticité, rhéologie, hydraulique, etc.) sur le sol. Mais ces théories ne sont applicables qu'à des milieux homogènes et continus alors que le sol est, par nature même, discontinu, hétérogène et anisotrope. Il en résulte qu'elles ne pourront jamais représenter qu'une simplification et qu'une approche plus ou moins grossière du comportement du milieu et qu'elles devront être utilisées avec d'autant plus de circonspections qu'elles font appel à un appareil très séduisant mais fort souvent trompeur. Ceci ne veut pas dire qu'il ne faille jamais faire de théorie ni de mathématiques, mais simplement qu'il ne faut voir dans un raisonnement mathématique ou dans le résultat d'un calcul qu'un moyen d'apprécier l'allure qualitative des phénomènes et qu'il n'est pas toujours raisonnable ni prudent d'attacher trop d'importance à la rigueur des chiffres.

Pour pouvoir faire des calculs géotechniques, il faut connaître de la façon la plus parfaite possible et dans les moindres détails le milieu dans lequel se fait l'étude et de se livrer à toute une série de travail qui constitue ce que l'on appelle la reconnaissance des sols.

I. 2 Reconnaissance des sols

La notion de reconnaissance des sols implique tout d'abord une idée de description physique de la matière proprement dite : aspect visuel, couleur, consistance, structure. Cette description purement physique, doit être complétée par la détermination de la répartition spatiale des différentes catégories de terrain : épaisseur des couches, inclinaison, stratification, etc., sans oublier la présence éventuelle d'eau. Ces opérations nécessitent la réalisation de forages, soit carottés, soit destructifs. Ces sondages fournissent des renseignements absolument nécessaires mais qui ne sont que qualitatifs et qui, à ce titre, sont loin d'être suffisants. Ils doivent donc obligatoirement être complétés par des informations quantitatives qui permettront l'utilisation des théories que nous avons évoquées. Ces informations consistent à définir et à mesurer certains paramètres que l'on appelle caractéristiques géotechniques qui sont soit de natures hydrauliques,

soit de natures mécaniques. Les méthodes pour la détermination des caractéristiques mécaniques sont nombreux et se rattachent à deux catégories : les caractéristiques de cisaillement et les caractéristiques de déformation. Ainsi il est défini la loi de comportement des sols qui ne font que traduire les relations entre les sollicitations auxquelles est soumis le sol et les déformations qu'elles engendrent.

I. 3 Les caractéristiques mécaniques des sols et essais in situ

Les qualités mécaniques d'un sol sont traditionnellement caractérisées par deux paramètres, l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C . Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur échantillons, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'œdomètre.

C'est à la suite de quelques problèmes rencontrés (échantillon intacts, représentativité des échantillons) que sont nés les essais dits in situ qui sont des essais qui permettent de solliciter le sol dans son état naturel et de s'affranchir en grande partie du remaniement inévitable des échantillons. Dans ces essais in situ on distingue :

- le scissomètre qui permet de déterminer la valeur de la cohésion non drainé d'une argile ;
- le pénétromètre statique qui donne un terme de pointe, véritable caractéristique du sol, et qui avec le piézocône permet de mesurer la pression interstitielle en cours d'essai ;
- Le pénétromètre dynamique qui représente surtout un test qualitatif et qu'il convient de rattacher à des essais plus élaborés ;
- le pressiomètre qui permet d'obtenir une relation effort-déformation c'est-à-dire la loi de comportement ;
- le phicomètre qui permet la mesure in situ de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

II. Méthode statique (C, Φ)

La connaissance des différents paramètres de cisaillement d'un sol, permet la détermination de la capacité portante des sols et l'évaluation des tassements. Un certain nombre d'essais sont réalisés pour déterminer ces paramètres.

II.1 Les principaux essais de laboratoire

II.1.1.L'essai œdométrique

Cet essai a pour objet la détermination des propriétés de consolidation et de gonflement (éventuellement) des sols surtout cohérents. L'éprouvette d'essai cylindrique est confinée latéralement et soumise à un chargement ou déchargement vertical et axial par étapes, tout en étant drainée axialement par le haut et par le bas.

Les principaux paramètres déduits de l'essai œdométrique fournissent la compressibilité et le taux de consolidation primaire du sol. Des estimations de la contrainte de préconsolidation, du coefficient de consolidation secondaire et des paramètres de gonflement sont également parfois possibles.

Les principales grandeurs pouvant être déduites de l'essai œdométrique réalisé sur des échantillons sont : le module œdométrique et les tassements.

1) les paramètres de compressibilité tels que le coefficient de compressibilité a_v donné par :

$$a_v = \frac{\delta e}{\delta \sigma'_v},$$

où e et σ'_v représentent respectivement l'indice des vides et la contrainte verticale.

2) le coefficient de consolidation C_v

$$C_v = \frac{k \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \text{ [m}^2/\text{s]}$$

où k est la perméabilité du sol, γ_w est le poids volumique de l'eau.

En pratique ce coefficient est donné par :

$$C_v = \frac{T_v \cdot (U = 50\%) \cdot H^2}{t_{50}}$$

T_v ($U=50\%$) est le facteur temps pour un degré consolidation de 50%, H la distance de drainage et t_{50} le temps qu'il faut pour une consolidation de 50% déterminé graphiquement soit par la méthode Casagrande ou par la méthode de Taylor.

3) la contrainte apparente de préconsolidation ou la résistance du matériau σ'_c ;

4) le coefficient de consolidation secondaire ou de fluage $\frac{C_\alpha}{1+e}$ avec $C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$;

5) les paramètres de gonflement.

Les principes de l'essai œdométrique à chargement par paliers sont les suivants : le chemin de contraintes correspond à une déformation unidimensionnelle et, le drainage est axial et unidimensionnel.

Cet essai présente certaines limites :

- les chemins de contraintes et les conditions de drainage sous des fondations sont généralement tridimensionnels et des différences peuvent apparaître au niveau des valeurs calculées pour le tassement ou pour sa vitesse ;
- la petite dimension de l'éprouvette ne permet généralement pas de représenter correctement les hétérogénéités présentes dans les sols sur place ;
- l'analyse d'un essai de consolidation repose généralement sur l'hypothèse que le sol est saturé. Dans le cas de sols non saturés, certains paramètres déduits de l'essai peuvent ne pas avoir de signification physique.

II.1.2. Essai à la boîte de cisaillement

Le principe de l'essai à la boîte de cisaillement consiste à cisailier un sol sur un plan imposé (le plan séparant les deux demi-boîtes) (Figure 2.1).

En pratique l'essai est conduit pour différentes valeurs N de l'effort normal, et pour chaque valeur de N on cisaille l'échantillon en exerçant sur la demi-boîte supérieure un effort horizontal T . Si on note S la section de l'échantillon, les composantes normale σ et tangentielle

τ s'exerçant sur le plan de cisaillement imposé sont :

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{S}$$

Les déformations sont déterminées, en notant respectivement L et H les longueur et hauteur initiales de l'échantillon, et Δl et Δh les déplacements horizontaux et verticaux au cours du cisaillement, par les relations :

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta l}{L} \quad \text{et} \quad \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{H}$$

Ainsi on trace la courbe τ en fonction des déformations de ε_h pour chaque contrainte normale σ . Puis on trace la droite de rupture donnant la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction de σ . La pente et l'ordonnée à l'origine donne respectivement l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c) (Figure 2.1).

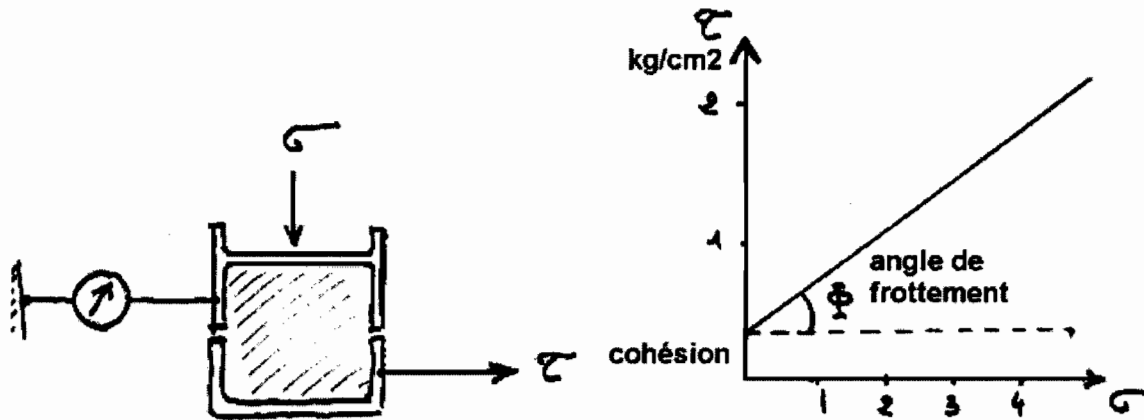


Figure 2.1 : principe et interprétation de l'essai de cisaillement à la boîte

II.1.3. Essai triaxial

L'essai triaxial est un essai basé sur le même principe que l'essai à la boîte de cisaillement mais ici le plan de cisaillement n'est pas imposé. On exerce sur un échantillon cylindrique une pression hydraulique P latéralement et un effort axial F . L'essai comporte ainsi une phase préliminaire dite de consolidation (chargement généralement isotrope) et une phase de cisaillement. Les contraintes principales σ_1 et σ_3 étant connues, on définit $q = \sigma_1 - \sigma_3$ appelé déviateur de contrainte. Il faut augmenter, pour chaque pression latérale fixée σ_h , la force F c'est-à-dire le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$), jusqu'à atteindre la rupture. Puis on trace, pour chaque σ_h fixée, la variation du déviateur de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de la déformation axiale ϵ_a . L'état de rupture étant défini pour chaque courbe, on trace alors la courbe intrinsèque à l'aide des cercles de Mohr pour déterminer l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c).

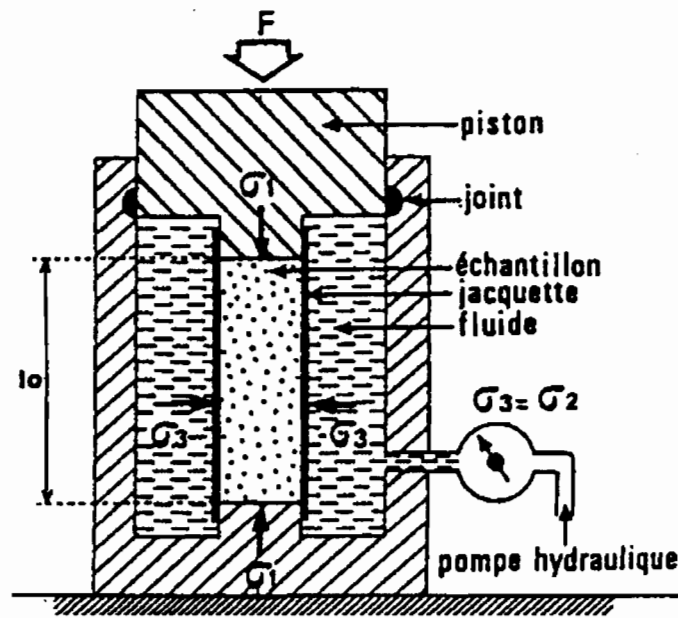


Figure 2.2 : Principe de l'essai triaxial

II.2 Détermination de la charge portante

Considérons un pieu isolé soumis à une charge Q et fiché dans une couche de terrain homogène de grande épaisseur. La charge Q est équilibrée d'une part, par la résultante Q_s des forces de frottements qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain, et d'autre part par la résistance que rencontre le pieu sur sa pointe Q_p . On peut donc écrire la relation générale d'équilibre :

$$Q = Q_s + Q_p$$

II.2.1 Calcul de l'effort en point Q_p

Si q_p est la pression moyenne sous la pointe et A_p la section droite du pieu, la résistance à la pointe Q_p est donnée par :

$$Q_p = A_p q_p$$

Rappelons que pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles (semelle isolée), on a :

$$q_p = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c + \gamma D N_q + \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \times \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Où B est la largeur de la semelle, L la longueur et D la longueur d'ancrage.

N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante et leurs expressions sont données par :

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg(\varphi)$$

$$N\gamma = 2 (Nq + 1) \operatorname{tg}(\varphi)$$

De manière classique, on utilise cette formule pour évaluer la résistance de pointe des pieux. On notera toutefois que pour les pieux D est très grand par rapport à B . Dans ce cas le terme de surface devient négligeable devant les autres termes.

On a alors :

$$q_p = CNc + \gamma DN_q$$

➤ Dans le cas des sols purement cohérents : $\varphi = 0$

$$Nq = 1$$

Alors,
$$q_p = N_c C + \gamma D$$

Le facteur de portance a été déterminé par plusieurs auteurs qui en ont donné des valeurs quelque peu différentes.

- L'Herminier $N_c = 11$;
- Sekempton $N_c = 10$;
- Meyerhof $N_c = 9$;
- Caquot et Kerisel $N_c = 7$.

La valeur nette est donnée par :

$$q_p' = q_p - \gamma D = N_c C$$

➤ Dans le cas des sols pulvérulents : $C=0$

$$q_p = \gamma DN_q$$

La valeur nette est donnée par :

$$q_p' = q_p - \gamma D = \gamma D(N_q - 1)$$

Remarque : L'expérience montre que la charge limite à la rupture dans un sol homogène augmente avec la profondeur D jusqu'à une profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante. La profondeur critique peut être calculée par la formule :

$$D_c = B \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg}(\varphi)}$$

De plus, le coefficient Nq de capacité portante pour un pieu n'est pas le même que celui calculé pour les fondations superficielles. Sa valeur peut être calculée par :

$$Nq = e^{7 \operatorname{tg}(\varphi)}$$

II.2.2 Calcul du frottement latéral Q_s

- Dans le cas des sols purement cohérents ($\varphi = 0$)

L'interaction entre le pieu et le sol qui l'entoure donne naissance des frottements latéraux. La résistance entre le pieu et le sol est donc l'adhésion qui est différente de la cohésion du sol.

La cisaillement est donc donné par :

$\tau = C_a$, où C_a représente l'adhésion entre le sol et le pieu.

Ainsi on a :

$$Q_s = \sum \tau A_f = \sum C_a A_s$$

- Dans le cas des sols pulvérulents ($C=0$)

La résistance au cisaillement entre le sol et le pieu est donnée par :

$$\tau = k \gamma' z \operatorname{tg}(\delta)$$

où k est le coefficient de pression latérale, z la profondeur, γ' poids volumique déjaugé et δ l'angle de frottement sol-pieu.

Ainsi nous avons :

$$Q_s = \sum k \gamma' z \operatorname{tg}(\delta) A_s$$

Remarque :

De la même manière que la charge limite de pointe, le frottement latéral augmente avec la profondeur, jusqu'à une profondeur critique D_c , au-delà de laquelle il reste constant

II.2.3 Calcul de la capacité portante

La charge limite nette est donnée par :

$$Q_{\text{nette}} = Q_p' + Q_s$$

III. Méthode pressiométrique

III. 1 Essai au pressiomètre de Ménard

Le procédé est simple, il consiste à introduire dans un forage légèrement surdimensionné une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire, munie d'une membrane, dilatable radialement.

L'application de pressions croissantes permet de générer des champs de contraintes cylindriques et uniformes au niveau des parois de la zone d'essai induisant ainsi des déformations.

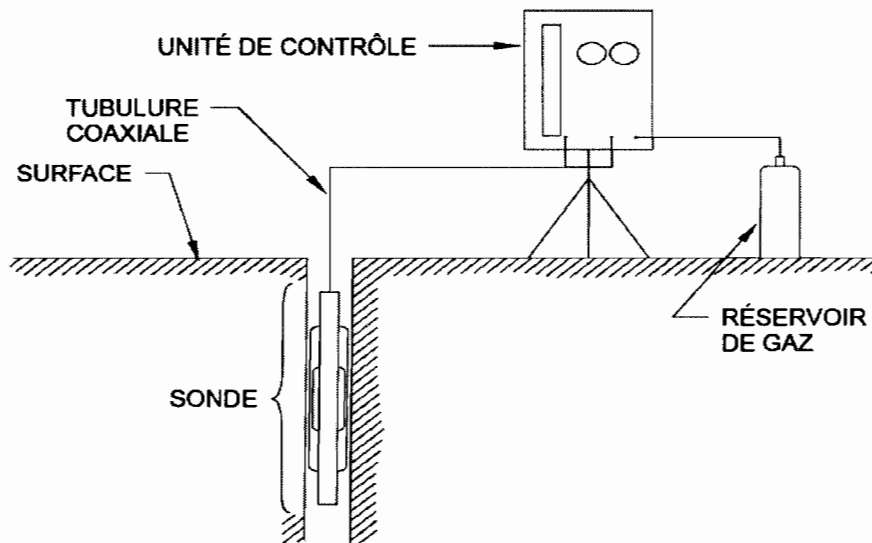


Figure 2.3 Pressiomètre Ménard

III.1.1 Réalisation de l'essai pressiométrique

Il s'agit dans un premier temps, de réaliser un forage à une profondeur donnée et de s'assurer que les parois sont en équilibre. On remplit la cellule de mesure avec de l'eau et les cellules de gardes sont mises sous pression avec de l'air comprimé. Ce remplissage doit se faire obligatoirement au niveau du sol et non dans le forage et nous devons nous assurer qu'aucune bulle d'air ne subsiste ni dans la sonde ni dans les tubulures. Enfin, il faut introduire la sonde dans le forage et de fermer le robinet d'admission d'eau pour éviter qu'il y ait gonflement de la cellule centrale sous l'effet de la pression hydrostatique.

III.1.1.1 Exécution de l'essai proprement dit

Une fois la sonde descendue et bloquée à la profondeur désirée, nous ouvrons les robinets d'admission et nous mesurons la pression correspondante à la colonne d'eau dans la sonde. On gonfle ensuite la cellule centrale par paliers de pressions en tournant la clé du détendeur. Puis on obtient sur les manomètres la pression de l'eau dans le contrôleur pression-volume et la pression de gaz dans les cellules de garde. Les deux pressions doivent être différentes pour qu'on puisse assurer le contact de la cellule centrale avec le sol. Nous remarquons toute fois que la dépression augmente linéairement avec la profondeur. En effet, soient :

p_c la pression de l'eau dans la cellule centrale à la profondeur z ,

p_g la pression du gaz dans les cellules de garde,

p_m la pression lue sur le manomètre,

Δp_m la variation de pression lue sur les manomètres

On a alors : $p_c = p_m + \gamma_w z$

$$p_g = p_m - \Delta p_m$$

Donc $\Delta p_z = p_c - p_g = \Delta p_m + \gamma_w z$

Pour maintenir cette dépression à une valeur Δp_o fixée à l'avance, nous faisons fonctionner le régulateur de pression qui diminue linéairement Δp_m jusqu'à une profondeur $z = \Delta p_o / \gamma_w$ à partir de laquelle nous augmentons des surpressions au niveau des cellules de garde par inversion du branchement du régulateur.

Dans la pratique la valeur de la dépression Δp_o est comprise entre 0.1 et 0.15 MPa. Ainsi on fait décroître de 0.01 MPa par mètre de profondeur la dépression Δp_m jusqu'à une profondeur $z = 11$ m. Pour une profondeur $z = 12$ m nous augmentons cette dépression de 0.01 MPa par mètre de profondeur.

L'essai est réalisé pour différents incréments dits paliers de pression qui dépendent du terrain étudié. Le tableau 2.1 suivant donne quelques valeurs dans certains types de terrain.

Type de terrain	Palier de pression (kPa)
Argile molle ou sable lâche	≤ 25
Vase	5
Marne raide	≤ 500 à 1000

Tableau 2.1 : Paliers de pression suivant la nature du sol

De manière générale on doit avoir au moins 10 paliers de pression. A chaque palier correspond des déformations qui sont lues à 15 secondes, 30 secondes et 1 minute. La durée des paliers dépend de la nature, de la qualité du terrain et dans une certaine mesure, aux problèmes posés. Mais des études faites par le laboratoire central des ponts et chaussées, ont montré qu'on peut utiliser la durée de 1 minute à chaque palier sauf dans les cas où la portance du sol est très faible (vase) où on peut avoir des intervalles de temps de 2 minutes.

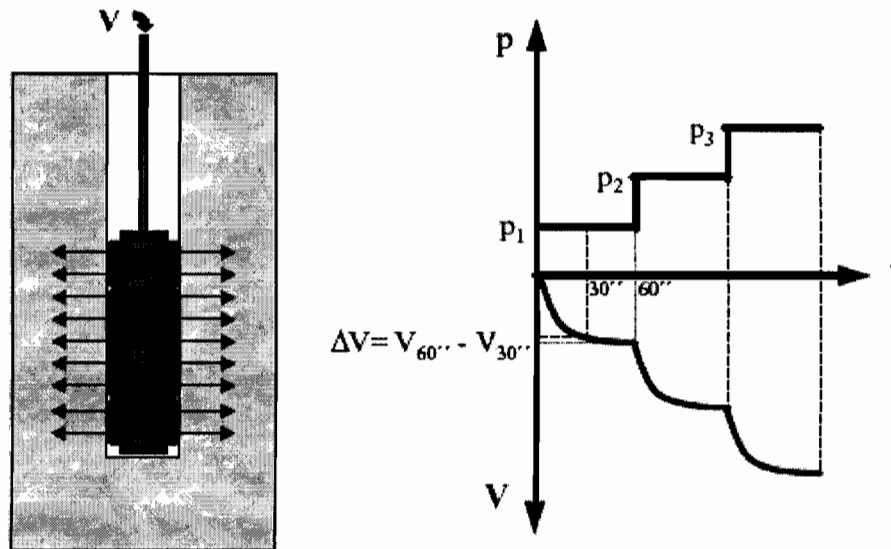


Figure 2.4: Mode de travail du pressiomètre Menard

III.1.1.2 Présentation des résultats de l'essai

Avant toute mesure il est indispensable de mentionner certains renseignements nécessaires au dépouillement de l'essai tels que : la profondeur de l'essai, le diamètre de la sonde, le niveau de l'eau, la nature géologique du terrain etc.

Lors de l'essai différentes mesures sont prises aux temps $t_n = 2^n t_0$, (t_0 étant le temps initial pris égale à 15 secondes en général) notamment :

- la variation de volume à travers un voyant de lecture de volumes avec règle graduée qui donne la déformation volumétrique de la cellule centrale ;
- Les différentes pressions des gaz et d'eau respectivement dans les cellules de garde et la cellule centrale à travers les manomètres.

Ainsi on trace deux courbes :

- la courbe pressiométrique qui porte en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations volumétriques en fin de paliers $v = f(p)$;
- la courbe de fluage porte en abscisses les pressions et en ordonnées les déformations de fluage correspondantes c'est à dire la différence entre la déformation finale et la déformation à 30secondes, $\Delta v = f(p)$.

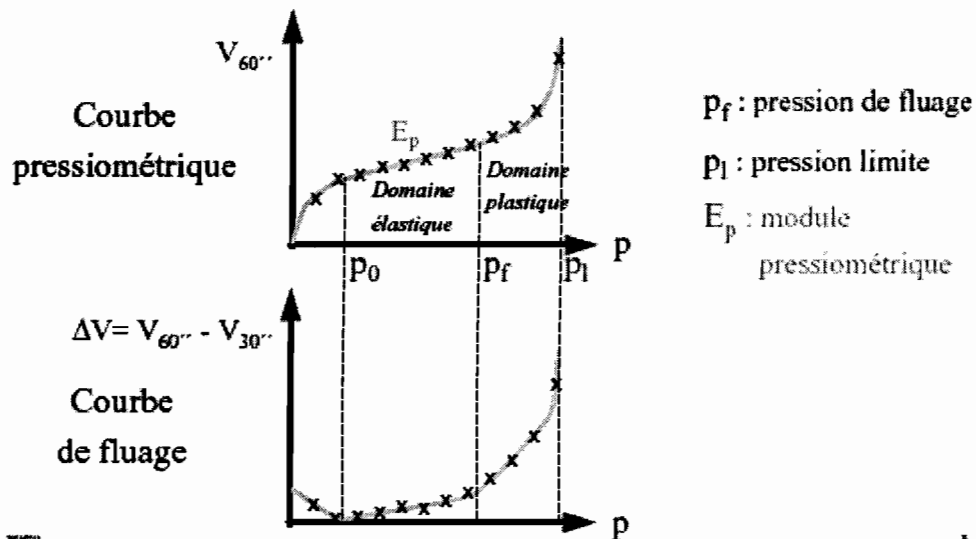


Figure 2.5: Les courbes de l'essai pressiométrique

III.1.1.3 Corrections

Les courbes tracées précédemment ne traduisant pas réellement la loi de comportement du sol, il faut procéder à certaines corrections notamment la charge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil, l'élasticité propre de l'ensemble membrane plus gaine (inertie), et de la compressibilité interne de l'appareil.

III.1.1.3.1 Correction de la hauteur piézométrique

Cette correction tient compte de la colonne d'eau (z) située dans la tubulure et le niveau de l'eau (a) dans l'unité de contrôle CPV. La pression qui s'exerce au niveau sol en tenant compte de cette colonne d'eau est alors :

$$P = p_m + \gamma_w (z+a)$$

III.1.1.3.2 Correction de l'inertie

Les membranes des cellules ainsi que la gaine de protection ont une certaine compressibilité. D'où l'existence d'une pression p_i nécessaire pour les dilater. La mesure de p_i s'effectue hors du forage à l'aide d'un essai pressiométrique donnant une courbe appelée courbe d'inertie. Ainsi, la pression précédente, corrigée une nouvelle fois, est donnée par :

$$P = p_m + \gamma_w (z+a) - p_i$$

III.1.1.3.3 Correction de volume

Les membranes intérieures de la sonde étant sujettes à des déformations Δv . Il y a lieu de tenir compte, du volume d'eau v_m lu sur la colonne de lecture du C.P.V., de la déformation du terrain v et de Δv . On a : $v_m = v + \Delta v$,

D'où
$$v = v_m - \Delta v.$$

III.1.1.3.4 Courbe pressiometrique nette

P_m et v_m désignant les pressions et volumes lus sur l'appareil et p et v les valeurs correspondantes après les corrections précédemment définies, la courbe pressiometrique nette ou courbe corrigée sera la courbe : $v = f(p)$.

C'est sur cette courbe que se fera en principe l'analyse théorique.

Par ailleurs dans la plupart des cas il peut être suffisant d'effectuer les corrections sur quelques points particuliers (limites de phase). C'est seulement dans les terrains très faibles ou lorsque les courbes brutes présentent une allure anormale qu'il faudra procéder à une correction complète.

III.1.2 Analyse et interprétation de l'essai pressiométrique

Les résultats d'un essai pressiométrique Ménard corrigés pour le volume et la pression donne une courbe pressiometrique dite courbe pressiometrique nette. Dans la première étape de l'essai, le volume augmente rapidement pour des changements faibles de pressions alors que la sonde est dilatée contre le sol. Le volume correspondant au point où la courbe devient approximativement linéaire, soit v_0 , est égal à la différence entre le volume du trou du forage et le volume initial de la sonde. La pression associée à ce point est appelée p_0 mais ne représente pas la pression réelle en place dans le sol à cause du relâchement des contraintes lors du forage. Pour des pressions plus fortes le volume augmente lentement avec la pression. Le changement de volume par fluage dans cette gamme de pression reste faible, ce qui indique un comportement pseudo-élastique du sol. La pente de la courbe pression volume dans cette zone est reliée au module de déformation du sol (E). La pression correspondant à la fin de la phase pseudo-élastique est appelée pression de fluage p_f . A des pressions plus fortes le volume de fluage augmente rapidement ce qui indique le développement de la rupture du sol autour de la sonde. La courbe pression-volume tend vers une asymptote correspondant à la pression limite p_l .

La base théorique de l'essai pressiometrique est la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini. L'équation pour la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini est :

$$G = V \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

où G = module de cisaillement du sol ;

V = volume de la cavité ;

p = pression dans la cavité

L'essai pressiométrique n'engendre que des contraintes de cisaillement dans le sol. Il n'y a pas de contrainte de compression même si l'essai pourrait apparaître être complètement en compression. Le module calculé à partir de l'essai pressiométrique est donc un module de cisaillement G_m . La pente de la courbe $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ reste constante de v_0 à v_f par conséquent le module de cisaillement dépend du volume de la cavité choisie qui pour l'essai pressiométrique et par convention est le milieu de la partie pseudo-élastique des courbes pressions volume. Le module de cisaillement correspondant G_m est calculé par l'équation :

$$G_m = (v_c + v_m) \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

où v_c = volume initial de la sonde avant dilatation, $v_m = \frac{v_0 + v_f}{2}$

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = \frac{p_f - p_0}{V_f - V_0}$$

Les résultats d'essais sont souvent présentés en terme de module d'Young équivalent E supposant un sol élastique isotrope selon l'équation :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

où ν est le coefficient de poisson

L'approche Ménard standard est de prendre 0.33 pour le coefficient de Poisson, mais il est le plus souvent donné en fonction du type de sol ou bien du type de drainage.

$$E_m = 2G_m(1 + \nu)$$

Si on remplace G_m par sa valeur, alors le module Ménard est donné par :

$$E_m = 2(1 + \nu) (v_c + v_m) \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

III.1.3 Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est sujet à plusieurs facteurs qui peuvent influencer les valeurs des caractéristiques pressiométriques :

III.1.3.1 Influence de la qualité du forage

La qualité du forage est le critère fondamental qui conditionne la qualité de l'essai pressiométrique. En effet lors du forage nous assistons à un remaniement des parois du forage, dû à la méthode d'extraction du sol. Ainsi les caractéristiques mécaniques du sol au niveau des parois changent. Il en résulte alors une courbe pressiométrique dégénérée. Dans le cas des argiles, nous assistons à une grande modification du module de déformation due au fait que la résistance de l'argile est fortement liée à sa cohésion.

III.1.3.2 Influence de la profondeur

En dehors du remaniement dû à l'exécution des forages, on peut assister à une plastification des parois du forage à partir d'une certaine profondeur mettant ainsi le sol dans un état très différent de son état vierge. En effet, supposons que le forage soit réalisé en terrain cohérent de cohésion C_u et de densité γ . Le forage étant cylindrique, aux parois on a :

$$\sigma_r = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_\theta = 2 k_0 \gamma z.$$

Par ailleurs la condition de plasticité s'écrit $\sigma_\theta = 2 C_u$. L'expérience montre qu'on ne peut atteindre un comportement élastique que pour une valeur du déviateur $\leq C_u$ c'est-à-dire pour des profondeurs $z \leq C_u / 2 k_0 \gamma$. Au delà de cette profondeur le sol devient plastique. Cette plasticité du sol modifiera fortement les valeurs des caractéristiques de l'essai pressiométrique à déterminer.

III.1.3.3 Influence des cellules de garde

Dans le pressiomètre Ménard, les cellules de garde utilisées permettent de mesurer un champ de déformation cylindrique au niveau de la cellule centrale. Cependant pour d'autres types de pressiomètre, il n'existe pas de cellules de garde. Ainsi des études de comparaison, ont montré qu'il n'y a aucune différence significative qu'il s'agisse du module de déformation, des pressions limites et des pressions de fluage.

III.2. Dimensionnement : capacité portante et tassements

III.2.1 Capacité portante

La capacité portante d'une fondation profonde est la somme de deux termes : la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral ; bien qu'il y ait une interaction entre ces deux termes (ils dépendent de la pression limite mesurée à partir du pressiomètre), il est traditionnel de les calculer séparément.

III.2.1.1 Charge limite de pointe Q_p

La charge limite de pointe Q_p d'un pieu isolé sous charges verticales, est fonction de la section de base (A_p) du pieu et de la contrainte limite de pointe q_p sous la fondation.

Dans le cas des sols hétérogène, les propriétés du sol varient en fonction de la profondeur.

Ainsi on définit la profondeur d'encastrement D_e par :

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

Où p_{le}^* est la pression limite nette équivalente qui s'exprime par la formule (**nouvelle règle du Fascicule 62**)

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

Avec $a : \max \left\{ \frac{B}{2}; 0.50m \right\};$

$b : \min \{a; h\};$

h : profondeur d'ancrage du pieu dans la couche où se situe la pointe ;

D : profondeur de la fondation ;

B : largeur ou diamètre du pieu ;

p_l^* : Pression limite nette mesurée ($p_l^* = p_l - p_0$).

Cette contrainte limite q_p est liée à la pression limite nette équivalente pressiométrique p_{le}^* par la formule :

$$q_p = k_p p_{le}^* + q_0$$

q_0 et p_0 représentent respectivement les pressions verticales et horizontales totales des terres au niveau considéré.

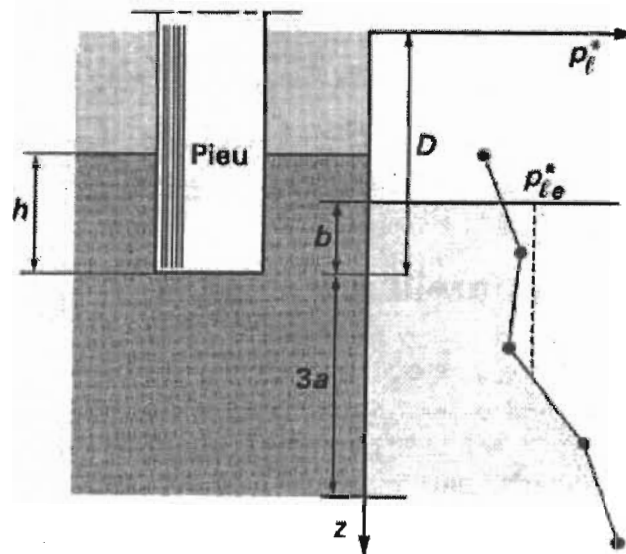


Figure 2.6 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.

k_p est le facteur de portance qui dépend de l'encastrement, du type de terrain et des caractéristiques de la fondation (pieu refoulant le sol et pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place). Le tableau donnant les valeurs de k_p est par l'annexe 1.1.

III.2.1.2 Charge limite de frottement latéral Q_s .

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- Avec
- P : le périmètre du pieu ;
 - h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;
 - q_s : le frottement latéral unitaire limite.

Le frottement latéral unitaire limite s'exprime en fonction de la pression limite nette p_l^* par les courbes de la figure 2.5 ci-dessous

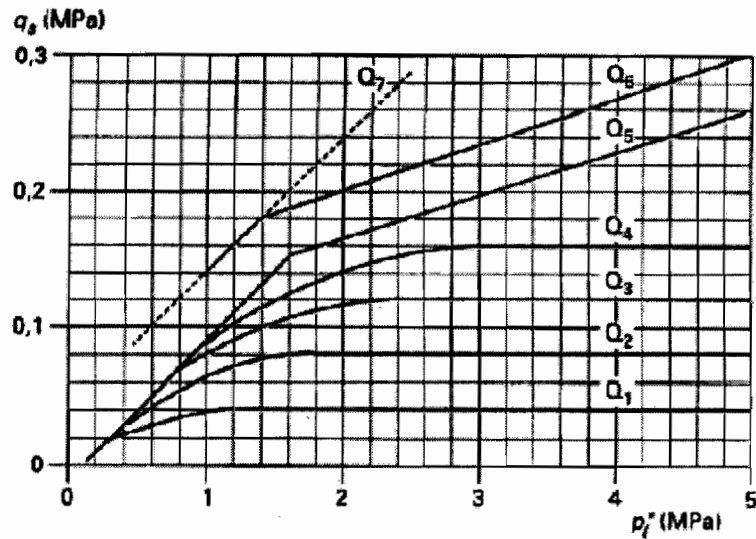


Figure 2.7 : Variation du frottement unitaire q_s en fonction de p_i^*

Le choix d'une courbe en fonction de la nature du sol, des types de pieux est indiqué dans l'annexe I

III.2.1.3 Charge limite Q_l totale

La charge limite totale pour une fondation profonde travaillant en compression est donnée par :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

Pour le cas des pieux flottants,

$$Q_l = Q_s$$

Pour les pieux colonnes,

$$Q_l = Q_p$$

III.2.2. Calcul des tassements

D'après Maurice CASSAN [6], le tassement S_1 induit par un pieu sous charge Q , d'un sol homogène de module pressiométrique E_M est donné par:

$$S_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{\lambda}{aBE_b} th(aD)}{\lambda BE_b th(aD)}$$

où Q : la charge reprise par le pieu (kN) ;

B : diamètre du pieu en cm ;

E_b : module d'élasticité du béton en bars ;

$\lambda = 4.5 \times E_M$ (en bars) ;

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4.17 \times 10^{-3} E_M}{E_b}$$

D : la fiche du pieu en cm.

IV. Méthodes pénétrométriques

IV.1 Essai au pénétromètre statique

VI.1.1.Principe et réalisation de l'essai de pénétration statique

IV.1.1.1 Principe de l'essai de pénétration statique

L'essai de pénétration statique est un essai in situ permettant la détermination de certains paramètres géotechniques d'un sol.

Le principe de l'essai consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cet enfoncement se fait par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort.

Si le train de tige a le même diamètre que le cône alors l'effort d'enfoncement mesure est à la fois la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral.

Si l'on veut séparer les deux termes, il importe que le cône puisse se déplacer indépendamment des autres éléments de la pointe ou qu'un dispositif approprié permette de mesurer la réaction du sol au niveau du cône.

On distingue deux types de pénétromètres :

- les pénétromètres à cône mobile, dans lesquels, le cône peut se déplacer librement par rapport aux autres éléments de la pointe
- les pénétromètres à cône fixe, dans lesquels, le cône n'a qu'un mouvement relatif très faible devant par rapport aux autres éléments de la pointe.

En présence d'une nappe on mesure la pression interstitielle à l'aide d'un piézocône.

IV.1.1.2 Réalisation de l'essai de pénétration statique

Après avoir calé le pénétromètre, on procède à l'enfoncement total du dispositif à vitesse lente et constante. S'il d'agit d'un pénétromètre à cône fixe et à mesure continue, nous effectuons à intervalle déterminé, par exemple tous les 20cm, toutes les lectures de l'effort total et de l'effort de pointe.

Le mode opératoire normalisé de l'essai de pénétration à cône fixe doit répondre aux points suivants :

- la pénétration se fait de façon continue et tous les éléments du pénétromètre ont la même vitesse de pénétration ;

- la verticalité doit être assurée avec une déviation maximale de 2% par rapport à la verticale, l'axe de la tige devant coïncider avec l'axe de la poussée ;
- la vitesse de pénétration doit être de 2 cm/s avec une tolérance de ± 0.5 cm/s, cette vitesse devant être maintenue tout le temps de l'enfoncement même si les lectures ne se font qu'à intervalles ;
- les profondeurs doivent être mesurées avec une précision d'au moins 10cm ;
- en tenant compte de toutes les sources d'erreurs possibles, on doit arriver à une précision sur les mesures, meilleures que la plus grande des valeurs suivantes :
 - 5% de la valeur mesurée ;
 - 1% de la valeur maximale du domaine.

La précision doit être vérifiée au laboratoire ou sur le chantier en considérant toutes les influences perturbatrices possibles.

Dans le cas des pénétromètres à cône mobile, il faudra arrêter la pénétration pour agir sur le cône lorsqu'il faudra mesurer l'effort de pointe et cela se fait en général, tous les 20cm.

Avec le pénétromètre hollandais à 25 kN, la pénétration du train de tubes se fait en interposant une cale évidée en son centre entre la tête hydraulique et le haut des tubes. Pour mesurer l'effort de pointe, on enlève la cale, et les tiges inférieures, en saillie de 4 cm environ, viennent au contact de la tête de mesure et permettent ainsi l'action sur la pointe. L'effort de pointe correspond alors à la pression lue sur les manomètres pour un enfoncement de 4 cm à vitesse constante.

Dans les pénétromètres hollandais de 100 kN, on arrive aux mêmes résultats en agissant sur un petit levier situé sur la tête de mesure. Mais alors le terme de pointe devient le double de la pression lue sur les manomètres puisque le diamètre du piston de la tête de mesure et celui de la pointe sont dans un rapport 2.

Les résultats de l'essai de pénétration statique s'expriment sur un graphique où l'on porte en fonction de la profondeur :

- l'effort total ;
- l'effort de pointe ;
- éventuellement le frottement latéral.

Les graphiques obtenus à partir de cet essai sont appelés pénétrogrammes.

L'examen des pénétrogrammes est riche d'enseignement, car indépendamment de toute considération théorique, il permet d'embrasser d'un seul coup d'œil toutes les particularités du sol. Toute fois il faudra se montrer prudent dans les zones où les termes de pointes ont des valeurs élevées car lorsqu'on arrive au voisinage de la limite de l'appareil, les mesures risquent de ne plus avoir une grande signification.

Dans le cas d'un refus complet à la pénétration, on pourra toujours craindre la présence d'un obstacle localisé (gros galets, petits blocs, etc.). Il se peut aussi que le refus soit obtenu dans un passage très résistant à faible distance d'une couche plus faible.

Lorsqu'on a une petite pointe, on enregistrera un effort global dont on ne pourra dissocier la part prise par le frottement latéral le long de la tige, et celle correspondant à la réaction sous la pointe seule.

IV.1.2. Facteurs pouvant influencer l'essai de pénétration statique

IV.1.2.1 Influence du diamètre des pointes

L'effet d'échelle a été mis en évidence par Kerisel qui a montré que dans des sables denses, avec des pénétromètres dont les diamètres variaient entre 45 mm et 320 mm, les termes de pointe diminuaient lorsque le diamètre du cône augmentait.

Mais la comparaison faite par Kerisel portait sur des termes de pointes mesurés à une même profondeur. Cependant d'autres essais ont mis en évidence un phénomène fondamental qui est celui de la constance du terme de pointe à partir d'une certaine profondeur dite « profondeur critique » qui est elle-même une fonction croissante du diamètre.

Les essais réalisés par Tcheng ont montré qu'au dessous de cette profondeur critique, cet effet d'échelle devient négligeable.

IV.1.2.2 Influence de la forme des pointes

Les études faites par Jézéquel avec des pénétromètres ayant des formes différentes ont donné des différences relatives de l'ordre 31 à 42%.

Il en ressort que la géométrie des pointes a une grande influence sur les résultats.

IV.1.2.3 Influence de la vitesse de pénétration

La vitesse de pénétration est l'un des paramètres qui influe le plus sur les résultats des essais, surtout dans les argiles.

Ainsi des études faites par Jézéquel sur des argiles molles ont montré des augmentations de l'ordre de 35% pour des vitesses variant de 1 à 10 cm/s. Jézéquel émet alors l'hypothèse de l'existence d'une vitesse critique au-delà de laquelle le terme de pointe resterait constant.

Dans les argiles raides, l'influence de la vitesse semble moins importante, mais les résultats très dispersés ne permettent pas de tirer des conclusions valables.

Par contre, d'après toujours les essais de Jézéquel, il se produit un effet inverse dans le cas des limons saturé et les sables aquifères peu compacts, c'est-à-dire une diminution de l'effort de pointe lorsque la vitesse de pénétration augmente. Ce phénomène peut s'expliquer par le développement de pressions interstitielles dans un matériau dont la densité serait inférieure à la densité critique. Mais il est possible que la granulométrie ait également une influence. Ce phénomène n'est pas sans rappeler le comportement des sables saturés sous sollicitation dynamique, qui peut aller jusqu'à la liquéfaction.

Dans certains terrains, des effets thixotropiques peuvent également conduire au même phénomène.

IV.1.3 Calcul de la capacité portante

IV.1.3.1 Charge limite Q_p sous la pointe

Dans un terrain hétérogène on a :

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

avec :

A section de la pointe du pieu ;

q_{ce} est la résistance de pointe équivalente du pénétromètre statique ;

K_c facteur de portance ;

Le facteur de portance K_c traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Les valeurs de K_c sont données par le tableau 2.2 suivant :

Nature du terrain		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Elément s mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	0,4	0,55
	B		
	C		
Sables, Graves	A	0,15	0,5
	B		
	C		
Craies	A	0,2	0,3
	B	0,3	0,45

Tableau 2.2 : Valeurs du facteur de portance k_c

La résistance de pointe moyenne au tour de la base de la fondation q_{cc} définie à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée par :

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

où q_{cc} est la résistance de pointe q_c écrêtée à $1.3 q_{cm}$, q_{cm} étant la moyenne des valeurs de q_c mesurées sur la hauteur considérée :

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

a et b étant les mêmes paramètres définis au paragraphe II.2.1.1.

IV.1.3.2 Frottement latéral limite Q_s

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

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

avec :

P périmètre du pieu (m);

$q_s(z)$ frottement latéral limite à la cote z .

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

$$q_s = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}; q_{smax} \right\}$$

Avec : q_c la résistance de pointe lissée à la profondeur z

β et q_{smax} les valeurs données par l'annexe 1.3 suivant :

IV.1.3.3. Charge limite totale Q_l

La charge limite totale est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

IV.1.3.4 Corrections dues à la pression interstitielle mesurée à l'essai au piézocône

L'essai au piézocône est un essai qui permet de mesurer la variation des pressions interstitielles en cours de pénétration afin d'appliquer une correction au terme de pointe et au terme de frottement pour avoir une valeur plus exacte de ces paramètres.

Ainsi des expressions théoriques de correction ont été établies par L. Parez, M. Bachelier et B. Séchet à partir des expressions classiques de ces paramètres.

Pour le terme de pointe on a : $q_c = \sum (\gamma D) N_q + \frac{C}{\tan(\varphi)} (N_q - 1)$

Dans un milieu à la fois cohérent et frottant, la cohésion, pendant la pénétration, devient :

$$C_{cu} + \Delta u \tan(\varphi_{cu})$$

Où φ_{cu} désigne l'angle de frottement interne dans un essai consolidé non drainé. On en déduit :

$$q_c + \Delta q_c = \sum (\gamma D) N_q + \frac{C_{cu} + \Delta u \tan(\varphi_{cu})}{\tan(\varphi_{cu})} (N_q - 1)$$

Avec $\Delta q_c = \Delta u (N_q - 1)$

Dans un milieu purement frottant on a de même :

$$q_c + \Delta q_c = \sum (\gamma D) N_q + \Delta u (N_q - 1)$$

Or $q_c = \sum (\gamma D) N_q \Rightarrow N_q = \frac{q_c}{\sum (\gamma D)}$

Donc
$$\Delta q_c = \Delta u \left(\frac{q_c}{\sum (\gamma D)} - 1 \right)$$

En ce qui concerne le frottement latéral, on a d'après Caquot et Kérisel :

$$\Delta q_s = \Delta u \left[(1 + \sin \varphi_{cu}) \tan \varphi_{cu} e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_{cu} \right) \tan \varphi_{cu}} \right]$$

IV.2.Essai de pénétration au carottier (S.P.T.)

IV.2.1.Principe et réalisation de l'essai

L'appareil qui permet de réaliser l'essai est un carottier, c'est un tube fendu ayant les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 813mm ;
- Diamètre extérieur : 51mm ;
- Diamètre intérieur : 35mm ;
- Poids total : 70N .

Le carottier est battu sous une énergie constante avec un mouton en chute libre de 635 N et une hauteur de chute de 760mm. Ainsi l'essai s'exécute de la façon suivante :

- après avoir nettoyé soigneusement le fond du forage, on descend en place le carottier et on le bat de 15 cm afin d'éliminer la zone remaniée ;
- on poursuit ensuite le battage en comptant le nombre N_1 de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 15cm, puis le nombre N_2 pour enfoncer de 15 autres centimètres. Le paramètre mesuré que l'on appelle l'indice de pénétration standard est :

$$N = N_1 + N_2$$

Il s'exprime par coups/ 0.30m

Cette façon de procéder en deux phases permet une meilleure connaissance du sol. En effet on peut avoir $N = 22$ avec $N_1 = 3$ et $N_2 = 19$ ou avec $N_1 = 11$ et $N_2 = 11$.

Dans le premier cas, on se trouve en deux couches différentes et dans le second cas dans un terrain homogène.

Lorsque le terrain devient trop résistant et la pénétration trop difficile, on arrête l'essai pour un nombre déterminé de coups et l'on indique l'enfoncement correspondant à ce nombre de coups. On définit le refus comme une pénétration inférieure à 15 cm pour 50 coups (norme européenne)

IV.2.2. Corrections de l'indice de pénétration N

Les valeurs brutes de N doivent, dans certains cas, subir certaines corrections :

- Dans les sables très fins ou silteux et dans les silts situés sous la nappe, lorsque la valeur enregistrée de N est supérieure à 15, Terzaghi et Peck recommandent de corriger une valeur corrigée de N par la relation :

$$N' = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

Cette correction traduit un affaiblissement de la résistance au cisaillement sous l'effet de la pression interstitielle qui se développe lors du battage.

- La valeur de N étant très influencée par les surcharges dues au poids des terres au niveau de l'essai, ce paramètre serait sous estimé à faible profondeur.

Ainsi certains auteurs conseillent d'opérer une correction de profondeur.

$$N' = N \times \frac{350}{70 + \gamma D}$$

γ étant la densité apparente du sol exprimé en KN/m^3 (sous la nappe, on prend γ').

Cette formule n'est en réalité applicable que pour une valeur de $\gamma D \leq 280 \text{ kPa}$.

Toute fois, il est recommandé d'être prudent et d'adopter comme valeur d'utilisation $\frac{N'}{2}$ lorsque $N' \geq 2N$.

Il existe d'autres formules pour la correction de profondeur par l'application d'un coefficient correcteur C_N , qui est donné par $C_N = 0.77 \log\left(\frac{2000}{\gamma D}\right)$

Ainsi la valeur corrigée de l'indice de pénétration est :

$$N' = N \times C_N$$

IV.2.3. Interprétations de l'essai SPT

L'objectif de l'interprétation de l'essai est de répondre à la question de : comment utiliser le paramètre N ainsi obtenu ?

A la suite de nombreux essais, Terzaghi et Peck ont donné pour le sable, un tableau (tableau 2.8) de correspondance entre N et la densité relative donnée par :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

Ou encore

$$D_r = \frac{\gamma_{\max} - \gamma}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times 100$$

e=indice des vides

γ =densité apparente du sable

Par ailleurs, Meyerhof donne deux expressions approchées de l'angle de frottement interne φ du sable en fonction de la compacité relative :

Lorsqu'on a plus de 5% de sable fin et de silt. $\varphi = 25 + 0.15 \times D_r$,

Lorsqu'on a moins de 5% de sable fin et de silt. $\varphi = 30 + 0.15 \times D_r$,

Remarque :

la valeur de l'angle de frottement interne déduite d'une telle corrélation est grossièrement approchée, car la plupart des essais de laboratoire sur lesquels sont basés ces corrélations ont été réalisés sur les échantillons prélevés avec le carottier SPT lui-même, et qui sont fortement remaniés.

D'autres formules donnant l'angle de frottement interne φ sont utilisées :

Dunham donne : $\varphi = \sqrt{12N} + 25$

Osaki donne : $\varphi = \sqrt{20N} + 15$

Les résultats donnés par HUNT ont montré les relations entre l'indice N, l'indice de densité relative D_r en % et l'angle de frottement interne. Le tableau donnant ces relations est dans l'annexe 1.3.

D'autre part la cohésion des sols cohérents peut être obtenue avec l'indice de pénétration et de l'état de consistance du sol. Les résultats sont mentionnés dans le tableau 2.3 ci-dessous

Indice N (coups/30cm)	Consistance	Résistance au cisaillement non drainé C_U (kg/cm ²)
<2	Très molle	<0.25
2 à 4	Molle	0.25 à 0.50
4 à 8	Ferme	0.50 à 1.00
8 à 15	Dure ou raide	1.00 à 2.00
15 à 30	Très dure ou très raide	2.00 à 4.00

Tableau2.3 : Evaluation de la résistance au cisaillement non drainée des sols cohérents

L'essai SPT permet d'évaluer l'angle de frottement interne d'un sol et la cohésion non drainée des sols cohérents. Mais dans la pratique courante des problèmes de fondations profondes, on utilise directement l'indice de pénétration N , grâce à des formules et des méthodes empiriques notamment celle de MEYERHOF, pour calculer la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents.

IV.2.4. Détermination de la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents

Puisque les essais de pénétration standard sont couramment utilisés avec les sols pulvérulents, nous évaluerons la capacité axiale des pieux à l'aide des paramètres obtenus par l'essai.

En 1976, Meyerhof a proposé la relation suivante, qui utilise les résultats de l'essai SPT pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} \left[(m \times N \times A_p) + (n \times N' \times D \times A_s) \right]$$

où Q_a : charge axiale admissible en kN ;

F_s : facteur de sécurité ;

m : coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et à 120 pour les pieux forés ;

N : l'indice de pénétration standard à la pointe du pieu ;

A_p : surface à la pointe du pieu (m^2) ;

n : coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les forés ;

N' : l'indice de pénétration standard moyen le long du fut ;

D : longueur du pieu dans le sol (m) ;

A_s : surface latérale du pieu par unité de longueur (m^2/m).

IV.2.5 Calcul du tassement par la méthode SPT

Le tassement d'un groupe de pieux est donné par la formule de MEYERHOF à travers l'expression suivante :

$$S_G = 0.92q \times \frac{\sqrt{B}}{N} \times I$$

où q = pression verticale équivalente nette (KPa), calculée à partir de $q = \frac{Q}{BL}$, Q étant la charge totale transmise aux pieux, L et B la longueur et la largeur respectivement de la surface en plan du groupe de pieux.

I = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0 (pour s en mm).

CHAPITRE 3

LES ELEMENTS DE BASES DE L'ETUDE COMPARATIVE

Faire une étude comparative entre des méthodes de dimensionnement des fondations revêt une grande importance parce que permettant une justification rationnelle du choix d'une méthode. Cette étude s'avère difficile dans la mesure où les approches, telles que l'approche théorique, expérimentale, empirique voire même numérique, sur lesquelles sont basées les méthodes de calcul des fondations, sont différentes. Par ailleurs, les aspects que chaque méthode prend en considération ne sont pas souvent les mêmes. Face à ce problème qui requiert des données statistiques, l'étude nécessite un grand nombre d'essais afin de déterminer au mieux le niveau de précision de chaque méthode ou de justifier l'adéquation ou l'inadéquation d'une méthode, pour le choix, par rapport à une situation bien définie.

Ne disposant pas de données statistiques pour faire une étude assez générale, nous essayerons dans cette partie, de décrire les éléments de bases de l'étude comparative puis dans le chapitre qui suit nous sous-tendrons cette étude plus ou moins théorique par un cas pratique pour mieux appréhender le sujet.

I. Avantages et inconvénients des différentes méthodes de dimensionnement

I.1 Méthode statique (c, ϕ)

I.1.1 Avantages

Les essais de laboratoire sont à l'origine, les essais les plus utilisés de part leur adaptation par rapport à la théorie classique de la mécanique des milieux continus.

Ils permettent la détermination de la loi de comportement des sols à partir des paramètres obtenus. Cette loi est d'une importance capitale car permettant de prédire le comportement du sol soumis à une sollicitation bien définie. Ils permettent en effet, de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol à court, moyen et long terme.

L'évaluation de la contrainte admissible du sol par la méthode statique prend en considération la géométrie des fondations. Par conséquent, elle prend en considération le comportement réel du pieu qui sera mis en place.

Ces essais ont l'avantage aussi de permettre de bien contrôler les différentes conditions de l'essai et donc de faire des interprétations rigoureuses.

I.1.2 Inconvénients

Vu que les essais de laboratoire ne se font pas sur place, ils se butent à certaines insuffisances. Les inconvénients majeurs des essais de laboratoire sont, d'une part, les difficultés d'échantillonnage « intact » et de représentativité des échantillons, d'autre part la modélisation du comportement du sol par la théorie de l'élasto-plasticité. Face à ces problèmes, les essais de laboratoire font actuellement l'objet de plusieurs critiques conduisant même à sa proscription dans certaines règles pour certains types d'ouvrages.

Certes, de grands progrès ont été accomplis dans les méthodes de prélèvement d'échantillons intacts, mais le prélèvement lui-même reste toujours une opération quelque peu brutale qui martyrise plus ou moins le sol, et qui n'est possible que dans les terrains à granulométrie fine, doués de cohésion. Dans un grand nombre de cas, malgré toutes les précautions prises, on ne pourra pas être certain de la représentativité de l'échantillon d'autant plus que seul le transport du chantier au laboratoire augmente encore le remaniement.

Par ailleurs, les essais de laboratoire sont en général longs et coûteux. Ainsi, on s'efforce souvent d'en limiter le nombre, ce qui n'est pas recommandé car on ne dispose finalement que de données relativement isolées et fragmentaires et comme en général, on tend, à juste titre à se placer du côté de la sécurité, on n'utilisera dans l'étude que les données les plus faibles, alors qu'en réalité, c'est statistiquement que les caractéristiques mécaniques doivent être définies, ce qui implique la réalisation d'un très grand nombre d'essais.

Les essais de laboratoire soulèvent également, comme nous l'avons dit précédemment, des objections de nature théorique, en ce qui concerne leur interprétation et l'application qu'on peut faire de leurs résultats. En effet, les valeurs de caractéristiques classiques de cisaillement ne correspondent pas à ce que l'on pourrait appeler les valeurs intrinsèques, c'est-à-dire des valeurs indépendantes de tout autre facteur que la nature même du sol car, contrairement à ce que l'on pense souvent, elles dépendent du mode opératoire : selon qu'il y'a drainage ou non, selon que la vitesse de cisaillement ou de déchargement est lente ou rapide, on peut obtenir des valeurs tout à fait différentes. C'est la raison pour la quelle, ces essais ont été normalisés.

Des études ont montré que les essais de laboratoire surestiment souvent la capacité portante du sol, ce qui peut fort tromper.

Les imperfections des essais de laboratoire et les insuffisances des théories classiques se manifestent également sur les calculs des tassements qui se font soit à partir des essais triaxiaux en appliquant la théorie de l'élasticité, soit à partir des essais œdométriques en appliquant la théorie de la consolidation de Terzaghi. Il s'agit là de deux cas limites qui encadrent le problème.

I.1.3. Domaine d'utilisation des essais de laboratoire

Les essais de laboratoire sont utilisés dans presque tous les types de sol pour leur caractérisation et pour la détermination de leurs paramètres classiques de cisaillement, sauf pour le cas des graviers. Mais, ils sont préférables dans les sols fins doués de cohésion pour éviter les risques de remaniement.

L'utilisation des essais de laboratoire pour le dimensionnement des fondations profondes, est nécessaire mais non suffisante. C'est la raison pour la quelle, ils sont souvent associés à d'autres types d'essais pour une étude complète.

I.2. Méthode pressiométrique

I.2.1 Avantages

L'essai pressiométrique est un essai in situ très utilisé dans les sondages géotechniques pour le dimensionnement des fondations des ouvrages. Un des avantages majeurs de l'essai est qu'il traduit au mieux le comportement réel du sol. Ainsi, l'essai pressiométrique permet la détermination de la loi de comportement du sol c'est-à-dire, la loi qui traduit les relations entre les sollicitations auxquelles est soumis le sol et les déformations qu'elles engendrent. Cette loi de comportement constitue un élément important dans la détermination des caractéristiques mécaniques des sols. L'essai pressiométrique permet aussi la prédiction des tassements du sol. L'analyse des courbes pressiométriques obtenues pour différentes profondeurs permet d'avoir une bonne appréciation sur la stratigraphie et l'hétérogénéité des terrains.

Du point de vue mode de mise en œuvre, l'essai pressiométrique se fait sans difficulté de mise en place et s'exécute avec un temps appréciable surtout avec les nouveaux pressiomètres tels que les pressiomètres assistés par ordinateur permettant d'avoir les résultats sur le terrain et les pressiomètres autoforeurs qui réduisent considérablement les difficultés liées au forage et à l'analyse des échantillons. Cette rapidité d'exécution induit alors un coût d'exécution relativement moins élevé et permet la réalisation de plusieurs sondages sur un même site. Les pressiomètres autoforeurs munis d'un ordinateur donnent plus de souplesse dans la mise sur place et évitent les erreurs de lecture de données et la déstructuration du sol au niveau des parois provoquant une phase de recompaction plus longue.

Les résultats expérimentaux ont montré que les facteurs tels que le remaniement du sol dû au sondage ne perturbent pas les essais pressiométriques par rapport aux pressions limites qui apparaissent ainsi comme des résultats stables.

I.2.2. Difficultés et limitations de l'essai

De façon générale, l'essai pressiométrique présente beaucoup d'avantages, qui exigent cependant une exécution minutieuse sans laquelle les résultats obtenus par l'essai seraient compromis. En effet, pour le forage pressiométrique, il doit être réalisé avec un outil de forage adapté au cas de terrain rencontré. Lorsque les parois du forage ne sont pas naturellement stables, l'éboulement des parois peut boucher le trou et fausser complètement les mesures. Pour la mesure, la sonde pressiométrique peut se buter à des blocs anguleux susceptibles de faire éclater les sondes et compromettre sa fiabilité et sa durabilité.

Dans le cas du pressiomètre Ménard, le sol autour de la sonde n'est pas intact : il est décomprimé au bord du trou et perturbé par l'opération de forage ce qui modifie l'allure de la première phase de la courbe de réponse du milieu. Quant au champ de déformations, il n'est connu que dans les sols cohérents : la déformation est sensiblement plane et le champ de déformation est connu à chaque instant en raison de l'invariance du volume élémentaire si la sollicitation est non drainée. Dans un sable, aucune de ces deux hypothèses n'est satisfaite : la déformation est non plane et la dilatance entraîne une variation non connue du volume élémentaire.

La méthode pressiométrique ne permet pas d'obtenir de façon correcte les caractéristiques classiques de cisaillement basées sur la théorie des corps élasto-plastiques et du critère de rupture Mohr-Coulomb. Elle donne des résultats à court terme.

I.2.3. Domaine d'utilisation du pressiométrique de Ménard

L'essai pressiométrique est presque recommandé dans tous les types de sol exceptés pour les graviers qui peuvent conduire à l'éclatement de la sonde et les sols très compressibles tels que les vases. L'essai pressiométrique est proscrit pour des études qui nécessitent les paramètres classiques de cisaillement telles que les glissements de terrain ou stabilités des pentes.

I.3 Méthodes pénétrométriques

I.3.1. Méthodes au pénétromètre statique

I.3.1.1. Avantages

Les avantages de l'essai de pénétration statique sont nombreux dont :

- l'utilisation du rapport « friction ratio » $FR = \frac{q_s}{q_c} \%$ qui permet une identification de la nature plus ou moins granulaire ou fine des sols traversés ;

- la mesure à la fois de l'effort de pointe q_c par enfoncement de la pointe seule et du frottement latéral local q_s par enfoncement d'un manchon situé juste en arrière de la pointe ;
- la caractérisation des sols traversés ;
- la possibilité de mesurer, avec un piézocône, l'évolution des surpressions interstitielles, les grandeurs caractéristiques du sol, notamment la perméabilité k du sol et le coefficient de consolidation horizontale C_h ;
- La mesure simultanée de l'effort de pointe et du frottement latéral.

Outre ces avantages, l'essai de pénétration statique est d'une certaine fiabilité. Il est simple d'exécution et peut se reproduire aisément, donc il a un caractère économique.

I.3.1.2. Inconvénients

Malgré tous les avantages qu'offre le pénétromètre statique, il ne peut en aucun cas se substituer à une reconnaissance géologique soignée sauf au cas particulier d'un site déjà bien connu. En effet, il faut se montrer prudent dans les zones où les termes de pointe ont des valeurs élevées car au voisinage de la limite de l'outil pénétrant, les mesures risquent de n'avoir aucune signification. Aussi, dans le cas d'un refus complet à la pénétration, on pourra craindre la présence d'un obstacle localisé (gros galets, petits blocs ...).

I.3.1.3. Domaine d'utilisation du pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique est recommandé dans les argiles molles et les sables. Il est à proscrire dans les argiles raides et marnes. Il reste toléré dans les graviers en général mais peut être contesté.

I.3.2. Méthodes de la pénétration standard (S.P.T.)

I.3.2.1. Avantages

L'essai SPT présente des avantages en ce sens qu'il est utile pour l'exploration des sites (évaluation qualitative du degré de compacité et de la stratification) et sa mise en œuvre est facile. Cet essai, a comme avantage par rapport aux autres types d'essais pénétrométriques, la possibilité de prélever des échantillons plus ou moins intacts. Dans certains pays notamment aux Etats-Unis, l'essai est utilisé intensivement et de manière empirique pour la conception des fondations sur semelle.

I.3.2.2 Inconvénients

Malgré l'utilisation fréquente de l'essai SPT et sa mise en œuvre simple, l'essai SPT est fortement affecté par les conditions de forage et d'échantillonnage. De plus, il est généralement admis que le nombre de coups augmente avec la taille des particules (pour un diamètre supérieur à 2mm environ) dans les sols granulaires, pour un même poids volumique. Par ailleurs la norme NF P 96-114 précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20mm, dont la valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50m.

Le calcul de la charge en pointe se fait par utilisation de l'indice de pénétration à la pointe du pieu. Or, pour les pieux, on ne doit pas s'arrêter brutalement à la couche résistante car, il peut exister une couche de faible résistance en dessous. Les groupes de pieux se comporteront vis-à-vis de la couche faible comme des semelles et des désordres qui ne se produiraient pas sous les pieux isolés peuvent se manifester.

L'essai SPT est très sensible au mode de mise en œuvre. Le tableau 3.1 suivant donne une liste des méthodes de forage et d'échantillonnages incorrects qui peuvent affecter l'indice de pénétration N :

Procédure d'essai non appropriée	Conséquences possibles
Carottier battu sur une distance trop longue	Entraîne habituellement l'augmentation de l'indice N
Incapacité de maintenir un niveau hydrostatique suffisant dans le forage pendant les opérations d'échantillonnage et d'essai	Le niveau d'eau dans le forage doit au moins égal au niveau piézométrique dans la formation sableuse sinon le sable situé à l'extrémité du forage peut devenir bouillant et lâche et remonté à l'intérieur du tubage.
Carottier bouché par des graviers	Lorsqu'un gravier bouche le carottier, l'indice N augmente et la résistance d'une formation de sable lâche sous-jacente peut être largement surestimée.
Tubage bouché	On peut avoir des valeurs de N élevé dans des sables lâches quand on fore sous le niveau de la nappe et que la pression hydrostatique soulève le sable
Train de tige de longueur excessive	L'expérience indique qu'à une profondeur supérieure à 15m environ les valeurs de N sont trop fortes à cause des pertes d'énergie dans les tiges. On doit alors envisager l'utilisation d'un marteau en fond de trou.
Utilisation de trous de forage trop grands	Les trous de diamètres supérieurs à 100mm ne sont pas recommandés. leur utilisation peut diminuer l'indice N, surtout dans les sables
Absence de tige de guidage	Valeur incorrecte de l'indice N

Tableau 3.1 : Procédures pouvant affecter l'indice de pénétration N

Pour toutes ces raisons, il est évident que la précision de l'essai de pénétration standard est douteuse. De plus, il faut utiliser avec prudence les corrélations entre l'indice N et la densité ainsi que les paramètres classiques de cisaillement tels que l'angle de frottement interne et la cohésion (annexe 1.4).

I.3.2.3 Domaine d'utilisation du pénétromètre au carottier (SPT)

L'essai de pénétration standard n'est applicable que dans le cas des sables moyens à fins. Mais, dans le cas des argiles, l'effet dynamique du battage modifie considérablement la cohésion des sols pouvant fausser les mesures sur les caractéristiques du sol.

De plus, les pressions interstitielles et les frottements parasites qui apparaissent aux parois du carottier lors du battage, peuvent modifier les résultats de l'essai de façon appréciable et altérer sa fiabilité. Cependant, l'essai SPT est souvent utilisé dans les argiles par certains géotechniciens. Cette utilisation est souvent basée sur des corrélations faites entre la cohésion du sol et le nombre de coups et pour cela, des études faites par Terzaghi et Peck ont montré une dispersion dans les résultats. Ainsi, pour des raisons de prudence, ces mêmes auteurs déconseillent l'utilisation de ces corrélations pour la détermination des caractéristiques de résistance des sols argileux.

Dans le cas des graviers, le risque que l'on encourt est celui du blocage des cailloux dans la tresse coupante du carottier ou bien le freinage de la pénétration par de gros blocs.

II. Performances des différentes méthodes

La comparaison, de façon générale, entre les performances des différentes méthodes de calcul des pieux, du point de vue évaluation de la capacité portante, est très délicate dans la mesure où, non seulement elle nécessite beaucoup d'essais, mais aussi les facteurs pouvant jouer sur leur évaluation sont nombreux et variés.

La performance d'une méthode se mesure dans son aptitude à fournir de bons résultats. Il y va de la sécurité et la fiabilité de l'ouvrage à bâtir.

Dans la théorie, les comparaisons qui ont été faites ne concernent que des cas particuliers pour des types de sol bien définis. Néanmoins, nous pouvons en donner quelques unes en guise d'exemple. D'après Maurice CASSAN [6], l'essai pressiométrique donne des performances meilleures pour le dimensionnement des fondations sur pieux tandis que, les méthodes statiques et SPT donnent des résultats médiocres allant même jusqu'à leur proscription. Contrairement, pour l'étude des glissements de terrain, les essais de laboratoire donnent une meilleure performance que les essais in situ de façon générale. Ceci peut s'expliquer par le fait que les essais in situ, ne permettent pas d'obtenir, de façon correcte, les paramètres classiques de cisaillement tels que l'angle de frottement interne et la cohésion qui sont des paramètres essentiels pour ces genres d'études.

Les performances entre les méthodes dépendent également des paramètres susceptibles d'être fournis par un essai. Pour le cas de l'essai SPT, le seul paramètre fourni est l'indice de pénétration N . Ce qui donne la nécessité de faire d'autres types d'essais pour compléter l'étude.

La question qui se pose souvent par rapport à la comparaison des capacités portantes, et qui reste toujours non résolue, est de savoir quelle est la méthode qui donne les résultats les plus proches de la réalité ?

La comparaison entre les performances des méthodes nécessite la prise en compte d'autres aspects tels que le coût, le temps d'exécution, le mode de mise en œuvre que l'on exposera ultérieurement.

Pour le calcul des tassements des fondations profondes, la méthode pressiométrique reste mieux adaptée car permettant non seulement d'obtenir la loi de comportement des sols mais, elle permet de tenir compte du frottement latéral dans le calcul des tassements qui le réduit considérablement. Cependant elle ne prend pas en considération l'état de consolidation du sol. Pour la méthode œdométrique, le calcul des tassements est mieux adapté aux fondations sur semelle. Cette méthode ne prend en considération que les efforts verticaux. Ce qui fait que les tassements sont souvent surévalués.

III. Relations et complémentarité entre les différentes méthodes

III. 1 Relations entre les méthodes

Des études faites entre les différentes méthodes ont permis de faire des corrélations entre les paramètres permettant de faire un calcul géotechnique. Ces corrélations ont été faites afin d'apprécier au mieux les résultats donnés par chaque méthode, mais aussi de pouvoir déterminer certains paramètres à partir d'autres méthodes. Le tableau 3.2 résume l'ensemble de ces corrélations.

Dans ce tableau, on a les désignations suivantes :

p_0 : pression des terres au repos ;

p'_0 : pression effective des terres au repos ;

c_u : cohésion non drainée ;

q_c : résistance en pointe du pénétromètre statique ;

q_d : résistance en pointe du pénétromètre dynamique ;

N : nombre de coup pour un enfoncement de 30 cm ;

E : module pressiométrique ;

p_l : pression limite donnée par le pressiomètre.

Corrélation	Argiles	Limons	Argiles sableuses ou sables argileuses	Sables	Sables et graviers	Observations
$\frac{q_c - p'_o}{C_u}$	15					
$\frac{q_c}{q_d}$	$\neq 1$	1	0.5 à 0.9	1	1	au-dessus de la nappe
		1.2 à >3			1 à 2.6	Au-dessous de la nappe
$\frac{q_d}{N}$	0.2	0.2 à 0.3	0.3	0.4	0.8	
$\frac{q_c}{N}$	0.1 à 0.2	0.2 à 0.3	0.3 à 0.4	0.3 à 0.6		
$\frac{N}{p_l - p_o}$	15 à 20	30	20	20		Unité MPa
$\frac{E}{N}$	1 à 1.5	3		1.5 à 2		Unité MPa
$\frac{q_c - p'_o}{p_l - p_o}$	3 à 4	6		8 à 10		
$\frac{E}{q_c - p'_o}$	3 à 6	3		1 à 1.5		
$\frac{q_d}{p_l - p_o}$	3 à 4					au-dessus de la nappe

Tableau 3.2 : Relations entre les caractéristiques mécaniques pour différents types de sol

III. 2 Complémentarités entre les méthodes

Il faut signaler qu'il n'existe pas de méthode permettant d'obtenir tous les paramètres permettant de faire le dimensionnement complet des fondations. De ce fait, on fait recours à d'autres types d'essais en guise de complément. Mais, la différence réside sur le nombre de paramètres susceptibles d'être fournis par un essai.

Pour la caractérisation des sols, les essais in situ permettent en général de faire une classification qualitative du sol. Pour une étude rigoureuse, il est nécessaire de faire recours à des essais de laboratoire pour avoir les caractéristiques physiques du sol. Pour le calcul de la capacité portante,

la densité apparente du sol, obtenu par les essais au laboratoire, permet le calcul de la pression des terres au repos pour chaque profondeur. Cette pression est nécessaire pour le calcul de la pression limite nette obtenue par l'essai pressiométrique ainsi que pour la méthode pénétrométrique.

IV. Choix des méthodes

IV.1 Importance d'un bon choix sur la réussite d'un projet

Le choix d'une méthode pour le dimensionnement des fondations constitue une phase fondamentale et cruciale pour un projet de construction d'ouvrage : il y va de la stabilité générale de l'ouvrage, la pérennité de celle-ci, voire de la réussite même du projet. Le bon choix d'une méthode pour le dimensionnement de fondations se justifie et s'impose au delà même d'une simple considération technique, car il y va d'un abaissement du coût de l'ouvrage, du temps d'exécution et de la sécurité vis-à-vis de la stabilité générale de l'ouvrage.

IV.2 Facteurs pouvant intervenir dans le choix d'une méthode

Le choix dépend en grande partie de la nature du problème à résoudre et de la géologie du site. Il est évident que la géologie du site est un but à chercher et n'est pas connue à priori mais on peut s'en faire une idée à l'examen des cartes géologiques du lieu et suite à une enquête préalable sur place qu'il est obligatoire d'effectuer avant toute étude et qui comportera diverses informations (affleurements, cultures, puits, constructions voisines).

Comme nous venons de le voir, les méthodes de reconnaissance des sols sont très nombreuses et il est rare et non économique qu'on les utilise toutes sur un même chantier. Devant un problème donné, il s'agit donc de faire le choix d'une méthode d'étude et d'établir un programme de reconnaissance. Ce sont évidemment des options très délicates à prendre car, d'une part elles dépendent d'un grand nombre de facteurs connus ou hypothétiques et, d'autre part toute erreur ou insuffisance peut avoir des conséquences très graves.

IV.2.1 Habitudes locales

L'utilisation de certaines méthodes de calcul des fondations basées sur les essais géotechniques notamment les essais in situ, dépend des habitudes locales. Pour des raisons conservatrices, certains pays utilisent des matériels d'essais, avec les méthodes de calcul associées, qui leurs sont spécifiques. La pratique de l'essai pressiométrique en France ou de l'essai pénétrométrique statique en Hollande, avant son expansion à d'autres pays représente un bel exemple d'une pratique typiquement locale. Contrairement aux essais de laboratoire, on ne

note pas de pratiques locales qui favoriseraient ou défavoriseraient de façon particulière leur utilisation.

IV.2.2 La nature du terrain

La performance des méthodes dépend en grande partie de la nature des sols ou des roches à tester mais aussi, elle dépend de la géologie du terrain. La nature du terrain doit donner une idée sur l'adéquation ou l'inadéquation de l'utilisation d'une méthode d'essais à réaliser. Dans les terrains argileux, il n'est pas judicieux d'utiliser l'essai SPT à cause de la forte modification du sol par le battage tandis que les essais de laboratoire sont bien adaptés aux sols argileux du fait de la possibilité d'y prélever des échantillons intacts et de pouvoir les tester avec des appareils de dimensions courantes. La géologie permet de comprendre pourquoi certaines méthodes d'étude ont été particulièrement développées dans certains pays : sols mous et organiques des Pays-Bas, argiles sensibles des pays scandinaves, sols raides des zones sismiques, sols non saturés des pays plus chauds et secs, etc.

Les méthodes de dimensionnement et les méthodes de reconnaissance sont à adapter aux types de problèmes à résoudre. Par exemple, l'élaboration des projets de fondations profondes n'est pas la même pour des pieux appuyés en pied sur une couche résistante surmontée de sols très compressibles et pour des pieux flottants dans des sols moyennement résistants. Dans le premier cas, la question essentielle est de repérer la position du substratum dans lequel un encastrement de l'ordre du mètre sera suffisant. Dans le second cas, il faut caractériser le frottement futur du sol contre le pieu, qui conditionne l'essentiel de la portance, et ce frottement est réparti sur toute la longueur du pieu. Un pénétromètre de puissance moyenne est adapté pour la première situation. Un pénétromètre plus lourd ou un pressiomètre est plus utilisé pour les pieux flottants dans des sols résistants sans substratum porteur.

IV.2.3 Importance de l'ouvrage

Un premier facteur des pratiques de caractérisation des sols et de calcul géotechnique est l'importance (et la complexité) des ouvrages. Généralement des constructions de natures différentes, ne peuvent se faire avec les mêmes techniques : Par exemple, l'étude d'un pont ou d'un barrage nécessite des études géotechniques plus raffinées que la construction d'une maison ordinaire. Les coûts des forages, sondages et essais, qu'ils soient réalisés sur le terrain ou en laboratoire, ne dépendent pas de l'ouvrage étudié et la moindre étude peut avoir un coût excessif pour un petit ouvrage. Il ne faut pas en déduire que certaines constructions peuvent être effectuées sans étude géotechnique.

IV.2.4 Délais d'exécution et facteur économique

Deux facteurs essentiels de la pratique des reconnaissances et études géotechniques sont le temps d'exécution et le coût. L'intérêt d'une étude géotechnique « normale » n'est visible dans l'immédiat que dans le coût des ouvrages : une étude géotechnique insuffisante, faute de temps (ou d'argent), produit soit un projet plus « précautionneux » (donc plus cher) si le géotechnicien a conscience des effets possibles de ce qu'il n'a pas pu étudier, soit des incidents ou accidents en cours de travaux ou après.

Le temps d'exécution est en relation directe avec le coût de l'étude parce que, plus le temps d'exécution est long, plus les surcoûts sur la main d'œuvre deviennent plus élevés ainsi que sur le matériel d'exécution. Le raccourcissement des délais d'études a une influence directe sur le choix d'essais en place ou d'essais de laboratoire. Les essais en place ont la réputation justifiée d'être plus rapides et moins chers. Les essais de laboratoire nécessitent des prélèvements de matériaux intacts, pas toujours faciles. Les essais réalisés sur les sols argileux, raides ou mous, ont des durées importantes.

IV.2.5 Les prescriptions des normes

Dans certains pays, le respect et l'application des normes, font que des méthodes d'essais ou de dimensionnement de fondations profondes sont proscrites par rapport à d'autres. Certaines normes imposent des types d'essais pour étudier un type d'ouvrage géotechnique particulier. C'est le cas du Fascicule 62, Titre V du CCTG (Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de l'État et des collectivités territoriales) en France, qui limite le calcul des fondations profondes et superficielles aux méthodes pressiométriques et pénétrométriques. Les études de matériaux pour les barrages (et plus généralement les remblais) sont pour leur part effectuées systématiquement en laboratoire.

Toutefois, comme cela a déjà été noté, la tendance actuelle est à la liberté/responsabilité des géotechniciens dans le choix des méthodes de reconnaissance et justification des ouvrages.

Une autre particularité des systèmes de normalisation en vigueur en Europe est que le rôle des normes est différent selon les pays. Dans certains pays tels que la France, on impose le respect des normes dans les projets à financement public.

VI.3 Le choix en fonction du type de sol et du type d'ouvrage

Des études faites par différents chercheurs notamment Maurice CASSAN [6] sur le domaine d'utilisation des méthodes ont conduit aux résultats suivants :

		Méthode statique	Méthode pressiométrique	Méthode pénétrométrique	SPT
type de sol	argiles molles	usuelle et convenable	recommandée	recommandée	proscrite
	argiles raides et marnes	usuelle et convenable	recommandée	proscrite	proscrite
	sables	tolérée mais pouvant être contestée	recommandée	usuelle et convenable	recommandée
	graviers	proscrite	recommandée	proscrite	proscrite
type d'ouvrage	pieux	proscrite	recommandée	recommandée	proscrite

Tableau 3.3 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des pieux

CHAPITRE 4

ETUDE DE CAS :
ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES METHODES CALCUL UTILISEES
POUR L'ECHANHEUR DE LA PATTE-D'OIE

I. Présentation du projet des échangeurs de Patte d'Oie

I.1. Choix du projet

L'étude de notre projet consiste en la comparaison entre les différentes méthodes de calcul de fondations profondes. Cette étude nécessite un cas pratique pour mieux apprécier la performance entre les différentes méthodes. Ainsi nous avons choisi le projet de l'échangeur de la Patte d'Oie étant donné que pour l'étude des fondations, plusieurs essais (essais in situ et essais au laboratoire) y ont été faits. Aussi, ce projet est d'une grande envergure, exigeant une étude géotechnique assez minutieuse et précise.

D'autre part, nous nous sommes intéressés à la technique des fondations sur pieux puisqu'elle est un peu récente dans notre pays et devient une solution recours dans les zones sujettes à de grands tassements ou dont la portance est faible à certaines profondeurs.

I.2. Etudes géotechniques du projet

Les études géotechniques ont porté essentiellement sur la caractérisation physique et mécanique des sols supports à partir des essais pressiométrique, pénétrométrique et des essais de laboratoire. Les études géotechniques ont été faites par le laboratoire du Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (CEREEQ) à la demande de l'entreprise Henan Chine.

I.3. Présentation des fondations de l'échangeur

L'échangeur de Patte d'Oie est constitué de trois ouvrages d'art (OA1, OA2, OA3) (voir figure 4.1) c'est-à-dire de ponts comportant chacun un tablier en béton précontraint, deux culées et de deux piles reposant sur des groupes de pieux (6 au niveau des piles et 4 au niveau des culées). La figure 4.2 suivante donne un aperçu sur la disposition des fondations (OA1).



Figure 4.1 : Présentation globale de l'échangeur de Patte d'Oie

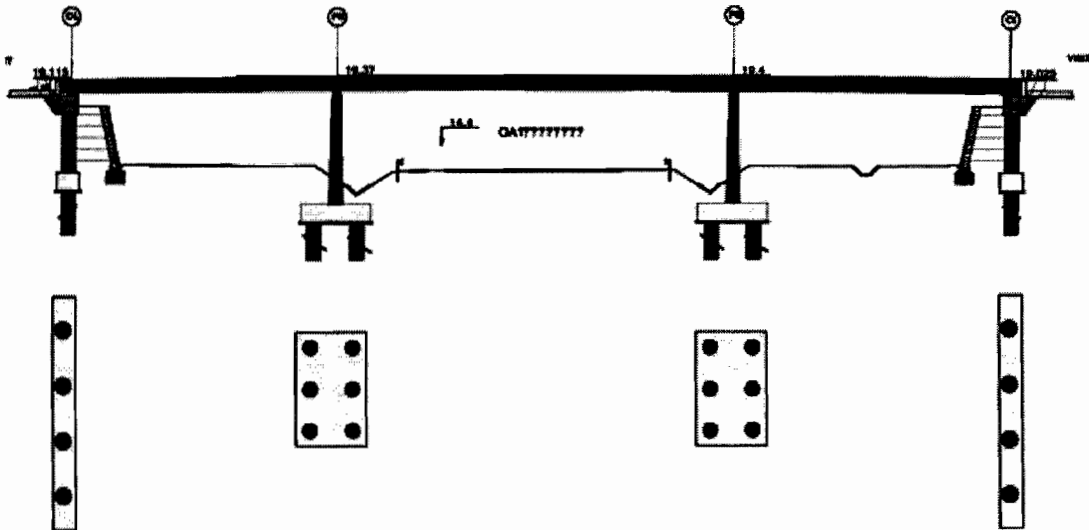


Figure 4.2 : Présentation globale de OA1

II. Présentation des caractéristiques physiques et mécaniques

Des échantillons ont été prélevés et acheminés au laboratoire. Ils ont été soumis à des essais dans le but, de déterminer certaines de leurs caractéristiques.

Il s'agit principalement d'essais d'identification (analyse granulométrique, équivalent de sable, poids spécifique, teneur en eau....) et d'essais mécaniques (cisaillement et compressibilité à l'oedomètre).

➤ Analyse granulométrique :

Elle a été effectuée selon la norme NF P 94-056, c'est-à-dire par tamisage à sec après lavage. Les résultats obtenus montrent que :

100% des particules ont un diamètre inférieur à 2mm ;

71.5% à 99.5% des grains ont un diamètre inférieur à 0.5mm ;

0.7% à 11.5% ont un diamètre inférieur à 0.1mm.

➤ **Equivalent de sable :**

Cet essai est complémentaire à l'analyse granulométrique et a pour but d'évaluer la propriété des sables en quantifiant la proportion d'éléments colloïdaux contenus dans celui-ci. Il a été mis en évidence des valeurs d'équivalent de sable compris entre 40.3% et 80.6%.

➤ **Teneur en eau et poids spécifiques :**

Ces paramètres ont été déterminés selon les normes NF P94-050 (détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux par étuvage), NF P 94-053 (détermination de la masse volumique des sols par trousse coupante) et NF P94-054 (détermination de la masse volumique des particules solides par la méthode du pycnomètre). Les résultats suivants ont été obtenus :

les teneurs en eau naturelles varient entre 8.1% et 14.1% ;

le poids spécifique humide est compris entre 1.656 et 1.750T/m³ ;

le poids spécifique sec varie entre 1.471 et 1.582T/m³ ;

le poids spécifique des grains solides est compris entre 2.650T/m³ et 2.660T/m³.

➤ **Cisaillement :**

Les essais de cisaillement rectiligne direct à la boîte de Casagrande réalisés selon la norme NF P 94-071-1 ont mis en évidence des valeurs d'angle de frottement comprises entre 27° et 31° et une cohésion nulle.

➤ **Compressibilité à l'oedomètre :**

L'essai œdométrique a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité des matériaux testés. En particulier, on détermine le coefficient de compressibilité, la contrainte de préconsolidation et éventuellement la pression de gonflement. Il a été réalisé selon la norme NF P94-090-1 et les résultats suivants ont été obtenus :

- les coefficients de compressibilité sont compris entre 0.017 et 0.039 ; les sols en place sont donc incompressibles à très peu compressibles.
- les contraintes de préconsolidation varient entre 0.600 et 1.700 bars.
- aucun potentiel de gonflement n'a été décelé

III. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage d'art 1 par chaque méthode

III.1. Descente de charges

Pour le dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux. En effet, les appareils d'appuis libèrent les piles et les culées des efforts horizontaux et des moments créés par les charges venant du tablier. Les piles et les culées sont aussi dimensionnées pour reprendre des moments qui s'appliquent à la structure.

Dans ce qui suit nous aurons à traiter d'abord les charges permanentes ensuite les charges d'exploitation puis nous terminerons par la combinaison des charges.

III.1.1 Détermination des charges permanentes

a- Hypothèses de calcul

Béton : Densité $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

Couche de roulement : béton bitumineux d'épaisseur 6 cm de densité $\gamma_{rev} = 2.3 \text{ t/m}^3$

Couche de protection : chape d'étanchéité d'épaisseur 3 cm de densité $\gamma_{étanch} = 2.4 \text{ t/m}^3$

b- Charges permanentes reprises par le tablier

➤ La dalle du tablier

Le poids propre de la dalle du tablier par mètre linéaire est donné par :

$$G_{Dalle} = \gamma \times S$$

Avec,

S : surface de la section transversale = 9.934 m²

$$G_{Dalle} = 2.5 \times 9.934 = 24.835 \text{ t/ml}$$

$$G_{Dalle} = 24.835 \text{ t/ml}$$

➤ La superstructure

- Garde corps barrière BN4 $G_{GC} = 0.13 \text{ t/ml}$
- Corniche en BA préfabriqué poids de 0.5 t/ml
- Revêtement $G_{rev} = G_{roul} + G_{étanch}$

$$G_{roul} = h_{roul} \times b_0 \times \gamma_{roul} = 0.06 \times 11.70 \times 2.3 = 1.615 \text{ t/ml}$$

$$G_{étanch} = h_{étanch} \times b_0 \times \gamma_{étanch} = 0.03 \times 11.70 \times 2.4 = 0.842 \text{ t/ml}$$

$$G_{sup} = 0.13 + 0.5 + 1.615 + 0.842 = 3.087 \text{ t/ml}$$

$$G_{sup} = 3.087 \text{ t/ml}$$

c- Charges permanentes reprises par les piles**➤ Pile P2**

On considère que la pile reprend une partie de part et d'autre des deux travées.

La longueur équivalente du tablier est considérée au niveau de l'axe.

La charge permanente reprise par le pile P2 est :

$$G_{pile2} = (G_{sup} + G_{Dalle}) \times \frac{l}{2} + (G_{sup} + G_{Dalle}) \times \frac{L}{2} + G_{op2}$$

où :

l est la longueur des deux travées de rive : $l = 18 \text{ m}$;

L est la longueur de la travée centrale : $L = 25 \text{ m}$;

G_{op2} est le poids propre de la pile ;

$$G_{op2} = \gamma \times S \times e$$

avec :

S est la surface moyenne transversale du pile : $S = 48.0997 \text{ m}^2$;

e est l'épaisseur moyenne du voile : $e = (0.60 + 0.896)/2 = 0.748 \text{ m}$;

$$G_{op2} = 2.5 \times 48.0997 \times 0.748 = 89.946 \text{ t}$$

$$G_{pile2} = (3.087 + 24.835) \times \frac{18}{2} + (3.087 + 24.835) \times \frac{25}{2} + 89.946 = t$$

$$G_{pile2} = 690.206 \text{ t}$$

➤ Pile P3

Par symétrie, la pile reprend les mêmes charges que P2

$$G_{pile3} = 690.206 \text{ t}$$

d- Charges permanentes reprises par les culées

Les culées sont formées d'un chevêtre qui est en liaison avec le tablier et de 4 colonnes de section circulaire de diamètre 1.00 m.

➤ Culée C1

$$G_{c1} = G_{tc1} + G_{pc1} + (G_{sup} + G_{Dalle}) \times \frac{l}{2} + G_{Dliaison}$$

G_{tc1} est le poids propre du chevêtre

$$G_{tc1} = \gamma \times S_1 \times l_1$$

où :

S_1 est la section transversale du chevêtre, l_1 longueur de la culée

$$G_{tc1} = 2.5 \times 2.0867 \times 15.48 = 80.755 \text{ t}$$

$$G_{tc1} = 80.755 \text{ t}$$

G_{pc1} est le poids propre des 4 colonnes de la culée C1

$$G_{pc1} = 4 \times \gamma \times S_p \times h_1 = \gamma \times \pi \times D^2 \times h_1$$

S_p est la section des colonnes, h_1 leur hauteur

$$G_{pc1} = 2.5 \times \pi \times 1^2 \times 4.03 = 31.635 \text{ t}$$

$$G_{Dliaison} = \frac{1}{2} \times \gamma \times a \times b \times e_1 = \frac{1}{2} \times 2.5 \times 3.00 \times 11.30 \times 0.30 = 12.712 \text{ t}$$

$$G_{Dliaison} = 12.712 \text{ t}$$

$$G_{c1} = 80.855 + 31.635 + (3.087 + 24.835) \times \frac{18}{2} + 12.712$$

$$G_{c1} = 376.500 \text{ t}$$

➤ **Culée C4**

Par symétrie, la culée C4 reprend les mêmes charges que C1

$$G_{c4} = 376.500 \text{ t}$$

e- Charges permanentes reprises par les pieux

➤ **Pour la semelle de la pile P2**

$$G_2 = G_{pile2} + G_{0sem2} + G_{obp2}$$

G_{0sem2} est le poids propre de la semelle

$$G_{0sem2} = \gamma \times a \times b \times e$$

a est la longueur de la semelle, b est la largeur de la semelle, e l'épaisseur de la semelle.

$$G_{0sem2} = 2.5 \times 7.40 \times 4.5 \times 1.20$$

$$G_{0sem2} = 99.900 \text{ t}$$

G_{obp2} est le poids propre du béton de propreté

$$G_{obp2} = 2.00 \times 7.60 \times 4.70 \times 0.1 = 7.144 \text{ t}$$

$$G_{obp2} = 7.144 \text{ t}$$

$$G_2 = 690.206 + 99.900 + 7.144 = 1028.883 \text{ t}$$

$$G_2 = 797.220 \text{ t}$$

➤ **Pour la semelle de la pile P3**

La semelle du pile P3 est identique et reprend les mêmes charges que la semelle de la pile P2.

Ainsi on a :

$$G_3 = 797.220 \text{ t}$$

➤ **Pour la semelle de la culée C1**

$$G_1 = G_{c1} + G_{0sem1} + G_{obp1}$$

G_{0sem1} est le poids propre de la semelle

$$G_{0sem1} = \gamma_b \times a \times b \times e$$

$$G_{0sem1} = 2.5 \times 11.00 \times 1.50 \times 1.20$$

$$G_{0sem1} = 49.500 \text{ t}$$

G_{obp1} est le poids propre du béton de propreté

$$G_{obp1} = 2.00 \times 7.20 \times 1.70 \times 0.1 = 2.448 \text{ t}$$

$$G_{obp1} = 2.448 \text{ t}$$

$$G_1 = 376.500 + 49.500 + 2.448 = 428.448 \text{ t}$$

$$G_1 = 428.448 \text{ t}$$

➤ **Pour la semelle de la culée C4**

La semelle de la culée C4 est identique et reprend les mêmes charges que la semelle de la culée C1. Ainsi on a :

$$G_4 = 428.448 \text{ t}$$

Le tableau 3.1 suivant résume les charges permanentes qui sont appliquées sur chaque élément d'appui.

Eléments	Charge permanente en tonne
Culée C1	428.448
Pile P2	797.220
Pile P3	797.220
Culée C4	428.448

Tableau 4.1 : Bilan des charges permanentes

III.1.2 Détermination des charges d'exploitation

Pour l'application des systèmes de charge dans l'évaluation des charges de chaussée, nous allons nous référer au fascicule 61 : Conception, Calcul et Epreuves d'ouvrage d'art.

Pour la prise en compte des systèmes de charge, nous avons besoin de certaines hypothèses du pont OA1.

a- Hypothèses de calcul

l_c est la largeur chargeable ; elle est égale à 10.70m ;

L_r est la largeur roulable ; elle est égale à 11.70m ;

L_c est la longueur chargée ; elle est égale à 21.5m pour les piles P₂ et P₃ et 9m pour les culées C₁ et C₄ ;

n représente le nombre de voies : $n = 3$.

Ainsi on suppose que le nombre de voies chargé est de 3.

Aux vues de la largeur roulable qui est supérieure à 7m, nous avons un pont de première classe.

b- Systèmes de charges considérés OA1

D'après les caractéristiques du pont, les systèmes de charges que nous avons considérés et développés sont les suivants :

➤ Le système de charge A

La portée unitaire d'au plus 200m étant respectée, la chaussée supportera une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

$$Q_A = a_1 \times a_2 \times A(l) \times L_c \times l_c$$

avec :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12}, \text{ exprimé en kg/m}^2.$$

Ainsi on a :

- **Culées C1 et C4**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{9+12}. \text{ Ce qui donne } A(l) = 1944.28 \text{ Kg/m}^2$$

- **Piles P2 et P4**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{21.5+12}. \text{ Ce qui donne } A(l) = 1304.62 \text{ Kg/m}^2$$

a_1 est un coefficient réducteur qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies. Il est donné dans le fascicule 61 : Conception, Calcul et Epreuves d'ouvrage d'art. Dans notre cas, le nombre de voies chargées est 3, alors $a_1 = 0.9$.

a_2 est un coefficient réducteur qui dépend de la classe du pont également : $a_2 = \frac{v_0}{v}$.

avec

$v_0 = 3.5$ m, pour les ponts de première classe ;

$$v = \frac{l_c}{n}; v = \frac{10.70}{3} = 3.57.$$

ainsi, $a_2 = \frac{3.5}{3.57}$. Ce qui donne $a_2 = 0.98$

Donc les charges dues aux systèmes de charge A sont :

- **Piles P2 et P3**

$$Q_A = 0.9 \times 0.98 \times 1944.28 \times 21.5 \times 10.7$$

$$Q_A = 394.871 \text{ t}$$

- Culées C₁ et C₄

$$Q_A = 0.9 \times 0.98 \times 1304.62 \times 21.5 \times 10.7$$

$$Q_A = 110.810 \text{ t}$$

➤ **Le système de charge M**

Les systèmes de charge M sont des charges militaires de classes M80 et M120.

Les classes M80 sont moins défavorables que les M120 de masses totale 110 T, car la masse totale du véhicule M80 est de 72 T et la distance entre deux véhicules pour le convoi M80 est de 35.4m ; ce qui est supérieure à la longueur chargée L_c .

Considérant la classe M120, avec un seul véhicule pris en compte pour un convoi, on se retrouve avec une charge :

$$Q_M = 110 \text{ t}$$

➤ **Effort de freinage :**

Les efforts de freinage s'appliquent au système de charge A par application à la charge Q_A , d'un coefficient de réduction :

$$Q_F = \frac{1}{20 + 0.0035 \times l_c \times L_c} \times Q_A.$$

- Piles P₂ et P₃

$$Q_F = 18.980 \text{ t}$$

- Culées C₁ et C₄

$$Q_F = 5.449 \text{ t}$$

Le **tableau 3.2** suivant donne le bilan des charges d'exploitation

Eléments	Charges Q_A (t)	Charges Q_F (t)
Culée C1	110.810	5.449
Pile P2	394.871	18.980
Pile P3	394.871	18.980
Culée C4	110.810	5.449

Tableau 4.2 : Bilan des charges d'exploitation

III.1.3 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU.

a- Etat limite de service

La surcharge à l'état limite de service est donnée par :

$$Q_{ELS} = G + 1.2 Q_A$$

Le coefficient 1.2 est donné par les règles du fascicule 61

- **Pour les piles P2 et P3**

$$Q_{ELS} = 797.220 + 1.2 \times 394.871 = 1271.065 \text{ t}$$

$$Q_{ELS} = 1271.065 \text{ t}$$

- **Pour les culées C1 et C4**

$$Q_{ELS} = 428.448 + 1.2 \times 110.810 = 561.420 \text{ t}$$

$$Q_{ELS} = 561.420 \text{ t}$$

b- Etat limite ultime

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par :

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q_A$$

- **Pour les piles P2 et P3**

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 797.220 + 1.5 \times 394.871 = 1668.553 \text{ t}$$

$$Q_{ELU} = 1668.553 \text{ t}$$

- **Pour les culées C1 et C4**

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 428.448 + 1.5 \times 110.810 = 744.619 \text{ t}$$

$$Q_{ELU} = 744.619 \text{ t}$$

Le tableau qui suit donne le résumé des résultats obtenus.

Eléments	Q_{ELU} (t)	Q_{ELS} (t)
Piles P2, P3	1668.553	1271.065
Culées C1, C4	744.619	561.420

Tableau 4.3 : Bilan des surcharges aux états limites

III.2 Détermination des capacités portantes admissibles

III.2.1 Détermination de la capacité portante admissible par l'essai de cisaillement

III.2.1.1 Détermination de l'effort de pointe et du frottement latéral

Les essais de cisaillement direct réalisés à la boîte de Casagrande selon la norme NF P 94-0.71-1, donnés dans le rapport géotechnique (échangeur de Pattes-d'Oie) ont mis en évidence des valeurs d'angle de frottement compris entre 27° et 31° et des cohésions nulles.

Les valeurs de la densité du sable γ sont comprises entre 16.74 et 17.50 KN/m³.

La nappe est à une profondeur de 7.40m. Le profil stratigraphique du terrain est montré par la figure 4.3 ci-dessous :

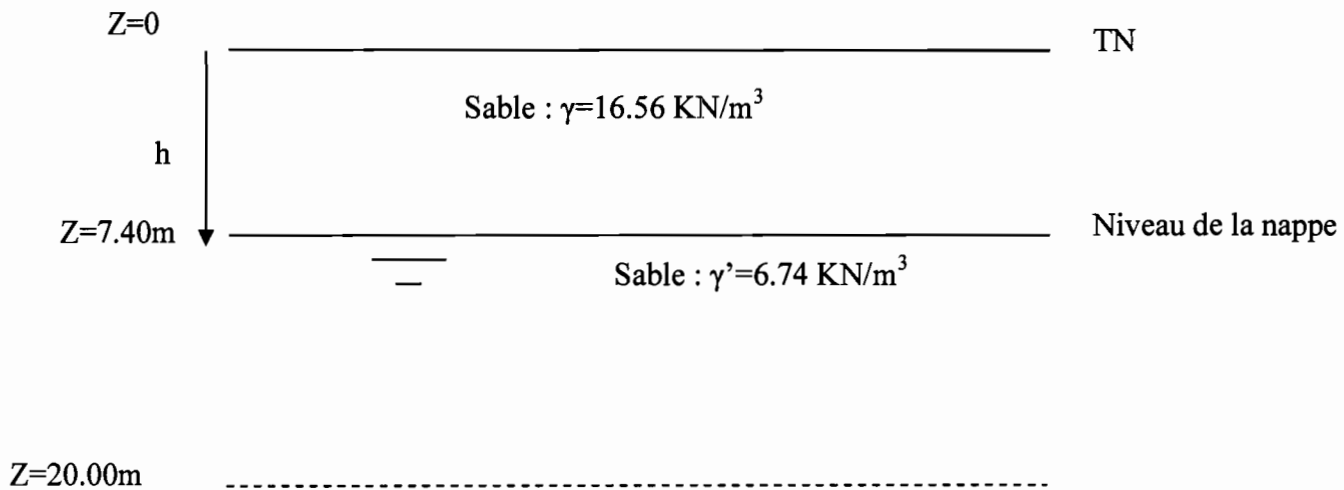


Figure 4.3 : Profil stratigraphique du terrain

Le calcul de la capacité portante se fait par l'application des formules données dans le chapitre II.

- **Calcul de l'effort en pointe Q_p**

Dans le cas de notre site, nous avons un sol purement frottant avec un angle de frottement φ pris égal à 27° .

La valeur nette de l'effort de pointe est donnée par la formule ci dessous :

$$Q_p = \pi \times \frac{B^2}{4} [\gamma h + \gamma' (D_c - h)] (N_q - 1)$$

avec :

$$N_q = \exp(7 \times \tan(27))$$

$$N_q = 35.4$$

h est la distance entre le niveau de la nappe est le terrain naturel, $h = 7.40m$

D_c est la profondeur critique, $D_c = B \times \tan(45 + \frac{\varphi}{2}) \exp(\pi \times \tan(\varphi))$

$$D_c = B \times \tan(45 + \frac{27}{2}) \exp(3.14 \times \tan(27))$$

$$D_c = 8.10B$$

Ainsi l'effort en pointe Q_p est :

$$Q_p = 1434.9B^3 + 1998.5B^2$$

- **Calcul du frottement latéral Q_s**

Dans le cas des sols frottants l'expression du frottement latéral est donnée par la formule ci-dessous :

$$Q_s = k\gamma D \tan(\delta) \times \pi \times B \times D + k\gamma'(20 - D) \tan(\delta) \times \pi \times B \times (20 - D)$$

Avec : $k=0.5$, $\delta = 2/3 \varphi = 18^\circ$

$$Q_s = 994 B$$

Les résultats de calcul des résistances en pointe Q_p et du frottement latéral Q_s en fonction des diamètres 1.00m et 0.90m sont représentés dans le tableau 4.4 ci-dessous :

Diamètre B du pieu	Q_p (t)	Q_s (t)
1.00m	347.3	99.4
0.90m	269.3	89.46

Tableau 4.4 : Résultats de la résistance en pointe et du frottement latéral sur OA1

III.2.1.2 Calcul de la charge admissible aux états limites

- **Etats limites ultime (ELU)**

A l'ELU, la charge admissible s'exprime d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{aELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s$$

- **Etats limites de service (ELS)**

La charge admissible à l'ELS est donnée, d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{aELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s$$

Les résultats des calculs de charge admissible en fonction des diamètres sont dans le tableau ci-dessous.

Diamètre B du pieu	Q_{aELU} (t)	Q_{aELS} (t)
1.00m	246.220	133.003
0.90m	200.336	132.670

Tableau 4.5 : Charges admissibles aux états limites sur OA1

III.2.1.3 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu.

On a :

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_p}{Q_p} + \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_s}{Q_s}$$

$$Q_p = \pi \times \frac{B^2}{4} [\gamma D + \gamma'(D_c - D)] (N_q - 1)$$

$$\ln(Q_p) = \ln\left(\frac{\pi}{4}\right) + 2\ln(B) + \ln(\gamma D + \gamma'(D_c - D)) + \ln(N_q - 1)$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta Q_p}{Q_p} = \frac{\Delta K_p}{K_p} + \frac{\Delta A_p}{A_p} + \frac{\Delta p l_e^*}{p l_e^*}$$

$$\frac{\Delta Q_p}{Q_p} = 2 \frac{\Delta B}{B} + \frac{\Delta(\gamma D + \gamma(D_c - D))}{\gamma D + \gamma(D_c - D)} + \frac{\Delta N_q}{N_q - 1}$$

$$\frac{\Delta Q_p}{Q_p} = 2 \frac{\Delta B}{B} + \frac{D \Delta \gamma + \gamma \Delta D + \gamma' (\Delta D_c - \Delta D) + (D_c - D) \Delta \gamma'}{\gamma D + \gamma(D_c - D)} + \frac{\Delta N_q}{N_q - 1}$$

$$N_q = \exp. (7\varphi)$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\frac{\Delta N_q}{\Delta \varphi} = 7(1 + \tan^2(\varphi)) e^{7 \tan(\varphi)}$$

$$\text{Pour } \varphi = 27 \text{ alors } \frac{\Delta N_q}{\Delta \varphi} = 312.122$$

$$\Delta N_q = 312,122 \Delta \varphi \text{ (radian)} = 312,122 \times 3.14/180 \Delta \varphi \text{ (degré)} = 5.447 \Delta \varphi$$

$$\Delta N_q = 5.447 \Delta \varphi$$

$$D_c = B \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \exp(\pi \times \tan(\varphi))$$

$$\Delta D_c = \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \exp(\pi \times \tan(\varphi)) \Delta B + \Delta \varphi \times f(\varphi)$$

Avec $f(\varphi) =$

$$\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \tan\left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \varphi\right) \right]^2 e^{(\pi \tan(\varphi))} + \tan\left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \varphi\right) \pi (1 + \tan(\varphi)^2) e^{(\pi \tan(\varphi))}$$

$$f(27) = 41.085$$

$$\Delta D_c = 8.088 \Delta B + 0.717 \Delta \varphi$$

On prend : $\Delta\varphi = 1^\circ$

$\Delta B = 1 \text{ cm}$

$\Delta D = 1 \text{ cm}$

$\Delta\gamma = 0.01 \text{ kN/m}^3$

$\Delta D_c = 8.088 \times 0.01 + 0.717 \times 1 = 0.798 \text{ m}$

$\Delta N_q = 5.447 \Delta\varphi = 5.447 \times 1 = 5.447$

$$\frac{\Delta Q_p}{Q_p} = 2 \times \frac{0.01}{1} + \frac{7.40 \times 0.01 + 16.54 \times 0.01 + 6.54 (0.798 - 0.01) + (8.10 - 7.40) \times 0.01}{16.54 \times 7.40 + 6.54 \times (8.10 - 7.40)} + \frac{5.447}{35.4 - 1}$$

$$\frac{\Delta Q_p}{Q_p} = 0.2208 = 22.08\%$$

$$Q_s = k\gamma D \tan(\delta) \times \pi \times B \times D + k\gamma'(L - D) \tan(\delta) \times \pi \times B \times (L - D)$$

$$Q_s = k \times \pi [\gamma D^2 \tan(\delta) \times B] + k \times \pi [\gamma'(L - D)^2 \tan(\delta) \times B]$$

On pose $A = \gamma D^2 \tan(\delta) \times B$ et $B = \gamma'(L - D)^2 \tan(\delta) \times B$

$$\Delta A = D^2 \tan(\delta) \times B \times \Delta\gamma + 2 \times \gamma \times D \tan(\delta) \times B \times \Delta D + \gamma \times D^2 (1 + \tan^2 \delta) \times B \times \Delta\delta + D^2 \tan(\delta) \times \gamma \times \Delta B$$

$$\delta = 2/3 \varphi \Rightarrow \Delta\delta = \frac{2}{3} \Delta\varphi$$

On prend : $\Delta\varphi = 1^\circ$

$\Delta B = 1 \text{ cm}$

$\Delta D = 1 \text{ cm}$

$\Delta\gamma = 0.01 \text{ kN/m}^3$

$\Delta A =$

$$7.40^2 \tan(18) \times 1 \times 0.01 + 2 \times 16.54 \times 7.40 \tan(18) \times 1 \times 0.01 + 16.54 \times 7.40^2 (1 + \tan^2 18) \times 1 \times \frac{2}{3} \times \frac{\pi}{180} \times 1 + 7.40^2 \tan(18) \times 16.54 \times 0.01$$

$\Delta A = 15.567$

$$B = \gamma'(L - D)^2 \tan(\delta) \times B$$

$$\Delta B = (L - D)^2 \tan(\delta) \times B \times \Delta\gamma' + 2 \times \gamma \times (L - D) \tan(\delta) \times B \times (\Delta L - \Delta D) + \gamma' \times (L - D)^2 (1 + \tan^2 \delta) \times B \times \Delta\delta + (L - D)^2 \tan(\delta) \times \gamma' \times \Delta B$$

$$\Delta B = (19.5 - 7.4)^2 \tan(18) \times 1 \times 0.01 + 6.54 \times (19.5 - 7.4)^2 (1 + \tan^2 18) \times 1 \times \frac{2}{3} \times \frac{\pi}{180} +$$

$$(19.5 - 7.4)^2 \tan(18) \times 6.54 \times 0.01$$

$\Delta B = 15.904$

$$\Delta Q_s = k \times \pi (\Delta A + \Delta B) = 0.5 \times 3.14 \times (15.567 + 15.904)$$

$$\Delta Q_s = 49.434 \text{ kN}$$

$$\frac{\Delta Q_s}{Q_s} = 49.434 / 99.4 = 0.4973 = 49.73\%$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_p}{Q_p} + \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_s}{Q_s}$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{347.3}{347.3 + 99.4} \times 0.2208 + \frac{99.4}{347.3 + 99.4} \times 0.4973$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = 0.2823 = 28.23 \%$$

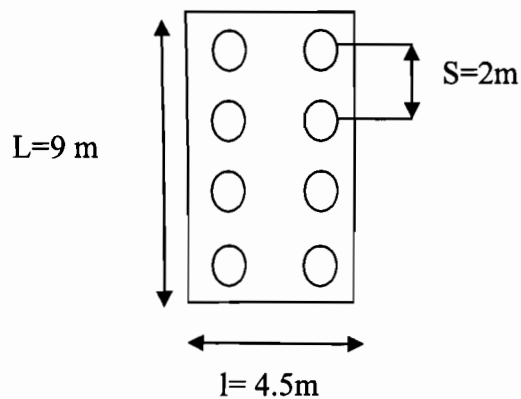
$$\frac{\Delta Q}{Q} = 28.23 \%$$

III.2.1.4 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux

- Pour les piles P2 et P3

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 1271.065 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 133.003 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 10.

Choisissons un entre-axe de 2.00m et un nombre de pieux égal à 8, puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

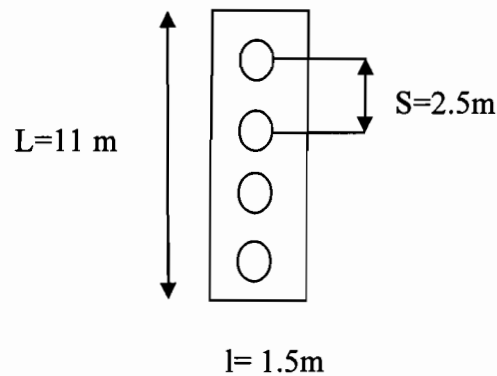
$$Q_{gELS} = 8 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 8 \times 1.5 \times 142.330 \text{ t} = 1707.96 \text{ t} > 1271.065 \text{ t}$$

- **Pour les culées C1 et C4**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 561.420 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 133.003 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 5.

Choisissons un entraxe de 2.5m et un nombre de pieux égal à 4 puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

$$Q_{gELS} = 4 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 4 \times 1.5 \times 133.003 t = 798.02 t > 561.420 t$$

III.2.2 Calcul de la capacité portante admissible par la méthode pressiométrique

III.2.2.1 Hypothèses de calcul

- Longueur des pieux : $D = 19.50m$
- Niveau de la nappe lors des essais : $Z_{NP} = -7.40m$
- Densité spécifique du sol : $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$
- Teneur en eau du sol sous la nappe : $W = 8.1\%$
- Densité humide du sol : $\gamma = 16.56 \text{ kN/m}^3$
- Sol homogène sur toute la profondeur
- Coefficient de Poisson : $\nu = 1/3$

III.2.2.2 Détermination des caractéristiques pressiométriques

- Données obtenues par mesure sur le terrain

Pour la présentation des résultats obtenus par mesure sur le terrain, on s'en tient qu'à une profondeur donnée (exemple : Z=-14.30m) pour montrer les différentes étapes de calcul. Les autres résultats sont donnés en annexe.

- Tableau des mesures effectuées

Site OA1 : Patte d'Oie					
Profondeur d'essai : 14,30m	Pression	Volume injecté			Fluage
		15"	30"	1	
Cote TN :	0			0	
	0,5			50	
	1			80	
	1,5			130	
Nature du terrain : sable	2			170	
	2,5			180	
Niveau de la nappe : 7,40m	3			200	
	4			230	
Observations :	5			240	
	7			260	
Néant	9			275	
	10			300	
	11			360	
	12			440	
Calculs auxiliaires :	13			550	
	14			700	
	15			900	

Tableau 4.6 : Mesure des volumes injectés par paliers de pression

- Courbe pressiométrique nette

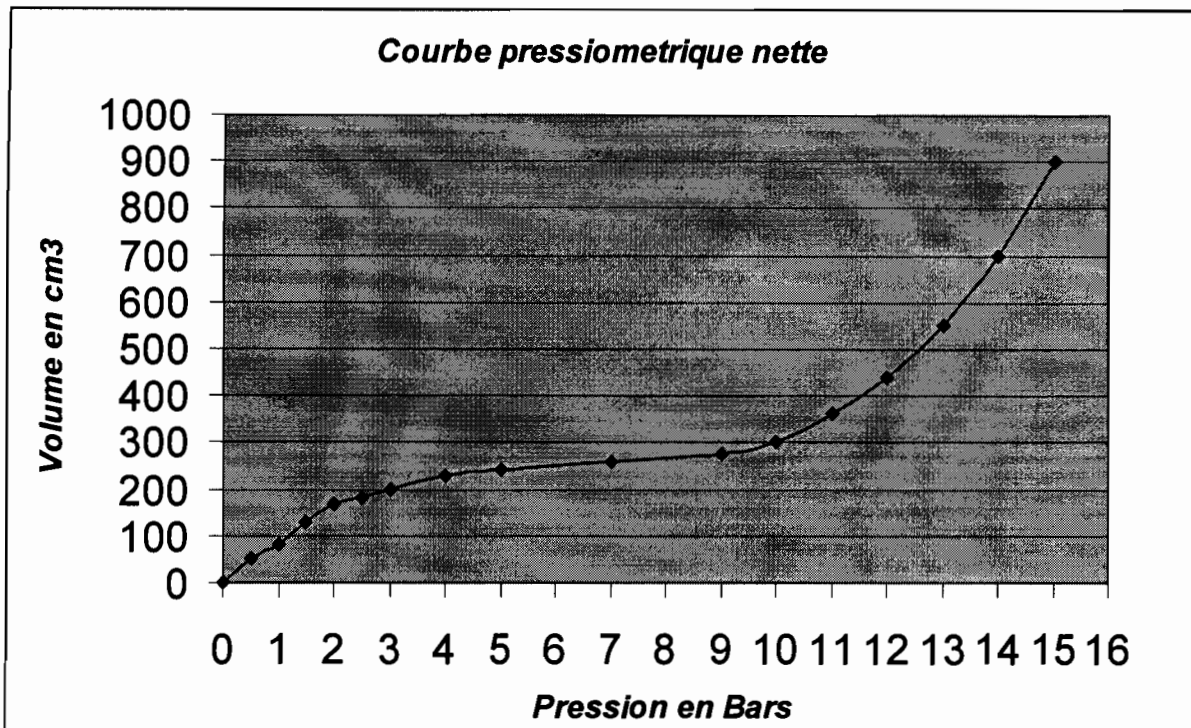


Figure 4.4 : Courbe pressiométrique nette pour la profondeur Z= -14.30m sur OA1

- Détermination des caractéristiques pressiométriques (P_f , P_l et E_M)

Par convention la pression limite, ne pouvant être évaluée que mathématiquement par extrapolation des résultats expérimentaux, est donnée par la pression correspondant au volume $V_1 + V_c$ ($V_c \approx 550 \text{ cm}^3$).

Dans ce cas, on trouve $V_1 = 150 \text{ cm}^3$, ainsi la pression limite est de 11.90 bars.

La relation entre la pression de fluage et la pression limite est donnée par :

$$\frac{p_l - p_o}{p_f - p_o} = 1.7$$

On en déduit $P_f = 7.40$ bars

Les résultats obtenus pour chaque profondeur sont donnés dans le tableau 4.7 suivant :

Caractéristiques pressiométriques OA1						
N° couche	Profondeur (en m)	Pression limite (PI en bar)	Pression de fluage (Pf en bar)	Module pressiométrique (Em en bar)	Poussée des terres au repos (Po en bars)	Pression limite nette (PI*en bars)
1	2,30	2,60	1,60	25,70	0,18	2,42
2	3,80	2,80	1,70	26,80	0,31	2,49
3	5,30	7,90	4,80	76,60	0,43	7,47
4	6,80	8,40	5,10	72,20	0,55	7,85
5	8,30	10,80	6,50	86,20	0,67	10,13
6	9,80	9,80	6,00	76,60	0,79	9,01
7	11,30	9,60	6,00	82,50	0,91	8,69
8	12,80	10,90	6,80	90,50	1,03	9,87
9	14,30	11,90	7,40	96,40	1,15	10,75
10	15,80	11,70	7,40	80,30	1,27	10,43
11	17,30	12,20	7,70	152,40	1,39	10,81

Tableau 4.7 : Caractéristiques pressiométriques OA1

III.2.2.3 Détermination de la charge limite admissible

Pour la détermination de la charge limite admissible, on choisit deux types de diamètres à savoir $\Phi = 1.00$ m et $\Phi = 0.90$ m.

La charge limite admissible est donnée, d'après la norme DTU 1.3.2, par :

- A l'état limite ultime (ELU)

$$Q_{aELU} = 0.5 Q_p + 0.75 Q_s$$

- A l'état limite de service (ELS)

$$Q_{aELS} = 0.33 Q_p + 0.05 Q_s$$

Le terme de pointe est donné par :

$$Q_p = K_p \times A_p \times p_l^*$$

Sable moyennement compact, d'après tableau 2.2 : $K_p = 1.1$

$$A_p = \pi \Phi^2/4$$

Où Φ est le diamètre du pieu ($\Phi = 1.00$ m ou 0.90 m).

Le terme de frottement latéral au niveau de chaque couche i est donné par :

$$Q_{si} = \pi \Phi e_i q_{si}$$

e_i étant l'épaisseur de la couche i : $e_i = 1.50$ m à partir de la profondeur 3.80 m

Pour une pression limite nette $p_l^* = 10.75$ bars avec des pieux forés à la boue, d'après l'annexe 1 et la figure 2.5, $q_{si} = 0.062$ MPa = 0.62 bars.

Le frottement latéral total mobilisé sur toute la longueur du pieu est :

$$Q_s = \sum Q_{si}$$

L'ensemble des résultats est résumé dans le tableau suivant :

Tranche de terrain	PI*(bars)	qsi(bars)	ei(m)	Qsi	
				Φ1.0m	Φ0.90m
0,50m-3,05m	2,50	0,05	2,55	4.010	3.600
3,05m-4,55m	2,60	0,06	1,50	2.830	2.540
4,55m-6,06m	7,60	0,50	1,50	23.560	21.210
6,05m-7,55m	8,10	0,50	1,50	23.560	21.210
7,55m-9,05m	10,30	0,60	1,50	28.270	25.450
9,05m-10,55m	9,20	0,56	1,50	26.390	23.750
10,55m-12,05m	8,80	0,54	1,50	25.450	22.900
12,05m-13,55m	10,00	0,60	1,50	28.270	25.450
13,55m-15,05m	10,80	0,62	1,50	29.220	26.300
15,05m-16,55m	10,50	0,60	1,50	28.270	25.450
16,55m-20,00m	10,80	0,61	3,45	66.110	59.500
			Fn (t)	62.860	56.570
			Qs (t)	223.090	200.780
			Qp (t)	93.310	75.580
			Qa _{ELU} (t)	213.970	188.380
			Qa _{ELS} (t)	142.330	125.330

Tableau 4.8 : Calcul des charges admissibles aux états limites

III.2.2.4 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu

On a :

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_p}{Q_p} + \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_s}{Q_s}$$

$$Q_p = K_p \times A_p \times pl_e^*$$

$$\ln(Q_p) = \ln(K_p) + \ln(A_p) + \ln(pl_e^*)$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta Q_p}{Q_p} = \frac{\Delta K_p}{K_p} + \frac{\Delta A_p}{A_p} + \frac{\Delta pl_e^*}{pl_e^*}$$

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow \ln(A_p) = 2 \ln(D) + \ln\left(\frac{\pi}{4}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta A_p}{A_p} = 2 \times \frac{\Delta D}{D}$$

$$pl_e^* = \frac{1}{2a+b} \int_{b-b}^{D+3a} pl^* dz$$

En pratique la pression limite équivalent se détermine en considérant la valeur moyenne des pressions limites nettes pour chaque couche d'épaisseur e_i .

$$pl_e^* = \frac{\sum_i pl_i^* \times e_i}{\sum_i e_i} = \frac{\sum_i pl_i^* \times e_i}{L}$$

$$\ln(pl_e^*) = \ln(\sum_i pl_i^* \times e_i) - \ln(L)$$

$$\frac{\Delta pl_e^*}{pl_e^*} = \frac{\Delta(\sum_i pl_i^* \times e_i)}{\sum_i pl_i^* \times e_i} - \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sum_i (e_i \times \Delta pl_i^* + pl_i^* \times \Delta e_i)}{\sum_i pl_i^* \times e_i} - \frac{\Delta L}{L}$$

$$pl_i^* = pl_i - p_{oi}$$

$$\Delta pl_i^* = \Delta pl_i - \Delta p_{oi} = \Delta pl_i - \Delta(0.5 \times \gamma' \times zi) = \Delta pl_i - 0.5 \times zi \times \Delta \gamma' - 0.5 \times \gamma' \times \Delta zi$$

On prend: $\Delta pl_i = 0.1$ bar

$$\Delta \gamma' = 0.1 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta z_i = 1 \text{ cm}$$

$$\Delta D = 1 \text{ cm}$$

$$\Delta Kp = 0.1$$

$$\Delta pl_i^* = 0.01 - 100 \times (0.5 \times zi \times 0.1 + 0.5 \times 6.74 \times 0.01)$$

$$\Delta pl_i^* = 0.01 - 1/100 \times 0.5 \times (zi \times 0.01 + 6.74 \times 0.01)$$

$$\Delta pl_i^* = 9.66310^{-3} - 5.10^{-5} zi$$

$$\text{Ainsi on trouve : } \frac{\Delta pl_e^*}{pl_e^*} = \frac{1.0778}{158.515} - \frac{0.01}{19.5} = 0.00628$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta Qp}{Qp} = \frac{\Delta Kp}{Kp} + \frac{\Delta Ap}{Ap} + \frac{\Delta pl_e^*}{pl_e^*}$$

$$\frac{\Delta Qp}{Qp} = \frac{\Delta Kp}{Kp} + 2 \times \frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta pl_e^*}{pl_e^*}$$

$$\frac{\Delta Qp}{Qp} = \frac{0.01}{1.1} + 2 \times \frac{0.01}{1} + 0.00628 = 0.03537 = 3.54 \%$$

$$\frac{\Delta Qp}{Qp} = 3.54 \%$$

$$Q_s = P \int_0^L q_s(z) dz$$

En pratique Q_s se calcule en considérant la somme des frottements latéraux sur chaque couche d'épaisseur e_i :

$$Q_s = \sum Q_{si}$$

$$Q_s = \sum \pi D q_{si} e_i$$

$$\Delta Q_s = \pi \sum (q_{si} e_i \Delta D + D q_{si} \Delta e_i + D e_i \Delta q_{si}) = 10.623 \text{ t}$$

Les valeurs de q_{si} sont données par l'abaque de la figure 2.5 au millième prêt, donc on peut prendre

$$\Delta q_{si} = 0.001 \text{ MPa}$$

Ainsi on a :

$$\frac{\Delta Q_s}{Q_s} = \frac{10.623}{223.090} = 0.0476 = 4.76 \%$$

Finalement on a :

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_p}{Q_p} + \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times \frac{\Delta Q_s}{Q_s}$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{93.31}{93.31 + 223.09} \times 3.54 + \frac{223.09}{93.31 + 223.09} \times 4.76$$

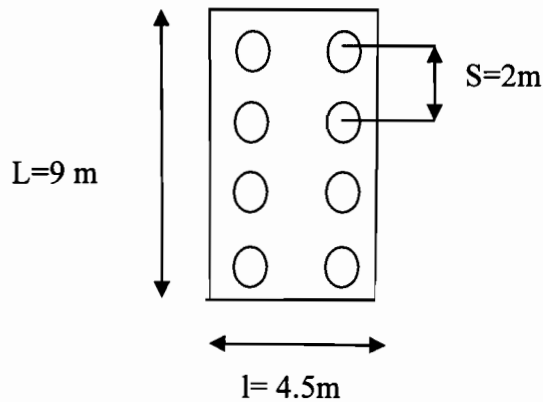
$$\frac{\Delta Q}{Q} = 4.40 \%$$

III.2.2.5 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux

- Pour les piles P2 et P3

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 1271.065 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 142.330 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 9.

Choisissons un entraxe de 2.00m et un nombre de pieux égal à 8, puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

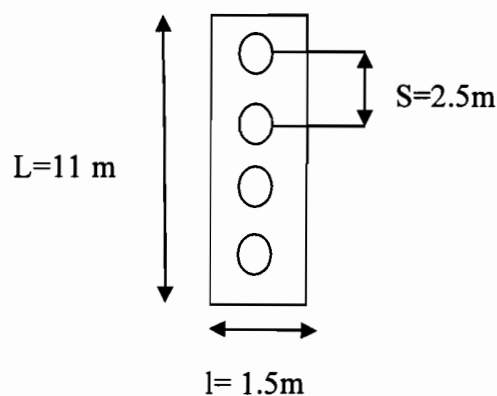
$$Q_{gELS} = 8 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 8 \times 1.5 \times 142.330 \text{ t} = 1707.96 \text{ t} > 1271.065 \text{ t}$$

- **Pour les culées C1 et C4**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 561.420 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 142.330 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 4.

Choisissons un entraxe de 2.5m et un nombre de pieux égal à 4 puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

$$Q_{gELS} = 4 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 4 \times 1.5 \times 142.330t = 853.98t > 561.420t$$

III.2.2.6 Calcul du tassement par la méthode pressiométrique

D'après Maurice CASSAN [6], le tassement induit par un pieu sous charge unitaire d'un sol homogène de module pressiométrique E_M est donné par:

$$S_1 = \frac{4}{\pi} \frac{1}{B} \frac{1 + \frac{\lambda}{aBE_b} th(aD)}{\lambda BE_b th(aD)} ;$$

où

B est le diamètre du pieu : $B=100$ cm ;

E_b est le module d'élasticité du béton : $E_b=14\ 000\text{MPa} = 140000$ bars

$\lambda = 4.5 \times E_M$ (en bars) : $\lambda = 4.5 \times 152,40 = 685.8$ bars ;

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4.17 \times 10^{-3} E_M}{E_b} ; a = \frac{4}{100} \times \frac{4.17 \times 10^{-3} \times 152,4}{140000} = 1.82 \times 10^{-7} \text{ cm}^{-1} ;$$

D est la fiche du pieu : $D=1950$ cm ;

$$S_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{1}{100} \times \frac{1 + \frac{685.8}{1.82 \times 10^{-5} \times 140000} th(1.82 \times 10^{-7} \times 1950)}{685.8 \times 140000 th(1.82 \times 10^{-7} \times 1950)} = 4.00 \times 10^{-5} \text{ cm} ;$$

Ainsi, pour le calcul du tassement du groupe de pieux, nous supposons que la charge reprise par chaque pieu Q est identique.

- **pour les piles P2 et P3**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{1502.73}{8} = 187.84t$$

Soit k la rigidité relative pieu sol : $k = \frac{E_b}{E}$. E est le module d'élasticité du sol donnée par la

formule suivante :

$$E = E_M \frac{18}{4 \left(2.65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \frac{B}{B_0} + 3\alpha} . \text{ Pour les pieux de diamètre supérieur à } 0.60\text{m}$$

$$E = 15240 \frac{18}{4 \left(2.65 \frac{1}{0.60} \right)^\frac{1}{3} \frac{1}{0.60} + 3 \times \frac{1}{3}} . \text{ Ce qui donne } E = 22979 \text{ KPa} .$$

E_p est le module d'élasticité du pieu qui est environ égal à $\frac{210000}{15} = 14000\text{MPa}$

$$\text{Ainsi donc } k = \frac{14000000}{22979} = 609$$

En choisissant la courbe $k=500$, on a les valeurs suivantes de α_j :

$$\alpha_2 = 0.52; \alpha_3 = 0.52; \alpha_4 = 0.4; \alpha_5 = 0.32; \alpha_6 = 0.48; \alpha_7 = 0.22; \alpha_8 = 0.12;$$

$$\text{Ainsi, } S_G = 4.00 \times 10^{-5} \times 1878.4(1 + 0.52 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.48 + 0.22 + 0.12)$$

$$S_G = 2.68 \text{ mm}$$

- **pour les culées C1 et C4**

La charge Q reprise par chaque pieu est supposée identique et on a à l'ELS ;

$$Q = \frac{673.224}{6} = 112.204 \text{ t ;}$$

Le tassement S_G du groupe de pieu est donc défini en fonction de α_j par l'expression suivante :

$$S_G = 4.00 \times 10^{-5} \times 1122.04 \times (1 + \sum_2^8 \alpha_j)$$

De la même manière que précédemment, on a :

$$\alpha_2 = 0.52; \alpha_3 = 0.4; \alpha_4 = 0.32; \alpha_5 = 0.22; \alpha_6 = 0.22;$$

$$\text{Ainsi, } S_G = 4.00 \times 10^{-5} \times 1122.04(1 + 0.52 + 0.4 + 0.32 + 0.22 + 0.22)$$

$$S_G = 1.20 \text{ mm}$$

III.2.3 Détermination de la capacité portante admissible avec l'essai SPT

Les essais SPT réalisés nous ont permis de voir l'état de compacité de notre sable (moyennement compact à compact) sur l'ensemble du site devant abriter l'échangeur de Pattes d'Oie.

Pour le calcul de la charge admissible d'un pieu isolé par cette méthode, certaines données sont indispensables.

➤ **Données de calcul**

Pour le calcul de la charge admissible Q_a des pieux, nous avons reconduit les hypothèses de calcul pour l'étude de fondations.

- La longueur du fut des pieux est prise égale à 19.5m, comprise entre les cotes 0.50m et 20.0m par rapport au terrain naturel.
- Le terrain est constitué de sable moyennement compact.
- Les pieux sont coulés sur place dans des trous préalablement forés et stabilisés par de la boue.

- Les pieux ont des diamètres de 1.0m et 0.90m.

Ainsi pour le dimensionnement avec la méthode SPT nous allons utiliser la formule de MEYERHOF qui donne la charge axiale admissible Q_a d'un pieu, en fonction de la résistance à la base et du frottement latéral :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} \left[(m \times N \times A_p) + (n \times N' \times D \times A_s) \right]$$

avec :

m et **n** sont des constantes prises égales respectivement à 120 et 1

F_s est un facteur de sécurité : $F_s = 4$

Les valeurs de l'indice de pénétration **N** ainsi que celles corrigées par l'effet de la nappe sont reportées dans le tableau 4.9 ci-dessous :

Niveau de l'essai	OA1			OA2			OA3		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3
1,50m-1,95m	4	4	8	3	4	6	3	5	5
	N=12			N=10			N=10		
3,00m-3,45m	5	7	8	4	4	6	6	10	13
	N=15			N=10			N=23		
4,50m-4,95m	4	5	8	5	5	8	5	7	8
	N=13			N=13			N=15		
6,00m-6,45m	8	10	12	7	7	9	8	10	11
	N=22			N=16			N=21		
7,50-7,95	8	12	17	12	22	32			
	N'=22			N'=34.5					
9,00m-9,45m	10	17	19	22	32	46	18	66	36
	N'=25.5			N'=46.5			N'=58.5		
10,50m-10,95m	7	8	10						
	N'=16.5								
12,00m-12,45m							20	30	40
							N'=42.5		
13,50m-13,95m	8	15	16						
	N'=23								
15,00m-15,45m							22	34	35
							N'=42		
16,50m-16,95m	10	13	14						
	N'=21								
18,00m-18,45m	12	12	14						
	N'=20.5								

Tableau 4.9 : Calcul de l'Indice de Pénétration Standard N

III.2.3.1 Charge admissible Q_a des pieux pour l'ouvrage OA1

Les sondages ont été arrêtés à une profondeur 18.45m et la valeur de l'indice de pénétration à la base est corrigée par l'effet de nappe par la formule de Terzaghi.

Ainsi :

$$N' = 15 + \frac{N-15}{2}$$

$N'=20.5$ coups/0.30m.

Par ailleurs l'indice de pénétration standard moyen N'' est :

$$N'' = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{n} = \frac{12+15+13+22+22+25.5+16.5+23+21+20.5}{10};$$

$$N'' = 19.05 \text{ coups}/0.30\text{m.}$$

La charge admissible Q_a en fonction du diamètre du pieu est :

- Pieux de diamètre 1.00m

$$Q_a = \frac{1}{4} \left[\left(120 \times 20.5 \times \pi \frac{1^2}{4} \right) + (1 \times 19.05 \times 19.5 \times \pi) \right]$$

$$Q_a = 77.440 \text{ t}$$

- Pieux de diamètre 0.90m.

$$Q_a = \frac{1}{4} \left[\left(120 \times 20.5 \times \pi \frac{0.90^2}{4} \right) + (1 \times 19.05 \times 19.5 \times \pi \times 0.90) \right]$$

$$Q_a = 65.350 \text{ t}$$

III.2.3.2 Détermination de l'erreur relative sur le résultat obtenu

$$Q_a = \frac{1}{F_s} \left[(m \times N' \times A_p) + (n \times N'' \times D \times A_s) \right]$$

$$\text{On pose } x = m \times N' \times A_p ; y = n \times N'' \times D \times A_s$$

$$\Delta Q_a = \frac{1}{F_s} [\Delta x + \Delta y]$$

$$\Delta x = m(N' \times \Delta A_p + A_p \times \Delta N')$$

Les valeurs de N' (corrigées), obtenues sont de l'ordre du dixième alors on peut prendre

$$\Delta N' = 0.1.$$

$$A_p = \pi D^2/4 \Rightarrow \Delta A_p = \frac{\pi}{2} D \Delta D$$

$$\Delta x = 120(20.05 \times 2 \times 1 \times 0.01 + 3.14/4 \times 0.1)$$

$$\Delta x = 57.544$$

$$y = n \times N'' \times D \times A_s$$

$$\Delta y = n(N'' \times D \times \Delta A_s + D \times A_s \times \Delta N'' + A_s \times N'' \times \Delta D)$$

$$N'' = \frac{\sum_{i=1}^n N'_i}{n} \Rightarrow \Delta N'' = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta N'_i}{n}$$

$$\Delta N'_i = 0.1 \Rightarrow \Delta N'' = 0.1$$

$$\Delta y = 1 \times (19.05 \times 19.5 \times \pi \times 0.01 + 19.5 \times \pi \times 0.1 + \pi \times 19.05 \times 0.01)$$

$$\Delta y = 18.394$$

$$\Delta Q_a = \frac{1}{F_s} [\Delta x + \Delta y] = \frac{1}{4} [57.544 + 18.394] = 18.984$$

$$\frac{\Delta Q_a}{Q_a} = \frac{18.984}{77.44} = 24.5\%$$

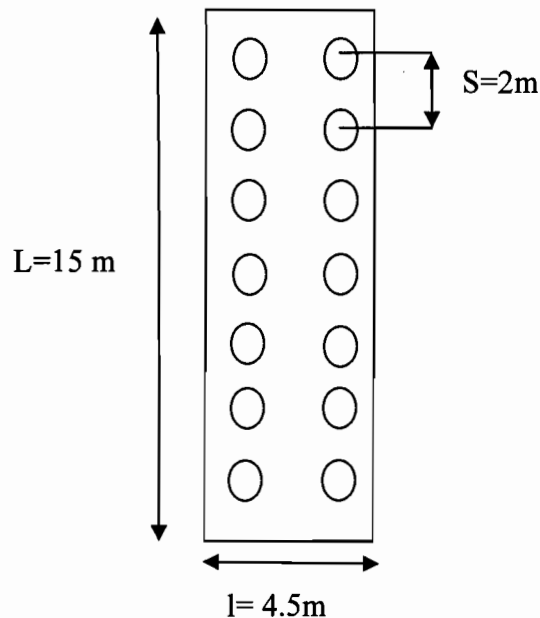
$$\frac{\Delta Q_a}{Q_a} = 24.5\%$$

III.2.3.3 Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux

- Pour les piles P2 et P3

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 1271.065t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 77.440 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 17.

Choisissons un entraxe de 2.00m et un nombre de pieux égal à 14, puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

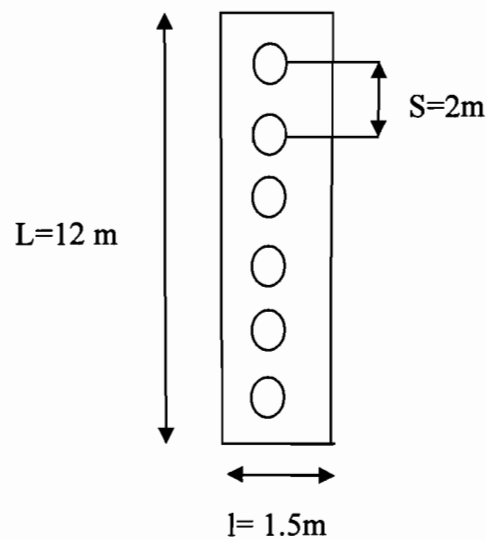
$$Q_{gELS} = 14 \times C_e \times Q_a$$

$$Q_{gELS} = 14 \times 1.5 \times 77.44 t = 1626.24 t > 1271.065 t$$

- **Pour les culées C1 et C4**

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à 561.420 t tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de 77.440 t. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8.

Choisissons un entraxe de 2.00m et un nombre de pieux égal à 6 puis vérifions ce choix :



Le coefficient d'efficacité C_e est de 1.5 d'après le tableau 1.1

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est :

$$Q_{gELS} = 6 \times C_e \times Q_{aELS}$$

$$Q_{gELS} = 6 \times 1.5 \times 77.440 t = 696.96 t > 561.420 t$$

III.2.3.4 Calcul du tassement par la méthode SPT

Le tassement d'un groupe de pieux est donné par la formule de MEYERHOF à travers l'expression suivante :

$$S_G = 0.92q \times \frac{\sqrt{B}}{N} \times I$$

où q = pression verticale équivalente nette (KPa), calculée à partir de $q = \frac{Q}{BL}$, Q étant la charge totale transmise aux pieux, L et B la longueur et la largeur respectivement de la surface en plan du groupe de pieux

I = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0 (pour s en mm).

Ainsi le tassement du groupe de pieux, pour I pris égal à 0.75 est :

- pour piles P2 et P3

$$S_G = 0.92 \frac{15027.3}{4.5 \times 15} \times \frac{\sqrt{4.5}}{20.5} \times 0.75$$

$$S_G = 15.89 \text{ mm}$$

- pour les culées C1 et C4

$$S_G = 0.92 \frac{6732.24}{1.5 \times 12} \times \frac{\sqrt{1.5}}{20.5} \times 0.75$$

$$S_G = 15.42 \text{ mm}$$

IV. Evaluation du coût des fondations pour chaque méthode utilisée

Cette étude a pour but d'évaluer financièrement le coût des fondations pour chaque méthode de dimensionnement utilisée à savoir la méthode statique, pressiométrique et SPT, puis d'en faire une comparaison pour notre cas. Ainsi, nous estimerons d'abord le coût des essais, puis le coût d'exécution des fondations proprement dites. Les prix unitaires utilisés, pour l'estimation du coût des essais, sont tirés du bordereau des prix du CEREEQ et sont juste à titre indicatif. Pour le coût d'exécution des fondations sur pieux, on suppose que les pieux sont identiques et s'exécutent de la même manière, par conséquent le coût unitaire d'exécution d'un pieu est le même pour chaque méthode. Ce coût sera choisi forfaitairement pour juste servir d'élément de comparaison.

➤ Estimation du coût des essais

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	TOTAL (FCFA)
SONDAGES CAROTTES				
préparation du matériel, amené et repli				207600
mise en place et déplacement de sondage à sondage	u	2	138400	276800
forage en terrain meuble	ml		34600	1384000
plue value pour PEI	u	10	27680	276800
pilotage et coupe de sondage			forfait	69200
		total		2 214 400
ANALYSE DES ECHANTILLONS EN LABORATOIRE				
teneur en eau	u	10	3460	34600
densité apparente	u	10	6920	69200
poids spécifique des grains	u	10	10380	103800
analyse granulométrique	u	10	10380	103800
sédimentométrie	u	10	13840	138400
limites d'Atterberg	u	10	55360	553600
essai de cisaillement direct	u	10	41520	415200
compressibilité à l'oedomètre	u	10	55360	553600
équivalent de sable	u	10	6920	69200
		total		2 041 400
ESSAI SPT				
préparation du matériel, amenée et repli			forfait	69200
mise en station et déplacement d'un point à un autre	u	1	10380	10380
battage du carottier SPT	ml	20	13840	276800
		total		356 380
ESSAI PRESSIOMETRIQUE				
		2		
forage de la zone d'essai	ml	40	216225	8649000
essai pressiométrique	u	22	56225	1236950
		total		9 885 950

Tableau 4.10 : Estimation du coût de chaque essai

➤ **Estimation du coût d'exécution d'un pieu**

	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	TOTAL (FCFA)
Forage par pieu	préparation du matériel, amené et repli			Forfait	55 200
	excavation en sol pulvérulent	ml	20	13 800	276 000
	équipe de prélèvement			Forfait	103 500
Quantité de béton utilisée par pieu		m ³	15,71	120 000	1 884 956
Main d'œuvre pour le coulage d'un pieu		u		20%	376 991
				total	2 696 647

Tableau 4.11 : Coût d'exécution des d'un pieu➤ **Estimation du coût d'exécution des fondations pour chaque méthode :****- Méthode statique**Coût du sondage carotté : **2 214 400 FCFA**Coût de l'analyse des échantillons de laboratoire : **2 041 400 FCFA**

Nombre total de pieux : 24

Coût d'exécution d'un pieu : 2 696 647 FCFA

Coût d'exécution des pieux : $24 \times 2\,696\,647 = 64\,719\,521$ FCFA**Coût global de la fondation : 68 975 321 FCFA****- Méthode pressiométrique**Coût des essais pressiométriques : **9 885 950 FCFA**

Nombre total de pieux : 24

Coût d'exécution d'un pieu : 2 696 647 FCFA

Coût d'exécution des pieux : $24 \times 2\,696\,647 = 64\,719\,521$ FCFA**Coût global de la fondation : 74 605 471 FCFA****- Méthode SPT**Coût des essais SPT : **356 380 FCFA**

Nombre total de pieux : 40

Coût d'exécution d'un pieu : 2 696 647 FCFA

Coût d'exécution des pieux : $40 \times 2\,696\,647 = 107\,865\,880$ FCFA

Coût global de la fondation : 108 222 260 FCFA.

Le tableau qui suit donne le récapitulatif des différents couts obtenus

Méthode	Coûts (FCFA)
Statique	68 975 321
Pressiométrique	74 605 471
SPT	108 222 260

Tableau 4.12 : Bilan des coûts des fondations pour chaque méthode

Au terme de l'étude économique, nous pouvons dire que la méthode qui paraît être moins coûteuse se trouve être la méthode statique, puis suit la méthode pressiométrique avec une différence relativement faible. La méthode SPT est donc pour notre cas la méthode plus coûteuse malgré que le coût de ses essais soit moins cher.

Par ailleurs, il y a d'autres facteurs dont nous n'avons pas tenu en compte et qui mériteraient une étude plus détaillée. Il s'agit des essais complémentaires pour l'utilisation d'une méthode.

Ces résultats paraissent être en contradiction avec la théorie. Ceci n'est pas surprenant dans la mesure où les contextes économiques et spatio-temporels, dans lesquelles sont réalisés ces études sont souvent très différentes. Ce qui veut dire que pour juger de rentabilité financière d'une méthode il faut faire la conjugaison de tous les facteurs qui entrent en jeu.

V. Analyse comparative entre les différents résultats obtenus

V.1 Bilan des résultats obtenus pour chaque méthode

Dans ce tableau qui suit nous récapitulons l'ensemble des résultats obtenus.

			Méthode statique	Méthode pressiométrique	Méthode SPT	
Caractéristiques des pieux obtenus	Profondeur d'investigation (m)	Culées	19.50	19.50	19.50	
		Piles				
	Diamètre (m)	Culées	1.00	1.00	1.00	
		Piles	1.00	1.00	1.00	
	Nombre	Culées	4	4	6	
		Piles	8	8	14	
Capacité portante (t)	pieux isolés	ELS	Culées	133.003	142.330	77.440
			Piles			
		ELU	Culées	246.220	213.970	-
			Piles			
	groupe de pieux	ELS	Culées	798.02	853.98	696.96
			Piles	1596.04	1707.96	1626.24
		ELU	Culées	-	-	-
			Piles	-	-	-
Tassement (mm)	groupe de pieux	ELS	Culées	-	1.20	15.42
			Piles	-	2.68	15.89

Tableau 4.13 : Récapitulatif des résultats obtenus pour chaque méthode

V.2 Analyses et interprétations des résultats obtenus

V.2.1 Capacités portantes admissibles obtenues pour chaque méthode

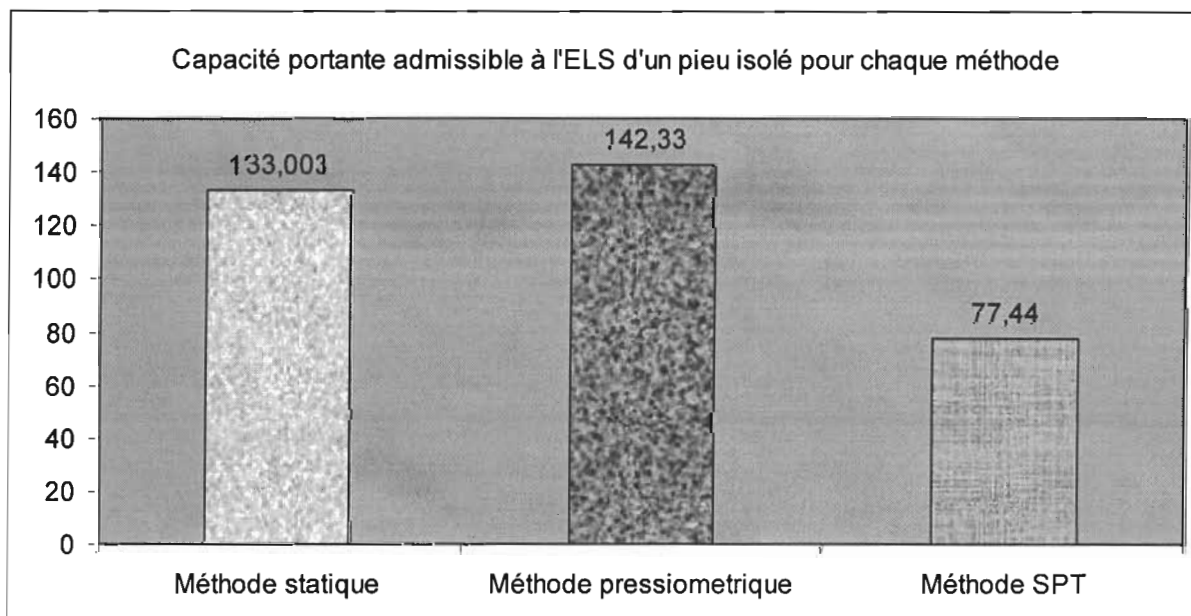


Figure 4.5 : Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode

Le dimensionnement des fondations à partir de trois méthodes différentes à savoir la méthode statique, la méthode pressiométrique et la méthode SPT ont donné différents résultats de capacité portante pour un pieu isolé sous chargement axial.

L'analyse des résultats obtenus donne une capacité portante admissible plus élevée égale à 142.33 t pour la méthode pressiométrique, puis suit celle donnée par la méthode statique qui est égale à 133.003 t et enfin une valeur de 77.440 t par la méthode SPT.

Le diagramme de la figure 4.5 montre un écart de 9.327 t entre la capacité obtenue par la méthode statique et celle obtenue par la méthode pressiométrique. Cet écart est relativement faible par comparaison avec la méthode SPT qui donne un écart de 64.93 t, ce qui est relativement élevé.

Ces différences peuvent s'expliquer par la traduction du comportement réel du terrain à étudier par la méthode utilisée. En effet, si on prend l'exemple de la méthode statique, les deux paramètres fondamentaux qui déterminent les caractéristiques d'un sol sont sa cohésion et son angle de frottement interne. Ceux ci sont déterminés sur des échantillons prélevés et acheminés en laboratoire. Ces échantillons seront soumis en laboratoire à des essais pour la détermination des caractéristiques mécaniques du sol en place. Mais la question qui peut se poser est de savoir si le sol prélevé aura les mêmes caractéristiques que le sol sur place.

Ainsi, différents chercheurs ont émis des réserves par rapport à cette méthode ce qui a même conduit au recours à des méthodes in situ qui traduisent mieux le comportement réel du terrain à étudier. D'ailleurs même, dans certains pays tels que la France, cette méthode est proscrite pour le dimensionnement des fondations sur pieux. Mais les calculs de capacité portante que nous avons effectués prouvent que cette méthode pouvait être utilisée pour le dimensionnement, du fait que la méthode pressiométrique qui est jugée adaptée pour les fondations sur pieux donne des résultats voisins de la méthode statique.

C'est pourquoi cette méthode ne cesse de continuer à être appliquée étant donné que même si elle est sujette à certaines insuffisances, l'expérience montre en général le contraire.

Dans d'autres cas, elle est nécessaire pour l'étude la stabilité des pentes et des murs de soutènement.

Pour la méthode SPT, la différence obtenue avec les autres méthodes est très significative, ce qui mériterait une étude plus approfondie quant à son applicabilité. Dans la théorie, bien que la méthode SPT soit recommandée pour les sables, elle reste proscrite pour dimensionner des fondations sur pieux. Ce qui se justifie pour notre cas par une capacité portante moins élevée que

pour les deux autres méthodes. Cela se traduit donc par une augmentation du nombre de pieux. Les différences que nous avons obtenues sont donc dans ce cas en accord avec la théorie.

V.2.2 Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode

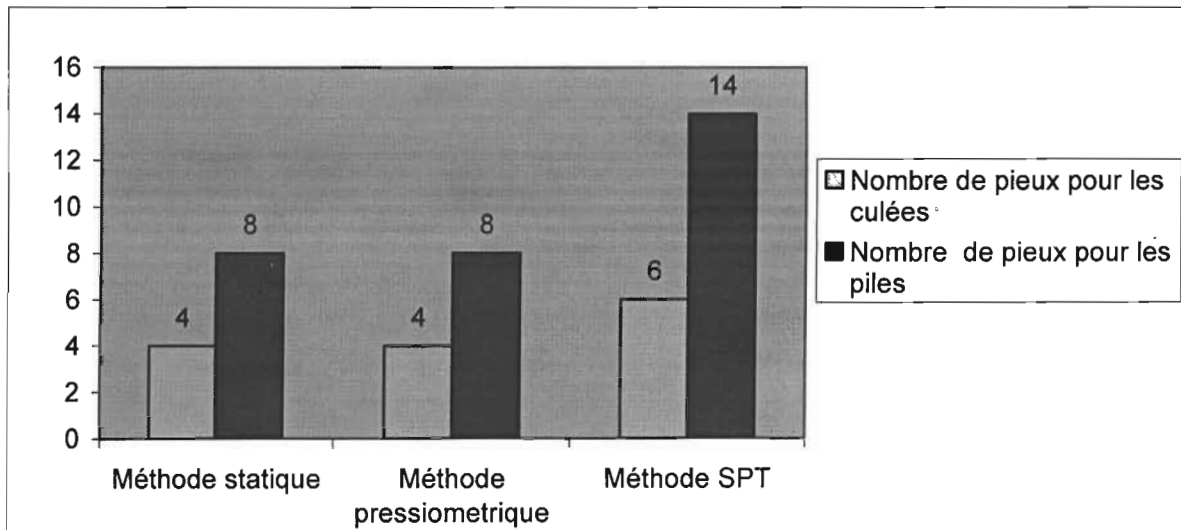


Figure 4.6 : Nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode

Compte tenu des surcharges déterminées par la descente de charge, le nombre de pieux obtenus pour reprendre ces surcharges, afin d'assurer les différentes conditions de stabilité, montre différents résultats. Le nombre de pieux obtenus au niveau des piles par la méthode pressiométrique est de 8. Ce même nombre est obtenu par le dimensionnement par la méthode statique. Mais la méthode SPT donne un nombre plus important qui est de 14, pareil pour le nombre de pieux obtenu au niveau des culées par la méthode statique ainsi que la méthode pressiométrique qui est de 4. La méthode SPT donne toujours un nombre plus élevé qui est de 6. On remarque que les nombres de pieux obtenus entre la méthode pressiométrique et statique sont égaux. Mais l'écart entre les valeurs obtenues pour ces deux méthodes et celle SPT, est très grand.

Les résultats obtenus pour le calcul du nombre de pieux, pour chaque méthode, étaient prévisibles dans la mesure où le nombre de pieux est en corrélation directe avec la capacité portante. Mais il faut voir dans cette comparaison d'autres aspects du dimensionnement à savoir l'aspect temps d'exécution et l'aspect coût.

Dans notre cas, on peut dire que le dimensionnement par la méthode pressiométrique est plus économique que celle de la méthode statique et de loin par rapport à la méthode SPT. En effet,

par le calcul la méthode pressiométrique et la méthode statique donnent des résultats à peu près voisins. Mais du point de vue mode de mise en œuvre la méthode pressiométrique s'exécute plus rapidement que celle statique. Ce qui induit alors un coût plus élevé pour la méthode statique. La méthode SPT donne un nombre de pieux qui s'écarte complètement des autres. Ce qui, en terme de coût et de temps d'exécution, peut élever le montant d'un projet.

V .2.3 Les erreurs relatives sur les résultats obtenus pour chaque méthode

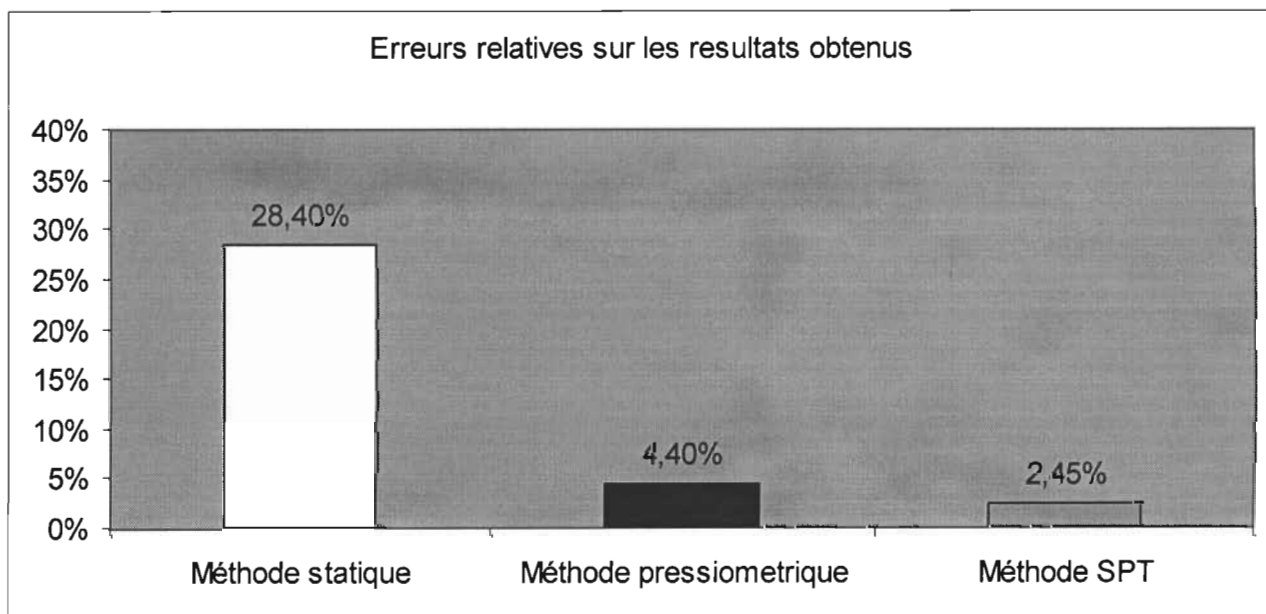


Figure 4.7 : Erreurs relatives sur les résultats obtenus

L'évaluation de l'erreur minimale susceptible d'être commise sur les résultats obtenus pour chaque méthode constitue un élément important pour l'évaluation du niveau de précision des résultats obtenus pour avoir une idée sur la fiabilité des méthodes.

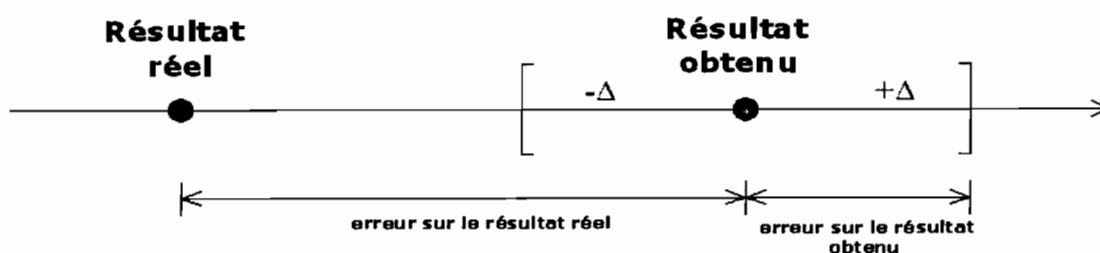
Dans notre cas, l'évaluation des erreurs relatives sur la capacité portante admissible pour chaque méthode a donné différents résultats. La valeur de l'erreur relative sur la capacité portante par la méthode SPT est de 2.45 %, celle de la méthode pressiométrique est de 4.40% tandis que la méthode statique donne une valeur de 28.4%. Ainsi, on remarque que les valeurs obtenues, pour les essais in situ tels que l'essai pressiométrique et l'essai SPT, sont relativement voisins et sont relativement faibles par comparaison avec la méthode statique qui les dépasse largement. Ces différents résultats permettent de dire que pour le cas étudié, la méthode pressiométrique et la méthode SPT donnent une susceptibilité d'erreur meilleure que la méthode statique. La valeur de l'erreur relative sur les résultats obtenus par la méthode statique montre qu'elle est susceptible

d'une grande imprécision. Autrement dit, les résultats obtenus peuvent s'écarter complètement de la réalité.

Cette différence peut s'expliquer par le fait que les échantillons prélevés, destinés aux essais de laboratoire connaissent un remaniement c'est-à-dire une déstructuration par rapport à leur état initial sur le terrain. Le site étant constitué de sable, un léger remaniement peut entraîner une modification très significative du comportement du sol. En effet, lorsqu'un sable connaît un remaniement, il y'a une réorganisation des grains. La porosité change et il s'en suit une modification des paramètres de compressibilité. Cette réorganisation est suivie d'une modification de la surface de contact entre les grains entraînant alors une modification de l'angle de frottement interne du sable en question qui est son seul paramètre de résistance.

Il faut remarquer que presque tous les paramètres permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques des sables sont, dans la théorie statique, fonction de l'angle de frottement interne. Par conséquent, une erreur sur l'évaluation de l'angle de frottement interne, peut rendre imprécis les résultats obtenus.

Mais il faut faire la différence entre l'erreur susceptible d'être commise sur un résultat obtenu par l'application d'une méthode et la différence entre le résultat obtenu et le résultat réel qui devrait être obtenu. La méthode utilisée peut ne pas traduire le comportement réel du sol et dans ce cas, les résultats obtenus peuvent s'écarter complètement de la réalité même si la mesure en tant que telle donne une erreur sur le résultat obtenu très faible. Ce qui est le cas avec la capacité portante du sol obtenue par la méthode SPT qui s'écarte complètement des autres valeurs trouvées mais dont l'erreur relative trouvée sur son résultat est meilleure.



V.2.4 Les tassements obtenus pour chaque méthode

L'évaluation des tassements des groupes de pieux à partir de la méthode pressiométrique et SPT ont donné respectivement : 1.2 et 15.42 mm pour les culées, 2.68 et 15.89 mm pour les piles. Mais pour la méthode statique, nous ne disposons pas de formules permettant d'évaluer les tassements pour les fondations profondes.

La comparaison de ces valeurs obtenues montre que les tassements évalués par la méthode pressiométrique sont supérieurs à ceux de la méthode SPT avec un écart de 14.22 mm pour les culées et 13.21 mm pour les piles.

Les valeurs obtenues sont relativement faibles et correspondent à des tassements admissibles (< 80 mm pour la norme française). Ces valeurs étaient prévisibles étant donné que les tassements sont négligeables dans le cas des sables pour une fondation profonde.

L'analyse de ces résultats permet de dire que les deux méthodes (pressiométrique et SPT) évaluent correctement les tassements de fondation sur pieux dans notre cas.

V.2.5 Conclusion partielle

Le dimensionnement des fondations de l'ouvrage d'art OA1 de l'échangeur de Patte d'Oie avec différentes méthodes a permis d'obtenir des résultats qui ont fait l'objet de notre analyse. Ainsi cette analyse a permis de voir de façon nette la différence entre les méthodes utilisées pour le dimensionnement des fondations profondes. Elle a permis aussi d'apprécier l'adéquation ou l'inadéquation de l'application d'une méthode dans un projet de dimensionnement de fondation profonde dans ce cas bien défini.

Au terme de notre analyse, nous pouvons dire que l'application de la méthode pressiométrique et statique reste justifiée malgré certaines réserves émises par rapport à cette dernière. Par rapport à la méthode SPT, vu les résultats obtenus, nous ne pouvons affirmer de façon catégorique sa non applicabilité, mais son application demande beaucoup de précautions et du point de vue économique, elle est coûteuse.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude nous a permis de nous imprégner des différentes méthodologies de dimensionnement des fondations sur pieu sous ses différents aspects.

Ainsi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pieux sur les ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordées à leur dimensionnement et à leur mise en œuvre. A cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet de fondation est le choix adéquat d'une méthode de dimensionnement. Ceci dépend de plusieurs aspects à savoir principalement, l'aspect technique, l'aspect coût et temps d'exécution.

Les performances des méthodes font l'objet actuellement de plusieurs controverses. Ainsi, notre étude, qui a consisté en la comparaison des différentes méthodes d'essais réalisées sur le site de l'échangeur de la Patte d'Oie, nous a permis d'avoir une idée plus nette du problème.

Au terme de cette étude, nous pouvons dire que chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Mais ceux-ci diffèrent selon la méthode utilisée.

En effet, du point de vue mise en œuvre, la méthode SPT se révèle être très pratique malgré tous les facteurs qui peuvent influencer la l'indice de pénétration. Pour la méthode pressiomérique, son utilisation est tout aussi pratique mais demande un personnel qualifié. De plus, elle s'adapte à beaucoup de types de sol hormis les terrains rocheux ou très compressibles. Quant à la méthode statique, elle est relativement plus délicate car elle est constituée de plusieurs essais au laboratoire et la moindre inattention peut susciter la reprise de certains de ces essais.

Du point de vue de l'évaluation de la capacité portante, la méthode pressiométrique ainsi que la méthode statique ont donné des résultats qui paraissent satisfaisants. Mais pour la méthode SPT, nous avons obtenus des résultats tout à fait différents, qui semblent s'écarter de la réalité mais ce que nous pouvons dire à notre niveau, c'est que sont utilisation pour l'évaluation de la capacité portante des fondations profondes présente des risques.

Du point de vue de l'évaluation des tassements, les méthodes pressiométriques et SPT, ont donné des résultats corrects. Mais la méthode statique ne nous permet pas d'évaluer les tassements pour le cas des fondations profondes.

Du point de vue précision, les calculs nous ont donné des résultats meilleurs pour l'essai SPT et pour l'essai pressiomérique, ce qui n'est pas le cas pour l'essai statique. Mais comme nous l'avons dit précédemment, une erreur relative faible n'est pas synonyme de niveau de précision élevé.

Du point de vue économique, les résultats obtenus pour notre cas, compte tenu des facteurs que nous avons considérés, ont montré que la méthode statique, quoique présentant certaines

difficultés de mise en œuvre, se trouve être moins coûteuse, puis suit la méthode pressiométrique et la méthode SPT qui donne un coût plus élevé.

Néanmoins, cette comparaison ne permet pas de faire une généralisation parce que les résultats obtenus ne découlent que d'un cas particulier. Autrement, les conclusions tirées de cette étude ne sont valables que dans notre étude de cas bien que pouvant confirmer certains résultats obtenus dans la théorie.

Nous ne pouvons nous prononcer sur un choix qui est adéquat car il faut la conjugaison de plusieurs facteurs pour la justification d'un choix.

Ainsi, pour un choix judicieux nous proposons les recommandations suivantes :

- Rationaliser le choix des méthodes en prenant en considération le maximum de facteurs.
- Ne pas s'attacher trop aux habitudes locales pour le choix des méthodes, il doit se baser sur une étude sérieuse.
- Réaliser, si possibles, sur un même chantier, différents types d'essais afin de juger l'efficacité d'une méthode pour un choix définitif en vue de dimensionner la fondation.
- Apporter le plus grand soin sur le prélèvement et l'échantillonnage, car les essais de laboratoire complètent harmonieusement les essais in situ.
- Appliquer avec prudence les corrélations empiriques qui existent entre les différentes méthodes, en cas de nécessité.
- Eviter de se lancer sur certaines critiques sévères et non objectives que font certains auteurs sur l'applicabilité de certaines méthodes.
- Ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonctions du coût car, en général, l'aspect coût handicape l'aspect technique.

Tout ceci ne constitue que des éléments pour rationaliser le choix d'une méthode pour le dimensionnement des fondations profondes. En d'autre terme, ce sont des outils d'aide à la décision. Il appartient alors au projeteur pour l'étude des fondations de faire le choix qui convient le mieux.

Etant donné que les conclusions auxquelles nous avons abouties ne sont valables que pour notre cas. On peut se demander alors l'utilité de cette étude ? Mais l'importance de cette étude réside

sur le fait qu'elle constitue le début d'un travail qui doit être complété par d'autres études de ce genre pour enfin avoir des données statistiques représentatives afin d'affiner l'étude sur le choix des méthodes en l'adaptant par rapport au contexte de notre pays.

Ainsi, Pour terminer, nous tenons à formuler des perspectives dans le souci de parfaire et de compléter ce travail :

- la poursuite de l'étude pour d'autres cas à travers des projets de fin d'étude afin d'affiner l'étude sur le choix des méthodes en l'adaptant au contexte de notre pays ;
- l'implication des entreprises qui sont spécialisées dans les études géotechniques pour le recueil de données statistiques.

Bibliographie

[1] Classifications des pieux.

Travaux de fondations du LMR (laboratoire de mécanique des roches) de l'école polytechnique fédérale de Lausanne.

[2] Les fondations

Par C.A. LEONARDS professeur de mécanique des sols, Purdue University
Edition DUNOD

[3] Pieux et fondations sur pieux

Par Zaven Davidian, Edition EYROLLE

[4] APAGEO SEGELM : Règles de réalisation des essais au pressiomètre Menard et d'exploitation des résultats obtenus pour le dimensionnement des fondations (version 1996)

[5] Mécanique des sols : théorie et pratique

Par Vincent ROBITAILLE et Denis TREMBLAY

[6] Les essais in situ en Mécanique des sols.

Par Maurice CASSAN

[7] Manuel Canadien d'ingénierie des fondations

Seconde édition 1996

[8] Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. **Fascicule no 62, titre V.** Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, no 93-3, 182 p. (1993).

[9] Calcul des fondations superficielles et profondes.

Par Roger FRANK, Edition Techniques de l'Ingénieur (2003 – 141 pages)

[10] Cours pratiques de mécanique des sols Tome 1 : Plasticité et calcul des tassements.

Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 3^e édition, Dunod, (1975 – 28 Pages)

[11] Cours pratiques de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des ouvrages.

Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 2^e édition, Dunod, (1975 – 351 Pages)

ANNEXES

ANNEXE 1

Annexe 1.1 : Valeur du facteur de portance k_p pour une profondeur supérieure à la profondeur critique

Nature des terrains			Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	1.1	1.4
	B	Argiles et limons fermes	1.2	1.5
	C	Argiles très fermes à dures	1.3	1.6
Sables, Graves	A	Lâches	1.0	4.2
	B	Moyennement compacts	1.1	3.7
	C	Compacts	1.2	3.2
Craies	A	Molles	1.1	1.6
	B	Altérées	1.4	2.2
	C	Tendres	1.8	2.6
Marne, Marno-Calcaires			1.8	2.6
Roches altérées			1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

Annexe 1.2 : Choix des courbes Q pour la détermination de q_s

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$	-			Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	Q_5	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2	Q_3			Q_4	Q_5	-	-
Puits ⁽²⁾	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2	Q_3			Q_4	Q_5	Q_6	
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			Q_4			Q_5	Q_6	
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2	Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2	Q_3	Q_4			Q_5	Q_6	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	-
Injecté haute pression ⁽⁷⁾	-	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_3	-	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	$Q_5^{(1)}$

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

Annexe 1.3 : Valeurs du coefficient β et de q_{smax}

Type de pieu		Argile, limon					Sable, 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			120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β		100	100 ⁽²⁾		100	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80		40	120	40	80
Métal battu	β		120		150		300	300	300	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	40		80						
Battu préfabriqué en béton	β		75				150	150	150	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	80		80				120		

(1) réalésage et rainurage en fin de forage

(2) Forage à sec, tube non louvoyé

(3) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être faible pour certains types pieux. Faire une étude spécifique

Annexe 1.4 : Evaluation des paramètres du sol à partir de N

Type de sol	Symbole	Indice N	D_r en %	Etat de compacité	Angle de frottement interne φ°
Gravier bien gradué ou mélange gravier sable. peu ou pas de grains fin	GW	90	75	compact	40
		55	50	moyen compact	36
		<28	25	lâche	32
Gravier mal gradué ou mélange gravier sable. peu ou pas de grains fins.	GP	70	75	compact	38
		50	50	moyen compact	35
		<20	25	lâche	32
Sable bien gradué ou mélange sable gravier. peu ou pas de grains fins.	SW	65	75	compact	37
		35	50	moyen compact	34
		<15	25	lâche	30
Sable mal gradué ou mélange sable gravier. peu ou pas de grains fins.	SP	50	75	compact	36
		30	50	moyen compact	33
		<10	25	lâche	29
Sable silteux, mélange sable-silt	SM	45	75	compact	35
		25	50	moyen compact	32
		<8	25	lâche	29
Sable inorganique et sable très fin	ML	35	75	compact	33
		20	50	moyen compact	31
		<4	25	lâche	27

ANNEXE 2

Extraits du rapport géotechnique Du site de PATTE D'OIE

ANNEXE 2.1

Résultats des essais in situ réalisés sur le site

Annexe 2.1.1 Résultats de l'essai pressiométrique fournis par le rapport géotechnique

Tableau 2 : Caractéristiques Pressiométriques – OA1				
N° de la couche	Profondeur (m)	Pression limite (Pl en bars)	Pression de fluage (Pf en bars)	Module pressiométrique (E_M en bars)
1	2.30	2.6	1.6	25.7
2	3.80	2.8	1.7	26.8
3	5.30	7.9	4.8	72.6
4	6.80	8.4	5.1	72.2
5	8.30	10.8	6.5	86.2
6	9.80	9.8	6.0	76.6
7	11.30	9.6	6.0	82.5
8	12.80	10.9	6.8	90.5
9	14.30	11.9	7.4	96.4
10	15.80	11.7	7.4	80.3
11	17.30 m	12.2	7.7	152.4

Annexe 2.1.2 : Résultats de l'essai SPT fournis par le rapport géotechnique

Niveau de l'essai	OA1			OA2			OA3		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3
1.50 m – 1.95 m	4	4	8	3	4	6	3	5	5
	N = 12			N = 10			N = 10		
3.00 m – 3.45 m	5	7	8	4	4	6	6	10	13
	N = 15			N = 10			N = 23		
4.50 m – 4.95 m	4	5	8	5	5	8	5	7	8
	N = 13			N = 13			N = 15		
6.00 m – 6.45 m	8	10	12	7	7	9	8	10	11
	N = 22			N = 16			N = 21		
7.50 m – 7.95 m	8	12	17	12	22	32			
	N' = 22			N' = 34.5					
9.00 m – 9.45 m	10	17	19	20	32	46	18	66	36
	N' = 25.5			N' = 46.5			N' = 38.5		
10.50 m – 10.95 m	7	8	10						
	N' = 16.5								
12.00 m – 12.45 m							20	30	40
							N' = 42.5		
13.50 m – 13.95 m	8	15	16						
	N' = 23								
15.00 m – 15.45 m							22	34	35
							N' = 42		
16.50 m – 16.95 m	10	13	14						
	N' = 21								
18.00 m – 18.45 m	12	12	14						
	N' = 20.5								

Annexe 2.1.3 : Résultats des calculs par l'essai pressiométrique de charge admissibles fournis par le rapport géotechnique

Tranche de terrain	PI* (bars)	qsi (bars)	ei (m)	qsu(T)=(qsi.ei.π. φ).10	
				φ 1.0 m	φ 0.90 m
0. 50 m – 3. 05 m	2. 5	0. 05	2. 55	4. 01	3. 61
3. 05 m – 4. 55 m	2. 6	0. 06	1. 5	2. 83	2. 55
4. 55 m – 6. 05 m	7. 6	0. 5	1. 5	23. 57	21. 21
6. 05 m – 7. 55 m	8. 1	0. 5	1. 5	23. 57	21. 21
7. 55 m – 9. 05 m	10. 3	0. 6	1. 5	28. 29	22. 06
9. 05 m – 10. 55 m	9. 2	0. 56	1. 5	26. 40	19. 52
10. 55 m – 12. 05 m	8. 8	0. 54	1. 5	25. 46	22. 91
12. 05 m – 13. 55 m	10. 0	0. 6	1. 5	28. 29	25. 46
13. 55 m – 15. 05 m	10. 8	0. 61	1. 51	28. 76	25. 88
15. 05 m – 16. 55 m	10. 5	0. 6	1. 5	28. 29	25. 46
16. 55 m – 20. 00 m	10. 8	0. 61	3. 45	66. 14	59. 53
			Fn (T)	62. 86	56. 57
			Qs (T)	222. 73	200. 46
			Qp (T)	93. 60	75. 82
			Qa _{ELU} (T)	213. 85	188. 26
			Qa _{ELS} (T)	142. 26	125. 25

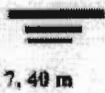
ANNEXE 2.2

Sondages carottés


Annexe 2.2.1 Résultats du sondage carotté N°1 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie

COUPE DU SONDAGE CAROTTE N°1 AAH					
FORAGE	SPT n1 - n2 - n3 (N ou N°)	NAPPE Mesurée le 12/ 10/2005	NATURE DU SOL	PROFONDEUR (m)	COUPE
Carottier APM				1,50	
	4 - 4 - 8 12			2,10	
				3,00	
	5 - 7 - 8 15			3,60	
				4,50	
	4 - 5 - 8 13			5,10	
				6,00	
	8 - 10 - 12 22			6,60	
				7,50	
	8 - 12 - 17 22			8,10	
				9,00	
	10 - 17 - 19 25,5			9,60	
				10,50	
	7 - 8 - 1 16,5			11,10	
				12,00	
				12,60	
				13,50	
	8 - 15 - 16 23			14,10	
				15,00	
				15,60	
			16,50		
10 - 13 - 14 21			17,10		
			18,00		
12 - 12 - 14 20,5			18,60		
			19,50		
			20,00		


Annexe 2.2.2 : Résultats du sondage carotté N°2 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie

COUPE DU SONDAGE CAROTTE N°2				
FORAGE	NAPPE Mesurée le 12/ 10/2005	NATURE DU SOL	PROFONDEUR (m)	COUPE
Carottier APM	 7.40 m	Sables		
		Moyens		
		A		
		Fins		
			20.00 m	

Annexe 2.2.3 : Résultats du sondage carotté N°3 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie

COUPE DU SONDRAGE CAROTTE N°3 <i>1 A/B</i>					
FORAGE	SPT n1 - n2 - n3 (N ou N')	NAPPE Mesurée le 15/ 10/2005	NATURE DU SOL	PROFONDEUR (m)	COUPE
Carottier APM				1,50	
	3-4-6 10			2,10	
				3,00	
	4-4-6 10			3,60	
				4,50	
	5-5-8 13			5,10	
				6,00	
	7-7-9 16			6,60	
				7,50	
	12-22-32 34,5	 7,40 m		8,10	
				9,00	
	20-32-46 46,5			9,60	
				10,50	
	----			11,10	
				12,00	
	----			12,60	
				13,50	
	-----			14,10	
				15,00	
				15,60	
			16,50		
10-13-14 21			17,10		
			18,00		
12-12-14 20,5			18,60		
			19,50		
			20,00		

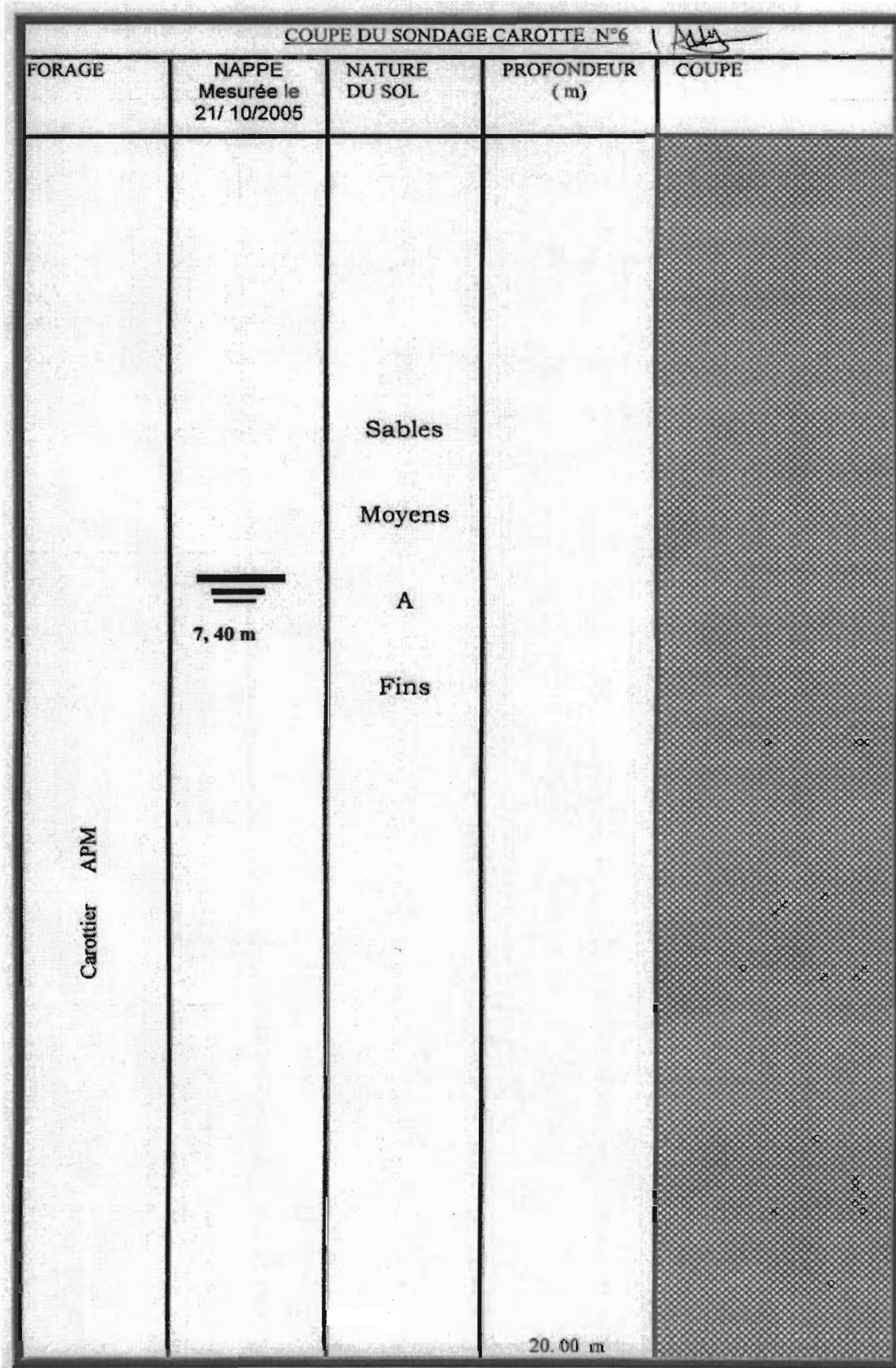
Annexe 2.2.4 : Résultats du sondage carotté N°4 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie

COUPE DU SONDAGE CAROTTE N°4				
FORAGE	NAPPE Mesurée le 15/ 10/2005	NATURE DU SOL	PROFONDEUR (m)	COUPE
Carottier APM	 7,40 m	Sables		
		Moyens		
		A		
		Fins		
			20,00 m	

Annexe 2.2.5 : Résultats du sondage carotté N°5 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie

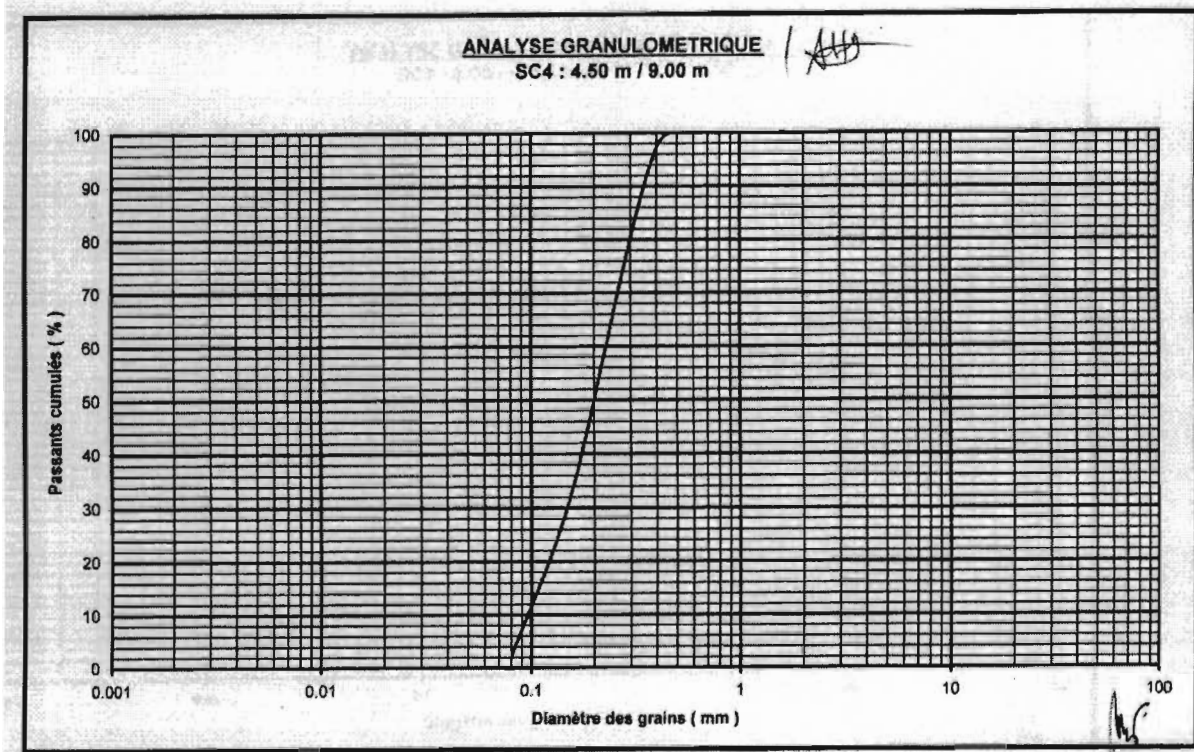
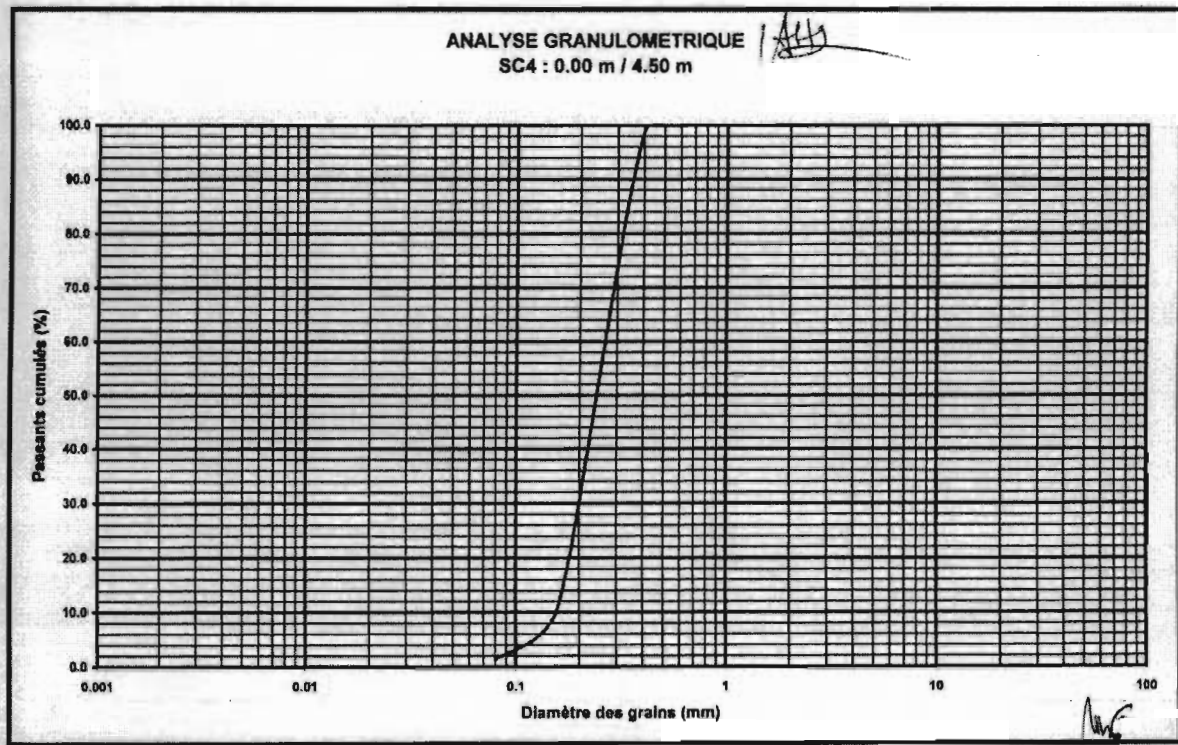
COUPE DU SONDAGE CAROTTE N°5 1/10					
FORAGE	SPT n1 - n2 - n3 (N ou N')	NAPPE Mesurée le 21/ 10/2005	NATURE DU SOL	PROFONDEUR (m)	COUPE
Carottier APM				1,50	
	3 - 5 - 5 10			2,10	
				3,00	
	6 - 10 - 13 23			3,60	
				4,50	
	5 - 7 - 8 15			5,10	
				6,00	
	8 - 10 - 11 21			6,60	
	----			7,50	
				8,10	
			7,40 m	9,00	
	18 - 66 - 36 38,5			9,60	
				10,50	
	----			11,10	
				12,00	
	20 - 30 - 40 42,5			12,60	
	--			13,50	
				14,10	
				15,00	
	22 - 34 - 35 42			15,60	
			16,50		
----			17,10		
			18,00		
----			18,60		
			19,50		
			20,00		

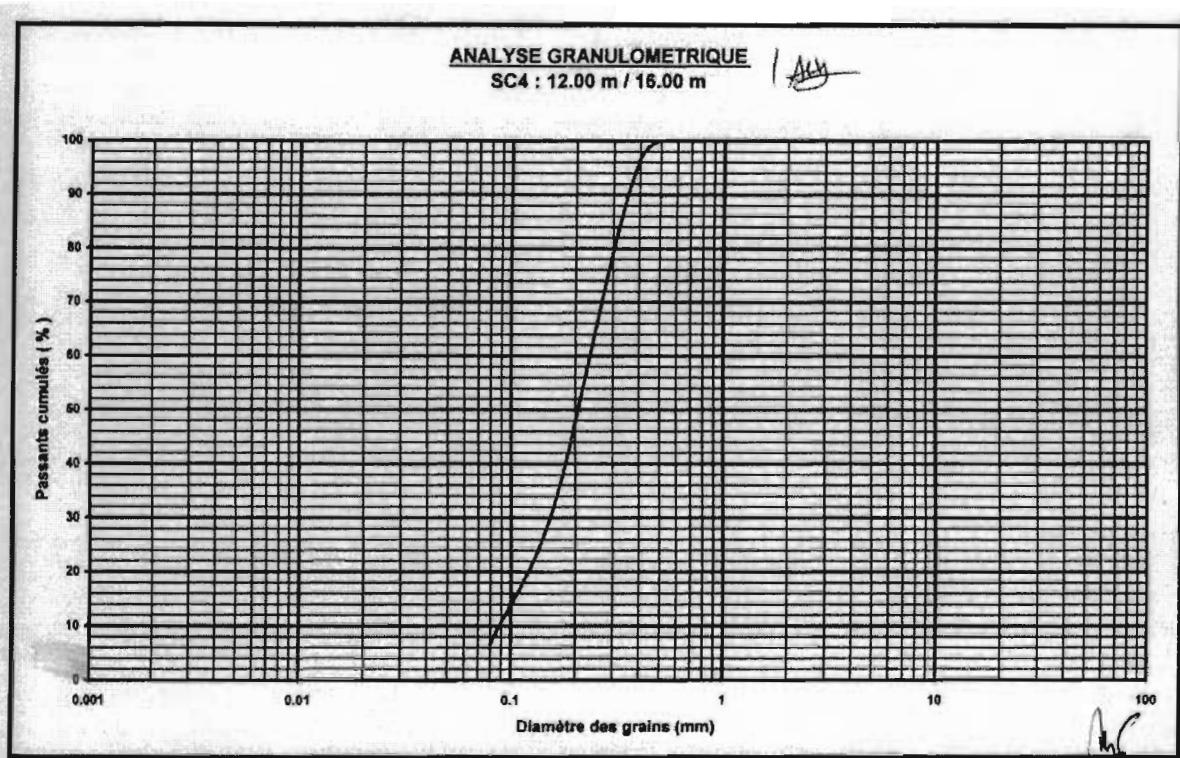
Annexe 2.2.6 : Résultats du sondage carotté N°6 sur le site de l'échangeur de Pattes d'oie



ANNEXE 2.3

Courbes granulométriques du sondage carotté SC4





ANNEXE 2.4

Résultats des essais de laboratoire

ESSAIS DE LABORATOIRE

1/11

SONDAGE CAROTTE		SC 1					
Profondeur (m)		0.00/3.00	3.00/6.00	6.00/10.00	10.0/16.0	16.0/20.0	
Nature de l'échantillon		Sable moyen à fin					
Teneur en eau W%				8.1	10.6		
Poids spécifique apparent			1.656		1.750		
			1.532		1.582		
Poids spécifique des grains (T/m^3)	γ_s	2.650	2.650	2.650	2.660		
Teneur en eau de saturation (%)	S						
Degré de saturation (%)	Sr						
Porosité n							
Indice des vides e							
Analyse granulométrique et sédimentométrique	% éléments inférieurs à	2 mm	100	100	100	100	100
		0.5 mm	99.5	95.5	88.5	96.7	90.0
		0.1 mm	4.5	6	3.5	6.7	2.7
		50 μ	--	--	--	--	--
		5 μ	--	--	--	--	--
Equivalent de sable (%)	ES	73.0	55.4	80.6	48.7	51.2	
Indice de plasticité (%)	I _p	--	--	--	--	--	
Angle de frottement interne	ϕ	30°			29°	30°	
Cohésion (kg/cm ²)	C	0			0	0	
Coefficient de perméabilité cm/s K ₀							
Pression de consolidation kg/cm ²	P _e			0.600			
Coefficient de compressibilité C _c				0.017			
Pression de gonflement (kg/cm ²) P _g							
Résistance à la compression (kg/cm ²) R _c							

ESSAIS DE LABORATOIRE



SONDAGE CAROTTE		SC 4					
Profondeur (m)		0.00/4.50	4.5/9.0	9.0/12.0	12.0/16.0	16.0/20.0	
Nature de l'échantillon		Sable moyen à fin					
Teneur en eau W%					10.6		
Poids spécifique apparent	humide (T/m ³) γ_h				1.750		
	sec (T/m ³) γ_d				1.582		
Poids spécifique des grains (T/m ³) γ_s					2.660		
Teneur en eau de saturation (%) S							
Degré de saturation (%) Sr							
Porosité n							
Indice des vides e							
Analyse granulométrique et sédimentométrique	% éléments inférieurs à	2 mm	100	100	100	100	100
		0.5 mm	91.3	97.3	98.0	96.7	90.0
		0.1 mm	0.7	2.0	7.3	6.7	2.7
		50 μ	--	--	--	--	--
		5 μ	--	--	--	--	--
Equivalent de sable (%) ES		50.4	63.8	40.3	48.7	51.2	
Indice de plasticité (%) Ip							
Angle de frottement interne ϕ				27°	30°	31°	
Cohésion (kg/cm ²) C				0	0	0	
Coefficient de perméabilité cm/s Ko							
Pression de consolidation kg/cm ² Pc					0.800		
Coefficient de compressibilité Cc					0.035		
Pression de gonflement (kg/cm ²) Pg							
Résistance à la compression (kg/cm ²) Rc							

ESSAIS DE LABORATOIRE

SONDAGE CAROTTE		SC 5					
Profondeur (m)		0.00/1.50	1.5/5.0	5.0/9.0	9.0/12.0	12.0/20.0	
Nature de l'échantillon		Sable moyen à fin					
Teneur en eau W%						13.8	
Poids spécifique apparent	humide (T/m ³) γ_h					1.674	
	sec (T/m ³) γ_d					1.471	
Poids spécifique des grains (T/m ³) γ_s						2.650	
Teneur en eau de saturation (%) S							
Degré de saturation (%) S_r							
Porosité n							
Indice des vides e							
Analyse granulométrique et sédimentométrique	% éléments inférieurs à	2 mm	100	100	100	100	100
		0.5 mm	98.5	96.5	91.5	97.5	98.0
		0.1 mm	1.5	1.5	2.5	3.5	11.5
		50 μ	--	--	--	--	--
		5 μ	--	--	--	--	--
Equivalent de sable (%) ES			65.5	45.3	4.3	47.0	
Indice de plasticité (%) I_p							
Angle de frottement interne ϕ			30°		31°	27°	
Cohésion (kg/cm ²) C			0		0	0	
Coefficient de perméabilité cm/s K_o							
Pression de consolidation kg/cm ² P_c						0.800	
Coefficient de compressibilité C_c						0.018	
Pression de gonflement (kg/cm ²) P_g							
Résistance à la compression (kg/cm ²) R_c							

ESSAIS DE LABORATOIRE

SONDAGE CAROTTE		SC 6					
Profondeur (m)		0.00/1.50	1.5/5.0	5.0/9.0	9.0/12.0	12.0/20.0	
Nature de l'échantillon		Sable moyen à fin					
Teneur en eau W%						14.1	
Poids spécifique apparent	humide (T/m ³) γ_b					1.734	
	sec (T/m ³) γ_d					1.519	
Poids spécifique des grains (T/m ³) γ_s						2.660	
Teneur en eau de saturation (%) S							
Degré de saturation (%) S_r							
Porosité n							
Indice des vides e							
Analyse granulométrique et sédimentométrique	% éléments inférieurs à	2 mm	100	100	100	100	100
		0.5 mm	96.5	87.5	91.5	98.0	71.5
		0.1 mm	4.5	9.5	6.5	8.5	3.5
		50 μ	--	--	--	--	--
		5 μ	--	--	--	--	--
Equivalent de sable (%) ES		76.4	42.0	47.0	48.7	57.9	
Indice de plasticité (%) I_p		--	--	--	--	--	
Angle de frottement interne ϕ		31°					
Cohésion (kg/cm ²) C		0					
Coefficient de perméabilité cm/s K_o							
Pression de consolidation kg/cm ² P_c							
Coefficient de compressibilité Cc							
Pression de gonflement (kg/cm ²) P_g							
Résistance à la compression (kg/cm ²) R_c							