

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Laboratoire : LMGCE

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

**Etude Comparative Entre les Différentes Méthodes De
Calcul Des Pieux**

Réalisé par:

Boumrah Bachir

Djediani Nawel

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2018

Composition du Jury

Président	Mr S.Belkacemi	Professeur	ENP
Promotrice	Mme R.Kettab	Professeur	ENP
	Mr C.Bourezak	Ingénieur en chef	Keller
Examineur	Mr M.Demidem	MAA	ENP
Invité	Mme F. Debiche	MAA	USTHB

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Laboratoire : LMGCE

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

**Etude Comparative Entre les Différentes Méthodes De
Calcul Des Pieux**

Réalisé par:

Boumrah Bachir

Djediani Nawel

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2018

Composition du Jury

Président	Mr S.Belkacemi	Professeur	ENP
Promotrice	Mme R.Kettab	Professeur	ENP
	Mr C.Bourezak	Ingénieur en chef	Keller
Examineur	Mr M.Demidem	MAA	ENP
Invité	Mme F. Debiche	MAA	USTHB

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes très chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et l'encouragement sont l'essentiel de ma réussite. Sans eux je ne serai pas à ce stade aujourd'hui.

A ma sœur Yasmine pour son soutien continu durant mon parcours.

A tous mes amis qui ont toujours été présents pour moi Rami, Mohamed, SidAli, Amine.

Boumrah Bachir

Du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail aux personnes qui sont chers à mon cœur

A mes chers parents

Que nulle dédicace ne puisse exprimer mon amour éternel et infini, respect et considération pour leurs patiences et sacrifice.

A ma chère famille

Sans tous un chacun je ne serais à cette place aujourd'hui, pour leur soutien et amour.

A mes amis

À toutes les personnes qui, par leurs actions, gestes, paroles ou écoutes nous ont soutenus tout au long de cette thèse.

Nous citerons tout particulièrement : Houda, Thourai, Amina, Djazia, Sofiane, Fares, Hamza.

Nawel Djediani

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nos remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous tenons à présenter nos plus vifs remerciements à M^{me} kettab et M^{er} bourezak (ingénieur en chef au sein de keller) et M^{me} Debiche pour avoir suivi et dirigé ce travail avec patience malgré leurs plans de travail chargés.

Qu'il nous soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin, nous tenons à présenter nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants du département Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique

ملخص:

هذا العمل ذو طبيعة نظرية، رقمية وتطبيقية يقوم بمقارنة تقنية اقتصادية بين مختلف الطرق الحاسوبية لقدرة تحمل لخازق تحت تأثير حمولات عمودية مطبقة في وسط تربة رملية، قارنا بين نتائج التي تحصلنا عليها لقدرة التحمل بالنسبة لكل طريقة نذكر: طريقة المعتمدة على التجارب في المخبر، طريقة الاختراق وطريقة الضغط. من اجل حالة محددة قمنا باقتراح منهجية عامة لتجربة المطبقة على الخوازق. وهذا بأخذ نموذج ثنائي الابعاد لتمثيل العددي عن طريق برنامج بلاكسيس من اجل تحديد الرس المقبول للخزق.

الكلمات الدالة :

خازق معزول، الاحتكاك الجانبي، مقاومة للقاعدة، بلاكسيس

Abstract

The present theoretical, numerical and practical work deals with a techno-economic comparison between the different methods of calculating piles under vertical loads in a sandy soil. We have compared the results of the bearing capacity obtained by the static, penetrometric and pressurometric method for a well-defined case we have issued a general finite element numerical modeling methodology of a vertical load test to estimate the acceptable settlement of the pile. The two-dimensional model (2D) is established with the calculation code Plaxis

Key words

Single piles, bearing capacity, settlement, Skin friction, basis, resistance Plaxis

Résumé

Le présent travail à caractère théorique, numérique et pratique s'intéresse à une comparaison technico-économique entre les différentes méthodes de calcul des pieux sous charges verticales dans un sol sableux. On a comparé les résultats de la capacité portante obtenus par la méthode statique, pénétrométrique et pressiométrique pour un cas bien définis nous avons émis une méthodologie générale de modélisation numérique par éléments finis d'un essai de chargement vertical pour estimer le tassement admissible du pieu. Le modèle bidimensionnel (2D) est établi avec le code de calcul Plaxis.

Mots-clés

Pieu isolé, capacité portante, tassement, frottement latéral, Résistance en pointe, Plaxis.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Liste des Abréviations

Introduction Générale.....	15
1 Chapitre Généralités sur les fondations sur pieux.....	16
1.1 Introduction	17
1.2 Définition et justification des fondations sur pieux	17
1.2.1 Définition.....	17
1.2.2 Justification	18
1.3 Classification des pieux	18
1.3.1 Classification suivant le mode d'exécution	19
1.3.2 Classification suivant le mode de fonctionnement.....	20
1.4 Géométrie des pieux	21
1.4.1 Diamètre ou largeur	21
1.4.2 Longueur	21
1.4.3 Inclinaison	21
1.5 Mode de travail d'un pieu	22
1.6 Actions sur les pieux.....	23
1.6.1 Actions permanentes G	23
1.6.2 Actions dues à l'eau F_w	24
1.6.3 Poussées latérales G_{sp}	24
1.6.4 Actions variables Q	24
1.6.5 Notion de frottement négatif et positif	24
1.7 Groupes des pieux.....	25
1.7.1 Généralités	25
1.7.2 Cause de l'effet de groupe	25
1.7.3 Effet de groupe sur la capacité portante	26
1.7.4 Tassement de groupe de pieux	27
1.8 Conclusion	27
2 Chapitre Méthodes de dimensionnement des fondations profondes	28
2.1 Introduction	29

2.2	Reconnaissance du sol	29
2.3	Caractéristiques mécaniques du sol.....	29
2.4	Méthode Statique basée sur les essais aux laboratoires	30
2.4.1	Essai à l'œdomètre.....	30
2.4.1.1	Courbe œdométrique et les paramètres de compressibilité.....	30
2.4.2	Essai à l'appareil Triaxial.....	31
2.4.3	Essai de Cisaillement directe	34
2.5	Détermination de la capacité portante des fondations profondes	35
2.5.1	Détermination de la résistance en pointe.....	36
2.5.2	Détermination du frottement latéral.....	37
2.6	Essai pressiomètre Ménard.....	38
2.6.1	Description	38
2.6.2	Exécution de l'essai	39
2.6.3	Présentation des résultats.....	40
2.6.4	Corrections effectuées sur l'essai du pressiomètre Ménard	41
2.6.5	Courbe pressiométrique nette.....	42
2.6.6	Interprétation de l'essai pressiométrique.....	42
2.6.7	Capacité portante des fondations profondes basée sur l'essai pressiométrique....	43
2.6.7.1	Calcul de la charge limite de pointe	43
2.6.7.1.1	Hauteur d'encastrement équivalente	43
2.6.7.2	Calcul du frottement latéral	44
2.7	L'essai au pénétromètre statique (CPT).....	45
2.7.1	Types de pénétromètres Statiques	46
2.7.2	Facteurs pouvant influencer les résultats d'un essai de Pénétration Statique.....	47
2.7.3	Réalisation de l'essai	47
2.7.4	Détermination de la résistance en pointe.....	48
2.7.4.1	Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique	49
2.7.5	Calcul du frottement latéral	49
2.7.6	Classification des sols à partir des résultats du CPT.....	50
2.7.7	Correction due à la pression interstitielle mesurée à l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTU)	51
2.8	Test standard de pénétration (SPT)	52
2.8.1	Introduction.....	52
2.8.2	Principe de l'essai	52
2.8.3	Détermination de la capacité portante dans les sols cohérents.....	53
2.8.4	Détermination de la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents	54

2.8.5	Calcul du tassement par la méthode S.P.T.....	54
2.9	Conclusion.....	55
3	Chapitre Les éléments de base de l'étude comparative	56
3.1	Introduction	57
3.2	Avantages et inconvénients des différentes méthodes de dimensionnement	57
3.2.1	Méthode statique (c, ϕ)	57
3.2.2	Méthode au pressiomètre Menard.....	58
3.2.3	L'essai au pénétromètre statique	59
3.3	Corrélation et complémentarité entres les essais	60
3.3.1	Corrélation pénétromètre statique-pressiomètre	60
3.3.2	Corrélation standard pénétration test (SPT)- Pénétromètre statique.....	61
3.3.3	Corrélation SPT- Préssiomètre	62
3.3.4	Facteurs pouvant intervenir dans le choix d'une méthode	63
3.3.5	Habitudes locales	63
3.3.6	Nature du terrain	63
3.3.7	Importance de l'ouvrage	64
3.3.8	Délais d'exécution et facteur économique	64
3.3.9	Les prescriptions des normes.....	64
3.4	Conclusion.....	65
4	Chapitre Présentation du code élément finis Plaxis	66
4.1	Introduction	67
4.2	Le logiciel Plaxis.....	67
4.3	Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis.....	68
4.3.1	Modèle élastique linéaire.....	68
4.3.2	Modèle de Mohr-Coulomb.....	69
4.3.3	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil Model (H.S.M)).....	70
4.3.4	Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M)).....	71
4.3.5	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M)).....	72
4.4	Conclusion.....	73
5	Chapitre Cas pratique application a un projet en cours.....	74
5.1	Introduction	75
5.2	Description du projet	75
5.3	Etude Géotechnique.....	75
5.3.1	Travaux effectués sur le terrain	77
5.3.2	Propriétés du béton utilisé pour les fondations profondes	77
5.3.3	Profil géotechnique du sol	78

5.4	Calcul de la capacité portante du pieu.....	79
5.4.1	Méthode Statique	79
5.4.2	Méthode au pénétromètre statique	80
5.4.3	Méthode au Pressiomètre Ménard.....	82
5.5	Calcul de la charge admissible aux états limites	85
5.5.1	Etats limites ultime (ELU)	85
5.5.2	Etats limites de service (ELS)	85
5.6	Interprétations des résultats.....	86
5.6.1	Justification de l'obtention des différentes valeurs de portance	86
5.7	Comparaison des valeurs de capacité pour chaque méthode par rapport à celle établie par l'entreprise.....	88
5.8	Calcul du nombre de pieux pour chaque méthode.....	90
5.9	Estimation des coûts de dimensionnement pour chaque méthode.....	91
5.10	Calcul du tassement d'un pieu	93
5.11	Le Saisie de donnée.....	93
5.12	Résultats trouvé	97
5.13	Conclusion.....	100
6	Conclusion et Recommandations	101
7	Bibliographie	103
	Annexes	105
	Annexe 1.....	106
	Annexe 2.....	109

Liste des tableaux

Tableau 2.1: valeurs du facteur de portance N_c selon différents auteurs [2]	37
Tableau 2.2: valeurs du facteur de portance K_C [5].....	49
Tableau 3.1 : Les valeurs de (E_M/q_C) [15]	60
Tableau 3.2: Résultats de corrélations de q_c en fonction du type de sol [12]	61
Tableau 4.1: Paramètres de coulomb-Mohr à injectées dans plaxis [17]	70
Tableau 4.2: paramètres nécessaires au model SSM [17]	72
Tableau 5.1:Tableau récapitulatif des paramètres proposés du terrain	78
Tableau 5.2: Calcul des paramètres nécessaires au calcul.....	79
Tableau 5.3: Résultats de la résistance en pointe et du frottement latéral par la méthode statique	80
Tableau 5.4: Valeurs de q_c entre 13.5 et 15.5 m	80
Tableau 5.5 : Calcul des valeurs de q_s selon le fascicule 62, titre5.....	81
Tableau 5.6: Valeurs de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du diamètre par la méthode pénétrométrique	82
Tableau 5.7: valeurs de P_0 P_1 PI^* en fonction de la profondeur	83
Tableau 5.8 : Calcul de la capacité portante d'une fondation profonde Q_1 d'un pieu isolé $B=0.8m$	84
Tableau 5.9 : Calcul de la capacité portante d'une fondation profonde Q_1 d'un pieu isolé $B=1 m$	84
Tableau 5.10 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des pieux	87
Tableau 5.11: récapitulatif des sollicitations maximales	88
Tableau 5.12: Estimation du coût de chaque essai	92
Tableau 5.13: Récapitulatif du coût global trouvé par chaque méthode	92

Listes des figures

Figure 1.1:Emplacement d'un pieu dans un Sol [1]	18
Figure 1.2: Diagramme de classifications des pieux [2]	21
Figure 1.3: Mode de travail d'un pieu selon le mode de fonctionnement [2]	22
Figure 1.4: Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge axiale [4]	23
Figure 1.5:Notion de frottement négatif et positif [3]	25
Figure 1.6: paramètre de l'effet de groupe [6]	26
Figure 2.1:Appareil de l'œdomètre	30
Figure 2.2: Courbe Œdométrique [7]	30
Figure 2.3: appareil triaxial [8].....	31
Figure 2.4:courbes tracée l'or d'un essai de cisaillement au Triaxial	33
Figure 2.5:Enveloppe de rupture sur le plan de Mohr.....	34
Figure 2.6: Description de l'essai de cisaillement à la boîte de casagrande	34
Figure 2.7: détermination des paramètres de cisaillement.....	35
Figure 2.8: Zones de plastifications pour les fondations profondes [10]	36
Figure 2.9: Appareillage de l'essai pressiomètre Ménard.....	39
Figure 2.10: mode de travail du pressiomètre [2].....	40
Figure 2.11: Allure de la courbe pressiométrique corrigée [13].....	42
Figure 2.12:définition de l'encastrement équivalent [5]	44
Figure 2.13: Définition de la pression limite équivalente [5].....	44
Figure 2.14: frottement latéral limite le long du fût du pieu [5].....	45
Figure 2.15: pénétromètre Gouda 25Kn- coupe du cône du pénétromètre Gouda [12]	46
Figure 2.16:définition de la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique [5]49	
Figure 2.17: Abaques d'identification des sols d'après Robertson et Campanella	50
Figure 3.1: corrélation SPT-CPT faite par Robertson et all. [14]	61
Figure 3.2:corrélation entre N et p_1-p_0 en terrain cohérent	62
Figure 4.1:Définition de la rupture à 50% de la rupture [16]	69
Figure 4.2: Forme de surfaces de charge H.S.M [16].....	71
Figure 4.3 : Surface de rupture pour (HSM) cas d'un sol non cohérent [16].....	71
Figure 4.4: Effet du temps sur les essais œdométriques [16]	72
Figure 4.5 :Surface de rupture pour un soft soil model SSM	73
Figure 5.1 montre une vue sur l'emplacement du site.....	75
Figure 5.2 : les différentes zones du plot 16.....	76
Figure 5.3 : Emplacement du bâtiment de préparation.....	76
Figure 5.4: Configuration des pieux, vue en plan.....	77
Figure 5.5 : Profil de sol	78
Figure 5.6 :capacité portante d'un pieu de diamètre 0.8m pour chaque method.....	85
Figure 5.7 : capacité portante d'un pieu de diamètre de 1.00 (m) pour chaque méthode ...	85
Figure 5.8: donnée du CPT une fois entrée dans Geo pile CPT	87
Figure 5.9: Résultats obtenus de l'essai CPT selon Robertson	88
Figure 5.10 : comparaisons entre les valeurs de capacité portante de chaque méthode par rapport à la capacité de référence	89
Figure 5.11 : Rapport de capacité portante pour chaque méthode et de la capacité de référence	89
Figure 5.12: nombre de pieux obtenu pour chaque méthode	91
Figure 5.13 : Caractéristiques générale du modèle.....	93

Figure 5.14: taille du maillage et choix des unités	93
Figure 5.15 : coordonnées du modèle.....	94
Figure 5.16: fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.....	95
Figure 5.17 ; fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé	95
Figure 5.18 : vue finale du modèle étudié	96
Figure 5.19 : maillage du problème	96
Figure 5.20 : Déformation du maillage sous consolidation du sol	97
Figure 5.21 : Allure de la déformation du maillage	98
Figure 5.22: courbe chargement déplacement du pieu à la tête et la base du pieu.....	98
Figure 5.23 : Déplacement horizontaux	99
Figure 5.24: contrainte effective vertical agissant sous la pointe du pieu pour un chargement de 1600 KN/m ²	99

Liste des symboles

N_Y : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface)
 N_q : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)
 N_c : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)
 Φ : Angle de frottement interne
 Φ' : Angle de frottement effectif
 C : Terme de cohésion
 C' : terme de cohésion effective
 γ : Poids Volumique
 Q_p : Résistance en pointe d'un pieu
 Q_f : Frottement latérale d'un pieu
 q_p : capacité portante de la fondation
 C_u : terme de cohésion non drainé
 U : pression interstitielle
 σ : contrainte totale.
 q_c : Résistance en pointe du pénétromètre statique
 f_s : frottement latérale mesuré sur le manchon du pénétromètre statique
 N : indice de pénétration et aussi unité de force Newton
 m : Unité de longueur mètre
 h_c : hauteur critique
 C_c : Indice de compression
 C_u : Résistance au cisaillement du sol non drainé
 EM : Module préssiométrique Menard.
 E_{oed} : Module oedométrique
 F_s : Frottement latéral unitaire
 P_f : Pression de fluage préssiométrique.
 P_l : Pression limite préssiométrique du terrain.
 P_l^* : Pression limite préssiométrique nette du terrain.
 t : Temps.
 p_l : pression limite mesurée,
 p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai
 k_0 : coefficient de pression laterale des terres au repos
 q_{v0} : contrainte totale verticale au niveau du point de mesure
 γ_h : Densité humide
 Z : coté du point considéré
 U_0 : pression interstitielle au niveau du point mesuré
 K_p : facteur de portance
 P : le périmètre réel du pieu
 A_p : la section réel du pieu
 R : rayon du pieu
 B : diametre ou largeur frontale du pieu (m)
 D : fiche du pieu dans le sol (m)
 q_s : le frottement latéral unitaire limite à la cote z .

Liste des abréviations

CPV : Le système de contrôle et de mesure des pressions et du volume.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

CPT : Cône pénétration test

SPT : Standard pénétration test

CPTU : Cône pénétration test au piézocône

HSM : Hardening soil Model

S.S.C.M : Soft Soil Creep Model

Introduction

Générale

Introduction Générale

Les ouvrages de Génie Civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la résistance du sol en surface n'est pas suffisante pour utiliser des fondations superficielles, les ingénieurs optent pour des fondations profondes qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Par ailleurs, 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 et pour mieux appréhender le comportement réel du sol, une première approche consiste au recours aux méthodes basées sur les essais in situ pour pallier 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 (usine de trituration multigrain et de raffinage d'huile), certaines de ces méthodes de calcul, à savoir les méthodes basées sur les essais de laboratoires ($c - \phi$), la méthode pressiométrique et la méthode pénétrométrique. Il sera question d'abord de faire le dimensionnement des pieux à partir des méthodes précitées ensuite d'interpréter les résultats, établir un modèle sur un code de calcul basé sur les éléments finis Plaxis pour l'évaluation du tassement et enfin nous essayerons de donner quelques recommandations pour un bon choix d'une méthode.

Chapitre 1

1.1 Introduction

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations profondes. Un pieu est une fondation profonde qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de bonnes caractéristiques mécaniques pour maintenir la stabilité de cette dernière et éviter son effondrement par rupture de sol, aussi limiter les déplacements à des valeurs acceptables.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes lorsque les fondations superficielles ne sont pas capables de reprendre les charges transmises par les superstructures tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshore ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles.

Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure.
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc.....)

En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans une couche qui présente de bonnes caractéristique mécanique, appelé couche d'ancrage.

1.2 Définition et justification des fondations sur pieux

1.2.1 Définition

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol.

La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur les fondations. La mécanique des sols permet, de son côté, de connaître l'action du sol sur les fondations.

Vis-à-vis du sol, la fondation assumera sa fonction tant que :

- Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation) ;
- Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.

On classe les fondations en superficielles, semi-profondes ou profondes en fonction de leur profondeur d'assise et de leur largeur.

- Fondation superficielle : si $D \leq 3$ m et $B \geq D/6$.
- Fondation profonde : si $D > 3$ m et $B < D/6$.
- Fondation Semi-profonde (puits) : Si l'une des deux conditions ci-dessus n'est pas respectée.

D : La longueur d'encastrement.

B : Le diamètre de la fondation.

Les 3 parties principales d'un pieu sont **la tête**, **la pointe** et **le fût**, Ce dernier étant compris entre la pointe et la tête. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches

résistantes. Mécaniquement, on distingue la longueur D de la hauteur d'encastrement D_e , cette valeur tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.

D_e : la hauteur d'encastrement

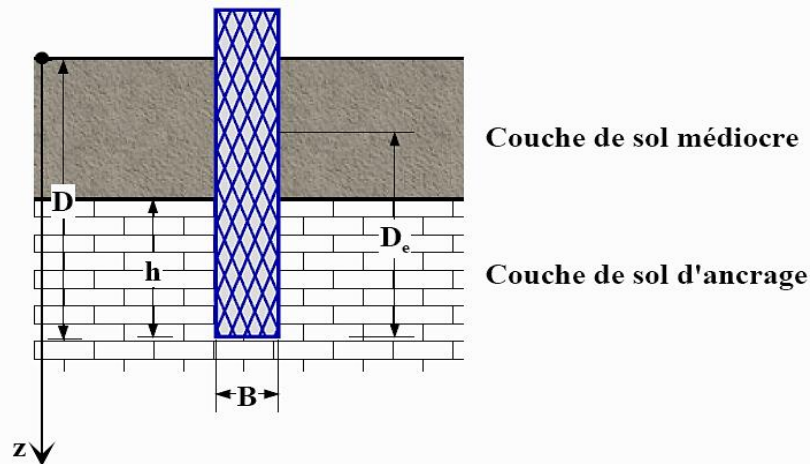


Figure 1.1: Emplacement d'un pieu dans un Sol [1]

1.2.2 Justification

- Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel.
- Les fondations profondes notamment les pieux sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Les pieux permettent d'éviter la rupture du sol et de limiter le déplacement à des valeurs très faibles par rapport à des charges élevées.

1.3 Classification des pieux

On classe les pieux soit suivant :

1. la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
2. le mode d'introduction dans le sol : pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage, ou pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol.
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol

1.3.1 Classification suivant le mode d'exécution

On distingue principalement deux grands groupes de pieux : (figure 1.2).

Les pieux forés : pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place. On perce un trou dans le sol par extraction de terrain puis on coule le béton à l'intérieur.

Les pieux à tubes où battus : pieux refoulant le sol à la mise en place. La progression d'un tube, par refoulement de terrain, détermine le volume à l'intérieur duquel on coulera le béton. Le tube est fermé à une de ses extrémités. Les tubes peuvent être récupérés ou perdus.

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

a) Pieux refoulant le sol à la mise en place

➤ Pieu en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

➤ Pieu battu moulé

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

➤ Pieu battu enrobé

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur
- de profilés H
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2,3 ou 4 éléments.

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

➤ Pieu tubulaire précontraint

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par de précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments sont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m.

Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

b) Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place**➤ Pieu foré simple**

Il est mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

➤ Pieu foré à la boue et barrette

Il est mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

➤ Pieu foré tubé

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

➤ Puits

Ce sont des Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

➤ Pieu tarière creuse

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

1.3.2 Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent sur le sol soit par:

- Effet de pointe : reposant sur une couche très dure
- Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettant essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposant pas sur une couche résistante.
- Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : le frottement latéral à la partie inférieure du fut doit s'ajouter à la résistance de pointe.

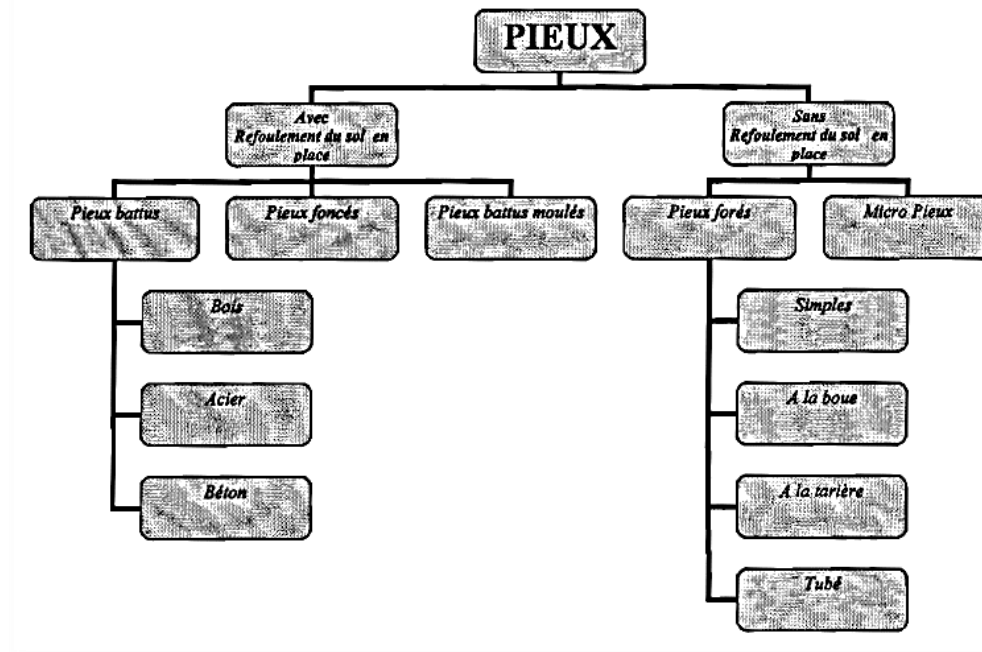


Figure 1.2: Diagramme de classifications des pieux [2]

1.4 Géométrie des pieux

1.4.1 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

1.4.2 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

1.4.3 Inclinaison

Les pieux inclinés sont une solution idéale pour supporter des charges latérales. Lorsque ces dernières sont assez grandes, il a été remarqué qu'il y avait une longueur importante du pieu

incliné qui corresponde aussi à une partie importante du sol (des sols médiocres) qui ne supportent pas ces charges latérales. 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 possibilité d'installer des pieux inclinés, leur donne un avantage par rapport à leur capacité à supporter des charges latérales. Contrairement aux pieux verticaux qui résistent aux charges latérales en cisaillement et en flexion, les pieux inclinés résistent principalement aux charges latérales en compression et/ou en traction axiale. Lorsqu'il est soumis à un chargement latéral, le pieu incliné devra avoir généralement une plus grande capacité et il est soumis à de plus petites déformations qu'un pieu vertical de même dimensions et matériau.

1.5 Mode de travail d'un pieu

Selon la stratigraphie et les caractéristiques mécaniques des différentes couches de sols rencontrés pendant l'installation d'un pieu on peut distinguer trois types de pieux selon leur travail [3]: (figure 1.3)

- Quand la pointe d'un pieu est ancrée dans une couche homogène de faible résistance au-dessus du substratum, alors le pieu travaille sous la seule action des frottements latéraux : on parle alors de pieux flottants ou pieux frottant.
- Quand la pointe d'un pieu est ancrée dans un rocher ou substratum de bonne résistance alors les déplacements sont quasiment nuls, et les forces de frottements latéraux sont négligeables et le pieu travaille sous l'effet de la résistance de pointe : on parle de pieu colonne ou pieu de pointe.
- Quand la pointe d'un pieu est ancrée dans un substratum semi-rigide ou de résistance moyenne, alors le pieu travaille sous l'action des efforts de pointes mais aussi ceux des frottements latéraux alors on parle de pieu frottant à la base.

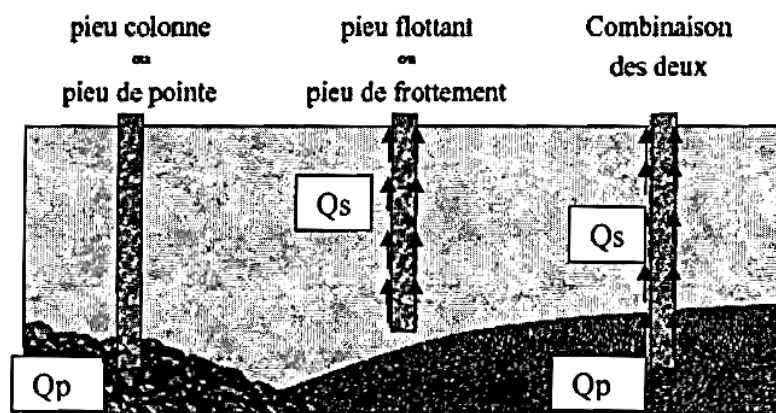


Figure 1.3: Mode de travail d'un pieu selon le mode de fonctionnement [2]

Pour mieux illustré le phénomène imaginons un pieu qui traverse des couches de sols de résistance moyenne pour s'ancrer dans un substratum rigide aux caractéristiques mécaniques favorables. Si nous nous intéressons au calcul de la capacité portante du pieu soumis à un effort vertical Q_u , cette charge est équilibrée d'une part par les forces de frottements Q_{fu} 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_{pu} . On peut donc écrire en général la relation d'équilibre suivante :

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \quad (1.1)$$

Q_{fu} : frottement latéral ultime le long du fut du pieu

Q_{pu} : résistance de pointe ultime

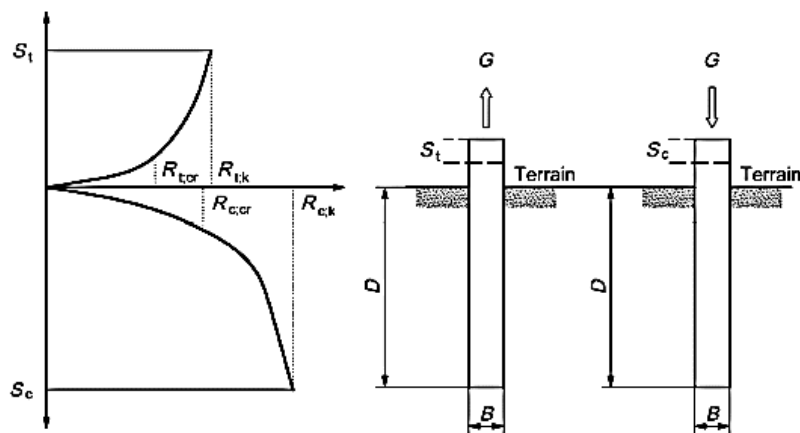


Figure 1.4: Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge axiale [4]

1.6 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:

1.6.1 Actions permanentes G

Ce sont des actions permanentes de toute nature :

- le poids propre de la fondation proprement dite.
- le poids propre 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 retrait, fluage...etc.
- les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

1.6.2 Actions dues à l'eau F_w

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations sur pieux de :

- la poussée d'Archimède ;
- l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer

1.6.3 Poussées latérales G_{sp}

Les poussées latérales se produisent, d'une façon générale, lorsque le pieu traverse une couche de sol mou compressible et que cette couche est chargée de façon dissymétrique (par un remblai en l'occurrence).

1.6.4 Actions variables Q

Il s'agit essentiellement :

- des charges d'exploitation : surcharges routières, freinage, stockage temporaire, etc.
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige, etc.

Ces actions variables Q sont susceptibles d'intervenir dans toutes les combinaisons aux états-limites ultimes et aux états-limites de service, soit comme action variable de base Q_1 , soit comme action variable d'accompagnement Q_i ($i > 1$).

Lorsque Q est prise comme action de base, on distingue :

- sa valeur caractéristique Q_1 , généralement donnée par les textes réglementaires ;
- sa valeur fréquente $\psi_1 Q_1$.

1.6.5 Notion de frottement négatif et positif

Dans le cas où un pieu traverse une couche de sol compressible, il faut envisager en plus des poussées latérales la possibilité de frottement **négatif**, celui-ci se produit d'une manière générale lorsque le tassement de sol est supérieur au tassement du pieu.

Le tassement progressif par consolidation de la couche compressible provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas ; le déplacement relatif sol-pieu sera par conséquent vers le bas aussi.

Ce frottement augmente avec la pression effective horizontale agissant normalement à la surface du pieu et croît au fur et à mesure de l'avancement de la consolidation ; il est donc maximal à long terme.

Mais dans le cas inverse où le tassement du pieu est supérieur à celui du sol, par réaction le sol s'oppose au déplacement et exercera un frottement latéral **positif** vers le haut. [5]

Remarque

Pour un même pieu, on peut avoir à la fois à la partie supérieure un frottement négatif et un autre positif à la partie inférieure, séparé par un point neutre. Ce dernier est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

Le frottement négatif dépend à la fois de :

- la Compressibilité de la couche de sol
- L'interface sol-pieu

La figure 1.5 montre l'effet du frottement négatif et positif sur un même pieu

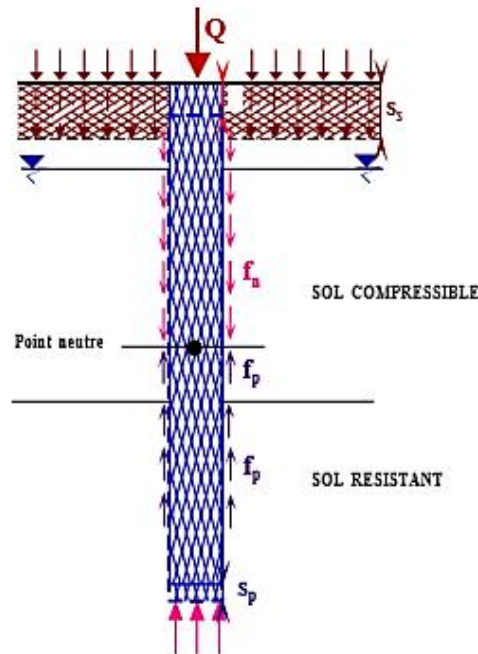


Figure 1.5: Notion de frottement négatif et positif [3]

1.7 Groupes des pieux

1.7.1 Généralités

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 l'interaction des bulbes. La valeur de la capacité portante du groupe de pieux dépend de la résistance au cisaillement du sol autour du groupe, tout autant que de la surface chargée de la couche le supportant. La forme du groupe et la longueur des pieux affectent également la capacité portante d'un pieu dans un groupe, relativement à celle d'un pieu isolé.

La force portante sous sollicitations axiales, le tassement, les réactions latérales, les poussées latérales du sol et le frottement négatif sont autant de paramètres à recalculés lorsque le pieu est dans un groupe

1.7.2 Cause de l'effet de groupe

Deux causes différentes sont à l'origine de ces 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. 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 rationnelles telles que la méthode des éléments finis mais aussi par des méthodes théoriques ou semi-empiriques.

1.7.3 Effet de groupe sur la capacité portante

La charge verticale limite ou capacité portante globale Q_l^g d'un groupe de N pieux est différente de N fois la charge limite Q_l^i d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité C_g d'un pieu, et termes de capacité portante, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_l^g}{N \cdot Q_l^i} \quad (1.2)$$

Où le coefficient d'efficacité C_g est déterminé de la formule de Convers-labarre suivante :

$$C_g = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \left(\frac{(m-1) \times n + (n-1) \times m}{m \times n} - \frac{1}{n} \right) \quad (1.3)$$

m : représente le nombre de ligne de pieu

n : représente le nombre de pieux par ligne

s : distance centre à centre entre pieux adjacents

d : diamètre du pieu

arctg (d/s) est donné en degrés.

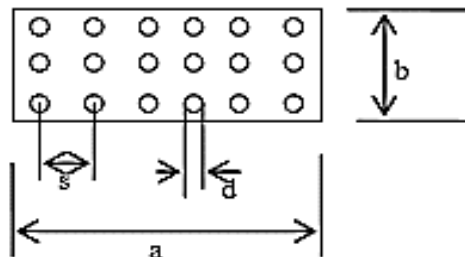


Figure 1.6: paramètre de l'effet de groupe [6]

La capacité portante d'un groupe de pieux peut être estimée en admettant que l'ensemble pieux - sol inclus entre pieux est un bloc unitaire -- pile. La capacité portante ultime de cette pile est évaluée par la somme de la résistance ultime à la base du bloc de dimensions axb et de la résistance au cisaillement le long de la surface latérale du groupe de pieux (Terzaghi et Peck, 1967) [6].

$$Q_{ult}^{groupe} = a \times b \times q_{ult} + 2 \times L \times (a + b) \tau_{sL.4}$$

q_{ult} : représente la capacité portante d'une semelle de dimensions axb.

τ_s : représente la valeur moyenne de la résistance au cisaillement disponible dans les différentes couches le long de la pile. Pour les argiles saturées $\tau_s = Cu$

Cette relation est généralement utilisée lorsque l'espacement s entre pieux est inférieur à trois (3) fois le diamètre d du pieu.

1.7.4 Tassement de groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux peut être déterminé par la « méthode classique ». Cette méthode se base sur l'hypothèse d'un comportement élastique du sol et sur le fait que la semelle de liaison ne surcharge pas le sol.

Si S_1 est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et Q la charge sur chaque pieu, le tassement du groupe est :

$$S_g = S_1 * Q (1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j) \quad (1.5)$$

α_j : coefficient d'interaction pour l'espacement S_j

La détermination de ce tassement se résume donc à trouver les différents coefficients d'interaction. Ce coefficient dépend de :

- la Position de la base des pieux.
- la rigidité relative sol-pieu $K=K_p/K_s$, K_p et K_s sont respectivement les modules d'élasticité des pieux et du sol.
- Du rapport B/S entre le diamètre et l'espacement des pieux
- Du rapport D/B et du coefficient de poisson ν .
-

1.8 Conclusion

Lorsque le sol de fondation est très compressible ou peu résistant, et qu'il ne peut assurer un support adéquat aux structures par le biais des fondations superficielles, les charges sont alors transmises aux couches en profondeur, susceptibles d'assurer une stabilité de la structure, par le biais d'éléments structuraux ayant des dimensions transversales petites relativement à leurs longueurs. Ces éléments structuraux sont appelés pieux. Les actions, La longueur, le type, le mode d'installation, et le mode de fonctionnement des pieux varient beaucoup. Dans ce chapitre, nous avons expliqué ces différentes notions. Aussi nous avons traité le problème de la capacité portante d'un groupe de pieux et nous avons vu qu'elle était affectée par un coefficient d'efficacité.

Chapitre 2

2.1 Introduction

Les méthodes de calcul des pieux consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée.

Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolés sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques ;
- les méthodes numériques ; méthode des éléments finis.

Dans ce chapitre on va s'intéresser à la présentation mais aussi la procédure d'exécution des essais in situ telle que le pressiomètre, pénétromètre CPT et le test de pénétration standard SPT, mais aussi les méthodes statiques.

2.2 Reconnaissance du sol

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite, donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées : le prélèvement d'échantillons en vue de leur analyse au laboratoire et les essais in situ proprement dits.

2.3 Caractéristiques mécaniques du sol

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement qui sont :

- ✓ Les Caractéristiques effectives : c' et ϕ' pour les sols pulvérulents
- ✓ Les Caractéristiques apparentes : c_{uu} (associé à $\phi_{uu} = 0$) pour les argiles saturées, et c_u et ϕ_u pour les sols intermédiaires.

Ces caractéristiques sont cependant parfois difficilement mesurables et les facteurs de portance nécessaires à la détermination de la résistance de pointe varient dans de très fortes proportions avec l'angle de frottement interne.

2.4 Méthode Statique basée sur les essais aux laboratoires

2.4.1 Essai à l'œdomètre



Figure 2.1:Appareil de l'œdomètre

L'essai œdométrique a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol. Par exemple, sous une fondation superficielle et sous l'effet des charges appliquées, le sol va se déformer; il va subir un tassement. Pour en évaluer l'ampleur, on reproduit le phénomène au laboratoire.

On placera l'échantillon dans une enceinte cylindrique (figure 2.1) empêchant toutes déformations latérales lors d'un chargement par pallier. On suppose donc que dans le sol, les déformations horizontales sont nulles.

Les résultats de l'essai peuvent être représentés comme suit :

- Pourcentage de consolidation ou de déformation verticale en fonction de la contrainte effective.
- Indice des vides en fonction de la contrainte effective.

2.4.1.1 Courbe œdométrique et les paramètres de compressibilité

La courbe œdométrique de la figure 2.2 peut être caractérisée par quatre paramètres :

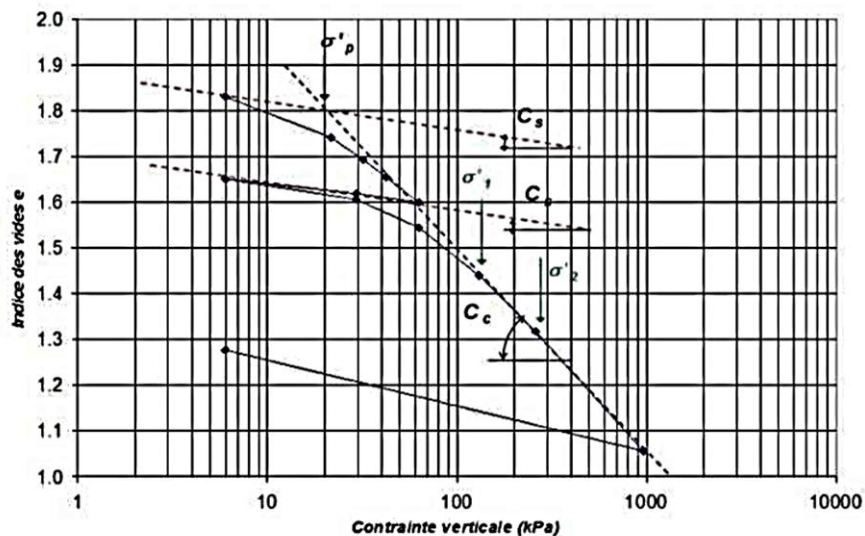


Figure 2.2: Courbe œdométrique [7]

- Les coordonnées du point P (pression de pré-consolidation σ'_p et indice des vides correspondant (e_p)).
- La pente de la partie initiale de la courbe : C_s , appelée indice de gonflement (C_s est aussi appelé indice de re-compression).
- La pente de la partie finale de la courbe : C_c , appelée indice de compression.
- Pour définir complètement la déformabilité du sol, il faut indiquer aussi son état initial (σ'_{v0} , e_0).
- L'information sur l'indice des vides initial rend inutile celle de l'indice des vides e_p correspondant à la pression de pré-consolidation. Les cinq paramètres de compressibilité utilisés en pratique sont donc : e_0 , σ'_{v0} , σ'_p , C_s , et C_c .

2.4.2 Essai à l'appareil Triaxial

2.4.2.1 Principe de l'essai

L'essai de cisaillement au triaxial [figure 2.3] est réalisé conformément à la norme française

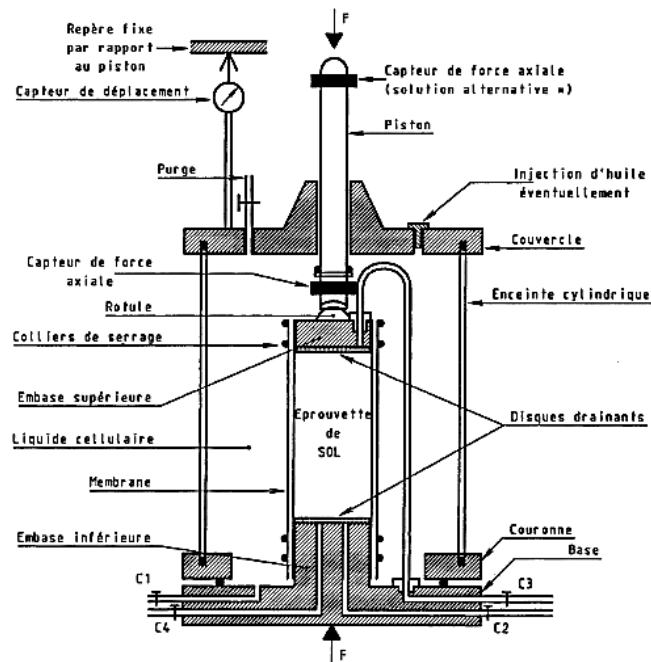


Figure 2.3: appareil triaxial [8]

Dans cet essai, le plan de rupture n'est pas imposé comme dans l'essai de cisaillement à la boîte. Le dispositif du triaxial est composé comme suit :

A la base et au sommet de l'éprouvette sont disposées des plaques drainantes reliées à l'extérieur à des dispositifs permettant soit d'assurer le drainage et de connaître les variations de volume, soit de mesurer la pression interstitielle dans l'éprouvette.

Les contraintes sont transmises à l'éprouvette de deux manières. Il y a d'une part une pression de confinement $\sigma_3 = \sigma_r$ existant dans la chambre triaxiale générée par un dispositif

de mise en pression et d'autre part, on applique un effort axial F qui crée un déviateur de contrainte axial $q = \sigma_1 - \sigma_3$, la contrainte σ_1 est généralement mesurée par un capteur situé au sommet de l'éprouvette.

De plus, on mesure la variation de hauteur de l'éprouvette Δh qui donne la déformation axiale $\Delta h/h = \varepsilon_1$.

Enfin, on peut imposer au sein de l'éprouvette une contrepression (CP) qui a pour but de réaliser une bonne saturation de celle-ci.

La mesure de σ_3 , l'application éventuelle de CP, la connaissance de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ et la mesure de la pression interstitielle u permettent de déterminer à chaque instant l'état de contraintes totales et l'état de contraintes effectives existant dans l'éprouvette.

Le principe de l'essai consiste en général à appliquer tout d'abord un état de contrainte isotrope avec $(\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c)$, pondéré éventuellement de la contrepression CP, à ce stade, deux possibilités sont envisageables :

- Soit on permet le drainage de l'éprouvette et sa consolidation, ce qui entraîne une modification dans l'état de l'éprouvette se traduisant par une variation de l'indice des vides,
- soit on interdit ce drainage et on mesure la pression interstitielle se développant dans l'éprouvette. Dans ce cas, l'état de l'éprouvette ne se modifie pas si l'on suppose qu'elle est initialement saturée.

Dans un second temps, on va appliquer l'effort axial pour atteindre la rupture, les deux possibilités de conditions de drainage existent toujours. On distingue trois types d'essai triaxial:

- **Essai (CU+U) Consolidé Non Drainé avec mesure de la pression interstitielle**

Il ne peut être effectué que sur des éprouvettes saturées.

- **Essai (UU) Non Consolidé Non Drainé**

Il peut être réalisé sur :

- a) Des éprouvettes saturées (principalement pour les sols fins cohérents normalement consolidés) dans ce cas, la caractéristique mesurée est le terme de cohésion non drainée C_u ($\varphi_u = 0$)

- b) Sur des éprouvettes non statuéées (principalement pour les sols compactés des remblais et des digues) les caractéristiques mesurées sont le terme de cohésion apparente C_u et l'angle de frottement apparent φ_u

- **Essai (CD) Consolidé Drainé**

Il ne peut être réalisé que sur des éprouvettes saturées.

2.4.2.2 Résultats

Les paramètres mesurés lors d'un essai triaxial et selon le type de ce dernier sont :

- La pression latérale hydrostatique imposée dans l'enceinte σ_c .
- La variation de hauteur de l'éprouvette Δh .
- Le volume d'eau absorbé ou expulsé par l'éprouvette Δh .
- La pression interstitielle U .

Les courbes expérimentales de principe sont dessinées sur la figure ci-dessous, on trace toujours la courbe $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de ε_1 à laquelle on associe :

- soit une courbe de variation de la pression interstitielle (b) ;
- soit une courbe de variation de volume (c).

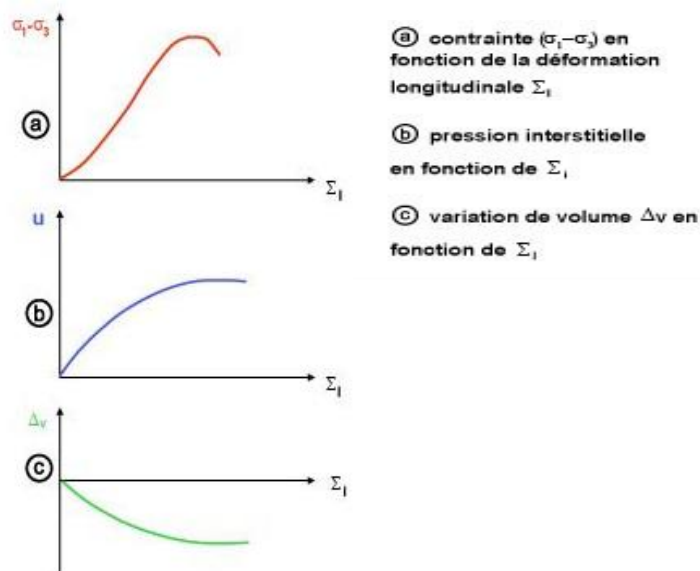
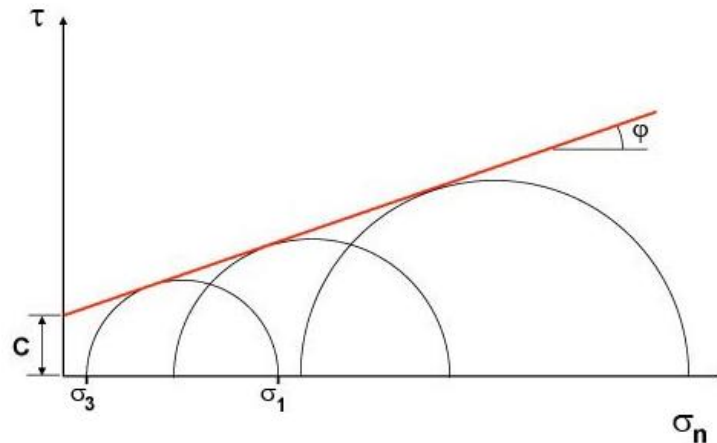


Figure 2.4: courbes tracées lors d'un essai de cisaillement au triaxial

On définit en fonction de ces courbes, l'état de contraintes à la rupture, ce qui donne un cercle dans le plan de Mohr, La réalisation de plusieurs essais à σ_c différents permet de tracer la courbe de l'enveloppe de rupture et de déterminer c et φ .

On peut tracer ces courbes enveloppes soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. La figure 2.5 montre un cercle de Mohr en contrainte totale.



Figure

2.5: Enveloppe

de rupture sur le plan de Mohr.

2.4.3 Essai de Cisaillement direct

2.4.3.1 Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue le plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette ; il consiste à [9] :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical N maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort N un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δ_h à vitesse constante. Mesurer l'effort horizontal de cisaillement T correspondant.

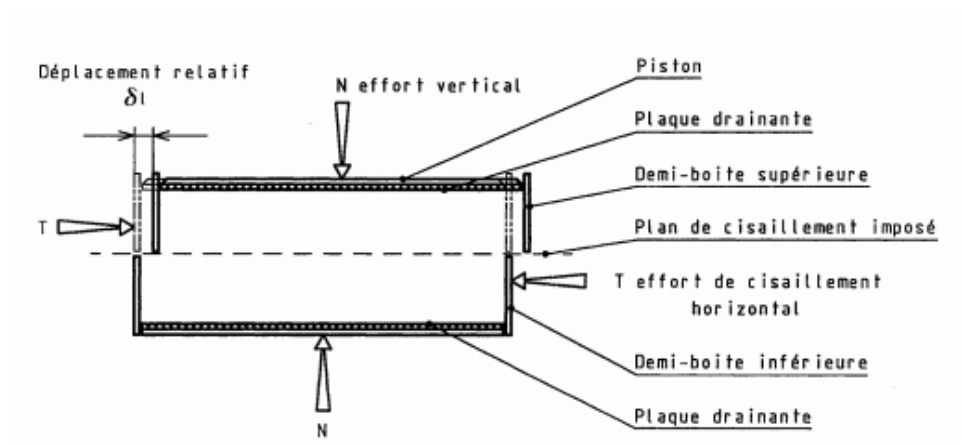


Figure 2.6: Description de l'essai de cisaillement à la boîte de casagrande

2.4.3.2 Expression des résultats

L'expression de la contrainte normale effective à partir de l'essai :

$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

N : effort vertical maintenu constant pendant la durée de l'essai.

A : Section de l'échantillon.

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\tau = \frac{T}{A}$$

Les corrections dues à la variation de la section cisailée et au frottement du sol sur le métal de la boîte ne sont pas pris en compte, on trace les courbes suivantes :

- De la contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement horizontal δ_h
- du déplacement vertical δ_v en fonction du déplacement horizontale δ_h .
- Tracer la droite de rupture qui donne la variation de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la contrainte normale effective.
- Déterminer les caractéristiques mécaniques du sol (**C**, ϕ).

C : terme de la Cohésion du sol représente l'intersection de la droite de rupture avec l'axe des ordonnées

ϕ : le frottement interne du sol représente la pente de la droite de rupture

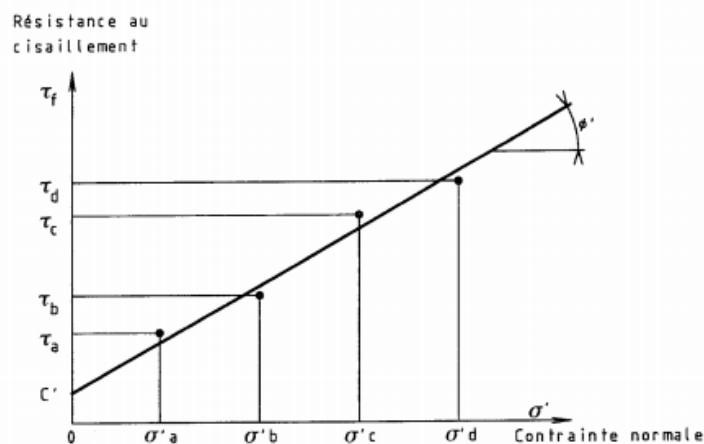


Figure 2.7: détermination des paramètres de cisaillement

2.5 Détermination de la capacité portante des fondations profondes

Terzaghi (1943) [10] à établi une relation pour la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle de largeur B et de profondeur D

$$q_p = 1,3CN_c + qN_q + 0,4YBN_Y \quad (2.1)$$

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

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad (2.4)$$

De la même manière Terzaghi a montré que pour les fondations profondes cette même expression restait valable mais en lui ajoutant un terme de frottement latéral qui agit sur la totalité du fût du pieu

$$Q_{au} = Q_{pu} + Q_{su} = A_p \cdot q_p + \Sigma (A_s \cdot \tau_s) \quad (2.5)$$

Q_{bu} : résistance ultime en pointe du pieu.

Q_s : frottement latéral ultime.

A_b : Section sous la base du pieu.

A_s : Section le long du fût en contact avec le sol.

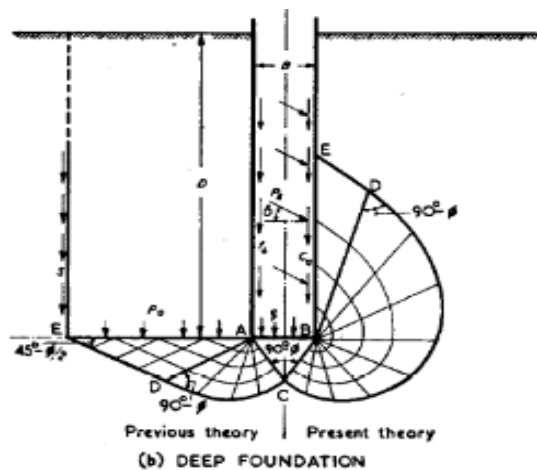


Figure 2.8: Zones de plastifications pour les fondations profondes [10]

Remarque

L'équation 2.5 est d'un usage général, et elle n'est strictement correcte que si les portances ultimes en pointe et le long de la surface latérale du pieu se produisent simultanément.

2.5.1 Détermination de la résistance en pointe

La résistance en pointe d'une fondation profonde est déterminée comme cité dans le paragraphe 2.5 par l'équation de portance de Terzaghi

$$q_p = 1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.6)$$

q : représente la contrainte verticale effective issue du poids de la terre sous la pointe $q = \gamma \cdot D$

- Le terme $0.4\gamma B N_f$ peut être négligé si le diamètre du pieu est suffisamment petit par rapport à la longueur du pieu
- $1.3.C.N_c$ est pris égale à zéro, si le sol est non cohésif.
- 1.3 est un facteur de forme pour les pieux circulaire.

Si on réduit le terme de surface de l'équation de portance de Terzaghi l'équation se réduit donc à :

$$q_p = 1.3.C.N_c + q.N_q \quad (2.7)$$

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

$$q_b = N_q \times \gamma \times D \quad (2.8)$$

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

$$N_q=1$$

$$q_b = C \times N_c + \gamma D \quad (2.9)$$

Le facteur de portance du terme de la cohésion C a été déterminé par plusieurs auteurs dont les principaux sont :

Tableau 2.1: valeurs du facteur de portance N_c selon différents auteurs [2]

Auteurs	Valeur du facteur de portance du terme de cohésion N_c
Meyerhof	9
Skempton	10
Caquot et Kersiel	7
L'herminier	11

2.5.2 Détermination du frottement latéral

Il existe peu de données expérimentales sur la variation du frottement latéral, en fonction des caractéristiques du sol et de la profondeur, au moins à l'échelle réelle des fondations profondes.

D'après les résultats actuels, il semble que dans un sol homogène le frottement augmente assez rapidement avec la profondeur, pour tendre ensuite vers une valeur limite fonction à la fois :

- Des caractéristiques mécaniques et physiques du sol (en particulier de compacité).
- Des dimensions de l'ouvrage

La détermination du frottement latéral le long du fut du pieu peut se faire en utilisant l'équation suivante [11] :

$$Q_s = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\delta) \quad (2.10)$$

k_s : coefficient des pressions des terres pris égale à la formule de Jaky ; $1 - \sin(\phi')$.

σ'_v : contrainte verticale effective.

δ : angle de frottement sol-pieu en générale pris égale à $2\phi'/3$.

Enfin le frottement latéral total agissant le long du pieu est égal à la somme de tout le frottement latérale traversant les couches de sol :

$$Q_s = \sum (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \cdot A_s) \quad (2.11)$$

Le poids propre du pieu peut être négligé puisque le poids du béton est presque égal au poids du sol déplacé et par conséquent la capacité portante totale du pieu est :

$$Q_u = A_b q_b + \sum (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \cdot A_s) \quad (2.12)$$

2.6 Essai pressiomètre Ménard

2.6.1 Description

L'essai pressiométrique Menard consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain (dans un forage à une profondeur donnée), à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde selon la norme **NFP94-110**

Il convient de distinguer dans un pressiomètre trois éléments [12]:

a) La sonde de mesure

La sonde est formée d'un cylindre métallique ayant un diamètre de 58 mm, revêtu en sa partie centrale par une membrane élastique en caoutchouc, Ce cylindre est protégé par une gaine élastique, On distingue en fait la cellule de mesure ou cellule centrale longue de 210 mm, et deux cellules extrêmes appelées cellules de garde et longues de (120 à 200 mm)

b) Le contrôleur pression/ volume noté CPV

Le contrôleur pression-volume contient de l'eau et est branché avec une source de gaz comprimé (gaz carbonique ou azote). Il est en contact avec la sonde à l'aide des tubes de connexion

c) Les tubulures de connexion.

La cellule de mesure est dilatée par l'eau injectée sous la pression du gaz. Le remplissage de cette cellule par l'eau comprimée, provenant du CPV, permet de mesurer le volume de la sonde dilatée sous une pression donnée.

Le gaz est dirigé d'une part vers le CPV pour exercer une pression sur la colonne d'eau, et d'autre part vers les cellules de garde.

Sous l'effet de cette pression, l'eau se trouvant dans le CPV descend dans la cellule de mesure, par l'intermédiaire des tubes de connexion, et la fait dilater. Afin que la cellule de mesure reste en contact avec la paroi du forage, il est nécessaire que la pression du gaz dans les cellules de garde soit légèrement plus faible que la pression de l'eau dans la cellule de mesure. Cette différence de pression est obtenue grâce à un clapet de régulation disposé sur le circuit d'alimentation des cellules de garde. La valeur de cette différence de pression, qui doit rester constante pendant toute la durée de l'essai, est fixée à l'avance en fonction de la profondeur de l'essai et du niveau de la nappe.

Le remplissage de l'appareil doit se faire obligatoirement au niveau du sol et non dans le forage, c'est la une opération délicate et qui mérite le plus grand soin car il est important de faire en sorte qu'aucune bulle d'air ne subsiste ni dans la sonde, ni dans les tubulures.

Nous supposons que l'essai doit être réalisé dans un forage dont les parois sont en équilibre.

Le remplissage étant effectué au niveau du sol, on prendra la précaution, avant d'introduire la sonde, de fermer le robinet d'admission d'eau afin d'éviter le gonflement de la cellule centrale sous l'effet de la pression hydrostatique interne

On notera que la sonde étant creuse, son déplacement dans un forage plein d'eau est relativement aisé, et qu'aucun effet de piston n'est à craindre.

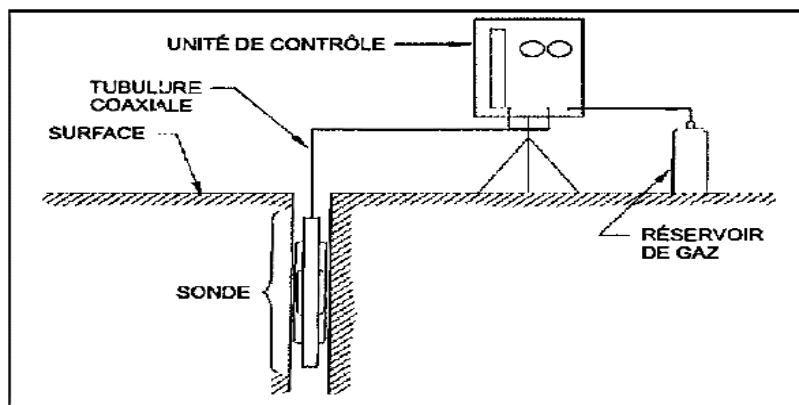


Figure 2.9: Appareillage de l'essai pressiomètre Ménard [13]

2.6.2 Exécution de l'essai

Une fois la sonde descendue et bloquée à la profondeur désirée, on ouvre les robinets d'admission et le niveau d'eau dans le voyant s'abaisse alors et donne une lecture correspondant à une pression égale à celle de la colonne d'eau au niveau de la sonde.

La mise en pression s'effectue ensuite par palier, en tournant la clé du détendeur.

On obtient sur le manomètre la pression de l'eau dans le CPV et la pression de gaz dans les cellules de garde, ces deux pressions devant être différentes.

Le contact entre la membrane de la cellule centrale et la protection extérieure (le contact avec le sol), ne pourra se faire que si la pression d'eau dans la cellule centrale est supérieure à la pression de l'air des cellules de garde. Cette dépression se règle à l'aide du régulateur, mais elle ne doit pas être trop importante si l'on veut que le champ de déformations reste sensiblement cylindrique. Nous remarquons toute fois que la dépression augmente linéairement avec la profondeur. [13]

En effet, soient:

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

P_s : 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:

$$P_c = p_m + \gamma_w z \quad (2.13)$$

La dépression est lue et cela jusqu'à 11,00 m de profondeur. A partir de 12,00 m, on intervertira les branchements et l'on augmentera la dépression de 0.01 MPa par mètre de profondeur.

En règle générale, un pressiométrique doit comporter au moins 10 paliers de pression. A chaque palier correspondent 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 deux minutes.

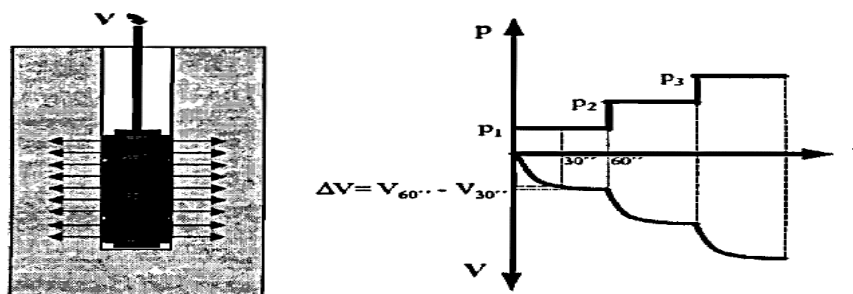


Figure 2.10: mode de travail du pressiomètre [2]

2.6.3 Présentation des résultats

Avant toute lecture, il est nécessaire de mentionner certains renseignements au dépouillement de l'essai, tels que : la profondeur de l'essai, le diamètre de la sonde, le niveau de l'eau et la nature géologique du sol.

Pour chaque pression, on effectue une série de mesures de déformation volumétriques au temps initial t_0 et aux différents temps [12] :

$$t_n = 2^n t_0 \quad (2.14)$$

Le t_0 est égal à 15 s, et on se limite en général à $t_1 = 1$ min.

L'ensemble des résultats des mesures peut se traduire par deux courbes :

- la courbe pressiométrique qui porte en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations volumétriques en fin de paliers.
- 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.

2.6.4 Corrections effectuées sur l'essai du pressiomètre Ménard

Les courbes établies directement à partir des lectures, sont des courbes brutes qui ne peuvent être interprétées sans diverses corrections.

En effet, les lectures des pressions et des volumes faites sur le terrain doivent subir des compensations tenant compte [12] :

- De la surcharge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil.
- De l'élasticité propre de l'ensemble membrane + gaines, appelée improprement d'ailleurs <inertie>
- De la compressibilité interne de l'appareil

- **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 ($\gamma_m(z+a)$: varie pour chaque pression).

La pression exercée sur le terrain en tenant compte de cette colonne d'eau est alors

$$P = P_m + \gamma_m(z+a) \quad (2.15)$$

- **Correction d'inertie**

Les membranes des cellules ainsi que la gaine de protection ont une certaine compressibilité. D'où l'existence d'une pression P_i <<inertie>> nécessaire pour les dilater. La mesure de P_i s'effectue hors du forage à l'aide d'un essai pressiométrique, la sonde étant placée verticalement à côté du C.P.V. la courbe obtenue est appelée courbe d'inertie

Ainsi, la pression précédente, corrigée une nouvelle fois, est donnée par:

$$P = P_m - P_i + \gamma_w(a+z) \quad (2.16)$$

- **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:

$$V = V_m - \Delta v \quad (2.17)$$

2.6.5 Courbe pressiométrique nette

P_m et V_m désignant les pressions et volumes lus sur l'appareil et P et V les valeurs correspondantes obtenues après les corrections précédemment définies, la courbe pressiométrique nette ou courbe corrigée sera la courbe :

$$V = f(p)$$

C'est sur cette courbe que se fera en principe l'analyse théorique. Il n'est pas utile de tracer pour chaque essai les courbes corrigées.

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

[13]

La figure 2-11 montre l'allure de la courbe pressiométrique nette.

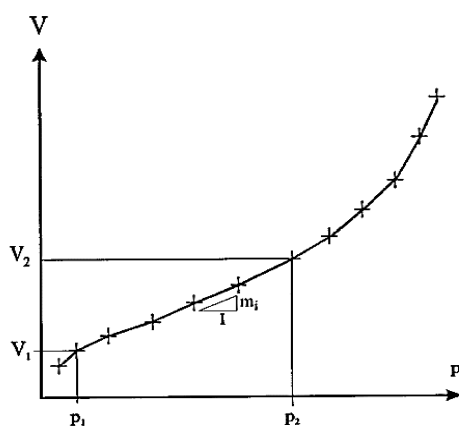


Figure 2.11: Allure de la courbe pressiométrique corrigée [13]

2.6.6 Interprétation de l'essai pressiométrique

La courbe pressiométrique présente d'abord une allure apparemment linéaire. Cette quasi-linéarité traduit sensiblement une proportionnalité entre l'augmentation relative du diamètre du forage et l'augmentation des pressions. On admet donc que le sol réagit alors comme un matériau approximativement élastique auquel on peut attribuer un module de déformation constant E .

Lorsque les pressions appliquées dépassent un certain seuil, les déformations relatives augmentent considérablement et la courbe pressiométrique présente une courbure dirigée vers l'axe de déformations positives.

Ce seuil coïncide très approximativement avec le premier point de discontinuité de la courbe de fluage. Nous appellerons la pression correspondante <<pression de fluage>>

Cette pression marque l'apparition d'une phase de déformations plastiques à la quelle fait suite la phase des grands glissements, limitée par une asymptote verticale dont l'abscisse est la pression limite.

L'essai pressiométrique peut donc s'analyser à partir de la théorie élasto-plastique de l'expansion d'une cavité cylindrique en milieu indéfini et permet alors de définir trois caractéristiques fondamentales

- Le module de déformation E
- La pression de fluage P_f
- La pression limite P_l

2.6.7 Capacité portante des fondations profondes basée sur l'essai pressiométrique

2.6.7.1 Calcul de la charge limite de pointe

Selon le fascicule 62, la charge limite de pointe est donnée par la formule suivante [5]:

$$Q_p = A K_p P_{le}^* \quad (2.18)$$

A : section de pointe

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

K_p : facteur de portance

La valeur de portance K_p sont donnée par le tableau dans l'annexe 1

2.6.7.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente

Elle est définie à partir des résultats de l'essai pressiomètre de sols en place. Si l'on considère la courbe représentée dans la Figure 2.12.

La pression limite nette est donnée par la relation suivante :

$$p_l^* = p_l - p_0 \quad (2.19)$$

p_l : pression limite mesurée,

p_0 : Pression des terres au repos déterminé par la relation suivante :

$$p_0 = k_0 (q_{v0} - u_0) + u_0 \quad (2.20)$$

k_0 : coefficient de pression latérale des terres au repos ($k_0=0.5$)

q_{v0} : contrainte totale verticale au niveau du point de mesure ($q_{v0} = \gamma_h^* z$)

γ_h : Densité humide

Z : coté du point considéré

U_0 : pression interstitielle au niveau du point mesuré

K_p : facteur de portance

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par la relation suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad (2.21)$$

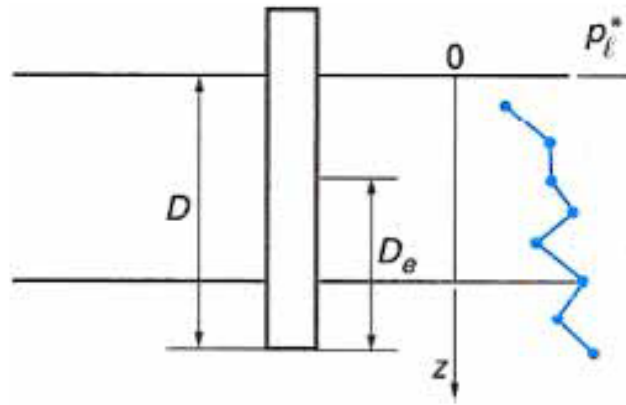


Figure 2.12: définition de l'encastrement équivalent [5]

2.6.7.1.2 Pression limite nette équivalente

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu, déterminée de la façon suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad (2.22)$$

a=B/2 si B > 1 m,

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

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

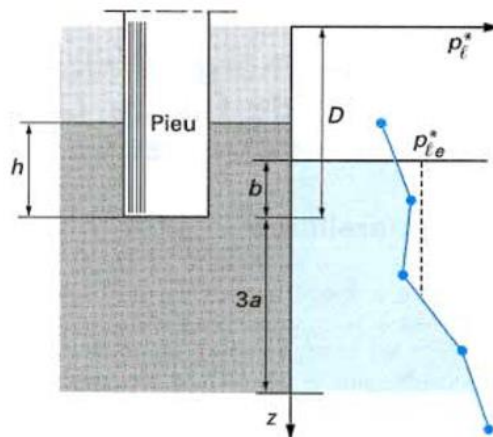


Figure 2.13: Définition de la pression limite équivalente [5]

2.6.7.2 Calcul du frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latérale sur toute la hauteur h concernée du fut du pieu est calculé par l'expression suivante [5] :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (2.23)$$

P : Périmètre réel du pieu (P=2πR)

R : Rayon du pieu

q_s (z) : Frottement latéral unitaire limité à la côte z.

La hauteur h est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée de la hauteur où :

- Le pieu comporte un double chemisage
- S'exerce le frottement négatif

2.6.7.2.1 Frottement latéral unitaire limite

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette P_1^* (qui s'exprime la compacité ou le serrage du sol par les courbes de la figure ci-dessous:

Le choix de la courbe à utiliser est indiqué au tableau 3 annexes 1 et elle est fonction de :

- la nature du sol
- type de pieu

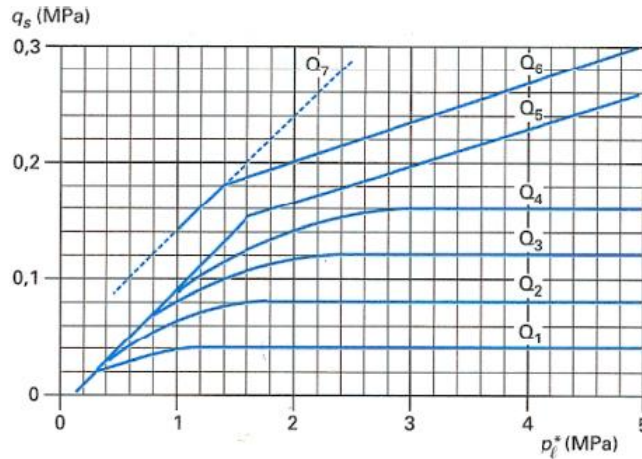


Figure 2.14: frottement latéral limite le long du fût du pieu [5]

2.7 L'essai au pénétromètre statique (CPT)

Le mérite de cet essai revient aux activités du Laboratoire de Mécanique des Sols de Deft. Son caractère pratique ainsi que son interprétation facile en ont fait rapidement un outil de premier ordre qui a donné lieu à de nombreuses publications ; une remarquable synthèse a été faite par G.Sanglerat.

Le principe de l'essai est extrêmement simple. Il consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Si \mathbf{P} est cette réaction et \mathbf{B} le diamètre de la base du cône, on définit l'effort de pointe par la relation suivante [12]:

$$q_c = \frac{4P}{B^2\pi} \quad (2.24)$$

L'enfoncement du cône se fait de façon continue par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort, il est évident que si le train de tige a le même diamètre que le cône. Si celui-ci est fixe par rapport au train de tige, l'effort d'enfoncement mesure à la fois la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral.

Si l'on veut séparer ces deux termes, il importe que le cône puisse se déplacer indépendamment des tiges ou qu'un dispositif approprié permette de mesurer la réaction du sol au niveau du cône ce qui nous conduit à distinguer deux types d'appareils [12]:

- Les pénétromètres à cône mobile, dans lesquels l'effort de pointe est obtenu par pénétration du cône seul au-dessous du fût.
- Les pénétromètres à cône fixe dans lesquels le cône et le fût n'ont aucun mouvement relatif ; la transmission des efforts se fait alors soit par des tiges soit par des dispositifs électriques ou hydrauliques.
- En présence d'une nappe on mesure les pressions interstitielles par un piézocône.

2.7.1 Types de pénétromètres Statiques

2.7.1.1 Les pénétromètres à cône mobile

Ces appareils comprennent trois éléments fondamentaux :

- Le dispositif de chargement, ancré au sol ou lesté et servant à transmettre les efforts.
- Le matériel de pénétration : tubes, tiges, cônes.
- Le dispositif de mesure.

On cite quelques modèles les plus utilisés :

- Pénétromètre Gouda 25Kn.
- Pénétromètre Gouda 100Kn.
- pénétromètre Meurisse.
- Pénétromètre Sol étanche.

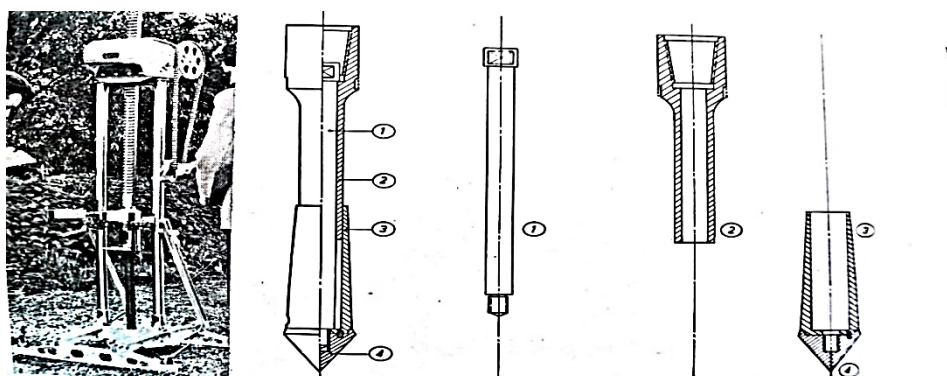


Figure 2.15: pénétromètre Gouda 25Kn- coupe du cône du pénétromètre Gouda [12]

2.7.1.2 Les pénétromètres à cône fixe

Pour cette catégorie on a :

- Pénétromètre du Laboratoire des Ponts et chaussées de Saint-Brieu.
- Pénétromètre Fugro.
- Pénétromètre Parez.
- Pénétromètre Andina.
- Pénétromètre du centre expérimental du bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P)
- Pénétromètre 18 T.E. Fondasol

2.7.2 Facteurs pouvant influencer les résultats d'un essai de Pénétration Statique

Les facteurs les plus importants sont les phénomènes de natures dimensionnelle et rhéologique. Ce sont ceux-là qu'il convient d'examiner plus en détail.

- Influence de la forme des pointes.
- Influence des discontinuités dans la pénétration.
- Influence du diamètre des pointes.
- Influence de la vitesse de pénétration.

2.7.3 Réalisation de l'essai

Après avoir calé le pénétromètre, on procède à l'enfoncement total du dispositif à vitesse lente et constante. S'il s'agit d'un pénétromètre à cône fixe et à mesure continue, on effectue à l'intervalle déterminé, par exemple tous les **20cm**, une lecture de l'effort total et de l'effort de pointe. Dans le cas où l'appareil est muni d'un dispositif enregistreur, on obtient directement, soit des lectures quasi-continues comme dans le pénétromètre Fondasol, soit la courbe des efforts en fonction de la profondeur.

Dans le cas du pénétromètre à cône mobile, on est obligé d'arrêter la pénétration pour agir sur le cône lorsqu'on voudra mesurer l'effort de pointe, c'est-à-dire en général tous les **20 cm**.

La réalisation de l'essai de pénétration statique est effectuée selon la norme française NF94-113, et doit donc obligatoirement répondre à des exigences mises en œuvre par cette dernière. [12]

Avant l'essai

- Vérification et étalonnage périodiques
- Examen des joints de protection de la pointe

Pendant l'essai

Il faut effectuer un ensemble de manœuvres souvent simultanées qui sont :

- Faire coïncider l'axe du train de tiges avec celui de l'effort de fonçage.
- Enfoncer les tiges et la pointe verticalement ; l'inclinaison maximale tolérée en surface est de 2% par rapport à la verticale.
- S'assurer que la structure de réaction reste stable.
- Vérifier que la vitesse de pénétration reste constante sur une longueur minimale de 0.8m durant le déplacement de la pointe avec les tolérances.

En tenant compte de toutes les sources d'erreurs possibles, on doit arriver à une précision sur les mesures, meilleure que la plus grande des valeurs suivantes :

- 5% de la valeur mesurée.
- 1% de la valeur maximale du domaine.

Avec le pénétromètre hollandais de 25KN, 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 ; les tiges inférieures, en saillie de **4cm** environ, viennent au contact de la tête de mesure et permettent ainsi l'action sur la pointe

L'effort correspond alors à la pression lue sur les manomètres pour un enfoncement de la pointe de l'ordre de **4cm** à vitesse constante de **2 cm/s**.

Lorsqu'on utilise le manchon de frottement Begeman, on obtient une troisième position qui donne la force correspondant à l'effort de pointe et à l'effort de frottement le long du manchon. Ces deux efforts étant cumulés, par simple différence on obtient l'effort de frottement sur le manchon d'où l'on déduit le frottement unitaire. Il faut savoir que ce frottement n'a rien voir avec le frottement interne du sol, il s'agit du frottement du sol sur l'acier

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

- L'effort de pointe.
- Eventuellement le frottement latéral local sur le manchon.
- Rapport de frottement R_f (friction ratio).

Un pénétrogramme est riche d'enseignement, car indépendamment de toute considération théorique, il permet d'un seul coup d'œil d'avoir des informations sur les particularités d'un sol.

2.7.4 Détermination de la résistance en pointe

La charge limite de pointe est donnée par la formule suivante [5] :

$$Q_p = A \cdot K_c \cdot q_{ce} \quad (2.25)$$

A : section de la pointe.

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

K_c : Facteur de portance.

Pour les fondations profondes et semi profondes, les valeurs du facteur de portance K_c sont données dans le tableau 2.2

Tableau 2.2: valeurs du facteur de portance K_c [5]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sables. Graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

2.7.4.1 Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique q_{ce}

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée représenté dans la figure 2.15 :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (2.26)$$

Avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1.3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (2.27)$$

La détermination des paramètres a et b est donnée par les relations suivantes :

$a = B/2$ Si $B > 1m$

$a = 0.5m$ Si $B < 1m$.

B étant le diamètre du pieu ou du cône

b = min {a, h} ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

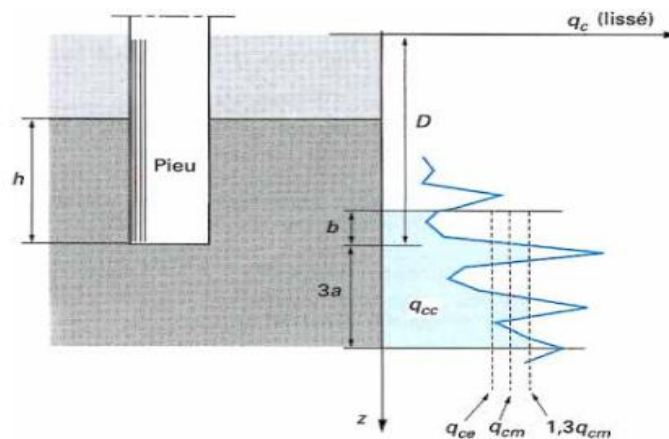


Figure 2.16: définition de la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique [5]

2.7.5 Calcul du frottement latéral

L'effort de frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu (excluant les tronçons avec doubles chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif) est calculé par l'expression suivante [5] :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (2.28)$$

P : périmètre du pieu

q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote z .

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

$$q_s(z) = \left\{ \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_{s\max} \right\} \right. \quad (2.29)$$

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

Les valeurs de $q_{s\max}$ et β sont donnée dans le tableau 4 cité dans l'Annexe 1.

2.7.6 Classification des sols à partir des résultats du CPT

Certains auteurs ont proposé des abaques de classification des sols développés à partir des mesures effectuées au pénétromètre statique, q_c et R_f

Cette approche nécessite une bonne connaissance de la géologie du site ou l'exécution préalable d'un sondage carotté proche des essais de pénétration statique.

Une des abaques souvent utilisé est celle de Robertson et Campanella (1983) est présenté dans la figure 2-17.

Un classement des sols en fonction du terme de pointe q_c est résumé dans le tableau 1 cité dans l'annexe 1 tiré du fascicule62 titre5.

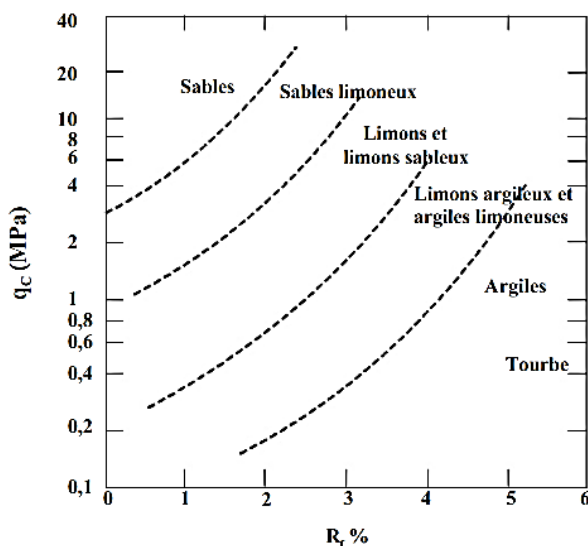


Figure 2.17: Abaques d'identification des sols d'après Robertson et Campanella

2.7.7 Correction due à la pression interstitielle mesurée à l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTU)

L'essai au pénétromètre statique, avec une mesure de la pression interstitielle, est réalisé suivant la norme française (NF P-94-119), fournit une détermination plus fiable de la stratification du sol qu'un essai standard (CPT). D'autre part, le CPTU fournit une meilleure base pour l'interprétation des résultats quant au comportement hydraulique des sols

Les paramètres mesurés à un niveau et à instant donnés sont les mêmes que ceux données par le CPT mais avec une correction au niveau du terme de pointe et au terme de frottement latéral qui tient compte de l'action des pressions interstitielle de pénétration u par rapport à la pression atmosphérique.

Cette pression interstitielle peut être inférieure à la pression atmosphérique donc négative. Sa variation Δu s'exprime par $\Delta u = u - u_0$, en valeur algébrique ; U_0 étant la pression hydrostatique

La contrainte totale de pointe à la base du cône q_t tient compte de l'action Q_u de la pression interstitielle u sur l'espace annulaire situé au-dessus du cône [14].

- Le terme de pointe q_c est donc corrigé par la formule suivante :

$$q_t = q_c + U_2 (1-a) \quad (2.30)$$

q_t : résistance en pointe du pieu après correction

a : rapport de surface nette déterminé à partir de l'étalonnage en laboratoire et qui prend des valeurs comprises entre 0.70 et 0.85

- Une correction similaire est appliquée sur le terme de frottement latéral F_s :

$$F_t = f_s - (u_2 A_{sb} - U_3 A_{st}) / A_s \quad (2.31)$$

f_s : frottement latéral mesuré sur le manchon

U_2 : pression interstitielle à la base du manchon

U_3 : pression interstitielle en tête du manchon

A_{sb} et A_{st} : respectivement aire de la section transversale de la base et la tête du manchon

Remarque

Pour les terrains à caractère sableux dominant il n'y a pas lieu de porter des corrections

$q_c = q_t$

2.8 Test standard de pénétration (SPT)

2.8.1 Introduction

Devant la difficulté d'obtenir des échantillons non remaniés dans les sables sans cohésion, les Américains ont cherché à utiliser les renseignements fournis lors du battage d'un carottier au fond d'un forage. En réalité, il s'agit là de la généralisation d'une astuce d'un vieux chef soudeur de la société Raymond –Pile qui vers 1925 a proposé à Terzaghi de compter le nombre de coups qui lui étaient nécessaires pour enfoncer d'un pied, le carottier dont il avait l'habitude de se servir.

Après avoir accumulé un très grand nombre de résultats, Terzaghi n'a jamais voulu qu'on modifie le carottier qui avait été utilisé à cette époque, et a érigé en mode opératoire ce qui n'était qu'une habitude de chantier et c'est ainsi qu'est né la Standard pénétration test (S.P.T).

A l'heure actuelle, ce sont essentiellement le matériel et le mode d'exécution pour les quels Terzaghi avait manifesté un si grand intérêt en 1925 qui sont les plus répandus, et qui sont susceptibles d'une interprétation avec les abaques qu'on trouve dans la littérature technique

2.8.2 Principe de l'essai

D'une manière générale, l'essai s'exécute de la façon suivante [12]:

- Après avoir nettoyé soigneusement le fond du forage, on met en place le carottier et on le bat sous énergie constante de 15 cm afin d'éliminer la zone superficielle partiellement remaniée.
- On poursuit ensuite le battage en comptant le nombre N_1 , de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 15 cm, puis le nombre N_2 pour enfoncer de 15 autres centimètres.

Le paramètre mesuré sera : $N = N_1 + N_2$.

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

Dans le premier cas on a affaire à un terrain homogène et dans le second cas, on se trouve en présence de deux différentes couches.

Il faut savoir que les valeurs brutes N doivent subir certaines corrections empiriques, consacrées par l'usage. C'est ainsi que pour les sables saturés très fins ou limoneux, sous la nappe lorsque la valeur de N enregistrée est supérieure à 15, Terzaghi et peck recommandent de calculer une valeur corrigée par la relation suivante :

$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2} \quad (2.32)$$

Comme il s'agit d'un battage en tête de tige, la correction ci-dessus ne traduit qu'un affaiblissement de la résistance au cisaillement sous l'effet des pressions interstitielles qui se développent lors du battage.

La valeur de N est également influencée par les surcharges dues au poids des terres au niveau de l'essai ainsi que l'ont montré W.T.Turbull et R.L.Kaugmann.

C'est pourquoi une autre correction sur la profondeur a lieu d'en tenir compte :

$$N=N' \cdot \frac{350}{70+\gamma D} \quad (2.33)$$

N' : valeur mesuré à la profondeur D exprimée en mètres.

γ : Densité apparente du sol exprimée en kn/m^3 (sous la nappe, on prend γ')

Toute fois dans cette formule devra être limité à $280 \text{ kn}/\text{m}^2$

L'essai du S.P.T permet de prélever des échantillons remaniés, on pourra procéder à l'identification des sols et en fin de campagne, les documents qui seront fournis devront faire apparaître [12] :

- Les résultats et les profondeurs des essais.
- Les renseignements sur le niveau de l'eau.
- La nature géologique des sols.
- La méthode de perforation utilisée.
- Le type de tiges et le moyen de percussion.

2.8.3 Détermination de la capacité portante dans les sols cohérents

Pour le calcul de la capacité portante des pieux Meyerhof a proposé les relations suivantes pour une estimation préliminaire [5].

2.8.3.1 Pieux battus dans les sables

2.8.3.1.1 Résistance en pointe limite

$$q_p = \frac{40 \times N_1 \times D}{B} \leq 400 \times N, \text{ en KPa}$$

N_1 : nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 100 KPa.

D : fiche du pieu.

B : largeur ou diamètre du pieu.

2.8.3.1.2 Frottement latéral

$$q_s = 2N, \text{ en KPa}$$

2.8.3.2 Pieux forés dans les sables

- Les valeurs de q_p sont à diviser par 3.
- Les valeurs de q_s sont à diviser par 2.

2.8.4 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 obtenues de l'essai.

En 1976, Meyerhof a proposé la relation 36 qui utilise les résultats du S.P.T pour calculer la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents.

$$Q_a = \frac{1}{F_s} [(m \times N \times A_p) + (n \times N' \times D \times A_s)] \quad (2.34)$$

Q_a : charge axiale admissible en KN.

F_s : facteur de sécurité.

m : coefficient empirique égale 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 en (m²).

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

N' : indice de pénétration standard le long du fut du pieu.

D : Longueur du pieu dans le sol (m).

A_s : surface latérale du pieu par unité de longueur (m²/m).

2.8.5 Calcul du tassement par la méthode S.P.T

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

$$S_G = 0.92q \times \frac{\sqrt{B}}{N} \times I \quad (2.35)$$

q : pression verticale équivalente nette en (KPa) calculée à partir de la formule suivante,

$$q = \frac{Q}{BL}$$

Q : étant la charge totale transmise aux pieux,

L et B : la longueur et la largeur respectivement de la surface en plan du groupe des pieux

I : coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0.

2.9 Conclusion

Les essais sur chantier présentent plus d'avantages que les essais au laboratoire. Les sols testés en place sont supposés subir moins de remaniement que les éprouvettes de laboratoire. Les essais in situ en vraie grandeur peuvent donner une estimation plus réaliste des caractéristiques du massif de matériau. La plupart des essais en place se déroulent de manière rapide et économique. Malgré ces avantages, les essais en place présentent aussi des difficultés. D'abord, les conditions de travail dépendent de l'environnement (pluie, orage,...). Les conditions de drainage ne sont pas assurées et les chemins de contraintes ne sont pas connus ni maîtrisés. Les sols et les roches sont quand même remaniés à cause de l'installation des équipements. Le taux de déformation est plus grand que celui du laboratoire, et la nature du sol n'est pas directement identifiée, la justesse des résultats dépend beaucoup plus de l'expérience de l'opérateur.

Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites bien définies, le contrôle du drainage assuré, le chemin de contraintes bien connu, la nature du sol identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne,... Toutefois, ils connaissent aussi des défauts. On ne sait pas prélever d'éprouvettes intactes dans certains sols. Ils sont longs, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs.

Une remarque s'impose sur le dimensionnement des pieux : le dimensionnement d'un pieu ne peut se faire que par tâtonnement ; c'est le pré-dimensionnement ; on le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet jusqu'à obtention d'une fondation capable de reprendre les charges transmises ; par l'ouvrage résultant d'une descente de charge.

Néanmoins, il faut citer qu'on a recours aux fondations profondes dans un projet que lorsque les fondations superficielles ne sont pas possibles.

Chapitre 3

3.1 Introduction

Faire une étude comparative entre des méthodes de dimensionnement des fondations revêt une grande importance et permette 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.

3.2 Avantages et inconvénients des différentes méthodes de dimensionnement

3.2.1 Méthode statique (c, ϕ)

3.2.1.1 Avantages

- Les essais au laboratoire sont les plus utilisés et sont en adaptation avec la théorie classique des milieux continus.
- Ils permettent aussi la détermination de la loi de comportement des sols à partir des paramètres obtenus, ils permettent de prévoir le comportement du sol soumis à des sollicitations bien définies
- La détermination des caractères mécaniques à coût, moyen et long terme.
- Les essais au laboratoire ont la possibilité de reproduire les conditions sur le site et bien plus Ainsi, ils offrent la possibilité d'avoir le contrôle sur les conditions de l'essai et d'avoir une interprétation plus ou moins rigoureuse.

3.2.1.2 Inconvénients

- Vu que les essais au laboratoire ne se font pas sur place, ils nécessitent un échantillonnage et un transport intact de ce dernier sans risque de remaniement. Cette perfection va au de la de-là réalité car une fois sorti l'échantillon du sol voit ses caractéristiques géotechniques changer, les essais au laboratoire ont eu ainsi des critiques conduisant même à sa prospection dans la construction de types d'ouvrage.

- Les essais au laboratoire sont en général longs et coûteux. Ainsi, on s'efforce d'en limiter le nombre, ce qui n'est pas recommandé car on ne dispose finalement que de données relativement isolées et fragmentaires.
- Les essais au laboratoire présentent des insuffisances liées à la théorie classique qui se manifestent pour le calcul des tassements qui se fait soit par l'essai triaxial en appliquant la théorie de l'élasticité, ou par l'essai œdométrique en appliquant la théorie de consolidation de Terzaghi, et dans l'une comme dans l'autre les théories ne sont pas parfaites.
- Les paramètres obtenus lors d'un essai au cisaillement ne correspondent pas à ce qu'on appelle des paramètres intrinsèques, c'est-à-dire des valeurs indépendantes de tout autre facteur que la nature du sol lui-même, mais ils dépendent du mode opératoire selon qu'il y est drainage ou pas ; la vitesse de chargement et de déchargement soit lente ou rapide ; on a ainsi été amené à établir une norme pour l'exécution.

3.2.1.3 Domaine d'utilisation des essais au laboratoire

Les essais au laboratoire sont utilisés sur presque tous les types de sol, mais ils sont préférables pour les sols fins cohérents pour éviter le risque de remaniement.

L'utilisation de la méthode statique pour le dimensionnement des fondations est nécessaire mais non suffisante ; il faut un complément d'essais effectués sur site.

3.2.2 Méthode au pressiomètre Menard

3.2.2.1 Avantages

- C'est un essai in situ qui traduit au mieux le comportement réel du sol et qui sollicite le sol des petites aux grandes déformations pour permettre la détermination de la loi de comportement du sol.
- Peut être réalisé dans tous les types de sols, saturés ou non.
- Recommandé pour le calcul de la capacité portante et des tassements de sol.
- L'analyse des courbes pressiométriques obtenues pour différentes profondeurs permet d'avoir une bonne appréciation sur la stratigraphie et l'hétérogénéité des terrains.
- C'est le seul essai qui fournit à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

3.2.2.2 Inconvénients

- Essai long à réaliser et ne pouvant pas être multiplié sur le site sans un coût élevé.
- Valeur de l'essai dépendant de la qualité du forage.
- Pour la mise en place de la sonde, il est nécessaire de faire un forage de bonne qualité.
- L'essai est ponctuel et ne permet pas des mesures en continu (un essai tous les 100 à 150 cm de profondeur)
- La méthode pressiométriques 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 de Mohr-Coulomb ; elle donne des résultats à court terme.

3.2.2.3 Domaine d'utilisation

L'essai au pressiomètre est recommandé sur presque tous les types de sols excepté 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 tels que les glissements de terrain ou les stabilités des pentes

3.2.3 L'essai au pénétromètre statique

3.2.3.1 Avantages

- Une Mesure et un enregistrement continu (tous les 2 cm) de la résistance en pointe et du frottement latéral sur le manchon
- La possibilité de mesurer l'évolution de la pression interstitielle en utilisant un piézocône.
- La Rapidité de l'essai (30 minutes pour une profondeur de 20 m), plus un caractère économique.
- Le sondage par pénétromètre permet une intervention rapide, flexible, sans forage préalable
- Dimensionnement des fondations superficielles mais aussi profondes.
- L'utilisation du rapport de frottement $f_r = q_s/q_c$ (%) pour une identification des sols granulaires en utilisant les abaques cités au chapitres 2 [14].

3.2.3.2 Inconvénients

- La longueur totale traversée par la pointe ne peut dépasser les 40 mètres en terrain peu résistant en égard de la flexibilité des tiges.
- Généralement lié à la nature des sols testés auxquels le pénétromètre est moins fiable.
- Les mesures risquent de n'avoir plus aucune signification dans les zones où le terme de pointe est trop élevé au voisinage de la limite de l'outil pénétrant.

3.2.3.3 Domaines d'applicabilité

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.

3.2.3.4 Limites d'utilisation de l'essai-CPT

- Non adapté aux sols hétérogènes ou durs.
- Aucune identification visuelle du sol ; L'identification se fait par abaque.
- Il est préférable de réaliser un sondage carotté en complément.
- Risque de refus sur une couche dure lamellaire.

3.3 Corrélation et complémentarité entre les essais

3.3.1 Corrélation pénétromètre statique-pressiomètre

Le coefficient de Buisman, cité par Costet et Sanglerat, 1981 et 1983 et reliant le module de déformation à l'œdomètre au terme de pointe du pénétromètre statique : E_{oed}/q_C , a également fait l'objet de nombreuses études. Connaissant ce rapport et l'état de consolidation du sol, on peut obtenir une estimation du rapport E_M/q_C en utilisant le coefficient rhéologique de Ménard.

En effet, les rapports E_M/q_C diminuent lorsque la granulométrie augmente, à savoir des argiles vers les sables, et sont intermédiaires dans les limons. [15]

E_M : Module Pressiométrique Ménard

q_C : Résistance en pointe du pénétromètre statique

Tableau 3.1 : Les valeurs de (E_M/q_C) [15]

Type de Sol	Rapport E_M/q_C
Argile	$0.67 \leq E_M/q_C \leq 7$
Limons	$0.5 \leq E_M/q_C \leq 4.5$
Sables	$0.25 \leq E_M/q_C \leq 1.9$

3.3.2 Corrélation standard pénétration test (SPT)- Pénétromètre statique

Le SPT est l'essai le plus utilisé à travers le monde et spécialement au nord et sud des Etats Unis. Plusieurs auteurs ont cherché à relier le SPT aux essais de pénétration statique. Nous citons ci-dessous [12] :

- Meyerhof (1953) à suggérer la relation suivante pour les sables dense :

$$q_c = 0.4N \quad \text{Avec } q_c \text{ exprimé en MPa}$$

Sanglerat cite les résultats au tableau 3.2 obtenus au Brésil par la société Franki :

Tableau 3.2: Résultats de corrélations de q_c en fonction du type de sol [12]

Types de sol	q_c
Sables argileux	$q_c = 0.6N$
Silts Sableux	$q_c = 0.5N$
Argiles Sableuses	$q_c = 0.4N$
Argiles Silteuses	$q_c = 0.3N$

Robertson et al. (1983) ont montré que ces relations proposées ne prenaient pas en compte l'effet de la taille des grains et ont proposé une relation pour les sols dont la taille moyenne des grains D_{50} varie entre 0.001mm et 1 mm, l'équation 38 montre le rapport q_c/P_a

$$n = (q_c/p_a)/N_{60} \quad (3.1)$$

P_a : pression atmosphérique exprimé en la même unité que q_c

N_{60} : rapport énergétique moyen d'environ 60%

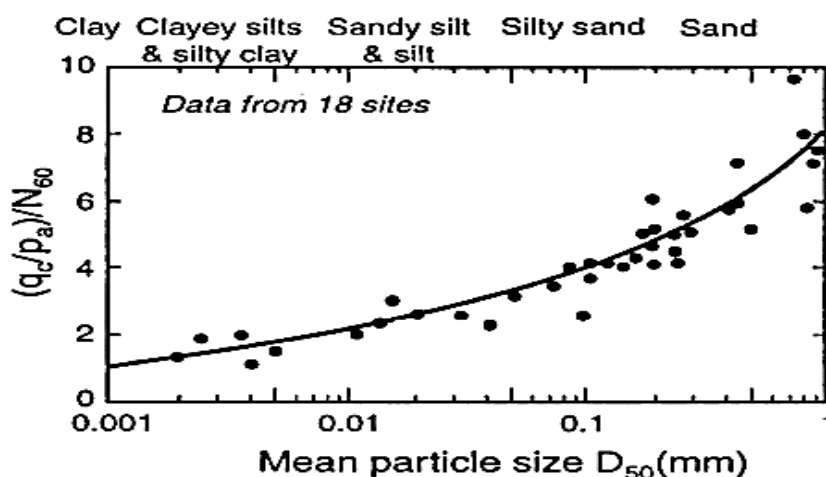


Figure 3.1: corrélation SPT-CPT faite par Robertson et all. [14]

3.3.3 Corrélation SPT- Préssiomètre

3.3.3.1 Terrains cohérent

A noté que pour ce genre de terrain, il est déconseillé d'utiliser l'essai du S.P.T à cause des phénomènes parasites selon l'avis de Maurice Cassan qui a repris les travaux mené par Marie Lafeuillade en France et à donner les corrélations résumés sur le graphique de la figure 3-2 [12]:

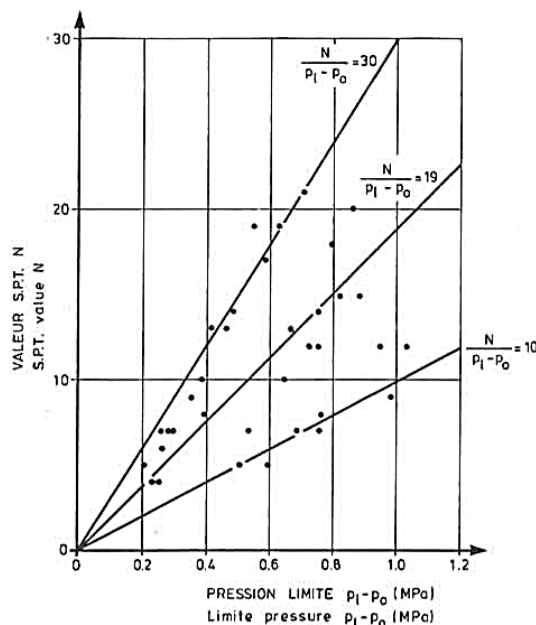


Figure 3.2: corrélation entre N et p_1-p_0 en terrain cohérent

L'équation de la droite de régression du nuage de points est :

$$N=19 (p_1-p_0) \quad (3.2)$$

3.3.3.2 Pour les Sables purement frottants

Pour ce genre de terrains, Maurice Cassan a proposé la relation suivante :

$$N=50 (p_1-p_0) \quad (3.3)$$

p_1-p_0 : exprimé en MPa

Remarque

Une importante remarque doit être faite la plus part des corrélations cité précédemment sont des corrélations basées sur l'expérimentale et ne sont que purement empirique et donc des conditions d'utilisation de ces dernières s'imposent car les propriétés d'un sol changent d'un emplacement à un autre par exemple Robertson a effectué ses travaux sur le sol américain et canadien, Sanglerat a effectué ses travaux sur le sol brésilien et français,

Donc pour appliquer ces corrélations sur le sol Algérien, il faudrait faire une comparaison des caractéristiques physico-chimiques de ce dernier avec celui utilisé pour la détermination de la relation. D'autres corrélations existent pour le calcul des paramètres du sol (densité, frottement interne, module d'élasticité, Rapport de consolidation OCR...etc) Robertson and

cabal citent dans leur ouvrage les relations pour la détermination de ces différents paramètres.

3.3.4 Facteurs pouvant intervenir dans le choix d'une méthode

Le choix de la méthode dépendra donc, dans une large mesure de la nature du problème à résoudre, mais également de la structure géologique du site. Ces deux éléments conditionnent à eux seuls, le type d'essais géotechniques et la nature des forages. Il est bien évident que la géologie du site est un but à chercher et n'est pas connue à priori. On peut s'en faire une idée grâce 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.

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.

3.3.5 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.

3.3.6 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 reconnaissance et les méthodes de dimensionnement sont à adapter au type 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 que 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.

3.3.7 Importance de l'ouvrage

Le premier facteur des pratiques de calcul géotechnique et de caractérisation des sols est l'importance des ouvrages. Généralement des constructions de natures différentes, ne peuvent se faire avec les mêmes techniques. 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.

3.3.8 Délais d'exécution et facteur économique

Il y a deux facteurs essentiels de la pratique des études géotechniques et reconnaissances que 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 ne 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.

3.3.9 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 CCTa (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.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné les avantages et les inconvénients de chaque méthode de dimensionnement des fondations profondes, ainsi que des corrélations qui permettent d'avoir une bonne approche des paramètres de chaque méthode. Ces résultats sont cependant à utiliser avec prudence car ils ont été obtenus à partir d'un nombre restreint d'échantillons pour certains sols et qui ne permettent pas d'assurer totalement leur validité. A ce stade, nous pourrions dire que les corrélations sont dépendantes de la nature du sol et ne sont que purement empiriques.

Chapitre 4

4.1 Introduction

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis parmi eux on cite Plaxis, Géo5, Foxta...etc. L'ingénieur ayant de l'expérience dans ce domaine sait que le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer, Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant et souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

4.2 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but prévoir le comportement d'un ouvrage.

Ce logiciel exécutable sous Windows, comporte une interface graphique permettant, pour un modèle géométrique donné, de générer un maillage d'éléments finis (triangles à 6 nœuds ou à 15 nœuds selon la précision recherchée), d'effectuer les calculs plans ou axisymétriques pour le modèle de comportement considéré et d'éditer les résultats obtenus sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) en vue de leur analyse [16].

Le système d'options du code plaxis commence par :

a- Le Maillage

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent ce détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

b- Les conditions aux limites en déplacement

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales). L'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

c- Les contraintes initiales dues au poids des terres

Cette étape peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique, on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

d- Les pressions interstitielles

La pression interstitielle a été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles. Mais bien sûr, cette opération demande du temps de la part de l'opérateur et de la machine.

e- Le coefficient de sécurité

C'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, en supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur: déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on soit intéressé par l'un ou l'autre aspect.

4.3 Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis

4.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν ; l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$). Ce-ci n'est pas le cas des modules d'Young non drainé est supérieur au drainé.

G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques, on passe de G à E par la relation:

$$E = 2 G (1 + \nu) \quad \mathbf{4.1}$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

4.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de plusieurs paramètres de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires.

a) le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture, comme le montre la figure 4-1

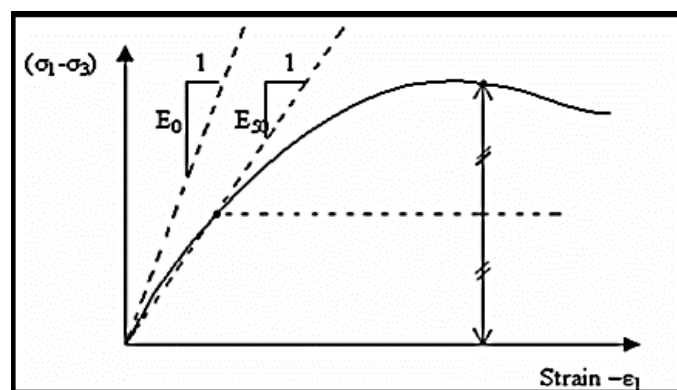


Figure 4.1: Définition de la rupture à 50% de la rupture [16]

a) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

b) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

c) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans

des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth.

d) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante

$$\text{Pour } \varphi > 30^\circ \quad \Psi = \varphi - 30^\circ$$

$$\varphi < 30^\circ \quad \Psi = 0$$

La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

Le tableau 4-1 résume les paramètres nécessaires de l'input pour le modèle de coulomb-Mohr

Tableau 4.1: Paramètres de coulomb-Mohr à injectées dans plaxis [17]

Paramètres de Coulomb-Mohr	Symbole	Unité
Cohésion (effective)	C	[KN/m ²]
Angle de frottement effectif	ϕ	[°]
Angle de dilatance	Ψ	[°]
Module sécant d'un essai Triaxial	E_{50}^{ref}	[KN/m ²]
Module sécant d'un essai œdométrique	E_{ur}^{ref}	[KN/m ²]
coefficient de poisson v	v	[-]

4.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil Model (H.S.M))

Le modèle de sol avec écrouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

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

- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie. On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang Car il en répond en améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charges et de rupture comme illustré dans les figures 4.2 et 4-3 respectivement [17].

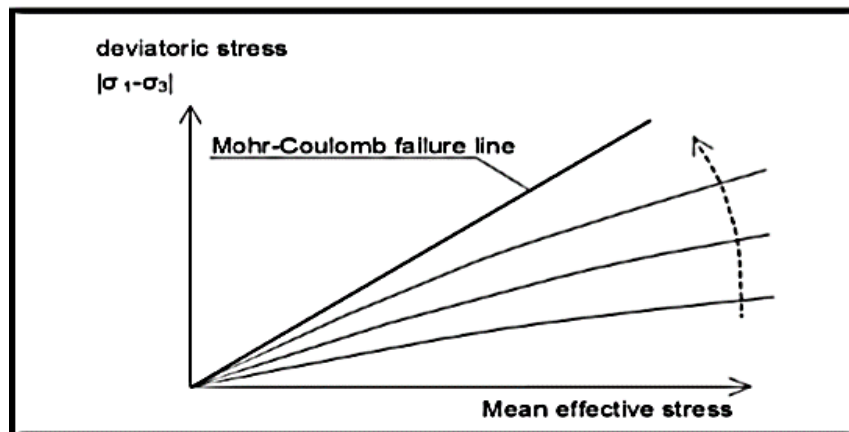


Figure 4.2: Forme de surfaces de charge H.S.M [16]

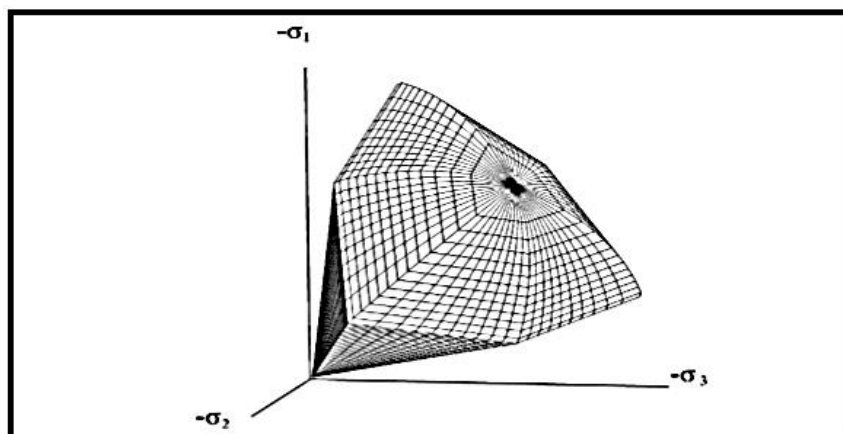


Figure 4.3 : Surface de rupture pour (HSM) cas d'un sol non cohérent [16]

4.3.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire, celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire.

Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps. Elle est caractérisée par le paramètre, et elle génère ce qui est appelé la quasi-pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 4-4 résume ce phénomène ; les déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous [17]

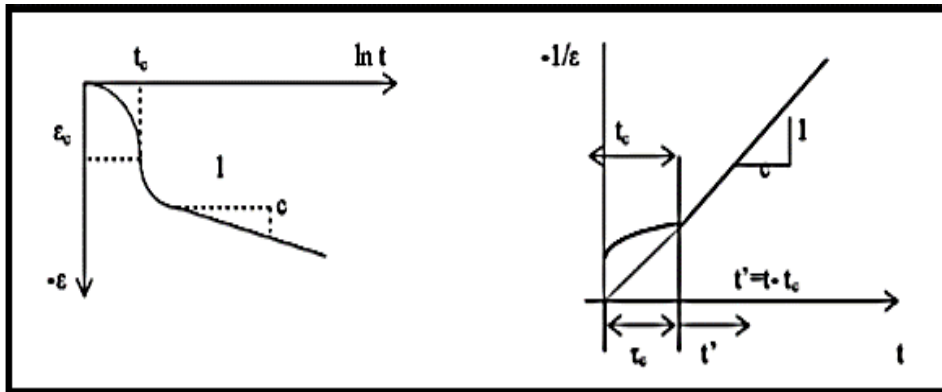


Figure 4.4: Effet du temps sur les essais œdométriques [16]

4.3.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les résistances. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique [16].

Le tableau 4.2 présente les paramètres nécessaires pour un calcul en utilisant le modèle S.S.M

Tableau 4.2: paramètres nécessaires au model SSM [17]

Paramètres	Symbol	Unité
Indice de compression	λ	[-]
Indice de gonflement	κ^*	[-]
Cohésion	C	[KN/m ²]
Angle de frottement	ϕ	[°]
Angle de dilatance	Ψ	[°]
Coefficient de poisson en charge décharge	ν_{ur}	[-]
Paramètre de contrainte	k_0^{Nc}	[-]

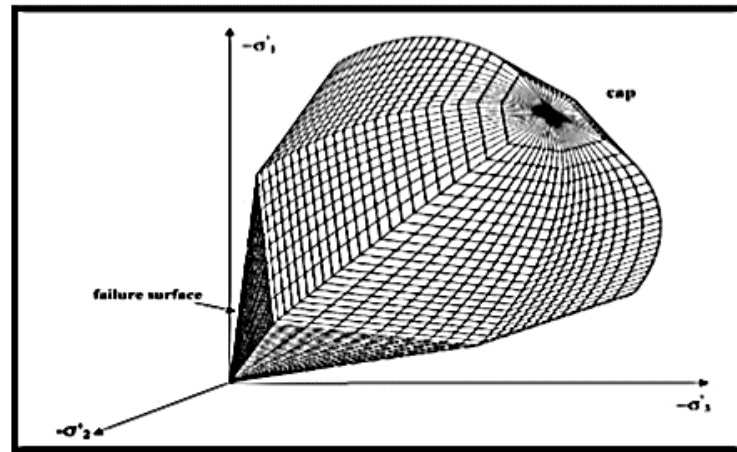


Figure 4.5 :Surface de rupture pour un soft soil model SSM [17]

4.4 Conclusion

Les différents modèles utilisés dans Plaxis montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité. A partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé.

Dans le chapitre qui suit nous allons essayer de représenter un modèle sur Plaxis pour l'étude du tassement d'un pieu isolé sous chargement axial et de définir la variation de la contrainte en pointe du pieu en fonction du chargement en tête.

Chapitre 5

5.1 Introduction

Notre étude consiste essentiellement en la comparaison entre les différentes méthodes de calcul des fondations profondes. Pour ce faire l'étude d'un cas pratique s'impose pour mieux apprécier les performances de chaque méthode. Notre choix s'est orienté vers la construction d'une usine de trituration multi grains et de raffinage d'huile près du port de DjenDjen qui se situe dans la wilaya de Jijel.

5.2 Description du projet

Le projet de NUTRIS consiste dans la construction d'une usine de trituration de graines de soja ayant une capacité nominale de 5 000 tonnes/jour, pouvant également atteindre 7 000 tonnes/jour, ainsi que la construction d'une raffinerie pour l'huile de soja ou l'huile de tournesol importée. (Figure 5.1)

Les données géotechnique ainsi que les caractéristiques mécaniques que nous allons utiliser pour procéder à cette étude nous ont été communiquées par l'entreprise Keller fondations spéciales.



Figure 5.1 montre une vue sur l'emplacement du site.

5.3 Etude Géotechnique

Conformément au rapport géotechnique, le Plot 16 se caractérise par certaines surfaces de sol meuble car devenu une décharge.

D'autre part, les décharges sont localisées sur la moitié nord du plot, par rapport à la surface centrale. La délimitation des unités géotechniques n'est pas claire et nous trouvons plusieurs contradictions entre les strates géologiques, les profils du terrain et les forages topographiques.

Afin de définir les calculs et la conception des fondations, ainsi que les recommandations à suivre, le Plot 16 a été divisé en sept zones comme le montre la figure 5.2

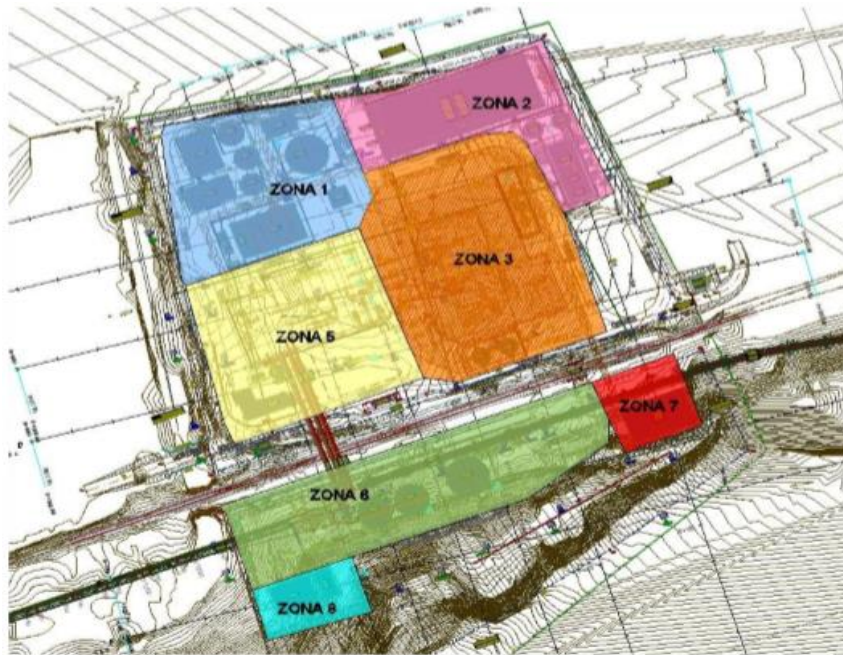


Figure 5.2 : les différentes zones du plot 16

L'emplacement exact du bâtiment de préparation est indiqué dans la figure 5.3

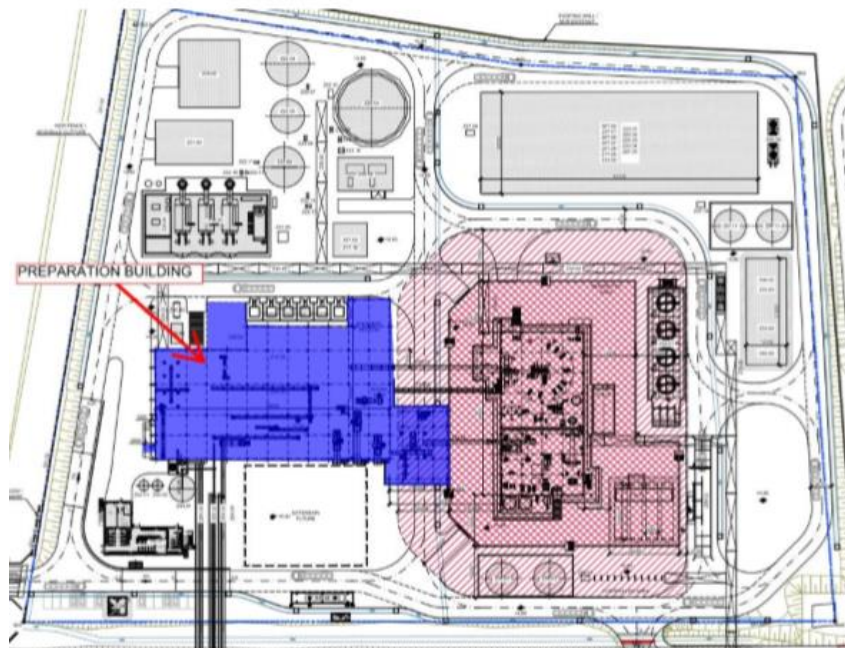


Figure 5.3 : Emplacement du bâtiment de préparation

5.3.1 Travaux effectués sur le terrain

L'exécution des sondages et des essais in situ ont été pris en charge par l'entreprise INZAMAC, ils ont effectué au total 2 sondages mécaniques à rotation avec carottage continu qui ont atteint une profondeur maximale de 40 mètres.

Ces sondages mécaniques ont eu pour but d'identifier les différentes unités géotechniques et leur disposition spatiale, la caractérisation géotechnique des matériaux traversés par des essais in situ de résistance et de perméabilité Lefranc, la réalisation de sondages pressiométriques et de pénétration au piézocône CPTU.

Et bien sur la préparation des échantillons pour l'analyse subséquente en laboratoire (essais d'identification, cisaillement...)

En tenant compte des propriétés du sol définies dans le rapport géotechnique, les fondations du bâtiment d'extraction sont conçues comme une fondation profonde. Ainsi, 117 pieux de construction de 800 mm de diamètre seront utilisés avec un espacement minimum de 3 mètres entre les axes, Ils seront enfoncés à 14 m de profondeur dans le sol naturel du niveau urbanisable situé à + 6.0 mètres au-dessus du niveau de la mer.

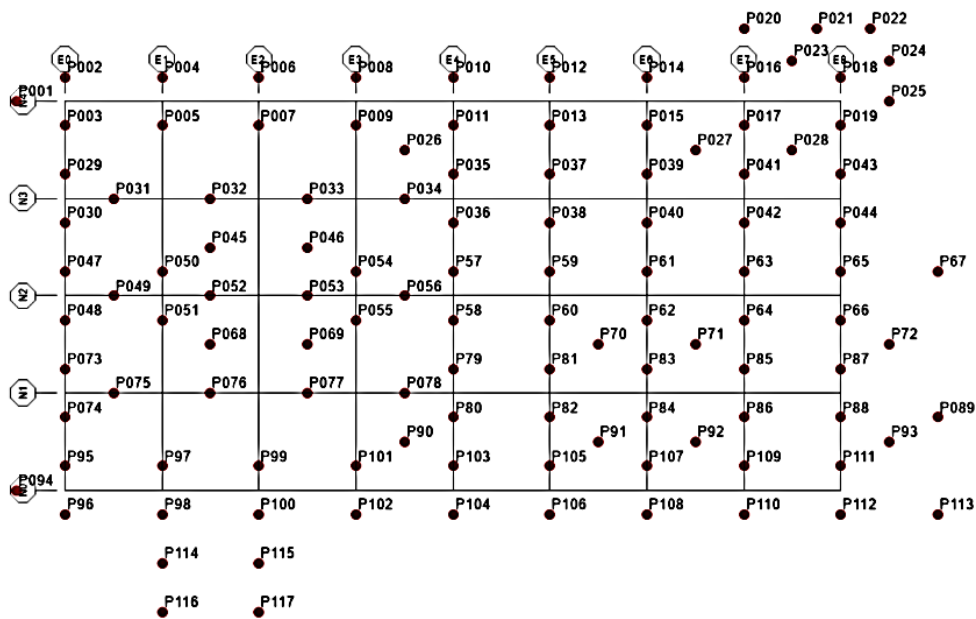


Figure 5.4: Configuration des pieux, vue en plan

5.3.2 Propriétés du béton utilisé pour les fondations profondes

Le béton utilisé pour les fondations sera conforme aux normes EN 206-1 et EN10080 avec une résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours de 30 MPa. Les principales caractéristiques utilisées pour les calculs sont les suivantes :

- Densité : $\rho_c=25\text{KN}/\text{m}^3$.
- Résistance caractéristique en compression: $f_{ck}=30\text{MPa}$.

- Module de Young $E=33000$ MPa.
- Coefficient de poisson : $\nu_c=0.2$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha_c=10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

5.3.3 Profil géotechnique du sol

D'après les sondages carottés effectués sur le site, nous sommes en présence de sables moyens avec peu de fines et à faible densité relative, nous sommes en présence d'un site sableux multicouche suivant les résultats obtenus des sondages

Tableau 5.1:Tableau récapitulatif des paramètres proposés du terrain

Plot 16	CL	PLC	PLS
Lithologie	Sables	Sables	Sables
Fines (%)	10	20	15-15
Teneur en eau (%)	5-10	5-10	10-15
D.Apparente (t/m³)	1,7	2.00	2.00
Agressivité	Type 1	Type 1	Type 1
Expansivité	Nul	Nul	Nul
C' (t/m²)	0.0	1.5	0.8
ϕ' (°)	28	32	35
E(t/m²)	600-800	2200-2400	3700-4000

Pour le calcul de la capacité portante du pieu, nous allons-nous référer aux résultats du sondage carotté présenté dans l'Annexe 2 figure 2.

En ce qui concerne ce site, la nappe d'eau a été détectée à partir des 35 m pour le cas le plus défavorable, donc nous n'allons pas prendre en compte l'effet de la pression interstitielle dans nos calculs.

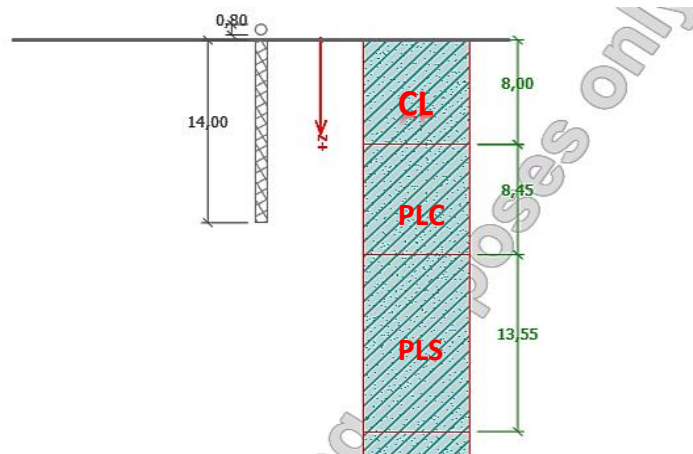


Figure 5.5 : Profil de sol

5.4 Calcule de la capacité portante du pieu

5.4.1 Méthode Statique

Les résultats du sondage carotté, indique un profil de sol comme illustré dans la figure 5.5 du paragraphe 5.3.3

Pour le calcul de la capacité portante on va utiliser les formules cité au paragraphe 2.5, on va s'intéressé au calcul de la capacité pour deux pieux de diamètres différents 0.8 et 1.00 m

5.4.1.1 Calcul préliminaire

Le tableau 5.2 récapitule les principaux paramètres nécessaires au calcul

Tableau 5.2: Calcul des paramètres nécessaires au calcul

	Formule	Résultats
Section du pieu (m ²)	πr^2	0.502 B=0.8 m 0.785 B=1.00 m
Périmètre du pieu (m)	$\pi.B$	2.512 B=0.8m 3.14 B=1.00m
Coefficient des terres au repos K_0	$1-\sin\phi'$	0.53 CL 0,47 PLC
Facteur de portance N_q	$\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{4}\right)e^{\pi \tan\phi'}$	12.52
contrainte effective à la base du pieu (KN/m ²)	$\gamma.D$	256
Facteur de portance du terme de cohésion N_c	Déterminé par Meyerhof	9
Angle de frottement sol-pieu δ (°)	$2\phi'/3$	18.66 CL 21,33 PLC

5.4.1.2 Calcul de la résistance en pointe

$$Q_p = 1.3.C.N_c + q.N_q$$

⇒ La force en pointe $F_{p-0.8} = 3380.62 \times 0.5024 = \mathbf{1698.42 \text{ KN}}$

⇒ La force en pointe $F_{p-1.00} = 3380.62 \times 0.785 = \mathbf{2653.78 \text{ KN}}$

5.4.1.3 Calcul du frottement latéral

$$Q_s = \sum (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \cdot A_s)$$

$$Q_{s-0.8} = \mathbf{816.87 \text{ KN}}$$

$$Q_{s-1.00} = \mathbf{1026.38 \text{ KN}}$$

Le tableau 5-3 résume les valeurs de la résistance en pointe et du frottement latéral pour chaque pieu

Tableau 5.3: Résultats de la résistance en pointe et du frottement latéral par la méthode statique

Méthode Statique	Q _p (KN)	Q _s (KN)
Diamètre du pieu 0.8 m	1698.42	816.87
Diamètre du pieu 1 m	2653.78	1026.38

5.4.2 Méthode au pénétromètre statique

Les résultats de l’essai au pénétromètre statique effectué par Inzamac sont représentés en Annexe 2 figure 3. Pour la démarche à suivre pour le calcul de la capacité portante du pieu on va utiliser les relations établies par le fascicule 62 titre 5 cité au paragraphe 2.7.4.

5.4.2.1 Calcul de la résistance en pointe

$$Q_P = k_c \cdot A_P \cdot q_{ce}$$

Pour le calcul de la résistance équivalente q_{ce} , nous allons utiliser une méthode numérique pour le calcul de l’intégrale, notre choix s’est orienté vers celle de Simpson.

Rappel sur la méthode de Simpson

Sur un intervalle [a b] l’intégrale de Simpson est de la forme :

$$I_s = \frac{h}{3} [y_0 + 4 \sum y_{i+1} + 2 \sum y_i + y_n]$$

Avec

h: le pas calculé par la formule suivante : $h = \frac{b-a}{n}$.

Y_{i+1} et y_i : respectivement les termes impaires et pairs.

Dans notre cas, on va adopter un pas d’intégrale $h=0.5$ m

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

Dans notre cas : $a=b=0.5$ m

$$\Rightarrow q_{cm} = \frac{1}{2} \int_{13.5}^{15.5} q_c(z) dz$$

Tableau 5.4: Valeurs de q_c entre 13.5 et 15.5 m

Profondeur (m)	Valeurs de q_c (MPa)
13.5	16
14	20
14.5	22
15	24
15.5	23

$$q_{cm} = \frac{0.5}{6} [16 + 2[20] + 4 \cdot \sum [22 + 24] + 23] = \mathbf{21.91 MPa}$$

Etant donné qu'entre [13.5, 15.5] les valeurs de la résistance en pointe q_c sont inférieures à $1.3 \cdot q_{cm} = 28.48 \text{ MPa}$; (valeur écrêtée)

→ $q_{ce} = q_{cm}$

La valeur du facteur de portance $K_c = 0.15$ tiré du tableau 2-2 cité dans le paragraphe 2.7.4 pour un pieux mis en œuvre sans refoulement de sol

⇒ $Q_{P-0.8} = k_c \cdot A_P \cdot q_{ce} = \mathbf{1651.13 \text{ KN}}$

⇒ $Q_{P-1.00} = k_c \cdot A_P \cdot q_{ce} = \mathbf{2579.90 \text{ KN}}$

5.4.2.2 Calcul du frottement latéral

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (5.1)$$

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

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_{smax} \right\} \quad (5.2)$$

Le tableau cité dans l'annexe 1 tableau 4 indique que $\beta = 250$ sans toutefois dépasser $q_{smax} = 0.04 \text{ MPa}$

De la même manière on va utiliser une intégrale numérique pour l'évaluation du frottement latéral mais sans dépasser la valeur de q_{smax} . Les valeurs de q_s en fonction de la profondeur sont présentées dans le tableau 5-5

Tableau 5.5 : Calcul des valeurs de q_s selon le fascicule 62, titre5

Profondeur (m)	Valeur de $\frac{q_c}{\beta}$ (MPa)	q_{Smax} (MPa)	Choix de la Valeurs de q_s (MPa)
1	0.024	0.04	0.024
2	0.024	0.04	0.024
3	0.03	0.04	0.03
4	0.024	0.04	0.024
5	0.026	0.04	0.026
6	0.03	0.04	0.03
7	0.036	0.04	0.036
8	0.044	0.04	0.04
9	0.044	0.04	0.04
10	0.052	0.04	0.04
11	0.056	0.04	0.04
12	0.056	0.04	0.04
13	0.04	0.04	0.04
14	0.08	0.04	0.04

$$\rightarrow Q_{s-0.8} = P \int_0^h q_s(z) dz = \mathbf{1155.52 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow Q_{s-1.00} = P \int_0^h q_s(z) dz = \mathbf{1444.4 \text{ KN}}$$

On obtient alors les valeurs de la résistance en pointe et du frottement latéral tableau 5-6

Tableau 5.6: Valeurs de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du diamètre par la méthode pénétrométrique

Méthode au pénétromètre statique	Résistance en pointe Q_p (KN)	Frottement latérale Q_s (KN)
Diamètre du pieu 0.8 (m)	1651.13	1155.52
Diamètre du pieu 1.00 (m)	2579.90	1444.4

5.4.3 Méthode au Pressiomètre Ménard

Pour le calcul de la capacité portante du pieu, nous allons-nous référer aux résultats du sondage pressiométrique présenté dans l'Annexe 2.figure 1

De la même manière que le pénétromètre, on va utiliser la méthodologie du fascicule 62 titre 5 citée dans le paragraphe 2.6.6 du chapitre 2.

5.4.3.1 Calcul de la résistance en point Q_p

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

$$A_p = \pi \left(\frac{B}{2}\right)^2 = \pi \left(\frac{0.8}{2}\right)^2 = \mathbf{0.5024 \text{ m}^2}$$

Pression limite à la profondeur $z = 18 \text{ m}$ Voir la figure 1 **annexe 2**

Le tableau 2 citée dans l'annexe 1 indique une valeur de $K_p=1,1$.

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

$a = 0,5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$,

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

$$a=0.5\text{m et } b=0.5\text{m et } D=14\text{m} \text{ donc } \begin{cases} D + 3a = 15.5 \\ D - b = 13.5 \end{cases}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{13.5}^{15.5} P_L^* dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \left[\frac{P_L^*(13)+P_L^*(14)}{2} * 0.5 + \frac{P_L^*(14)+P_L^*(15)}{2} * 1 + \frac{P_L^*(15)+P_L^*(16)}{2} * 0.5 \right]$$

$$P_1^* = P_1 - P_0$$

$P_0 = k_0 * q_{v0}$; car la pression interstitielle $U=0$, et $K_0=0.5$

$$q_{v0} = \gamma_h * h \quad \text{tell que } \gamma_h = 2t/m^3$$

La figure 1 de l'annexe 2 nous donne les valeurs de P_1

Tableau 5.7: valeurs de P_0 P_1 P_1^* en fonction de la profondeur

Profondeur (m)	13 m	14 m	15 m	16 m
P_0 (bar)	1.7	1.8	1.9	2
P_1 (bar)	38.91	32.51	32.43	32.35
P_1^* (bar)	37.21	30.71	30.53	3.35

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \left[\frac{37.21+30.71}{2} * 0.5 + \frac{30.71+30.53}{2} * 1 + \frac{30.53+30.35}{2} * 0.5 \right]$$

$$P_{le}^* = 31.41 \text{ bar}$$

$$q_p = k_p * P_{le}^* = 1.1 * 31.41$$

$$q_p = 34.55 \text{ bar}$$

$$Q_p = q_p * A_p = 173.45 \text{ tonnes}$$

$$Q_{P-0.8} = 1730.45 \text{ KN}$$

5.4.3.2 Calcul du frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \sum q_s * h_i$$

$$P = 2\pi \left(\frac{B}{2}\right) = 2.51 \text{ m}$$

Type de pieu : forée tubé à tube récupère

Nature de sol : sable classe B

Donc d'après le tableau dans l'annexe 1 on tire q_s a parti de la courbe Q_1

$$q_s = 0.04 \text{ MPa} = 0.4 \text{ bar} = 4 \text{ t/m}^2$$

Pour $D=14\text{m}$ on a :

$$Q_s = 2.51 * 4 * 14 = 140.56 \text{ tonnes}$$

$$Q_{s-0.8} = 1405.6 \text{ KN}$$

On a effectué un programme Excel qui calcule la résistance en pointe et le frottement latéral d'un pieu par la méthode pressiomètrique.

Les tableaux 5-8 et 5-9 montrent les résultats dus au pressiomètres pour un pieu de diamètres différents 0.8 et 1.00 (m)

Tableau 5.8 : Calcul de la capacité portante d'une fondation profonde Q_1 d'un pieu isolé B=0.8m

prof (m)	D (m)	PI (bar)	qv0 (bar)	P0 (bar)	PI* (bar)	Ple* (bar)	qp (bar)	Σq_s*hi (tonne/m)	Qp (tonnes)	Qs (tonnes)
8	4	27,33	1,6	0,8	26,53					
9	5	27,16	1,8	0,9	26,26	26,048	28,65	20	143,84	50,2
10	6	26,99	2	1	25,99	25,468	28,01	24	140,63	60,24
11	7	26,2	2,2	1,1	25,1	24,484	26,93	28	135,2	70,28
12	8	25,41	2,4	1,2	24,21	22,912	25,2	32	126,52	80,32
13	9	23,26	2,6	1,3	21,96	22,61	24,87	36	124,85	90,36
14	10	21,1	2,8	1,4	19,7	27,485	30,23	40	151,77	100,4
15	11	33,21	3	1,5	31,71	35,394	38,93	44	195,45	110,44
16	12	45,31	3,2	1,6	43,71	38,147	41,96	48	210,65	120,48
17	13	38,91	3,4	1,7	37,21	34,75	38,23	52	191,89	130,52
18	14	32,51	3,6	1,8	30,71	31,41	34,55	56	173,45	140,56
19	15	32,43	3,8	1,9	30,53	30,591	33,65	60	168,92	150,6
20	16	32,35	4	2	30,35	31,013	34,11	64	171,25	160,64
21	17	33,48	4,2	2,1	31,38					
22	18	34,6	4,4	2,2	32,4					

Tableau 5.9 : Calcul de la capacité portante d'une fondation profonde Q_1 d'un pieu isolé B=1 m

prof (m)	D (m)	PI (bar)	qv0 bar	P0 bar	PI* (bar)	Ple* (bar)	qp (bar)	Σq_s*hi tonne/m	Qp (tonne)	Qs (tonne)
8	4	27,3	1,6	0,8	26,53					
9	5	27,2	1,8	0,9	26,26	26,048	28,65	20	224,92448	62,8
10	6	27	2	1	25,99	25,468	28,01	24	219,91618	75,36
11	7	26,2	2,2	1,1	25,1	24,484	26,93	28	211,41934	87,92
12	8	25,4	2,4	1,2	24,21	22,912	25,2	32	197,84512	100,48
13	9	23,3	2,6	1,3	21,955	22,61	24,87	36	195,23735	113,04
14	10	21,1	2,8	1,4	19,7	27,485	30,23	40	237,33298	125,6
15	11	33,2	3	1,5	31,705	35,394	38,93	44	305,62719	138,16
16	12	45,3	3,2	1,6	43,71	38,147	41,96	48	329,39935	150,72
17	13	38,9	3,4	1,7	37,21	34,75	38,23	52	300,06625	163,28
18	14	32,5	3,6	1,8	30,71	31,41	34,55	56	271,22535	175,84
19	15	32,4	3,8	1,9	30,53	30,591	33,65	60	264,15329	188,4
20	16	32,4	4	2	30,35	31,013	34,11	64	267,79726	200,96
21	17	33,5	4,2	2,1	31,375					
22	18	34,6	4,4	2,2	32,4					

5.5 Calcul de la charge admissible aux états limites

5.5.1 Etats limites ultime (ELU)

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

$$Q_{a-ELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s$$

5.5.2 Etats limites de service (ELS)

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

$$Q_{a-ELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s$$

Les résultats des calculs de charge admissible en fonction des diamètres du pieu sont représentés dans les figures 5.6 et 5.7

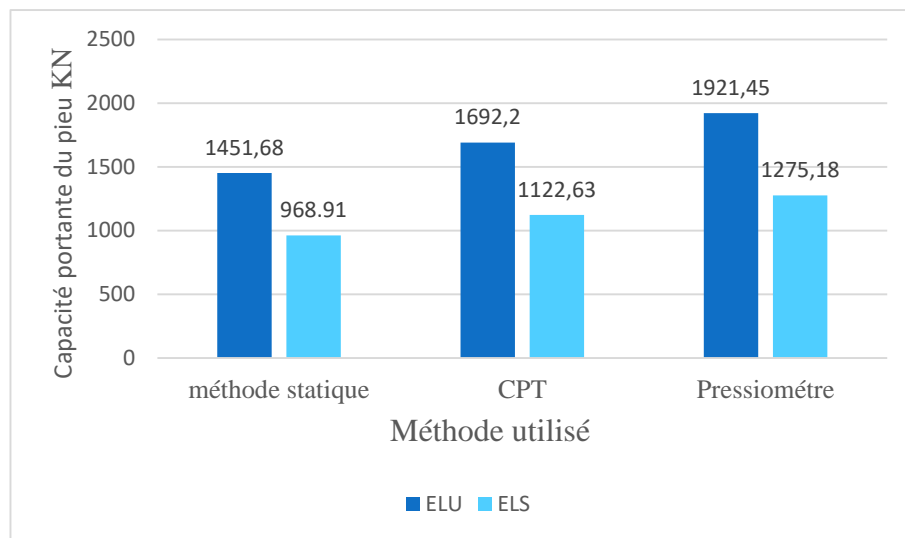


Figure 5.6 : capacité portante admissible d'un pieu de diamètre 0.8m pour chaque méthode

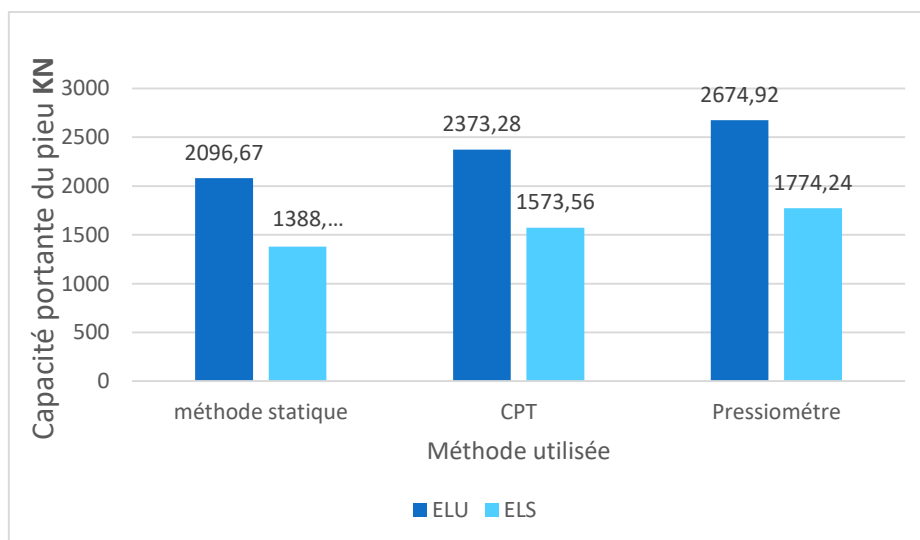


Figure 5.7 : capacité portante admissible d'un pieu de diamètre de 1.00 (m) pour chaque méthode

5.6 Interprétations des résultats

Une remarque importante qu'on pourrait avoir de l'analyse des graphes des figures 5.6 et 5.7 est l'influence du diamètre sur la capacité portante. On voit que pour une méthode bien précise si on prend par exemple le cas de la méthode statique on a obtenu une capacité de 1461.86 KN pour un pieu de 0.8m de diamètre tandis que pour un diamètre de 1.00m on a une capacité de 2096.67 KN ce qui représente une grande différence entre les deux valeurs, la même chose en ce qui est de la méthode au pénétromètre statique CPT et au pressiomètre Ménard.

5.6.1 Justification de l'obtention des différentes valeurs de portance

Les trois méthodes différentes pour le dimensionnement des fondations profondes à savoir la méthode statique, la méthode pressiométrique et la méthode pénétrométrique ont donné différents résultats de capacité portante pour un pieu isolé sous chargement axial.

Par exemple pour un pieu de diamètre 0.8 m et à l'état limite ultime, l'analyse des résultats obtenus donne une capacité portante admissible plus élevée égale à **1921.47 KN** pour la méthode pressiométrique, puis suit celle donnée par la méthode pénétrométrique qui est égale à **1692.2 KN** et enfin une valeur de **1461.86 KN** par la méthode statique.

Ces différences peuvent s'expliquer par la traduction du comportement réel du terrain à étudier par la méthode utilisée. En effet, si on prend pour exemple 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 à des essais pour la détermination des caractéristiques mécaniques du sol en place, certes ces essais permettent un contrôle élevé des conditions aux limites, des vitesses de déformation et des conditions de drainage. Cependant la question est de savoir si le sol prélevé aura les mêmes caractéristiques que le sol en place vu le risque de remaniement qui peut se produire lors du prélèvement et du transport de l'échantillon.

En ce qui concerne les différences des résultats données par les essais in situ à savoir le pressiomètre et le pénétromètre, elles peuvent s'expliquer par :

1. déjà que les deux essais ne sollicitent pas le sol de la même manière. Le pressiomètre exige un pré-carottage pour l'introduction de la sonde pressiométrique à ce stade déjà il y'a risque de remaniement, pour ensuite injecter un liquide qui va dilater radialement une sonde cylindrique dans le terrain, tandis que le pénétromètre se fait par enfoncement d'un train de tige sous pression verticale.
2. l'efficacité de chaque méthode selon la nature du terrain; plusieurs chercheurs notamment Maurice Cassan ont mené des recherches sur le domaine d'utilisation des méthodes ce qui a conduit aux résultats présentés dans le tableau 5-10

Tableau 5.10 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des pieux

	Type de sol				Type d'ouvrage
	Argiles molles	Argiles raides et marnes	Sable	gravier	Pieux
Méthode statique	Usuelle et convenable	Usuelle et convenable	Tolérée mais pouvant être contestée	Proscrite	Proscrite
Méthode préssiométrique	Recommandée	Recommandée	Recommandée	Recommandée	Recommandée
Méthode pénétrométrique	Recommandée	Proscrite	Usuelle et convenable	Proscrite	Recommandée

- La méthodologie à suivre pour le calcul de la capacité portante a son influence sur le résultat final, par exemple pour notre cas on a utilisé la méthode prescrite par le fascicule 62 titre5, mais d'autres méthode existent comme celle de Robertson qui est principalement utiliser aux USA et au Canada pour le calcul de la capacité portante à partir des résultats du CPT ou encore la méthode de Schmertman et Bustamante (LCPC). Certes toutes ces méthodes sont normalisées mais elles différent entre elles et pourrait amener à une variation dans les résultats pour un même essai de cas bien défini,

On a introduit les différents résultats de l'essai au pénétromètre statique dans le code de calcul Geo5 pile CPT sachant qu'il donne une possibilité de choix de la méthodologie, On a pris comme choix la méthode prescrite par Robertson ; le résultat n'est pas loin de ce qu'on a trouvé par le fascicule 62 titre5, Le résultat est présenté dans la figure 5.9.

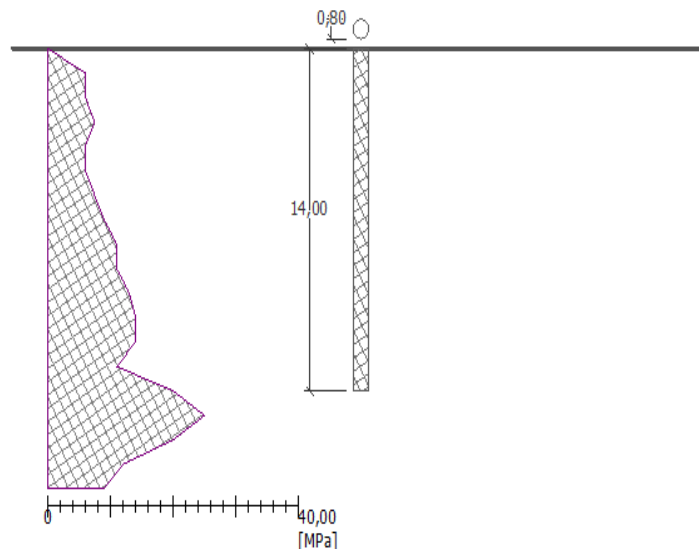


Figure 5.8: donnée du CPT une fois entrée dans Geo pile CPT

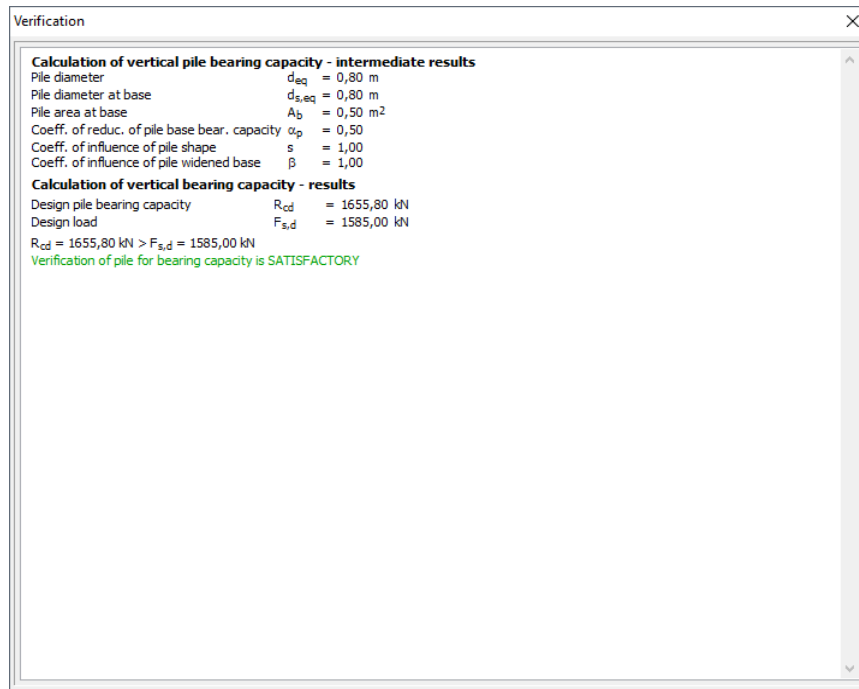


Figure 5.9: Résultats obtenus de l’essai CPT selon Robertson

De ces résultats on peut confirmer que la méthodologie utilisé pour le dépouillement des pénétrogrammes à une influence sur le résultat finale,

Pour notre cas précis on a une capacité portante ultime de 1692.2 KN pour la méthode du fascicule 62 titre5, une capacité portante de 1655.80 KN pour celle prescrite par Robertson, les valeurs sont voisine certes mais il y’a toujours une différence qu’il ne faut pas négliger,

Nous citerons un travail qui a déjà été accomplie au préalable l’or d’un concours de prévision des tassements et portance des fondations profondes a Paris, dont plusieurs auteurs avait utilisé différentes méthodes pour le calcul de la portance et qui ont abouti à différents résultats, la même remarque pour ceux qui ont utiliser une même méthode [18].

5.7 Comparaison des valeurs de capacité pour chaque méthode par rapport à celle établie par l’entreprise

L’ensemble du bâtiment de l’usine a été simulé dans un code calcul (SAP2000) basé sur les éléments finis pour évaluer la charge maximale de compression qui pourrait s’exercé sur un pieu pour pouvoir dimensionner ce dernier.

Le Tableau suivant montre à partir des résultats obtenus, les sollicitations maximales sur les pieux

Tableau 5.11: récapitulatif des sollicitations maximales

CHARGES DE TYPE GRAVITÉ						
	Charge maximale	Charge admissible	Pieu	Combinaison de charge	Pourcentage	Contrôle
	(kN)	(kN)	-	-	-	-
Compression	1585	1763	P-083	SF_L_1	0,90	OK
Tension	272	350	P-012	SF_L_1	0,77	OK
Cisaillement	4	180	P-002	SF_L_1	0,02	OK

On remarque que le pieu le plus sollicité en compression est le pieu (083) avec une charge maximale en compression de 1585 KN qui est largement inférieure à la charge admissible du pieu qui est de 1763 KN. A partir de ces résultats, nous allons essayer de comparer les résultats que nous avons trouvés pour chaque méthode par rapport à ceux déterminés par l'entreprise.

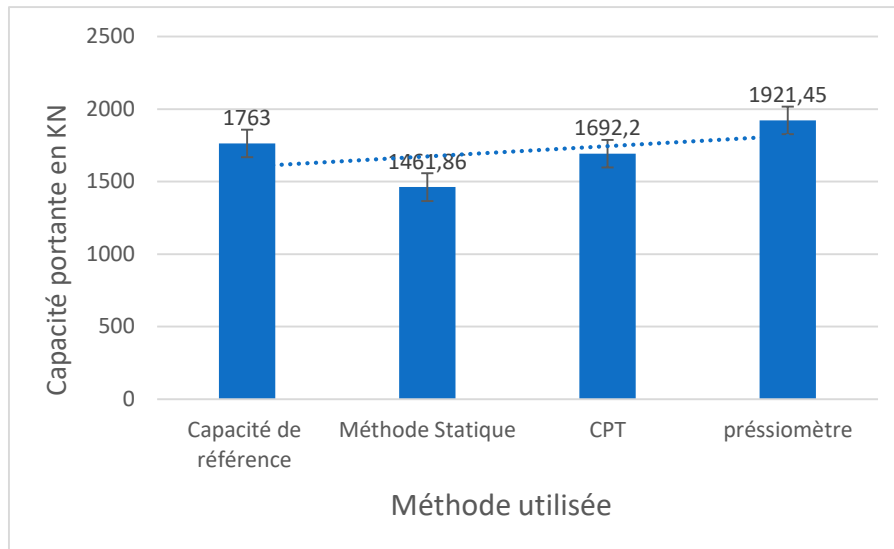


Figure 5.10 : comparaisons entre les valeurs de capacité portante de chaque méthode par rapport à la capacité de référence

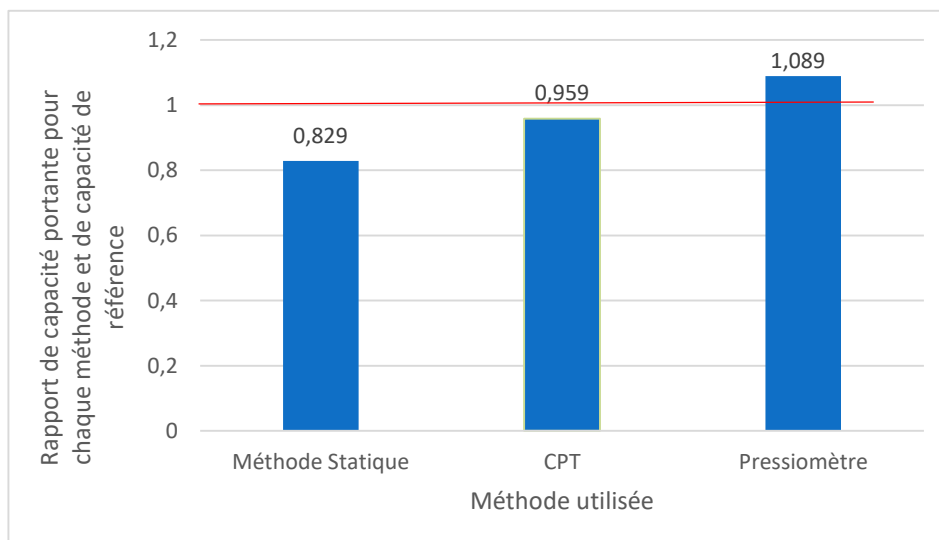


Figure 5.11 : Rapport de capacité portante pour chaque méthode et de la capacité de référence

En prenant pour référence la capacité portante établie par l'entreprise, on peut facilement remarquer du diagramme des figures 5.10 et 5.11, que nous avons largement sous-dimensionné la portance du pieu avec une erreur relative de 17.1% de la valeur de référence.

L'état limite de ruine est atteint vu que la charge maximale qui agit sur le pieu est largement supérieur à sa résistance [**1585 KN >1461.86KN**].

Tandis que pour la méthode au pénétromètre statique on remarque que nous avons dimensionné notre pieu avec une erreur d'environ 4,1% de la valeur de référence, un résultat largement acceptable vu que l'état ultime de ruine n'est pas atteint sous la charge maximale de **1585KN**.

Les résultats à partir de l'essai au pressiomètre Ménard, nous ont conduits à un léger excès de la portance pieu avec une erreur de 8.9% par rapport à la valeur de référence, bien sur ce résultat nous garantit une bien plus grande sécurité et peut être accepté.

5.8 Calcul du nombre de pieux pour chaque méthode

Les fondations profondes sont généralement constituées de groupes de pieux. Les résultats expérimentaux, particulièrement sur modèles réduits, montrent que la capacité portante d'un groupe de pieux est différente de la somme des capacités portantes individuelles de chaque pieu du groupe. Dans les argiles, la capacité portante d'un groupe de pieux frottants peut être plus petite que le produit du nombre de pieux et de la valeur de la capacité portante d'un pieu individuel. Cette réduction est engendrée par l'intersection des bulbes de pressions autour de chaque pieu, généralement dans le cas où l'espacement de l'entre axes des pieux est inférieur à 3 fois le diamètre. Dans notre cas bien défini, cet effet n'est pas pris en compte vu que les ingénieurs ont opté pour un espacement de 3.75.D.

De la formule du coefficient d'efficacité, on peut déterminer le nombre de pieux n. L'effet de groupe n'étant pas pris en considération dans notre cas, ce dernier est pris égal à 1.

La formule pour la détermination du coefficient d'efficacité est citée dans le chapitre 1 paragraphe 1.7.3

$$C_g = \frac{Q_i^g}{N * Q_i^\infty}$$

$$\Rightarrow N = \frac{Q_i^g}{Q_i^\infty}$$

Q_i^g : Charge total appliqué sur l'ensemble des pieux

Q_i^∞ : Capacité portante d'un pieu isolé

La charge total du au bâtiment de préparation de l'usine appliqué sur les pieux est de 206 271 KN

La différence des valeurs de portances obtenues pour chaque méthode se traduit soit par une augmentation ou une diminution du nombre de pieux. On remarque de la figure 5.11 que le

plus grand nombre de pieux a été obtenu des résultats donnés par le pénétromètre; plus de 137 pieux sont nécessaires pour reprendre la charge de la structure. Etant donné que la méthode statique n'a pas donné une valeur de portance admissible capable de reprendre la charge supportée par un pieu isolé, ceci nous oblige à écarter les valeurs obtenues par cette dernière.

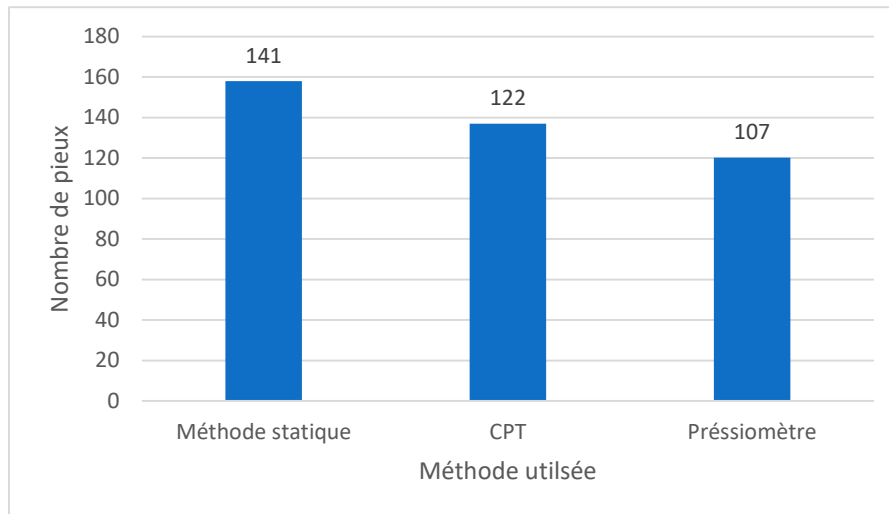


Figure 5.12: nombre de pieux obtenu pour chaque méthode

Les résultats obtenus pour le calcul du nombre de pieux, par chaque méthode, étaient prévisibles dans la mesure où le nombre de pieux est en rapport direct avec la capacité portante. Mais il faut considérer dans cette comparaison d'autres aspects du dimensionnement à savoir l'aspect temps d'exécution et l'aspect coût.

5.9 Estimation des coûts de dimensionnement pour chaque méthode

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 pénétrométrique, 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. 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.

L'entreprise INZAMAC responsable de la reconnaissance géotechnique du terrain a effectué au total deux sondages carottés avec une profondeur maximal de 30 mètres,

Le tableau 5.12 met en évidence les coûts détaillés de chaque méthode

Tableau 5.12: Estimation du coût de chaque essai

	Prix de l'unité DZD	Quantité	Total en DZD
Sondage carotté			
Préparation du matériel	/	/	30 000
Forages	6500/ml	60 mètres	390 000
Pilotage et coupe de sondage	/	/	20 000
	Total		440 000
Analyse des échantillons au laboratoire			
Mesure de densité	1000	6	6 000
Teneur en eau	1000	6	6 000
Analyse granulométrique	1500	6	9 000
Limite d'atterberg	2500	6	15 000
Essai Cedométrique	8500	6	51 000
Essai triaxial CD	25000	6	150 000
Essai au cisaillement direct	15000	6	90 000
	Total		327 000
Méthode au pénétromètre CPT			
préparation du matériel	/	/	30 000
Essai statique	3500 DZD /mL	60 mètres	21 0000
	Total		240 000
Méthode au pressiomètre			
Préparation du matériel	/	/	30 000
Forage de la zone d'essai	6 500 / mL	60 mètres	390 000
Essai pressiometrique	3 500 / mL	60 mètres	210 000
	Total		630 000

Le tableau 5.13 résume le coût de mise en œuvre de la totalité de la fondation pour deux sondages effectué sur chaque méthode

Tableau 5.13: Récapitulatif du coût global trouvé par chaque méthode

Méthode / Coût(DZD)	Méthode Statique	Méthode au pénétromètre	Méthode au pressiomètre
Sondage carotté	440 000	/	/
L'analyse des échantillons au laboratoire	327 000	/	/
Exécution de la méthode	/	240 000	630 000
Nombre total de pieux	141	122	107
Exécution d'un pieu	448 000	448 000	448 000
Exécution des pieux	63 168 000	54 656 000	47 936 000
Coût global	63 935 000	54 896 000	48 566 000

En termes d'étude économique, nous pouvons dire que la méthode qui paraît être moins coûteuse se trouve la méthode pressiométrique, puis suit la méthode au pénétromètre avec une différence relativement faible. La méthode statique est donc pour notre cas la méthode la plus coûteuse. Ces résultats s'expliquent par la différence du nombre de pieux obtenus par chaque méthode

5.10 Calcul du tassement d'un pieu

5.11 La Saisie de donnée

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 30m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 30 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

- Axysymetrie.
- 15 Nœuds.
- Maillage de 30*30 (m).

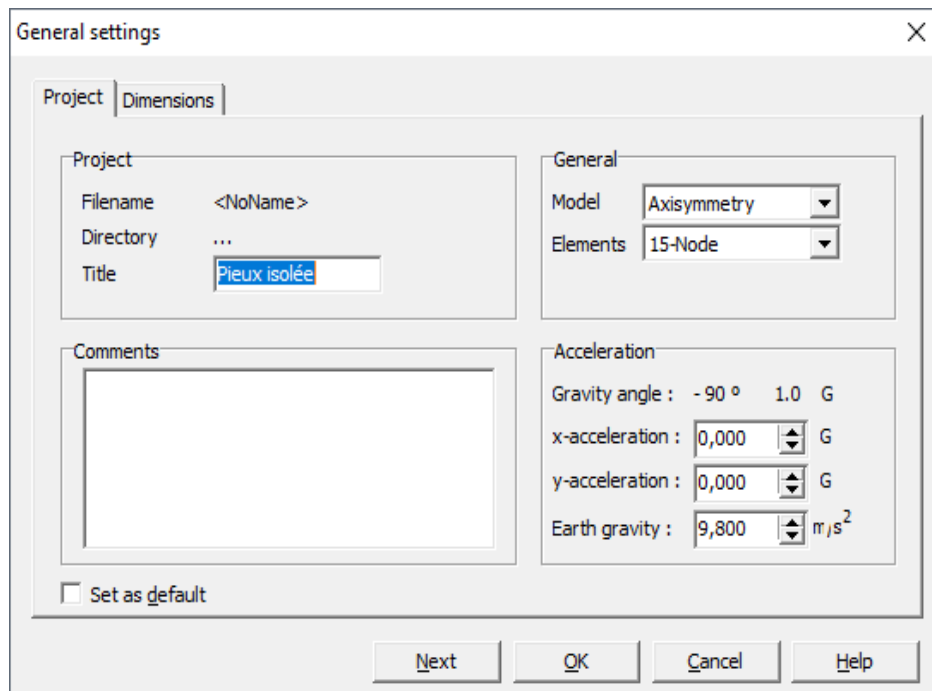
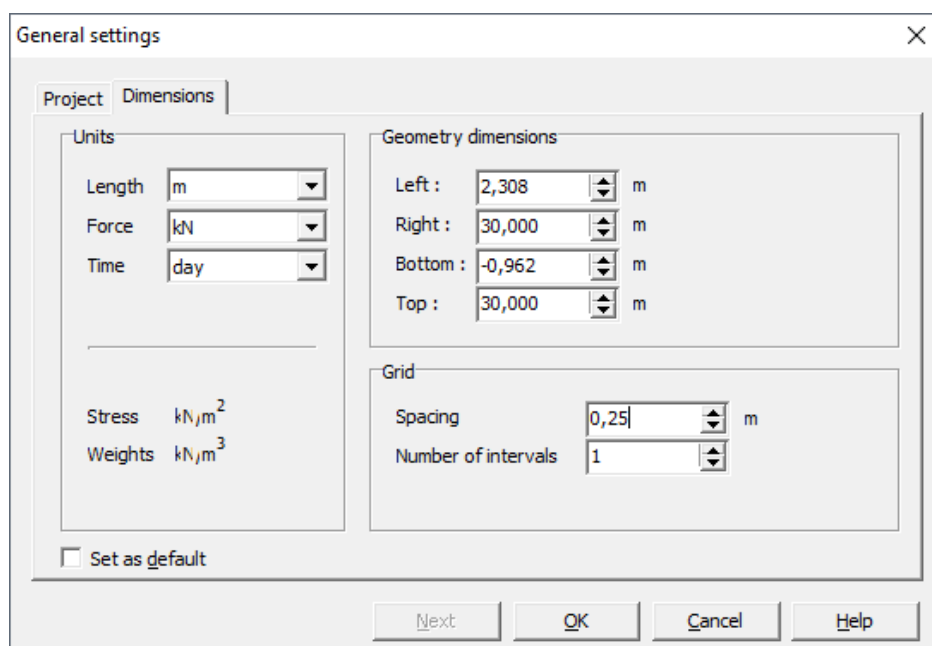


Figure 5.13 : Caractéristiques générale du modèle



Figure

taille du maillage et choix des unités

5.14:

On entre les coordonnées x et y pour notre sol ainsi que pour le pieu on aura notre modèle comme suite

Font	X [m]	Y [m]
1	30,000	30,000
2	30,000	0,000
3	0,000	0,000
4	10,000	30,000
5	10,800	30,000
6	10,800	16,000
7	10,000	16,000

Figure 5.15 : coordonnées du modèle

Pour pouvoir raffiner le maillage au tour du pieu, on crée un nouveau « cluster » (y=10 x=15). Et on applique :

- Les interfaces le long du pieu.
- Les conditions aux limites standards:
- Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ($U_x = 0$) ;
- Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle ($U_y = 0$).

Le chargement est défini par une charge A répartie sur le pieu qu'on va définir son intensité par la suite.

On va effectuer la stratigraphie du terrain et définir le niveau des différentes couches de notre sol, et entrer les différentes caractéristiques géotechniques.

Nous sommes en présence de 3 couches comme l'a indiqué le sondage carotté cité en Annexe 2 figure 2 et les paramètres de chaque couche sont cités précédemment dans le tableau (5-1).

- Couche de sable de type CL de 0-8 (m).
- Couche de sable de type PLC de 8-16.45 (m)
- Couche de sable de type PLS de 16,45-30 (m)

Pour le sol, on utilisera un modèle de Mohr-Coulomb pour les sols les figures qui suit montrent le input de ces paramètres

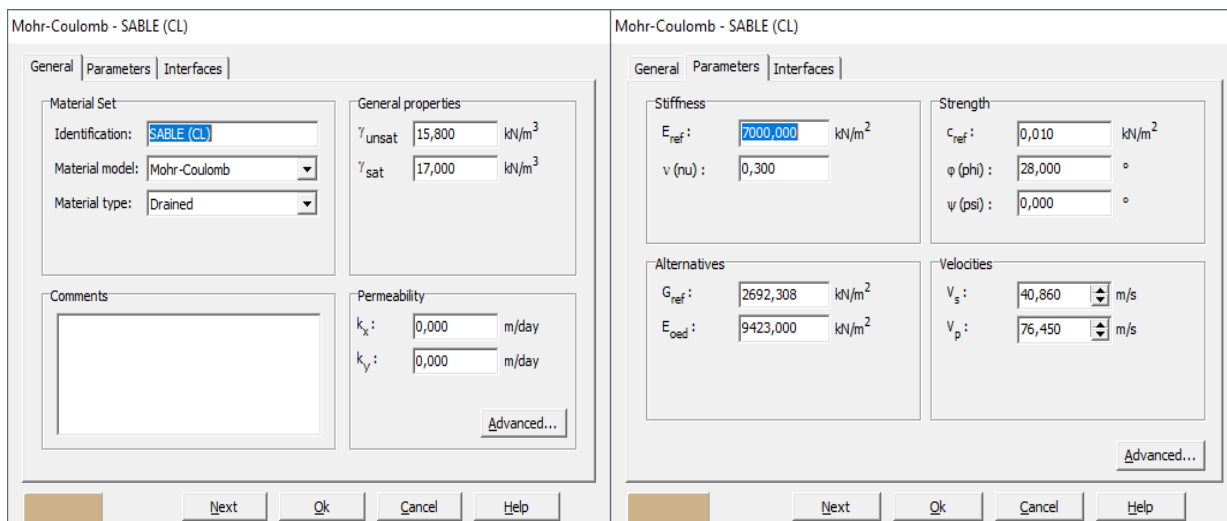


Figure 5.16: fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol

De la même manière que pour le sol on va entrer les paramètres relative au pieu les propriétés de béton utilisée, ces derniers sont cité dans le paragraphe 5.1.4.

La loi retenue pour le contact entre sol- pieu, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire,

(Linear elastic) pour le pieu. Dans l'onglet « interface »

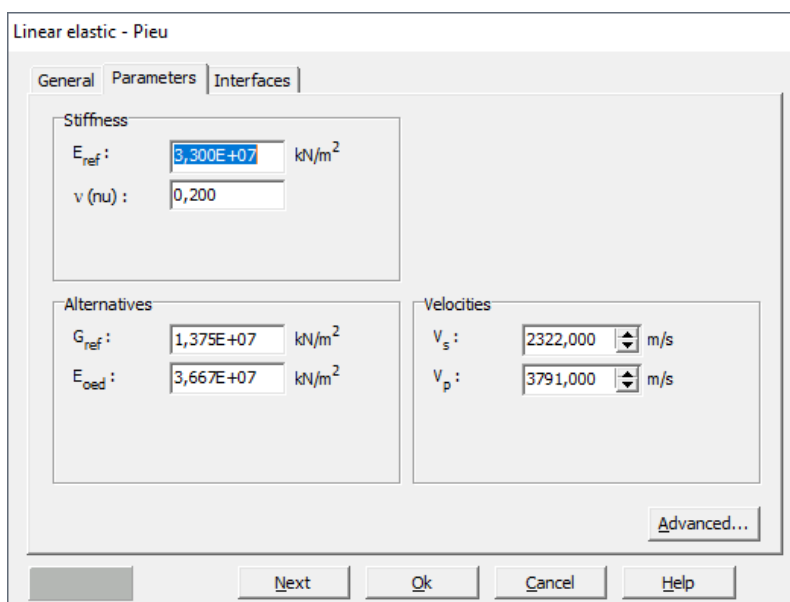


Figure 5.17 ; fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé

Après avoir entré tous les inputs notre modèle se résume à la figure 5-1

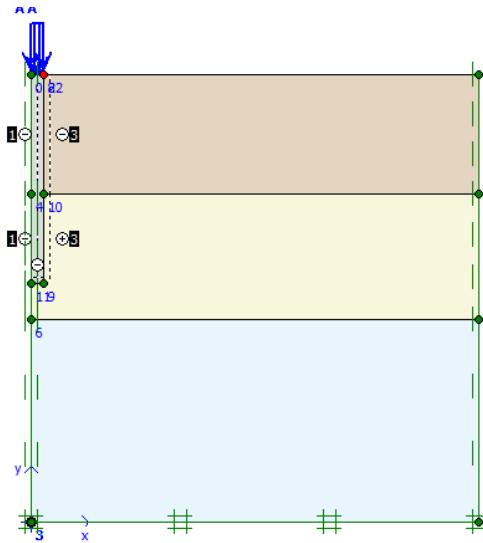
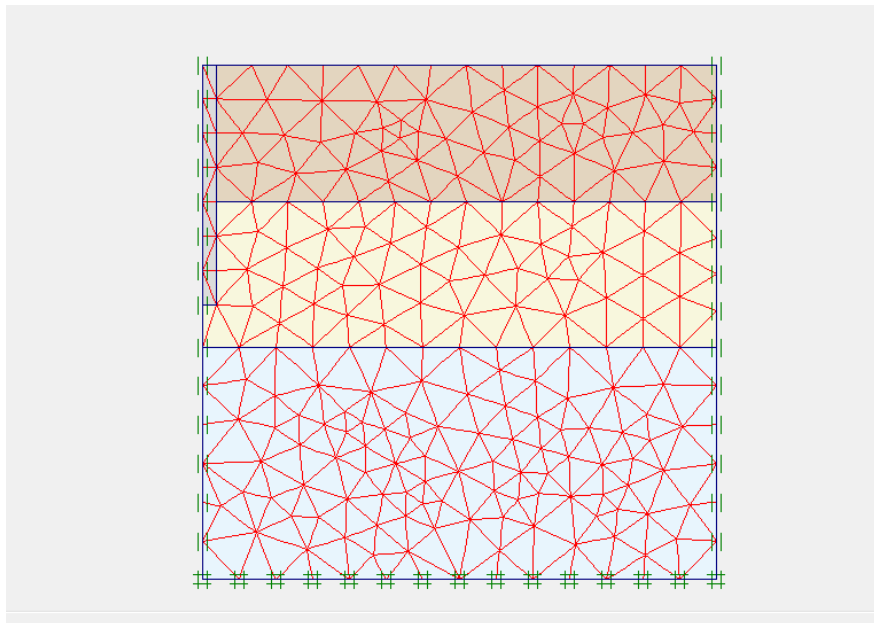


Figure 5.18 : vue finale du modèle étudié

On peut alors lancer la génération automatique du maillage, Figure 5.19 : on raffiner le maillage une fois dans le cluster voisin du pieu et ensuite deux fois dans le pieu.

Figure
maillage



5.19 :
du
problème

- **Conditions initiales**

Validez le poids volumique et le niveau de l'eau, dans notre cas la nappe d'eau n'est pas prise en compte dans nos calculs. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K_0 . Plaxis propose par défaut un K_0 selon la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \phi'$) que l'opérateur peut modifier.

5.12 Résultats trouvé

- Première phase de calcul

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet Paramètres, on prend l'option « construction par étapes » puis on clique sur le bouton « Define ». On ne va pas définir la charge on va visualiser la déformation du pieu uniquement sous consolidation du sol, les résultats sont dans la figure 5.20

Le maillage effectué est triangulaire

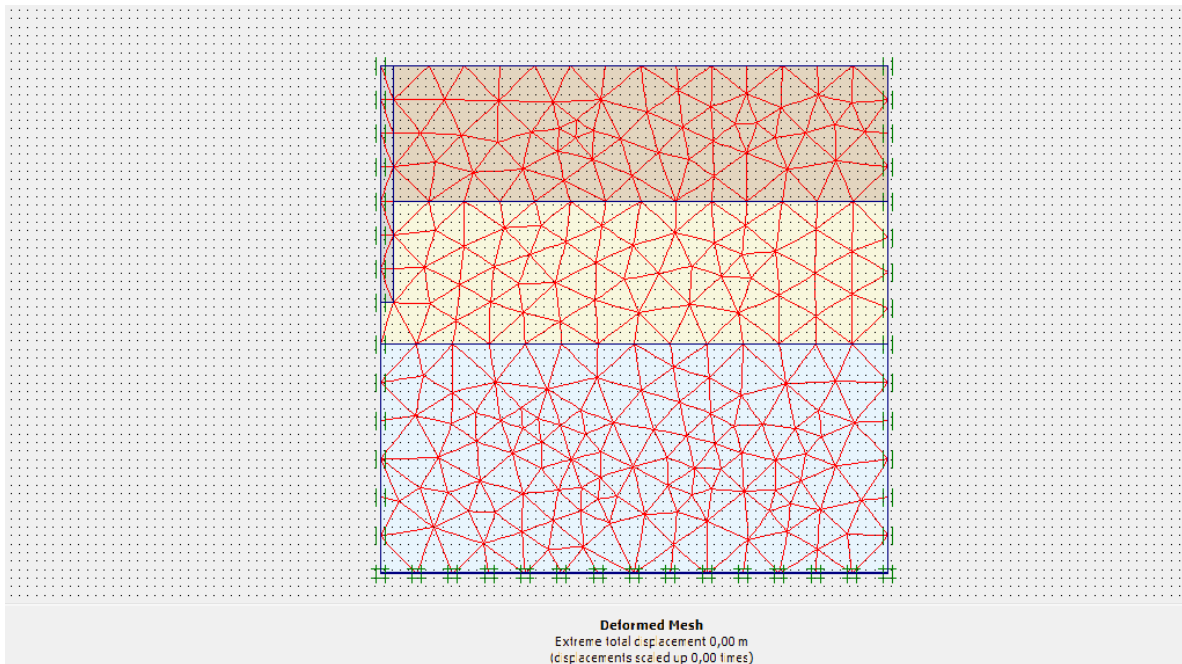


Figure 5.20 : Déformation du maillage sous consolidation du sol

Le pieu est maintenant mis en place. On procède ensuite, dans la même phase de calcul à la Validation de la charge A. On choisit pour notre cas un chargement de 1600 KN

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de gauss). On propose de suivre un point A en surface sur la tête du pieu, un point B sur la base pour les déplacements. Ceci est intéressant car on obtiendra ainsi une estimation de la charge transmise en pointe, et par différence avec la charge totale, on obtient le frottement latéral global. On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement.

On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 1600 KN figure 5-21:

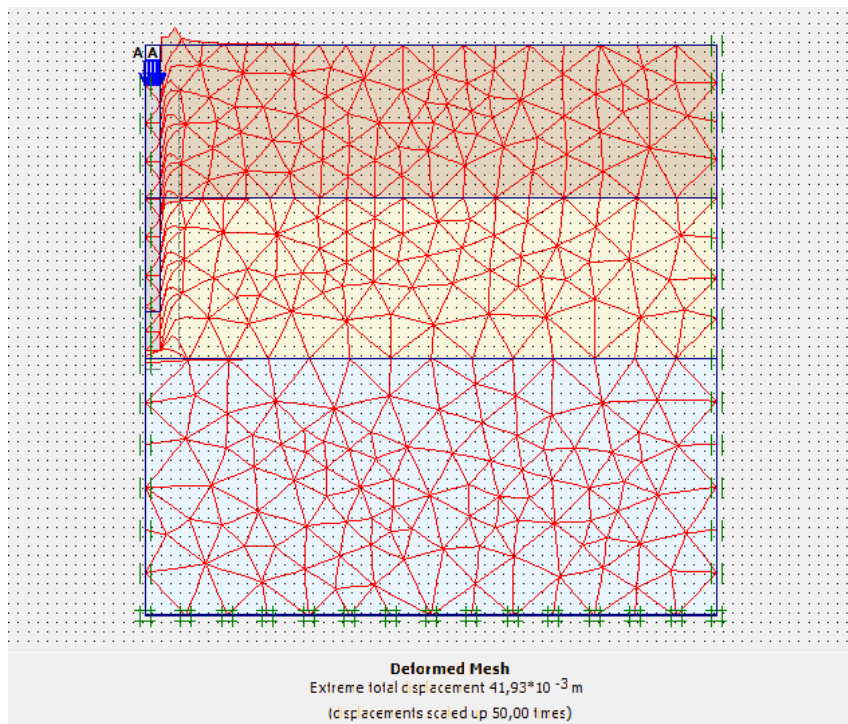


Figure 5.21 : Allure de la déformation du maillage

Le tassement du pieu est de 41.93 mm, c'est un tassement admissible selon la norme française qui peut admettre jusqu'à 50 mm en pointe toute en évitant le tassement différentielle.

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « curve » et de définir une «Nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "x" le déplacement (-uy) du point A et en ordonnée le multiplicateur de chargement Σ load A : on obtient

La figure 5-22. Les courbes 1 et 2 correspondent ici au point A à la tête du pieu et au point B à la base. A l'échelle de la courbe, le raccourcissement élastique du pieu n'est pas visible

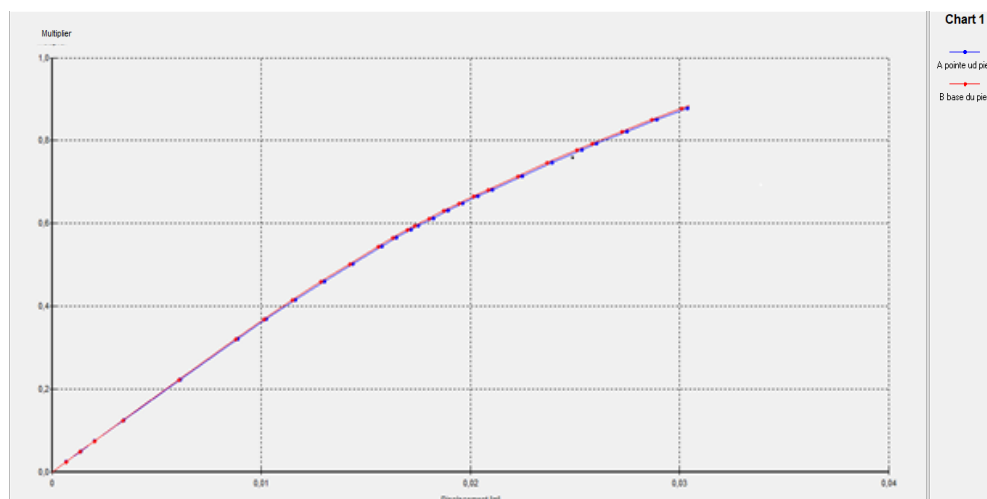


Figure 5.22: courbe chargement déplacement du pieu à la tête et la base du pieu

Cette courbe de chargement déplacement du pieu en tête et à la base du pieu, on voit bien qu'elles sont presque superpose ce qui prouve que notre pieu se déplace comme un élément rigide le béton est incompressible

Pour ce qui est du déplacement horizontal les résultats obtenus sont affichés dans la figure 5.23

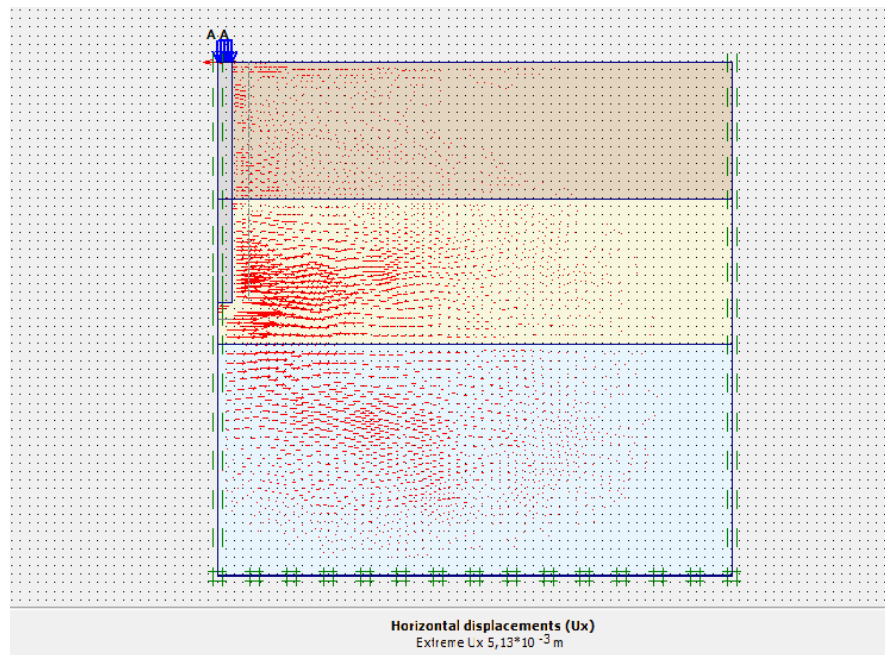


Figure 5.23 : Déplacement horizontaux

Les déplacements horizontaux sont de l'ordre de 5.13 mm, un résultat satisfaisant pour notre part. Pour évaluer la charge transmise en base du pieu, on se place dans le menu output/Stresses. On peut connaître les valeurs des contraintes totales ou effectives dans notre cas, en effectuant une coupe sous la base du pieu : on obtient le résultat de la figure 5-24

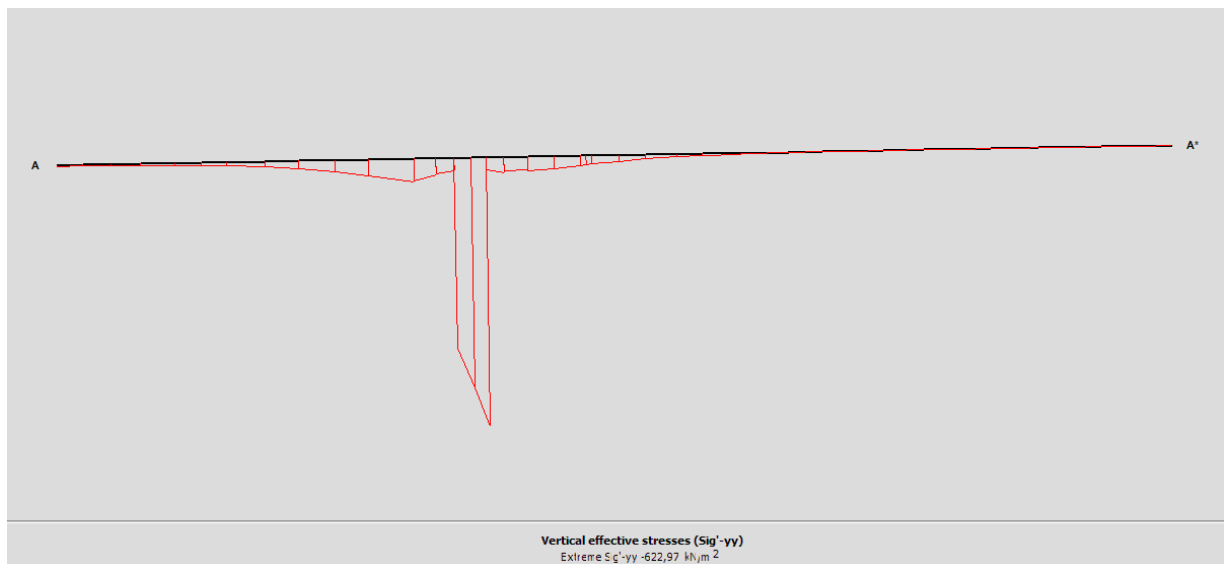


Figure 5.24: contrainte effective vertical agissant sous la pointe du pieu pour un chargement de 1600 KN/m²

5.13 Conclusion

Le dimensionnement des fondations de l'usine de trituration multigrains et raffinage d'huile de Jijel 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 pénétrométrique reste justifiée malgré certaines réserves émises par rapport à cette dernière. Par rapport à la méthode statique, 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 très coûteuse.

Pour ce qui est du tassement il n'y a pas de loi précise pour déterminer ce dernier puisque toutes les formules quant pourrais trouver dans la littérature ne sont que purement empiriques et demandent de leur utilisateur beaucoup d'attention, pour notre cas vu le manque d'expérience qu'on a, pour déterminer le tassement du pieu on s'est basé sur un modèle qu'on a minutieusement choisit avec l'aide de l'expérience de nos encadreurs, mais en aucun cas il représente le phénomène dans la réalité il n'est que purement approximative vu qu'il est basé sur des hypothèses de départ.

Conclusion et Recommandations

Cette étude nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de dimensionnement des fondations sur pieu sous ses différents aspects. Ainsi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pieux des ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordée 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 le temps d'exécution.

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 CPT se révèle être très pratique vue sa rapidité. Pour la méthode pressiométrique, son utilisation est tout aussi pratique mais demande un personnel qualifié, de plus, elle s'adapte à beaucoup de types de sol et même 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 fausser les résultats et susciter la reprise de ces essais.

Du point de vue de l'évaluation de la capacité portante, la méthode pressiométrique ainsi que la méthode pénétrométrique ont donné des résultats qui paraissent satisfaisants. Mais pour la méthode Statique, nous avons obtenu des résultats tout à fait différents et qu'on ne peut prendre en considération. Nous pouvons dire à notre niveau, que son utilisation pour l'évaluation de la capacité portante des fondations profondes présente des risques et demande beaucoup de prudence.

Du point de vue économique en terme d'exécution, la méthode pénétrométrique s'est avérée la méthode la plus économique, pour qu'en suite vienne la méthode pressiométrique tandis que pour la méthode statique, les essais aux laboratoires s'avèrent très coûteux, à savoir pour notre cas, le coût globale le plus économique a été déterminé par la méthode pressiométrique vu le nombre minimal de pieux qu'elle a nécessité.

Néanmoins, cette comparaison ne permet pas de faire une généralisation parce que les résultats obtenus ne découlent que d'un cas particulier ; les conclusions tirées de cette étude ne sont valables que dans notre étude de cas bien défini.

Nous ne pouvons établir 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 :

- Respecter les normes établies pour les essais.
- 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.
- Ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonction 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 au contexte de notre pays.

Bibliographie

- [1] C.Pumel, «Fondations profondes,» C.N.A.M-Géotechnique, 2004.
- [2] C. SARR, Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux: Application à l'échangeur de la Patte d'Oie, Tries: Ecole superieure polytechnique Centre de TRIES, 2007.
- [3] B. M. s. amel, «calcul pratique des fondations,» Université des sciences et tehnologie d'oran Moahmed BoudiaF, Oran, 2015-2016.
- [4] M.VEZOLE, «Justification des ouvrages géotechniques Normes d'application nationale de l'Eurocode 7,» Afnor, Paris, 2012.
- [5] R. Frank, calcul des fondations superficielles et profondes, paris: Techniques de l'ingénieur, 2005.
- [6] S.Belkacemi, Fondations profondes, ALger: ENP ALger, 2013.
- [7] B. Chawki, corrélations des essais pénétrométriques et pressiométriques, Alger: ENSTP, 2014.
- [8] M.Parez, Essai au triaxial de révolution, Paris: AFNOR, 1994.
- [9] M.Parez, Essai de cisaillement recitligne à la boîte, Paris: AFNOR, Août1994.
- [10] G.G.Meyerhof, «The ultimate bearing capacity of foundations,» PHD.
- [11] F. Baguelin, Apport de l'essai pressiometrique Menard au dimensionnement des fondations sur pieux, Alger: Office des Publications Universitaires, 2013.
- [12] M. Cassan, Les essais in situ mécaniques des sols, paris: EYROLLES, 1978.
- [13] M.PAREZ, Essai pressiométrique Ménard, Paris: AFNOR, 2000.
- [14] G. K. a. R. P.K, guide to cone pentration testing, california: gregg , 2015.
- [15] J. A.-K. S. Y. U. Jean-Michel VAILLANT1, «Etude de correlations entre les resultats d'essais pressiometrique et de pénétration statique,» Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010, p. 174, 7-9 juillet 2010.
- [16] K. B. RBJ Brinkgreve, Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses:[user's Guide], Balkema, 1998.
- [17] Y. Oumbarka, «master sur le comportement d'un pieu sous Charges verticals dans un sol sableux,» Université Mohamed Boudiaf , M'sila, 2016.

[18] P. REIFFSTECK1, «Portance et tassement des fondations profondes : Présentation des résultats du concours de prévision,» Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 2005.

Annexes

Annexe 1

Tableau 1 : Définition de la catégorie de sol

Classe de sol			Pressiomètre p_t (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches <u>(1)</u>	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

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

Tableau 2 : Valeur de facteur de portance k_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées <u>(1)</u>		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Tableau 3 : Choix de courbe pour le frottement latéral unitaire q_s

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

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

Tableau 4: choix du coefficient β et q_{smax}

Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			
		A	B	C	A	B	C	A	B		
Foré	β			75 (1)			200	200	200	125	80
	q_{smax} (kPa)	15	40	80 (1)	40	80 (1)			120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β		100	100 (2)		100 (2)	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60 (2)	40	80 (2)		40	120	40	80
Métal battu fermé	β		120		150		300	300	300		(3)
	q_{smax} (kPa)	15	40		80				120		
Battu préfabriqué 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 très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

Annexe 2

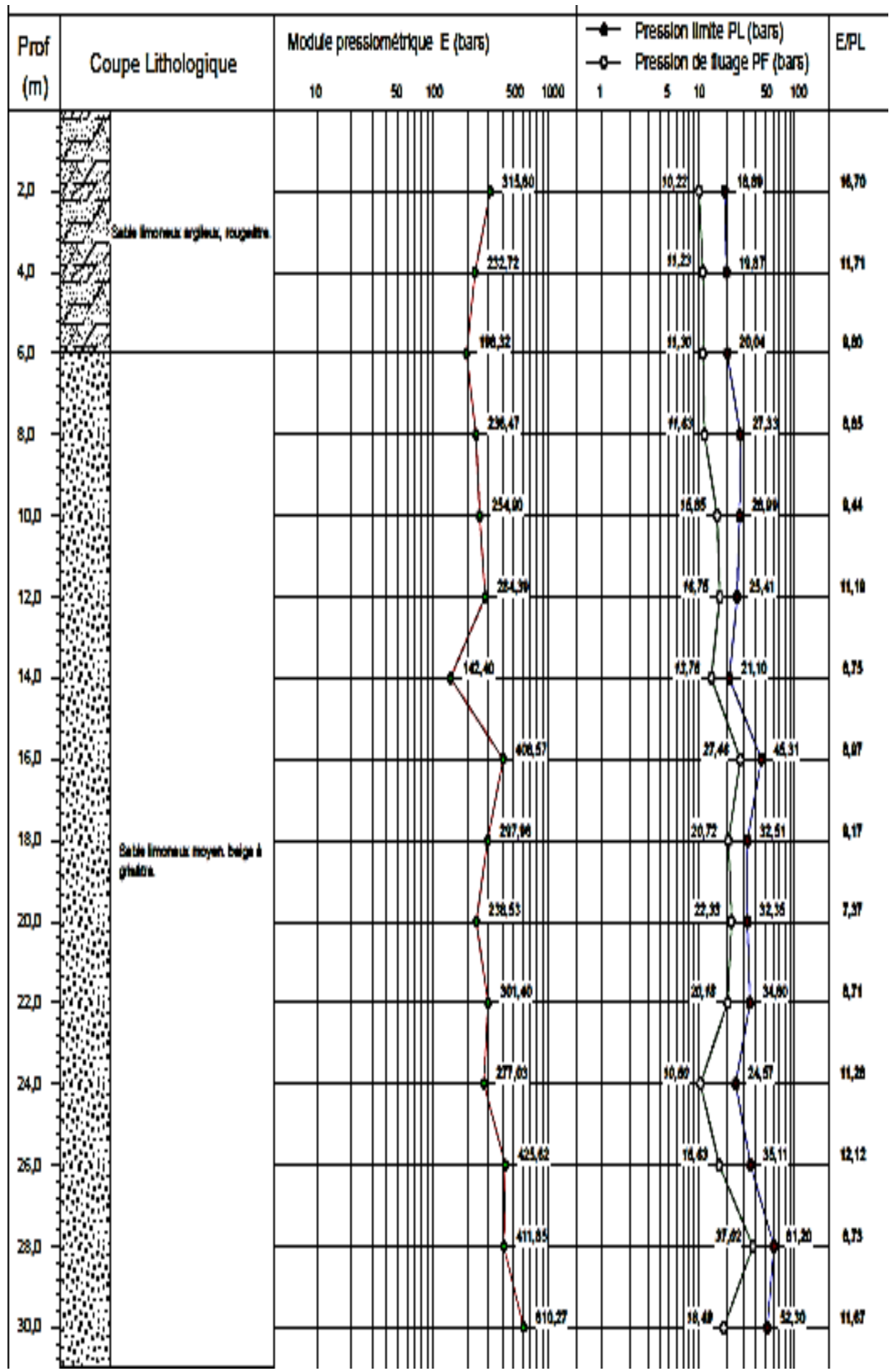


Figure 1: sondage pressiométrique Sp

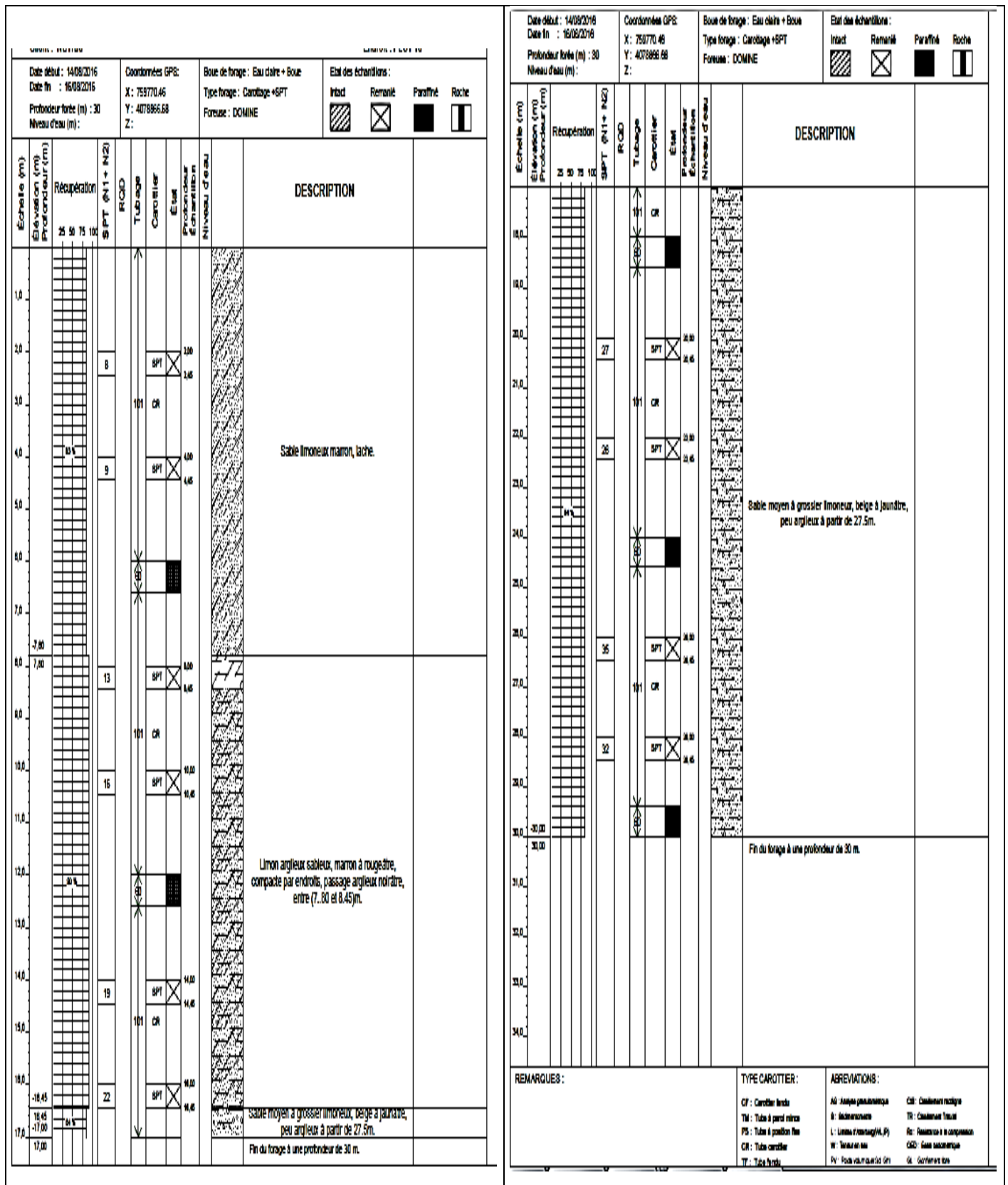


Figure 2 : sondage carotté

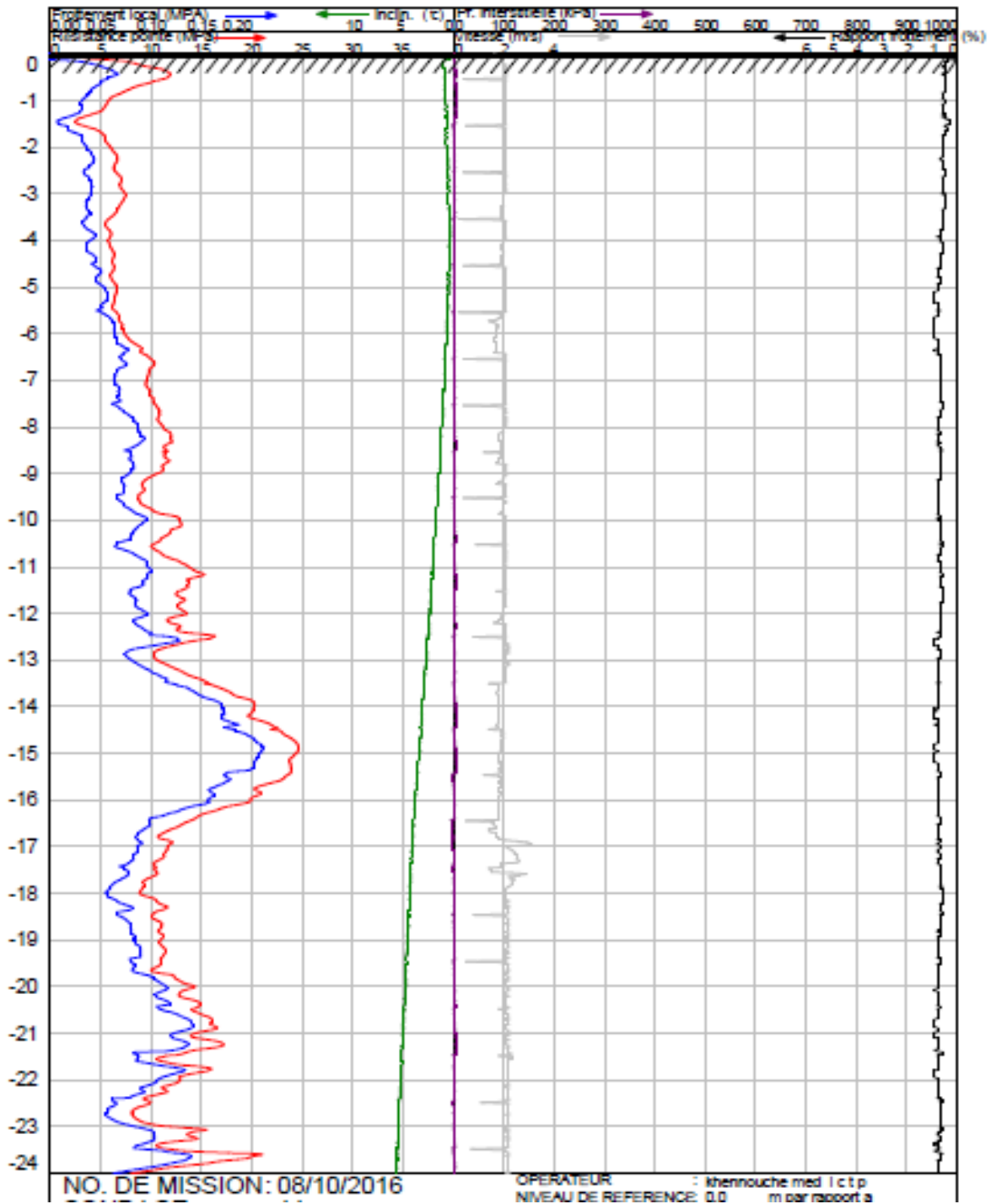


Figure 3: CPTU