REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : géotechnique

Apport au calcul des fondation superficielles-établissement d'une base de données, essai DPT, essai au cisaillement

---

Présenté par

Sayed Meriem

Baba Ali Nesrine

Proposé et Dirigé par

Mir Mouna

Promotion 2019

Remerciement :

Nous tenons tous d'abord à remercier Allah et Allhamdo lilah.

Nous adressons nos remerciements à notre promotrice :

Mme <<Mir Mouna>> pour l'encadrement de ce mémoire pour ces critiques constructives, et la confiance qu'elle nous a accordé.

Nous remerciement tous les enseignants de département de géné civil de l'université de Médéa.

Nos remerciement l'ASTM- Médéa cela nous a aidés par des rapports pour notre travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace :

Je remercie dieu qui m'a guidée et éclairé mon chemin, je dédie ce travail à :

Mes chers parents, ma mère et mon père رحمه الله.

Tous les mots ne souraient exprimer à la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance.

A mes frères Zien et Sida Ahmed, a mes sœurs Amina et Mahdia, à mon marie, a toutes la famille Sayed, Guellabi et Mazzari.

A ma grand-mère et ma tente Zola.

A toutes mes amies : Nesrine, Rofaida, Sabah et a tous la promotion M2 GCV Géo.

Melle ; Sayed Meriem

Dédicaces

Je remercie dieu qui m'a guidée et éclairé mon chemin
je dédie ce travail

A mon pére (رحمه الله) et ma mère qui est toujours été là pour moi

A mon frère et mes sœurs : Abd Rahmane, Selma, Touba, Nedjet etGhalia

A ma grand mére
A ma deuxiéme mère Rahima

A mon beau-frère menade et mes nièces melak, Yasmine,

A ma binôme Meriem

A mon frère Mohamed chouaib Taleb

A mes cousines Imane, Chaima, Aicha

A mes chérs tantes Hafida , Rabia etFatma

A tous mes amis roufaida ,Fatima Zahraa,sabah

A tout la famille Babaali et a tous la promotion M2 GCV Géo.

Melle Baba Ali Nesrine

SEMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumés

Listes des figures

Listes des tableaux

Symbole et abréviation

INTRODUCTION GENERALE……..1

Chapitre 01 : Présentation bibliographique

1-Introduction ……..3

2- Les essais in-situ ……..3

2-1- pénétromètre dynamique (DPT) ……...3

2-1-1- Généralité ……..3

2-1-2- Principe de l'essai …….…….3

2-1-3-Sols intéressés par l'essai DPT …….…..4

2-1-4-Domaine d'application de l'essai ……...5

2-1-5- Equipements et procédures ……5

2-2- L'essai pénétromètre dynamique lourd ……6

2-2-1- Principe de l'essai ……6

2-2-2- Equipement et les procédures ……...6

2-2-3- Mode opératoire ……7

2-2-4- Domaine d'application ……...7

2-3- Essai préssiomètrique ……8

2-3-1- But de l'essai ……..8

2-3-2- Principe de l'essai ……8

2-3-3- Equipements et procédures ……...9

2-3-4- La description de l'essai ……..10

2-3-5- L'interprétation et l'utilisation des résultats ……11

3-Les essais au laboratoire ……..12

3-1-Sondages carotté ……....12

3-1-1-Principe……..13

3-1-2- C`est quoi un carottier poinçonneur et un carottier rotatif ?.....13

3-1-3-Usage (pourquoi le prélèvement ?) ……...15

3-1-4-Types de sondages carottés ……...15

3-1-5-Quelques exemple de diamètres de sondages carottés ……..16

3-1-6-Coût et expérience du sondeur ……..16

3-2-Essai de cisaillement à la boit ……....17

3-2-1-Principe de l'essai ……....17

3-2-2 Appareillages ……...…..17

3-2-3-Mode opération ……18

3-2-4-Domaine d'application ……..19

4-fondation superficielles ……19

4-1-Définition ……20

4-2-Types des fondations superficielles ……20

4-3-Capacité portante pour une semelle isolé ……...21

4-3-1-Le terme de cohésion ……22

4-3-2-Le terme de surcharge ……...22

4-3-3 -Le terme de profondeur ……22

4-3-4-Les coefficient de capacité portante ……..22

4-3-5-Les coefficients de géométrie des semelles ……23

4-3-6- les coefficients d'inclinaison de la charge et les charge excentrique ..24

5- Corrélation ……24

5-1- Définition des corrélations ……24

5-2- L'importance des corrélations ……24

5-3- Origine des relations et corrélations dans les sols ……25

5- 4- Domaine d'utilisation des corrélations ……...…….25

5-5 Domaines de validité des corrélations ……25
5-6- Les différents types de corrélations qui existent dans la littérature …….……..25
6- Méthode d'estimation statistique des caractéristiques géotechniques ……..26
6-1- Etude de la distribution des mesures ……...……..26
6-1-1- Etablissement de l'histogramme ……26
6-1-2- Calcul de la moyenne empirique ……27
6-1-3- Ajustement de l'histogramme sur une loi de probabilité connue ……...27
7-Corrélations entre les essais de pénétration et l'essai préssiomètrique ……..29
8- Conclusion ……32

Chapitre 02 : mise au point de la base de donnée

1-Introduction …… 33

2- Présentation de la base de données ……33

2-1 Source de données pour les corrélations ……..33
2-2 Sélection des données pour les corrélations ……33

2-3 Description de la base de données……..…34

2-3-1 Données issues des essais d'identification physique……...34

2-3-2 Données issues de la courbe oedométrique ……35
2-3-3 Données issues du pénétrogramme dynamique ……..35
2-4 Méthodologie de travail ……37

2-5-Organigramme de la procédure du travail…….……37

2-6-Corrélation entre paramètre ……..39

2-6-1Recherche d'une corrélation entre q_d et C_u ……39

2-6-2Recherche d'une corrélation entre qdet φ_u ……..41
3-Conclusion ……42

Chapitre 03 : calcule la capacité portant

1-Introduction ……..43

2-Calcule la capacité portante à partir des essais in situ ……..43
2-1-Choix de fondation ……43

2-2-Capacité portant par essai DPT ……....43

2-3- Capacité portante par l'essai PMT ……...…44

2-4 Capacité portante par les essais au labo…….46

3-Comparaison entre les résultats ……47

4-Conclusion … ……..52

Chapitre 04 : interprétations des résultats

1-Exploitation des résultats ……..…53

2-Conclusion …….54

CONCLUSION GENERALE …….55

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01 : Présentation bibliographique

Figure 1-1 : Essai de pénétromètre dynamique DPT…….4

Figure 1-2: schéma représentative de pénétromètre dynamique DPT……...6

Figure 1-3 : schéma descriptive des équipements de pénétromètre dynamique……...…7

Figure 1-4 : Contrôleur pression volume (CPV) et sonde……...…8

Figure 1-5 : les composantes de pressiométre……9

Figure1-6 : Schéma d'un sondage préssiométrique……...10

Figure 1-7 : la courbe pressiométrique et la courbe de fluage……11

Figure 1-8 : des prélèvementsà partir sondage carotté ……....13

Figure 1-9 : Les constitution de carotté rotatif……...…15

Figure 1-10 : L'appareillage de cisaillement……..…...17

Figure 1-11 La boite de cisaillement.…….……18

Figure1-12 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle …….20

Figure1-13 : Les types de fondation……..21

Chapitre 02 : mise au point de la base de donnée

Figure2-1 : Carte géographique représentée les sites…….34

Figure2-2 :courbe oedométrique……....35

Figure 2-3 : Courbe de pénétration dynamique ……36

Figure2-4 : Courbe pénétrométrique digitalisée ……37

Figure 2-5 : Corrélation q_d /C_u par l'ajustement linéair……39

Figure 2-6: Histogramme des fréquences relatives en fonction de q_d/C_u par l'analyse statistique……...……..40

Figure 2-7: Corrélation q_d/φ_upar ajustement linéaire…….....41

Figure 2-8 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d/φ_u par l'analyse statistique……. ……...41

Chapitre 03 : calcul de capacité portante

Figure3-1 : Définition de pression limite nette équivalant ……...45

Figure3-2: facteur portance préssiométrique ……....46

Figure 3-3 : Corrélation entre q_l(DPT) et q_l(PMT)……50

Figure3-4: Histogramme des fréquences relatives en fonction de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$ ……....51

Figure 4-4 : Histogramme des fréquences relatives en fonction de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$ après calage …….52

Liste des tableaux

Chapitre 01 :présentation bibiographique

Tableau 1-1 :facteurs de portance en fonction de l' angle de frottement ……23

Tableau 1-2 : coefficients de forme (Eurocode 7)……..…..23

Tableau 1-3 :récapitulatif des valeurs de E_M/ q_c…….31

Tableau 1-4 :récapitulatif des valeurs de E_M/ q_c d'après et al ……....32

Chapitre 03 : calcul de la capacité portante

Tableau 3-1 : Facteur de portance en fonction de l'angle de frottement…….47

Tableau3-2 : tableau des valeurs $\boldsymbol{q_l}$ par les essais DPT et PMT ……....49

LISTE DES NOTATION

DPT : Essai de pénétration dynamique

PMT : Essai de pressiométre Ménard

A : Aire de la section droite du cone

A_p : Section transversale de la pointe

B : La largeur de semelle

C : La cohésion

C': La cohésion effective

C_u : La cohésion non drainée

D : L'ancrage dans la basse de fondation

e : pénétration pour un coup.(e = $\frac{h}{N_d}$)

E_1: énergie libérée par un coup de mouton

E_M: module pressiométrique

F_S: facteur de sécurité (habitellement égale à3)

g: accélération du la pesanteur (10m/s^2)

h: hauteur de chute du mouton

I_p: l'indice de plasticité

K_p: facteur de portance prissiomètrique

L: Langueur de semelle

M : masse du mouton

M': masse de la section du quid et de l'enclume

N :nombre de valeur de qd (z)filtré dans [D , $D + \frac{3B}{2}$]

N : nombre de coups moyen dans la zone utile

p_{le^*}: pression limite equivalante nette

q_0: contraint verticale initiale

q_a: capacité portante admisible

$q_d{}^e$: résistance dynamique équivalent

q_d: résistance dynamique en pointe

v_0: volume nominale initiale de la cellule de mesure (cm^3)

v_m: variation de volume corréspondant à la pression moyen de la phase

φ: l'angle de frottement

φ_u: l'angle de frottement non drainnée

δ: angle d'inclinaison de charge par rapport à la verticale(°)

γ_{sat} : poids volumique de saturation

γ' : poids volumique dègaujé

γ_w : poids volumique d'eau

W_L : la limite de liquidité.
W_P : la limite de plasticité

Introduction Générale :

Dans un projet de construction, la reconnaissance géotechnique est une étape fondamentale, et elle doit se faire avec un grand soin afin de fournir les données nécessaires à la conception et le calcul des ouvrages.

Avoir des données fiables pour le calcul des fondations a toujours pris les spécialistes de la mécanique des sols, passant par les essais de laboratoire aux essais in-situ.

Le délai, le cout élevé, et la difficulté d'extraction d'un échantillon représentatif dans certains type de sol invoque la possibilité d'aller vers les essais in-situ qui connaissement ces dernièrement un développement considérable en parallèle avec le développement technologique que connait le domaine de la géotechnique.

Parmi les essais in-situ les plus utilisés, on trouve l'essai de pénétration dynamique, qui par son coût et sa facilité d'exécution est considéré comme l'essai le plus répondu en Algérie.

L'essai de pénétration dynamique est présenté dans la littérature géotechnique française comme étant un moyen expérimental rudimentaire pour apprécier qualitativement la consistance et la résistance des couches traversées. La capacité portante est grossièrement estimée à partir de cet essai et il n'existe pas d'approche de calcul de tassement des fondations.

D'origine allemande, cet essai a cependant connu un essor considérable dans ce pays et les ingénieurs allemands, fort d'une pratique très riche, ont contribué à une meilleur utilisation de cet essai en tant qu'outil de calcul des fondations superficielles. En conséquence, l'Eurocode-7 ainsi que les normes DIN présentent entre autre des méthodes pratiques basée sur des corrélations pour le calcul du tassement oedométrique dans les sols pulvérulents et fin au dessus de la nappe d'eau, à partir de cet essai.

Le présent travail, vise à étudier l'apport de l'essai de pénétration dynamique à l'étude du comportement des fondations superficielles toute en se basant sur le développement des corrélations définies empiriquement entre la résistance dynamique en pointe et les

caractéristiques mécanique de l'essai de cisaillement, afin de proposer une approche pratique pour le calcul de la capacité portante à partir de cet l'essai.

Afin d'effectuer ce travail, nous avons décomposé ce mémoire en trois chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique.

Le deuxième chapitre vise la Mise au point de la base de données afin étudier les corrélations entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques mécanique de l'essai de cisaillement simple.

Le troisième chapitre s'intéresse au Calcul de la capacité portante et la proposition d'une approche en utilisant les résultats obtenu dans le chapitre2.

Dans le quatrième chapitre, une interprétation des résultats est faite.

A la fin de ce mémoire, une conclusion générale est présentée ainsi que des perspective possible pour des futures recherches.

1-Introduction :

Parmi les essais géotechniques, les essais in-situ et les essais au laboratoire, à raison de déterminer les différents caractéristiques physiques, mécaniques ou hydrauliques du sol. Les essais in-situ en géotechnique permettent d'approfondir l'étude des sols et des roches avant tout construction en surface ou en profondeur. Parfois discrédités au profit des essais de laboratoire, ils évitent pourtant toute contrainte de transport et de conservation susceptible d'altérer les prélèvements et leurs résultats [1]. Il existe plusieurs méthodes de calcul qui s'appuient sur les résultats d'essais effectués directement sur le site du projet [2].

2- Les essais in-situ :

Permit la grand palette d'essai in-situ disponible à l'heure actuelle, les essais pénétromètriques du sol les plus couramment utilisés car la procédure est rapide, peu couteuse [3].Les essais au pénétromètre sont des essais in-situ classique en matière de reconnaissance des sols. Ils existent plusieurs types du pénétromètre en vue de calculer la capacité portante des fondations [4].

2-1- pénétromètre dynamique (DPT) :

2-1-1- Généralité :

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est bien ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi-impossible d'en extraire des échantillons intacts.

L'essai de pénétromètre dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaisse dans ce domaine moins de succès que d'autres essais tels que le préssiomètre et le pénétromètre statique [5].

2-1-2- Principe de l'essai :

L'essai pénétromètre dynamique consiste à enfoncer des trains de tiges dans le sol par battage à l'aide d'un mouton tombant en chute libre d'un poids d'une hauteur constante. Par une énergie constante, on compte le nombre de coups (N) nécessaires à la l'enfoncement de la tige.

A partir du nombre de coups mesuré on calcule la résistance dynamique en pointe par :

$$\mathbf{q_d} = \frac{\mathbf{M.g.h}}{\mathbf{A.e}} * \frac{\mathbf{M}}{(\mathbf{M} + \mathbf{M'})}$$

D'où :

M': Masse totale des tiges du guide et de l'enclume.

M : Masse du mouton.

h : hauteur de chute du mouton.

A : aire de la section droite du cône.

g : accélération du à la pesanteur (10m/s^2).

e : pénétration pour un coup.(e = $\frac{h}{N_d}$) [5]



Figure 1-1 : Essai de pénétromètre dynamique DPT [3]

2-1-3-Sols intéressés par l'essai DPT :

Il est ainsi recommandé d'orienter l'utilisation de l'essai DPT vers les milieux perméables ou les milieux peut perméables non saturés [5].

2-1-4-Domaine d'application de l'essai :

Le champ d'application de cet essai s'est élargi et il est actuellement courant de réaliser des compagnes d'essai de pénétration dynamique DPT [5].

-Contrôle de remblais et compactage.

- Appréciation de l'homogénéité d'un sol (position des couches dures).

- Redimensionnement des fondations superficielles.

- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain [5].

On distingue 04 types de pénétromètre dynamique :

- La première catégorie correspond au cas d'une pointe ayant un diamètre égale à celui des tiges. Le battage fait mobiliser une résistance en pointe ainsi qu'un frottement latérale le long des tiges.
- La deuxième catégorie est celle d'une pointe débordante, ayant un diamètre supérieur à celui des tiges. La pénétration de la pointe crée un espace annulaire du vide entre le sol et la tige, ce qui permet de mesurer uniquement la résistance dynamique en pointe.
- La troisième catégorie correspond au cas d'une pointe débordante et un tubage de revêtement. Après le battage de la pointe avec le train des tiges, un tubage ouvert et extérieur aux tiges est battu, ce qui permet de séparer les mesures de la résistance en pointe de celui du frottement latéral.
- La quatrième catégorie l'appareillage comporte une pointe débordante et l'injection d'une boue de forage dans l'espace annulaire entre la paroi du forage et le train de tiges, comme c'est le cas pénétromètre dynamique SERMES. Il est possible d'injecter des boues de forage biodégradables et exploiter le sondage pénétromètrique pour des mesures piézométriques [5].

2-1-5- Equipements et procédures :

Comme indique dans la figure (1-2), un pénétromètre dynamique est un appareil composé essentiellement des éléments suivant :

- Le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixant et battant l'enclume du pénétromètrique.
- L'enclume qui transmet l'énergie de battage aux tiges.
- Les tiges qui à leur tour transmettent l'énergie aux points.

- Le point qui est caractérisé par son angle et son diamètre [5].

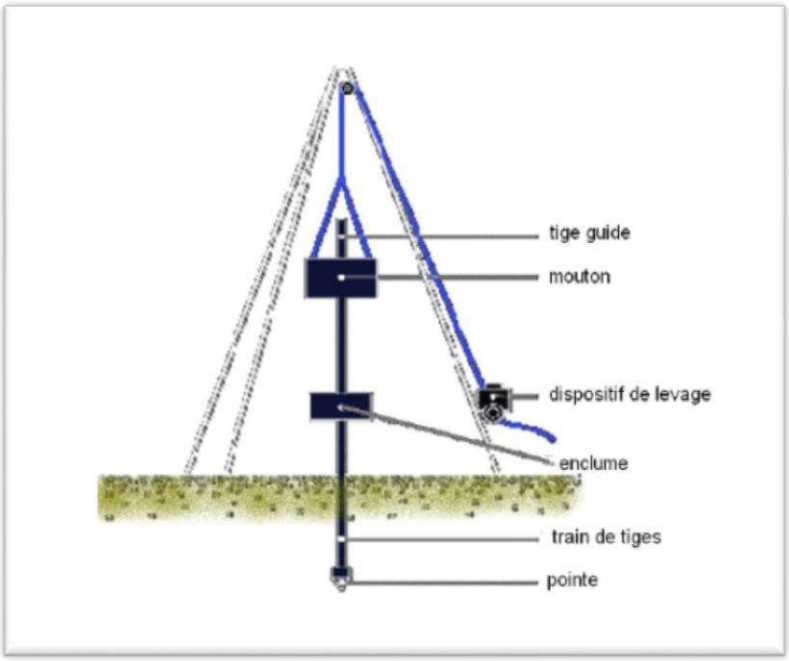


Figure 1-2 : schéma représentative de pénétromètre dynamique [6]

2-2- L'essai pénétromètre dynamique lourd :

DPT est un appareil est couramment d'écrit dans les rapports de sol comme étant lourd.

2-2-1- Principe de l'essai :

L'essai du pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, des tiges métalliques qui terminer par un cône à l'aide d'une masse de mouton tombant en chute libre fixé, à une profondeur de **20 cm**.

2-2-2- Equipement et les procédures :

- Une masse du mouton de **63.5 Kg** qui tombe en chute libre de **50 cm**.
- Les tiges de diamètre de **32** à **45 mm.**



Figure 1-3 : schéma descriptive des équipements de pénétromètre dynamique [7]

2-2-3- Mode opératoire :

Ont enfoncé dans le sol des trains de tiges de diamètre de**32** à **45 mm** à partir d'un mouton de **63.5 Kg** tombant d'une hauteur libre de **50 cm** nécessaire pour enfoncer une pointe conique de diamètre de **45 mm** à une profondeur de **20 cm**. Ce nombre de coups correspond à l'indice de pénétration dynamique. L'essai se pour suit jusqu'au le refus de battage (d'enfoncement).

A la fin, on dessine le profile stratigraphique approximative du sol.

2-2-4- Domaine d'application :

Ce pénétromètre utiliser pour résoudre les problèmes suivants :

- Appréciation de l'homogénéité d'un sol (position des couches dures).
- Pré dimensionnement des fondations superficielles [8].
- Localisation les cavités ou autre discontinuité.
- Identifier le toit de la roche.

2-3- Essai préssiomètrique :

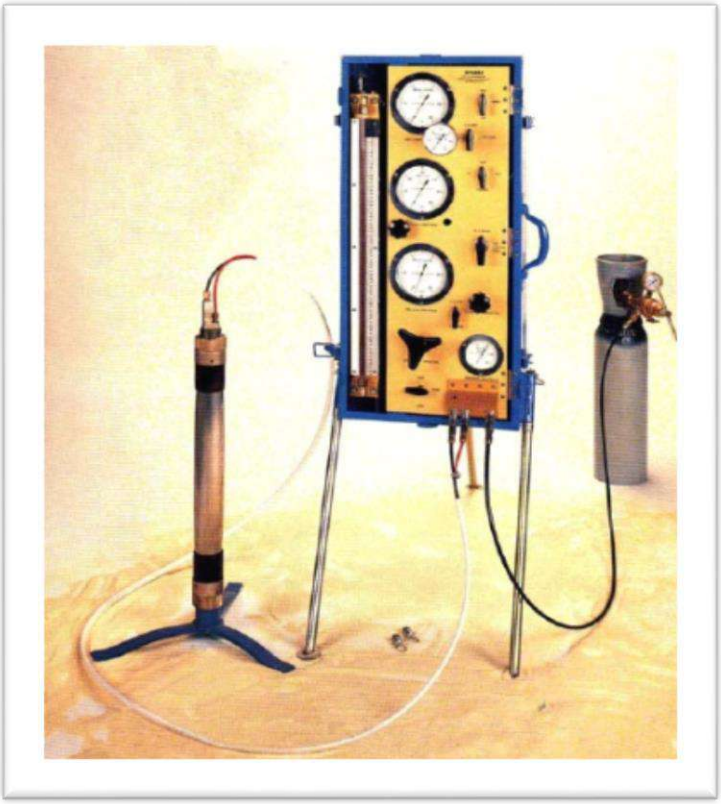


Figure 1-4 : Contrôleur pression volume (CPV) et sonde [9].

2-3-1- But de l'essai :

Le but de l'essai préssiomètrique est d'obtenir des informations sur la relation entre la pression radiale appliquée et la déformation résultante. [10]

2-3-2- Principe de l'essai :

L'essai préssiométrique consiste à mesurer la pression requise pour provoquer la dilatation d'une sonde cylindrique à l'intérieur d'un trou de forage dans un même sondage on effectue plusieurs mesures à différentes profondeurs. Les résultats de l'essai préssiométrique peuvent être outils pour le dimensionnement des fondations et le calcul des tassements [2].

2-3-3- Equipements et procédures :

2-3-3-1- Appareillage :

L'appareil pressiométrique se compose d'une sonde cylindrique dilatable radialement qu'on fait descendre dans le sol au niveau de l'essai et d'un appareillage de mesure restant en surface. La sonde se forme de trois cellules exercant sur la paroi du forage, au niveau de la cellule centrale de mesure, des pressions rigoureusement uniformes selon une progression arithmétique. On peut lire ou enregistrer les déplacements qui résultent de cette paroi pour chacune des pressions en fonction du temps.

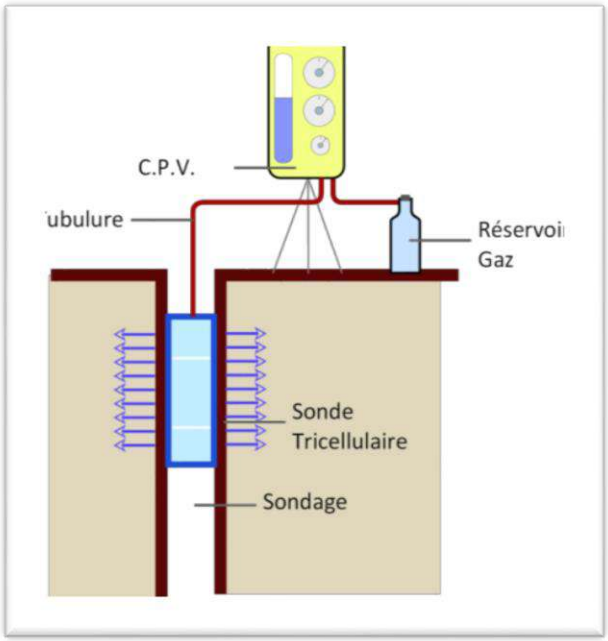


Figure 1-5 : les composantes de pressiométre [11]

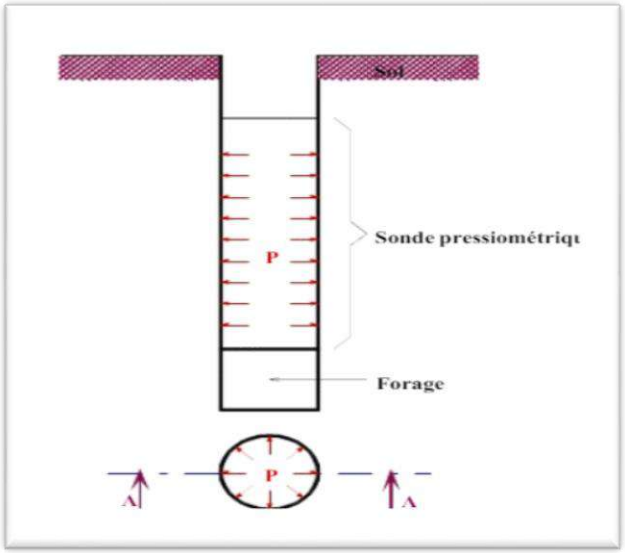


Figure1-6 : Schéma d'un sondage préssiométrique. [12]

2-3-3-2- Procédure de test :

Test effectué dans un forage ou poussant directement la sonde dans le sol etla chargeant horizontalement jusqu'à atteindre la limite de pression ou la capacité de l'appareil. Normalement, les augmentations de pression sont comprises entre **5** et **14 Kpa** [10].

2-3-4- La description de l'essai :

Dans cet essai, il faut conserver intactes les propriétés naturelles du sol lors du forage, afin d'obtenir des mesures valides.

La norme ASTM D 4719 suggère une sélection d'outils de forage, adaptés à la nature du sol, qui permettent de réduire au minimum le remaniement des parois du trou de forage. La norme propose deux méthodes d'essai : Après avoir placé la sonde à l'intérieur d'un trou de forage de même diamètre, on la gonfle en augmentant, par incréments uniformes, soit **le volume**, soit **la pression**.

Le **Manuel canadien d'ingénierie des fondations**, on choisit les incréments des pressions appropriés (**25, 50, 100** ou **200 Kpa**) de manière à atteindre la pression limite de l'essai en sept à dix hausses. Chaque étape dure une minute, et on note les variations de volume de la sonde après **30** et **60**secondes. Lors de cet essai, il faut évidemment tenir compte de la résistance au gonflement de la membrane de la sonde, de l'expansion des tubulures et de la compressibilité de toutes les parties de l'appareillage ainsi que des fluides utilisés. On détermine la résistance de la membrane en gonflant la sonde à l'aire libre, tandis que la compressibilité de l'appareillage se vérifie par l'application progressive de pression lorsque la

sonde est introduite dans un tube métallique indéformable. On doit aussi ajouter aux pressions d'essai la pression hydrostatique de la colonne de liquide servant à gonfler la cellule de mesure : elle correspond à la hauteur d'eau mesurée entre le centre de la sonde dans le forage et la position du manomètre de pression sur le tableau de commande situé en surface [2].

2-3-5- L'interprétation et l'utilisation des résultats :

Les mesures obtenues lors de l'essai permettent le tracé de deux courbes : **la courbe pressiomètrique** et **la courbe de fluage**.

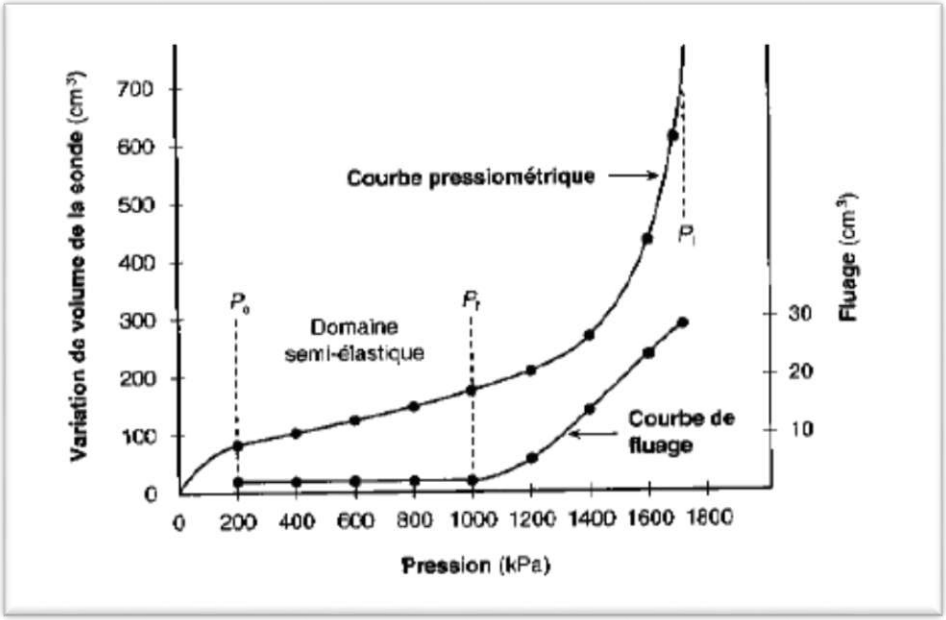


Figure1-7 : la courbe pressiométrique et la courbe de fluage. [2]

Pour le tracé de la courbe pressiométrique, on porte les pressions en abscisse et le volume de la sonde en fin d'intervalle en ordonnée. L'ordonnée de la courbe de fluage correspond à la **déformation de fluage**, c'est-à-dire aux différences de volume après **30** et **60** secondes.

Comme la plupart des relations entre les contraintes et les déformations, ces courbes comportent un segment linéaire. A partir du moment où la sonde est bien appuyée à la paroi du sol, moment marqué P_0 sur la courbe pressiométrique, le volume augmente linéairement avec la pression, alors que la déformation de fluage demeure faible et constante. Ce comportement, dit semi-élastique, dure jusqu'à ce que le volume de fluage augmente rapidement, au moment P_f où s'amorce la rupture du sol. La courbe pressiomètrique tend alors vers une valeur asymptotique appelée **pression limite** P_l . La valeur P_0 marquant le

pressiométre. (comme la contrainte horizontale des terres au repos ($\sigma_h = k_0 * \sigma_v$) est très difficile à mesurer, on considère la valeur P_0 comme une approximation acceptable).

La pente du segment linéaire sert à calculer le **module pressiométriqueE_M**, Un paramètre utilisé dans le calcul du tassement des fondations :

$$\mathbf{E_M = 2.66(v_0 + v_m)\frac{\Delta_p}{\Delta_v}}$$

Où :

$\mathbf{E_M}$: module pressiométrique (Kpa).

$\mathbf{v_0}$ **:** volume nominal initial de la cellule de mesure (cm^3).

$\mathbf{v_m}$ **:** Variation de volume correspondant à la pression moyenne de la phase semi-élastique.

$\frac{\Delta_p}{\Delta_v}$: pente du segment linéaire[2].

3-<u>Les essais au laboratoire</u> :

Les essais au laboratoire sont très importants s'ils se font sur des échantillons intacts. Cette dernière résulte des essais in-situ ou bien des essais de sondages.

<u>3-1-Sondages carotté :</u>

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d`échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l`état des sols.il sont indispensable pour la recherche des gisements de minerais d`eau, d'hydrocarbures mais aussi l'étude d'une meilleure connaissance du socle rocheux en générale. Les sondages carottés permettant de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d`effectuer un certain nombre d`essais de laboratoire et in situ.



Figure1-8 : des prélèvements à partir sondage carotté [13]

3-1-1-Principe :

En règle générale pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).il s`agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages seront :

- Carottés en totalité (faible à moyenne couverture).
- Partiellement carottés (forte couverture). [13]

3-1-2- C`est quoi un carottier poinçonneur et un carottier rotatif ?

3-1-2-1- Un carottier poinçonneur :

(Carottage par fonçage ou poinçonnage).

Cette technique consiste à venir découper les terrains et faire pénétrer l`échantillon dans l`outil par poinçonnement sous rotation. Deux méthodes sont utilisées :

- **Fonçage par pression :**

Le système de forage applique une force sur le carottier afin de s`assurer une vitesse d'enfoncement supérieure ou égale à 2cm/s aussi constant que possible

- **Fonçage par battage :**

L'outil est enfoncé sous l'effet de chocs générés par la tête de forage et transmis par le train de tige. Selon la fréquence de frappe, on distingue le battage (**<2HZ**), la percussion(**>2HZ**).

Les carottiers utilisés sont des caractéristiques (géométriques notamment). Adaptées à la méthodologie de fonçage et à la nature des terrains à prélever. On distinguera les techniques suivantes :

•Carottier à paroi mince
•Carottier à paroi épaisse
•carottier à piston stationnaire

3-1-2-2-Carottier rotatif (carottage rotatif) :

les carottiers rotatifs sont constitués d'un tube cylindrique à l'extrémité du quel se trouve un outil appelé couronne . L'ensemble est mis en rotation et en appui par la tête de forage via le train de tige. La couronne munie d'élément d'abrasion (carbure de tungstène, diamants synthétique,) découpe le terrain qui entre à l'intérieur du tube du carottier. En fin de passe à la remontée de l'ensemble un extracteur rompt le contacte entre la carotte et le terrain en place puis maintien la carotte à l'intérieur du tube de carottier.
Selon la nature des terrains à prélever et la qualité des échantillons recherches, différents carottier rotatifs seront mis en œuvre.
*carottier simple.
*carottier double.
*carottier triple.
*carottier à trousse dépassant.
*carottier à câble. [1 3]

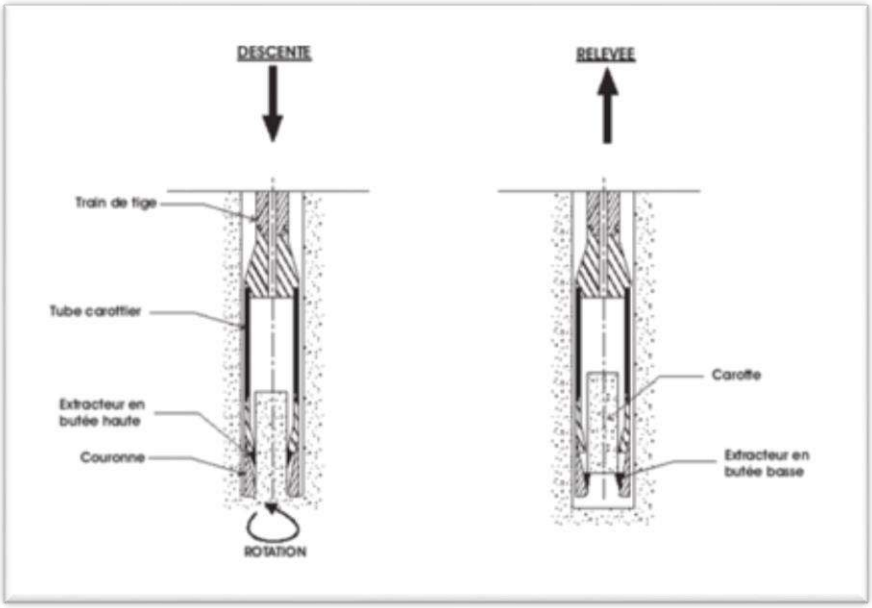


Figure 1-9 : Les constitutions de carotté rotatif**.** [15]

3-1-3-Usage (pourquoi le prélèvement ?)

Les sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais
les échantillons prélevés sont utilisés pour :

- Déterminer la nature de la roche ou du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures.

- Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches ou des sols, analyses minéralogiques et chimiques).

- Mesurer in-situ les modules et du champ de contraintes.

- Mesurer in-situ de la perméabilité (essais La franc et Lugean).Les carottes de sondages sont conservés dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de les photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile.

3-1-4-Types de sondages carottés :

En fonction des contraintes liés au terrain et aux usages ,on peut être amené à réaliser différents types de sondage carottés :

•**Sondages verticaux** :Les plus classiques et les plus faciles à réaliser. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance et lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature de recouvrement où l'on n'a besoin que de renseignements ponctuels.

* **Exemple d'usage :**

Tunnels dans les sols.

•**Sondages horizontaux** : ce type de sondage est très intéressant lorsque la connaissance des terrains sus-jacents n'est pas impérative. Ces sondages sont réalisables d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200m à l'aide de carottiers à câble limitant notablement les déviations de trajectoire. Le prix de revient est environ 1.5fois celui de forage vertical traditionnel.

* **Exemple d'usage :**

Reconnaissance des tunnels courts (jusqu'à 400m)ou d'accident au voisinage des têtes de tunnel.

•**sondages inclinés** : ce type de sondage est utilisé dans le cas de structures à couches oblique et homogènes. Inclinés perpendiculairement à la stratification. Ces sondages permettent de recouper tout la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

3-1-5-Quelques exemple de diamètres de sondages carottés :

–**Diamètre H_Q** jusqu'à 450m de profondeur d'investigation.

–**Diamètre N_Q** jusqu'à 700m de profondeur d'investigation.

–**Diamètre B_Q** jusqu'à 1000mde profondeur d'investigation.

– Sondages en circulation inverse jusqu'à 150m de profondeur d'investigation diamètre $5^n\frac{1}{2}$ de la verticale à60° d'angle d'inclinaison .

– Sondages à la moto- tarière en diamètre 1^n à 4^n à la verticale jusqu'à 70mde profondeurd'inclinaison. [13]

3-1-6- Coût et expérience du sondeur :

Comme toutes les méthodes de reconnaissance mettant en œuvre des matériels perfectionnés, les forages et sondages sont coûteux. Ils sont toutefois, dans la quasi-totalité des cas, indispensables pour mener à bien l'étude de sols en vue de la construction d'un ouvrage, et l'on peut dire qu'ils coûtent cher, même et surtout si on ne les fait pas. [16]

La réalisation des sondages carottés est longue et leur emploi est généralement destiné à répondre à des questions spécifiques posées par le bureau d'étude : calage géologique de référence, échantillon pour fixer les calculs de stabilité. [13]

3-2-Essai de cisaillement à la boit :

3-2-1-Principe de l'essai :

L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boite de cisaillement à la soumettre à une charge verticale N. puis à une charge horizontale, que l'on augmente progressivement jusqu'à à la rupture. [2]



Figure 1-10 : L'appareillage de cisaillement [17]

3-2-2 Appareillages :

L'appareillage spécifique à l'essai comprend :

- Le bâti : la boite de cisaillement (deux demi-boite qui peuvent se déplacer horizontale)
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps. [17]

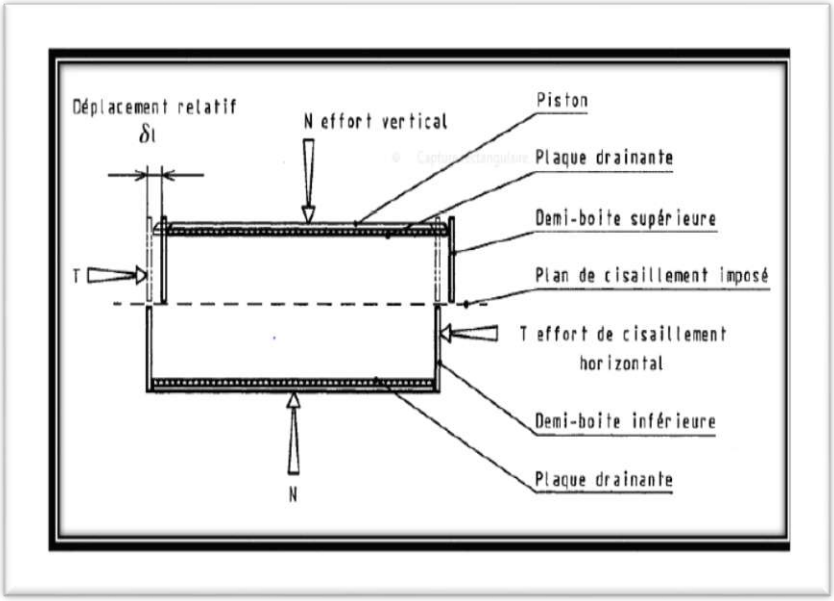


Figure 1-11 : La boite de cisaillement. [17]

3-2-3-Mode opération :

3-2-3-1-La préparation de l'échantillon :

On prélève un échantillon de sol représentatif en qualité suffisante pour effectuer au moins trois essais avec des charges verticales différentes. On choisit la boite de cisaillement en fonction du type de sol.

La boite dont la section intérieure est carrée convient parfaitement aux sol pulvérulents, tandis qu'il est préférable d'employer la boite circulaire avec les sols cohérent. [2]

3-2-3-2-Description de l'essai :

On place la boite de cisaillement dans le chariot du banc de chargement en coinçant sa partie inférieure entre deux barres de blocage. On instale l'anneau de charge et le système d'application des charges horizontales de manière qu'il soient légèrement en contact avec la boite de cisaillement, et on règle le micromètre de l'anneau et du déplacement horizontal à zéro. En suit, on place le bloc de distribution et le rapport de plateau des charges verticales sur la pierre poreuse supérieure, on fixe le micromètre du déplacement vertical sur la tête du support du plateau des charges verticales et on note la lecture initiale. On peut alors remplir le chariot d'eau (distillée de préférence). Pour appliquer la charge normale N à l'échantillon de sol, on place la charge requise sur le plateau des charges verticales. On note les déformations verticales sur le micromètre jusqu'à la fin de la consolidation.

Quand la consolidation est terminée, on retire les vis de blocage de la boite de cisaillement et à l'aide des vis de dégagement, on soulève la partie supérieure de la boite d'environ **0.5 mm** afin d'éliminer le frottement qui pourrait se produire entre les deux parties de la boite. On fixe ensuite la partie supérieure de la boite au bloc de distribution des charges verticales au moyen des vis de blocage latéral et on retire les vis de dégagement.

Il ne reste plus qu'à appliquer la charge horizontale jusqu'à la rupture du sol.la vitesse de chargement doit varier de **0.5** à **2mm** par minute.

Quand les sols contiennent peu de particules passant le tamis de **80µm**, on recommande une vitesse de 1mm par minute. Donc, après avoir régler la boite de vitesse pour tenir compte de la nature de l'échantillon de sol, on actionne le système d'application de la charge horizontale et on note les déformations indiquées par les trois micromètres. [2]

3-2-4-Domaine d'application :

(Sols qui intéressé par l'essai)

L'essai de cisaillement direct est particulièrement bien adopté aux sols pulvérulents, et spécialement aux sable, ce type de sol étant plutôt perméable, les contraintes interstitielles s'y dissipent rapidement, et le drainage ne pose pas de problèmes.

L'essai ne se réalise pas aussi facilement sur les sols cohérent, car les échantillons sont plus délicats à manipuler et les conditions de drainage sont presque impossibles à maitriser. On procède rarement à cet essai sur les sol cohérent, car il ne permet pas de mesurer la pression interstitielle, et son plan de rupture prédéterminé ne traduit pas nécessairement les conditions réelles sur le terrain. [2]

4-fondation superficielles :

Dans le domaine de géotechnique fait l'estimation de la capacité portante des fondation supeficielles.la fondation d'un ouvrage est l'élément qui transmet au sol d'assise les charge provenant de cet ouvrage. [18]

4-1-Définition :

Les fondations superficielles constituent un système adéquat de transmission superficielles des surcharges d'un ouvrage au sol sous-jacent. De par leur facilité de mis en place et leur fiable cout de réalisation. Elles sont largement utilisées aux projet de bâtiment et de constructions civiles. [19]

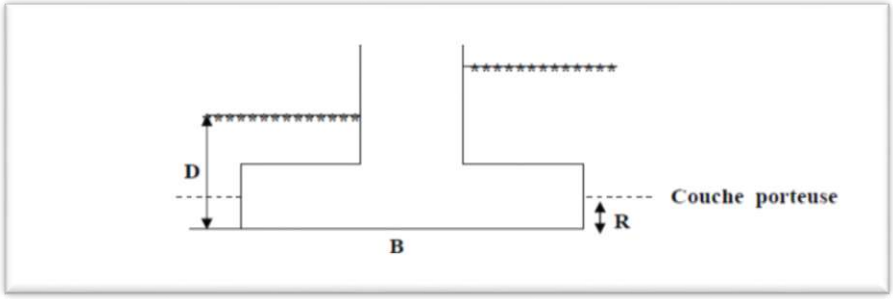


Figure 1-12 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle. [20]

D'où :

B : la largeur de la fondation

D : l'ancrage de la fondation dans le sol.

4-2-Types des fondations superficielles :

On distingue :

Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande langueur **L** ($\frac{L}{B}$>**5**)

Les semelles isolées, dont les dimensions en plan **B** et **L** sont tous les deux le plus de quelques mètre, cette catégorie inclut les semelles carrés ($\frac{B}{L}$=**1**) et les semelles circulaires (de diamètre **B**).

Les radiers ou dallages, de dimensions **B** et **L** importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux. [20]**(Figure 1-13)**

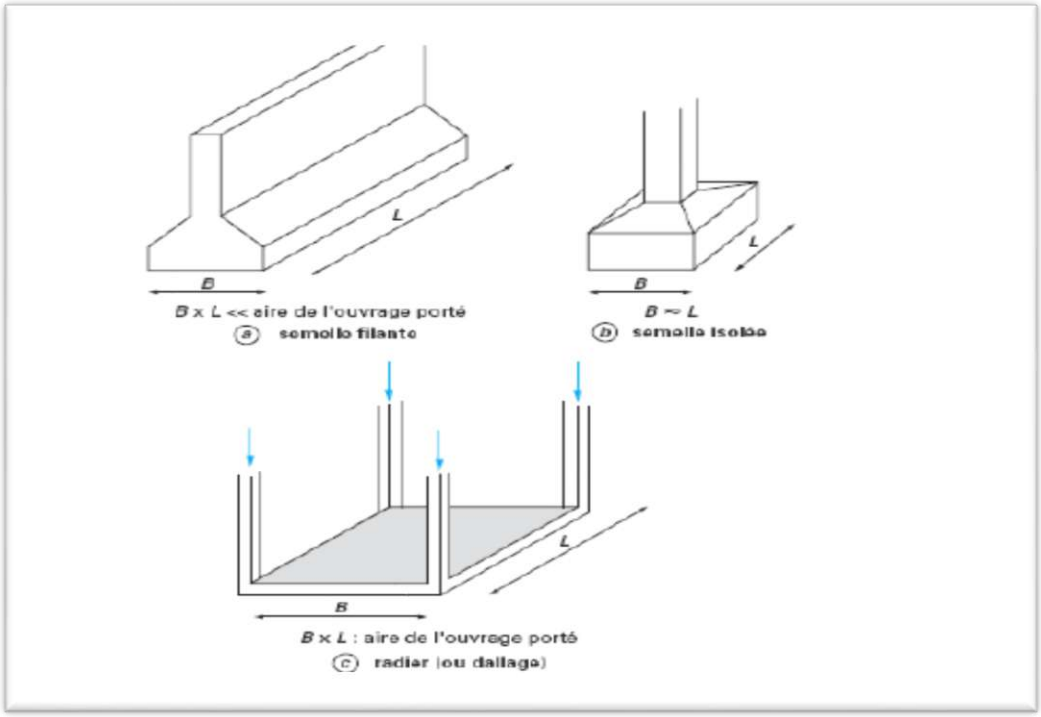


Figure1-13 : Les types de fondation. [21]

a- Semelle filante **b-** Semelle isolée **c-**Radier ou Dallage

4-3-Capacité portante pour une semelle isolé:

$$q_a = \frac{1}{f_s}\left(c' N_c s_c i_c + \sigma'_{v_0} N_q s_q i_q + 0.5\,\gamma\, B\, N_\gamma s_\gamma i_\gamma\right)$$

q_a : Capacité portante admissible (**Kpa**)

f_s : Facteur de sécurité (habituellement égale à **3**)

C' : Cohésion effective du sol sous la semelle (KPa)

N_c , N_q , N_γ :coefficients de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne (φ).

S_c , S_q , S_γ : coefficients de géométrie des semelles.

i_c , i_q , i_γ : coefficients d'inclinaison de la charge.

σ'_{v_0} : contrainte effective actuelle due au poids du sol au niveau de la fondation (KPa).

γ : poids volumique du sol situé sous la semelle (Kn/m^3).

B : La largeur de la semelle.

Cette équation générale comporte trois terme : le terme de cohésion, le terme de surcharge et le terme de profondeur. [2]

4-3-1-Le terme de cohésion :

Exprime l'influence de la cohésion sur la capacité de support des sols argileux. Pour les sols pulvérulents, comme ils sont dénués de cohésion effective. Ce terme est nul puisque **c'=0.**

4-3-2-Le terme de surcharge :

Tient compte du poids du sol au-dessus de niveau des semelles. On peut affirmer qu'à une profondeur donné le sol possède une stabilité naturelle due au poids du sol se trouvant au-dessus. S'il est excavé, la pression ainsi éliminée peut-être remplacée par une pression équivalente, que ce soit une charge de semelle ou de remblais, sans nuire à la stabilité. Ce terme est nul quand la semelle repose directement à la surface d'un dépôt de sol. [2]

4-3-3 -Le terme de profondeur :

Quantifie la capacité du support du sol situé sous la surface d'une semelle et jusqu'à une profondeur d'influence égale à une fois la largeur de la semelle.

4-3-4-Les coefficient de capacité portante :

Les trois coefficient de capacité portante $\mathbf{N_c}$,$\mathbf{N_q}$et $\mathbf{N_\gamma}$déponde de l'angle de frottement interne **(φ).**

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients de capacité portante suggérées dans le manuel canadien d'ingénierie des fondations. [2]

Tableau 1-1 : Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement. [21]

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	**25**	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	**26**	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	**27**	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	**28**	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	**29**	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	**30**	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	**31**	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	**32**	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	**33**	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	**34**	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	**35**	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	**36**	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	**37**	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	**38**	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	**39**	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	**40**	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	**41**	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	**42**	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	**43**	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	**44**	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	**45**	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	**46**	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	**47**	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	**48**	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	**49**	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

4-3-5-Les coefficients de géométrie des semelles :

Les valeurs des coefficients de géométrie, conformément à l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous (Tableau 1-2)

Tableau 1-2 : coefficients de forme (Eurocode 7) [21]

Conditions non drainées			Condition drainées	
fondations	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L=1)	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L= 1)
S_γ			$1\text{-}0.3\frac{B}{L}$	0.7
S_c	$1+0.2\,\frac{B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1+\frac{B}{L}\,SIN\,\varphi'\right)N_q-1}{N_q-1}$	$\frac{(1+sin\varphi')N_q-1}{N_q-1}$
S_q	1	1	$1+\frac{B}{L}\sin\varphi'$	$1+\sin\varphi'$

D'où :

B : largeur de la semelle (m).

L : longueur de la semelle (m).

$\mathbf{N_q}$: coefficient de la capacité portante. [2]

4-3-6- les coefficients d'inclinaison de la charge et les charge excentrique :

On utilise les coefficients $\mathbf{i_c}$, $\mathbf{i_q}$,et$\mathbf{i_\gamma}$quand la charge est inclinée par rapport à la verticale.

On établit la valeur des coefficients à l'aide des relations suivantes :

$$\mathbf{i_{c=}i_q}=\left(\mathbf{1}-\frac{\boldsymbol{\delta}}{\mathbf{90^\circ}}\right)^{\mathbf{2}}$$

$$\mathbf{i_\gamma}=\left(\mathbf{1}-\frac{\boldsymbol{\delta}}{\boldsymbol{\varphi}}\right)^{\mathbf{2}}$$

Où :

δ:angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (°)

φ: angle de frottement interne (°) [2]

5- Corrélation :

5-1- Définition des corrélations :

Les corrélations sont les différentes relations et formules établies depuis longtemps entre les diverses caractéristiques des sols et les études statistiques entreprises sur des populations importantes de sols.

5-2- L'importance des corrélations :

Dans l'ingénierie géotechnique,(l'empirisme) a un grand rôle à jouer, il permet de donner des estimations préliminaires, les corrélations peuvent également être utilise pour comparer avec les valeurs déterminées à partir des essai in situ et laboratoire.

Les corrélations donnent au géotechnicien un moyen simple pour évaluer les caractéristiques physiques et mécaniques utilisées dans les études d'un avant-projet, lorsque les essais au laboratoire sont (inexistants) ou peu nombreux ou pour contrôler les rapports géotechniques.

D'après (**MAGNAN,1993**)les corrélations utilisent en mécanique des sols :

- ✓ Un moyen de contrôle des résultats des essais en place ou en laboratoire, et des rapports géotechniques.
- ✓ Un moyen de contrôle de l'homogénéité des sols ou la qualité des essais.
- ✓ Un moyen de (fabrication) de déduire certain paramètre d'autre connus.
- ✓ Moyen d'estimation de certaine propriété des sols par des caractéristiques déjà mesurées. [22]

5-3- Origine des relations et corrélations dans les sols :

S'il est difficile, voire impossible, de donner une justification théorique quantitative de l'existence de relations entre les propriétés d'un massif de sol naturel, il est facile d'admettre que les différents paramètres d'un sol donné doivent avoir des relations : la déformabilité comme la résistance au cisaillement ou la perméabilité dépendent à l'évidence de la forme et de la nature des particules, de la densité de leur empilement, de la quantité d'eau présente dans les pores.

5- 4- Domaine d'utilisation des corrélations :

Dans la pratique de la mécanique des sols, les corrélations entre paramètres sont utilisées comme moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire, et comme moyen de fabrication de valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres.[23]

5-5 Domaines de validité des corrélations :

La validité des corrélations est limitée à la nature du sol étudié, par exemple certaines corrélations établies sur un site sont parfaites pour ce site peuvent aussi être inadaptés pour un autre site même si le deuxième site est de même nature que le premier ce qui exprime l'influence d'autres paramètres que ceux qui sont analysés, par exemple l'influence de l'état de sol, en plus de sa nature.[22]

5-6- Les différents types de corrélations qui existent dans la littérature :

Les paramètres utilisés pour d'écrire les propriétés physiques et mécaniques des sols sont de nature très variée :

- ❖ Paramètres d'identification et d'état (porosité, indice des vides, densité, densité relative, limites d'Atterberg, etc.)
- ❖ Paramètres déformabilité (indices de compression et de gonflement, module œdométrique, module pressiomètrique, etc.).
- ❖ Paramètre de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite pressiométrique, résistance de cône statique ou dynamique, etc.).

- Paramètres de perméabilité.

Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse juger connaitre l'ensemble du massif de sol.
L'ingénieur géotechniciendoit tirer le millieur partie possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié.
C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien. [23]

6- Méthode d'estimation statistique des caractéristiques géotechniques :

La démarche intellectuelle de l'ingénieur, quel que soit sa spécialité, est essentiellement déterministe et pour l'ingénieur géotechnicien elle s'articule selon un organigramme dont l'aboutissement est un calcul et un dimensionnement, opérations, elle aussi, particulièrement déterministes. [24]

6-1- Etude de la distribution des mesures :

Dans chaque couche apparemment homogène, ont considéré, dans leur ensemble, tous forages et toutes profondeurs confondues.

6-1-1- Etablissement de l'histogramme :

Des **n** mesures groupées en **k** classe **($k \geq 5$)** de même≪ largeur ≫ c'est-à-dire telles que, $\mathbf{X_i}$et $\mathbf{X_{j+1}}$désignantles valeurs de $\mathbf{X_i}$qui limitent la classe **j**, les déférences$\mathbf{[X_{J+1}-X_j]}$ soient constantes et égales à $\frac{\mathbf{X_i - X_j}}{\mathbf{k}}$.

Si $\mathbf{n_j}$désigne la population de la classe **j**, on peut prendre pour ordonnée de cette classe la valeur $\mathbf{n_j}$ou, comme le font les statisticiens, la fréquence :

$$\mathbf{F_j} = \frac{\mathbf{n_j}}{\sum \mathbf{n_j}} = \frac{\mathbf{n_j}}{\mathbf{n}}$$

6-1-2- Calcul de la moyenne empirique :

$\overline{\mathbf{X}}$ de la population, de sa variance empirique $\mathbf{S^{*2}}$,de sa variance estimée $\mathbf{S^2}$ et de son coefficient de variation CV :

$$\overline{\mathbf{X}} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{n}}\sum \mathbf{X_i} \quad ; \quad \mathbf{S^{*2}} = \frac{\sum(\mathbf{X_i}-\overline{\mathbf{X}})^2}{\mathbf{n}}$$

$$\mathbf{S^2} = \frac{\sum(\mathbf{X_i}-\overline{\mathbf{X}})^2}{\mathbf{n-1}} \quad ; \quad \mathbf{CV} = \frac{\mathbf{S}}{\overline{\mathbf{X}}}$$

La moyenne empirique $\overline{\mathbf{X}}$ est un estimation de la vraie valeur **M** de la moyenne du paramètre étudie et $\mathbf{S^2}$l'estimateur de la vraie valeur $\mathbf{\Sigma^2}$de sa variance.

Le coefficient de variation caractérise la dispersion des mesures et de la distribution de **X**. C'est un paramètre très important qui peut presque à lui seul, donner une idée de la qualité d'une reconnaissance ou du caractère particulier du terrain rencontré puisque l'analyse d'un très grand nombre de résultats a permis de définir des plages de valeurs types de ce coefficient de variation pour diverses caractéristiques géotechniques (6 – 14).

Lorsque s'éloigne de ces plages, il faut donc se poser des questions. Mais c'est l'étude de l'histogramme expérimentale qui permettra d'aller plus loin dans la démarche statistique.

6-1-3- Ajustement de l'histogramme sur une loi de probabilité connue :

- Si l'histogramme présente une tendance centrale c'est-à-dire si l'on voit apparaitre une certaine symétrie par rapport à la moyenne ou à la médiane de la distribution sur la loi normale (ou Laplace-Gauss), ce qui est très facile surtout avec les moyens informatiques actuels.

On utilise pour cela la méthode delà droite de Henry qui consiste à, porter en abscisse arithmétique la limite supérieure $\mathbf{S_{j+1}}$de la classe **j** et en ordonnée gaussienne les fréquences cumulées correspondantes.

Rappelons que l'échelle gaussienne est une échelle graduée en $\mathbf{U=F^{-1}(y)}$ ou **F(u)** est l'expression de la loi de Laplace-Gauss en coordonnées réduites :

$$\mathbf{Y= F(u)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}}\,.du}$$

Si les points ainsi obtenus sont alignés, c'est que la distribution suit effectivement la loi de Laplace.

On peut alors vérifier la probabilité que l'on a de se tromper si l'on ne retient pas la normalité de la distribution en utilisant le test du χ^2pour $\mathbf{n > 30}$ (échantillons importants) ou le test de Shopiro-Wilk pour $\mathbf{n < 30}$ (petits échantillons) ces deux tests bien connus des statisticiens (7-14).

- Si l'histogramme présente une dissymétrie avec étalement vers la droite, on pourra chercher à l'ajuster sur une loi log-normale dans laquelle c'est le logarithme népérien des mesures qui suit la loi de Laplace-Gauss.

On utilise là aussi la méthode de la droite de Henry, mais dans un système de coordonnées gauss-logarithmique.

Les paramètres$\boldsymbol{\mu}$ et $\boldsymbol{\sigma^2}$estimateurs respectifs de l'espérance mathématique et de la variance théorique de la loi log-normale ajustée.

- Si ces tentatives d'ajustement s'avèrent infructueuses, on essayera une loi ≪ beta ≫ plus complexe. Dans ce cas, il faudra soumettre la loi choisie à l'un des test d'acceptation évacués précédemment.

On va passer par première étape et on a voire s'il y a une relation entre les différentes paramètres en utilisant un ajustement linéaire par moindre carrée, cet ajustement est estimé par le coefficient **R** qu'on impose égale plus à **85%** pour un bon ajustement linéaire.

Par la suite, si l'ajustement linaire est faible $\mathbf{R < 85}$% on passe à l'analyse statistique par l'histogramme. [24]

D'après Van Wamberke,il faut prendre en considération dans l'utilisation des corrélations de fait leur caractère aléatoire, et faire attention quand fait des corrélations entre des paramètres de nature différente.

Définition de corrélation linéaire :

Le coefficient de corrélation linéaire r donne une mesure de l'intensité et du sens de la relation linéaire entre deux variables. Son calcul est assez complexe, c'est pourquoi on utilise souvent la calculatrice ou un logiciel. [25]

7-Corrélations entre les essais de pénétration et l'essai préssiomètrique :

Van WAMBERKE a réussi l'intégration entre l'essai de pénétration statistique et l'essai préssiométrique, après avoir mené une étude sur les sols français et belges, ou cette étude a conduit des corrélations entre la pression limite qui est l'une des caractéristiques qui en le fournissant par l'essai préssiometrique et la résistance de point donné par l'essai pénétration statique.

La fameuse règle de 3-6-9, a été le fruit de corrélation suit l'établissement des relations suivant :

- Pour une argile ***:*** $\frac{q_c}{p_l} = 3$
- Pour un limon ***:*** $\frac{q_c}{p_l} = 6$
- Pour un sable ***:*** $\frac{q_c}{p_l} = 9$

Aussi il propose les résultats qui présenter de l'essai pénétration dynamique par l'utilisation l'énergie de refoulement spécifique qu'il définit comme énergie comprimé pour le déplacement de volume unitaire de sol.

Cette énergie donnée par relation suivant :

$$q_d = \frac{E_1 \,.\, N}{A_p \,.\, e}$$

Dans laquelle **E1** est l'énergie libérée par un coup de mouton, **N** est le nombre de coups nécessaires pour un enfoncement e et A_p est la section transversale de la pointe.

On a $E_1 = P_m \,.\, h$pour un mouton de chute libre, avec *Pm* est son poids et *h* est la hauteur de cette chute.

Le déplacement de la résistance dynamique à la résistance en pointe du pénétromètre statique s'effectue par l'introduction d'un coefficient adimensionnel $\eta_c$considéré comme un facteur de rendement de l'essai de pénétration dynamique :

$$q_c = \eta_c \,.\, q_d$$

Ce coefficient dépend de :

- Type du pénétromètre dynamique
- L'influence du frottement du sol sur les tiges
- Le niveau de la nappe

$\boldsymbol{\eta_c}$ peut prendre les valeurs suivantes :

✓ Pour les argiles : 0,1

✓ Pour les sables non saturés : 0,7

Ainsi, le déplacement de la résistance dynamique à la pression limite préssiomètrique, s'effectue en utilisant la décision célèbre 3 - 6 - 9 citée ci-dessus, et par suite, deux corrélations ont été obtenues :

$\mathbf{q_l = \frac{q_c}{3} = \frac{0.1}{3}.q_d = 0.04 q_d}$ Pour les argiles

$\mathbf{q_l = \frac{q_c}{9} = \frac{0.7}{9}.q_d = 0.07 q_d}$ Pour les sables

On observe clairement que l'écart s'est considérablement réduit, et pour n'importe quel type de sol, on peut admettre que **:** $\boldsymbol{p_l = 0.06\, q_d}$

Actuellement, les relations qui a une relation par le déplacement de la résistance dynamique à la résistance en pointe du pénétromètre statique et celle du passage de la résistance dynamique à la pression limite préssiomètrique ne sont que des hypothèses de fonctionnent que pour une évaluation supplémentaire.

Aussi, deux facteurs sont à examiner très minutieusement : l'influence du frottement du sol sur les tiges et le niveau de la nappe.

CASSAN, est aussi intéressé aux corrélations entre l'essai de pénétration statique et l'essai préssiomètrique, où il a pu se connecter le rapport $\boldsymbol{q_C / P_L}$dans les argiles saturées et a obtenu que ce rapport est égal à **3.5**, ce qui est un résultat relativement voisin de celui obtenu par Van WAMBECKE (déjà cité ci-dessus). L'investigation qui fait par l' entreprise dans les argiles cohérentes a donné un résultat égal à **2,6** pour le rapport $\boldsymbol{E_m/qc}$. De son côté, Van WAMBECKE a obtenu que pour les argiles normalement consolidées et légèrement sur consolidées $\boldsymbol{E_m/q_c}$**=4,6** et pour les argiles sur consolidées, ce rapport varie entre **4,5** à **7** . Shahrour en **2005** , fait la différence entre les argiles normalement consolidées et sur consolidées et propose une valeur de $E_m\ /q_c$proche de **4.5** dans les argiles normalement consolidées jusqu'à atteindre une valeur de **7** dans les argiles sur consolidées.

D'autres relations reliant $E_m$et $q_c$ont été proposées comme celles de Van WAMBKOM et al. qui a obtenu$\boldsymbol{E_m / q_c}$ =1,5 pour les sables et Amar et al. Qui a obtenu :

$\boldsymbol{E_m / q_c}$**=0,7** à **1** Pour les sables graveleux à très denses

$\boldsymbol{E_m / q_c}$**=2** à **5** Pour les sables limoneux

Van Wieringen (1982) propose :

$\boldsymbol{E_m / q_c}$**=3** Pour les sables denses

$\boldsymbol{E_m / q_c}$**=1.5** Pour les sables peu denses

Bahar et al, proposent par la suite à une compagne d'essai réalisés sur des argiles Algériennes des valeurs de $\boldsymbol{E_m / q_c}$variant entre **3** et **4,9**. D'autres travaux de corrélation ont été entrepris dans les limons et les sables par les chercheurs déjà cités. Ils sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1-3 : Récapitulatif des valeurs de $\boldsymbol{E_m / q_c}$

Type de sol	$\boldsymbol{E_m / q_c}$
Argile	entre 0,67 et 7
Limon	entre 0,5 et 4,5
Sable	entre 0,25 et 1,9

Vaillant et al. En 2010 et lors des journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur à Grenoble, ont présenté leurs résultats relatifs à l'étude du rapport $\boldsymbol{E_m / q_c}$suite à une étude qui été menée à Auby (France), les résultats obtenus sont récapitulés ci-dessous :

Tableau 1-4 : Récapitulatif des valeurs de$\boldsymbol{E_m / q_c}$, d'après Vaillant et al.

Type de sol	$\boldsymbol{E_m / q_c}$
Argile	entre 2 et 5,2
Limon	entre 1,9 et 3,3
Sable	entre 0, 5 et 2,2

Dans l'ensemble, on peut remarquer qu'une différence existe entre les résultats de Vaillant et al. Et ceux représentés dans le tableau 2, probablement suite au contexte géologique.

Des relations entre $E_m$et q_c sont aussi proposées :

$\boldsymbol{E_m / q_c}$= 6 Pour les argiles sur consolidées.

$\boldsymbol{E_m / q_c}$= 4.5 Pour les argiles normalement consolidées.

$\boldsymbol{E_m / q_c}$= 1.5 Pour les limons non saturés.[26]

8- Conclusion :

On a entamé dans ce chapitre, les essais in-situ et au laboratoire en générale pour l'étude géotechnique. L'essai pénétromètre dynamique qui existe en Algérie c'est le pénétromètre dynamique lourd et le pressiomètre, ils sont utilisés pour la reconnaissance des sols.

Leurs essais permettent d'identifier les propriétés du sol en place.

En vue dans ce chapitre le dimensionnement des fondations et leur influence dans le sol, le calcul la capacité portante dans plusieurs des cas. Sans oublier la corrélation, qui il est une partie très importante pour calculer des paramètres d'un essai avec d'autre essai.

1-Introduction :

L'étude des relations existant entre les propriétés des sols s'effectue au moyen des outils classiques de la statistique pour l'analyse des données. Les méthodes classiques de l'analyse statistique ont été exposées dans le nombreux ouvrages, aux quel le lecture.
Pour a se rapporter pour une description détaillée de ces méthodes.
De très nombreuses corrélations ont été publiées entre les paramètres des sols .beaucoup d'antre elles n'existent que sous la forme d'une relation entre paramètres sans accès possible aux données étudiées ni même d'indicertion du coéfficient de corrélation correspondant, et il convient d'être prudent quand on les utilise. [27]

2- Présentation de la base de données :

2-1 Source de données pour les corrélations :

Les données géotechniques utilisées pour cette recherche ont été recueillies à partir des rapports d'études géotechniques établis par des laboratoires Algériens sur différentes sites.

2-2 Sélection des données pour les corrélations

Les données sélectionnées ont été choisis en se basant sur les critères suivants :
1. Le sondage carotté qui fournit les données de cisaillement, le sondage pénétromètrique qui donne la résistance dynamique q_d en pointe doivent être exécutés dans le même site d'investigation avec une distance entre eux qui ne dépasse pas un rayon de 4 m environs et essai prissiométrique qui donne pression limite équivalent nette.

2. Un seul type de sols a été pris en compte dans notre méthode à savoir les sols argileux.

3. Les sols sous la nappe d'eau ne sont pas pris en considération.

4. Les corrélations effectuées entre la résistance dynamique en pointe et q_d / c_u , q_d / φ_u doivent être faites à la même profondeur.

5. Le nombre de données sujet des corrélations doivent être plus que trente, afin d'avoir une série de données statistiquement représentative.

2-3 Description de la base de données

Notre étude à été menée en se basant sur des études géotechniques de plusieurs sites, chaque étude contenant au moins un sondage carotté et plusieurs essais de pénétration dynamique, ce qui nous offre la possibilité de faire la corrélation entre le terme dynamique de pointe $q_d$et les données issus de l'essai de cisaillement à savoir C et φ.

Le nombre de sites étudiés est de 24, la majorité étant situé dans le nord de l'Algérie et plus précisément dans les wilayas suivantes : Alger, Blida, Médéa, Tizi Ouzou et Annaba.

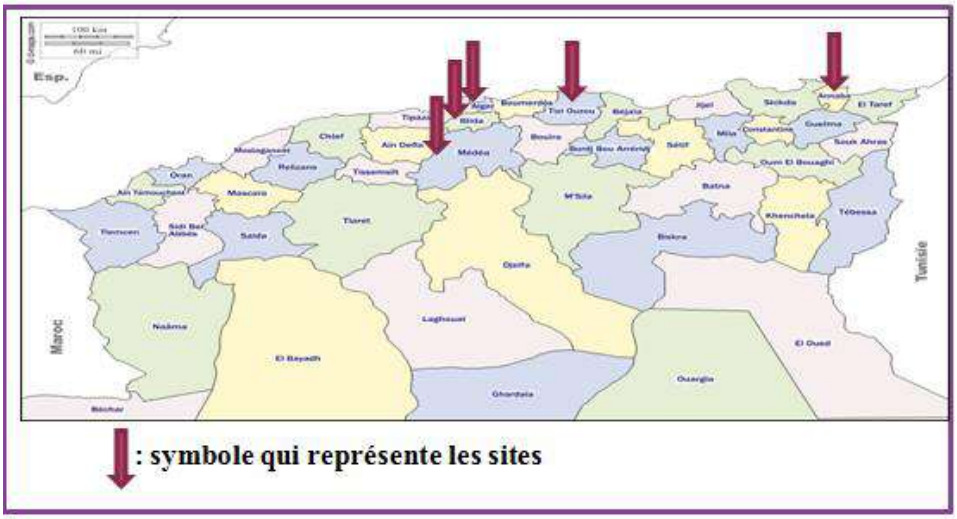


Figure2-1 : carte géographie représente les sites

2-3-1 Données issues des essais d'identification physique

Les essais d'identification physique nous permettent de mesurer les caractéristiques physiques permettant la classification du sol et l'identification de son état physiques.

En général, les caractéristiques physiques fournis par ces essais sont :

- La teneur en eau ω (%), et le degré de saturation Sr (%),

- La limite de plasticité (w_p) et de liquidité (w_l),

- La densité sèche γ_s,

-La densité humide γ_d,

2-3-2 Données issues de la courbe oedométrique :

L'essai oedométrique permet de mesurer les paramètres de compressibilité du sol et qui sont :

- L'indice de compression noté c_c

- Le coefficient de consolidation c_s

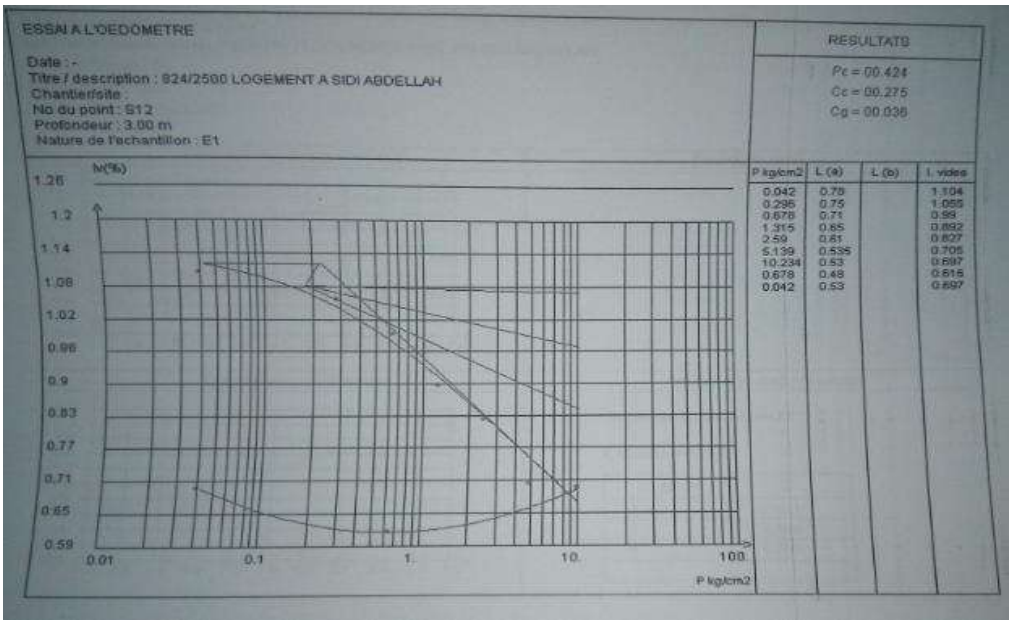


Figure2-2 : courbe oedométrique

2-3-3 Données issues du pénétrogramme dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet de mesurer le nombre de coup N_d nécessaire à l'enfoncement de la pointe de 20 cm, lequel on interprète selon la formule des Hollandais pour aboutir à la résistance dynamique en pointe q_d en fonction de la profondeur z

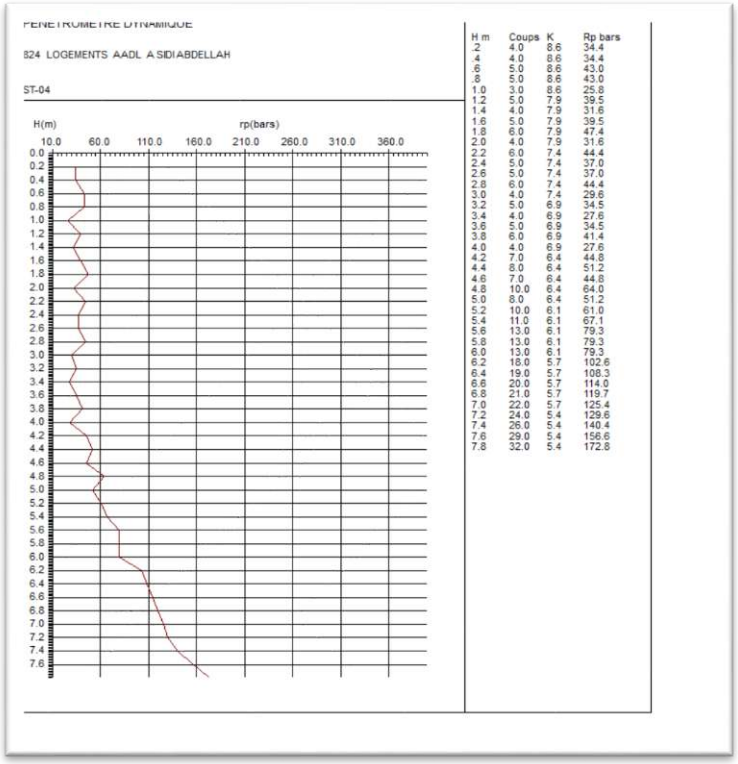


Figure 2-3 : Courbe de pénétration dynamique

2.4 Méthodologie de travail

Après avoir construit la base de donnée en suivant les critères cités auparavant, nous allons maintenant présenter en détails toutes les étapes de calcul :

Le but de l'étude et de définir une corrélation entre le terme dynamique de pointeq_d et les paramètres mécanique de l'essai de cisaillement non drainée cohésion c_u, l'angle de frottement φ_u dans les terrains argileux en dessus de la nappe.

-Digitalisation des courbe pénétrométre dynamique :

La digitalisation des courbes pénétrométrique sert à nous fournir la résistance dynamique en pointe en fonction de la profondeur (z)

La digitalisation a été réalisée par le programme (Web Plot Digitizer 4 .1)

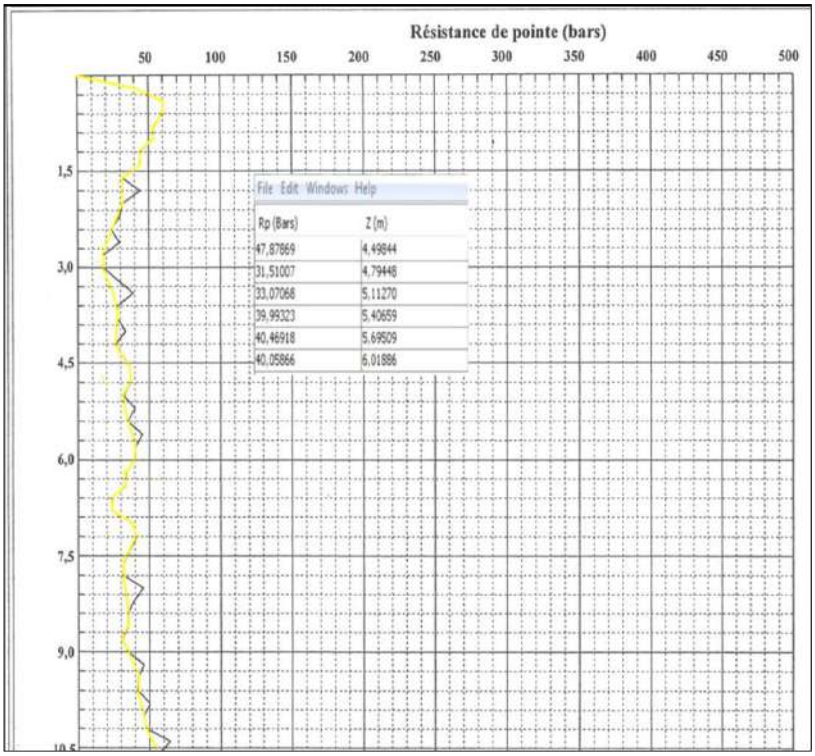
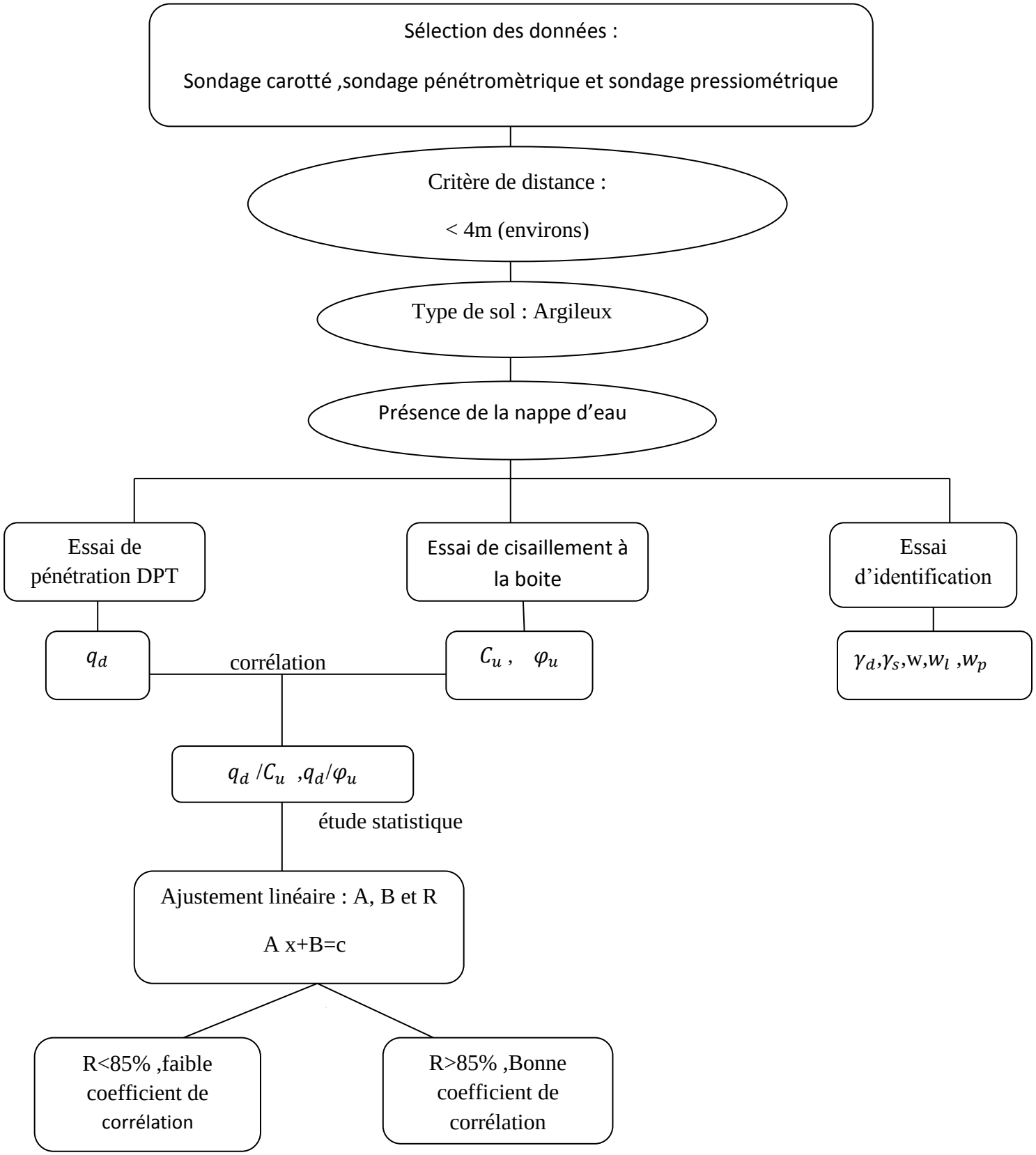


Figure2-4 : Courbe pénétrométrique digitalisée

2-5-Organigramme de la procédure du travail

Dans cet organigramme, une illustration sommaire des critères de choix des données ainsi que les étapes du travail suivi est résumée, en vue d'une meilleure présentation de la méthodologie du travail.

Organigramme résume tous les étapes de travail



2-6-Corrélation entre paramétre :

Cette étude elle basé essentiellement sur les résultats des essais au laboratoire et pénétromètre dynamique.

Les corrélations on été effectuer entre :

-La résistance à la pointe (q_d) et la cohésion non drainée (Cu).

- La résistance à la pointe (q_d) et l'angle de frottement non drainée (φ_u) .

2-6-1Recherche d'une corrélation entre q_d et C_u :

L'étude de la corrélation entre la résistance dynamique en pointe q_d et la cohésion non drainnéC_u , est une étape essentielle dans notre étude ; elle sert à nous confirmer s'il existe un lien entre ses deux paramètres ou non.

On a 27 points, l'ajustement linéaire des données n'a pas donné un bon coefficient d'ajustement, on a procédé donc par analyse statistique de la coefficient d'ajustement, on a procédé donc par analyse statistique de la population du rapport $\frac{q_d}{C_u}$.

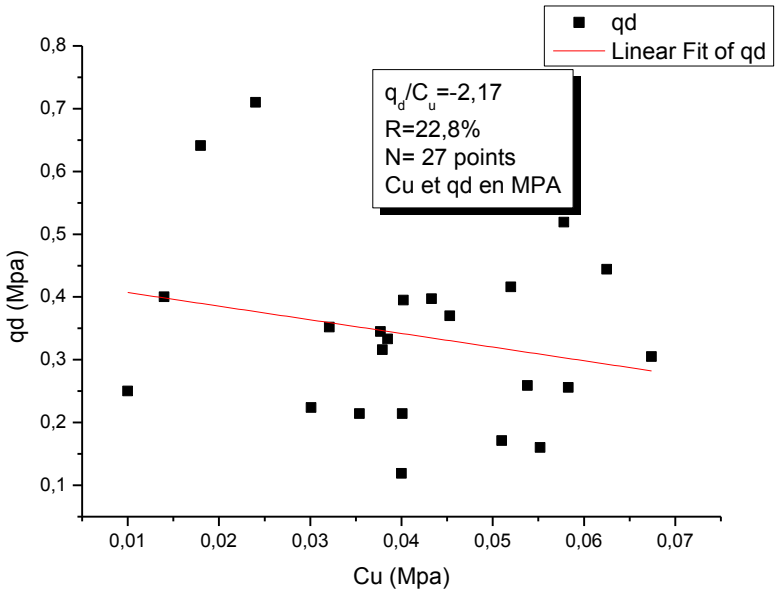


Figure 2-5 : Corrélation q_d /C_u par ajustement linéaire

L'analyse statistique des données a été faite en utilisant le logiciel (ORIGIN PRO V8) de la manière suivante :

- L'établissement du tableau de fréquences relatives.

- Effectuer la répartition en classes des données de même amplitude.

- Représentation des données sous forme d'histogramme, (figure2-6).

- Ajustement non linéaire de l'histogramme, par la fonction de gauss.

L'étude statistique des données a dégagé une distribution à tendance centrale.

La valeur caractéristique ou moyenne μ de la loi normal de Gauss du rapport $\frac{q_d}{C_u} = 10$ Le coefficient d'ajustement par la loi de Gausse donne un coefficient R= 99.23%

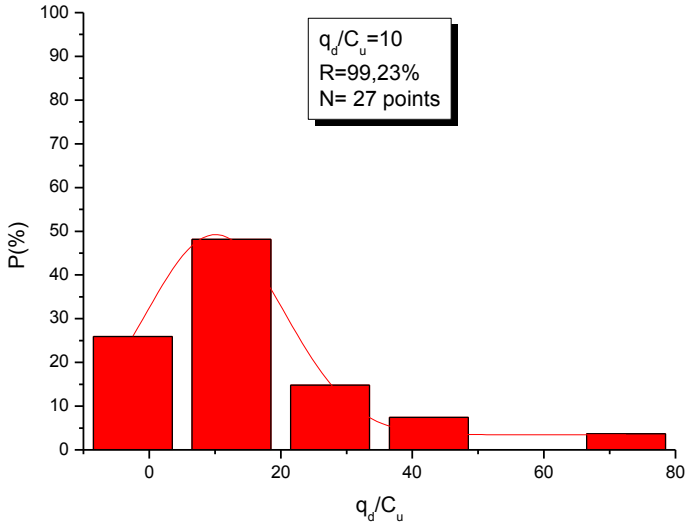


Figure 2-6: Histogramme des fréquences relatives en fonction de q_d/C_u par analyse statistique

2-6-2Recherche d'une corrélation entre $q_d$et φ_u :

On a 27 points, l'ajustement linéaire fait sur l'ensemble de donné a permis d'obtenir un bonne coefficient de corrélation .

$\frac{q_d}{\varphi_u}$ = 0,0143

R=91% .

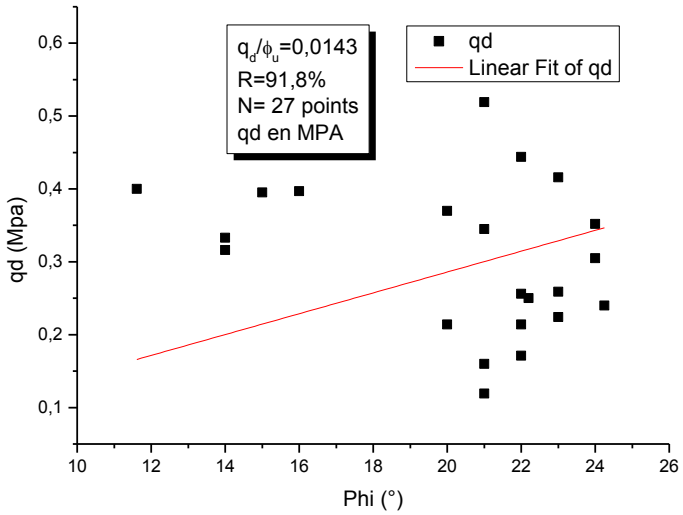


Figure 2-7: Corrélation q_d/φ_u par ajustement linéaire

Même si les résultats par l'ajustement linéaire donne un bon coefficient de corrélation, on passe par l'étude de l'analyse statistique qui donne de coefficient de corrélation fiable

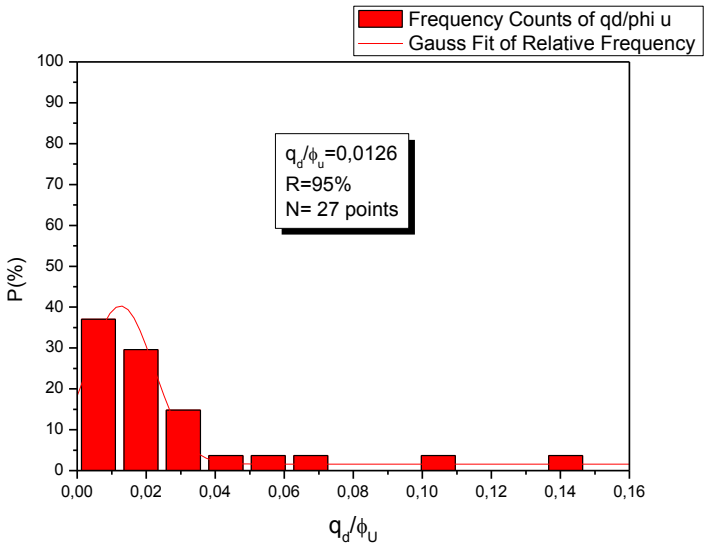


Figure 2-8 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d/φ_u par analyse statistique

Les résultats statistique est q_d =0 ,0126 × $\varphi_u$avec R=95% cette valeur est acceptable statiquement

3-Conclusion :

Dans ce chapitre en fait des corrélations entre la résistance en pointe q_d et les paramètres mécanique non drainé de l'essai cisaillement c_u ,φ_u .ou les résultats du l'étude des corrélation par l'ajustement linéaire n'est pas acceptable donc on passe par l'analyse statistique qui donne des résultats de coefficient de corrélation fiable.

1-Introduction :

Ce chapitre a pour objet de calculer la capacité portante par des essais in situ **PMT** et **DPT**, puis calculer par des essais de laboratoire .la capacité portante est une partie importante pour Le dimensionnement des fondations superficielles, on peut calculer par des essais sur site **(DPT, PMT)** et avec des essais au laboratoire. Ce travail suit la méthode empirique basée sur les corrélations entre les résultats d'essai in situ **PMT** et **DPT**.

2-Calcule la capacité portante à partir des essais in situ :

2-1-Choix de fondation :

On va choisir le cas le plus défavorable, fondation superficielle typique de forme carré avec la largeur B= 4.5m suivant le condition :$\frac{\mathbf{B}}{\mathbf{D}} < 3$, elle est fichier dans le sol avec D=1.5m suivant la condition de $\frac{3B}{2}$.

On prend en compte la nature du sol argileuse.

Le calcul de capacité portante suit trois méthodes les suivantes :

2-2-Capacité portant par essai DPT :

Ce travail se fait sur la base de donnée et plusieurs des résultats des différents paramètres (poids volumique, teneur en eau, degré de saturation et la résistance au pointeq_d). Ce dernier dépendent de choix de la zone utile **[D ;D+$\frac{3B}{2}$]** et filtrer, éliminer les piques des pénétrogrammes de l'essai pénétromètre dynamique qui est choisis dans la base de données , on peut calculer une résistance dynamique **qd**en prenant la valeur moyenne des points dans la zone utile, chaque valeur va être calculé suivant cette formule :$q_L = \frac{q_d^{moy}}{20}$.

On va calculer la capacité portante par la formule suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} B \gamma_2 \left[2(N_q + 1) tg(79.4 q_d)\right] + \gamma_1 D \left[\frac{1 + sin(79.4 q_d)}{1 - sin(79.4 q_d)} exp\left(3.14 tg(79.4 q_d)\right)\right] + C\left[\frac{N_q - 1}{tg(79.4 q_d)}\right]$$

Puis, on va calculer le $\mathbf{q_{d\ moy}}$ si la somme de $q_d$sur son nombre des points dans la zone utile pour calculer les facteurs de portance avec la valeur de corrélation.

$$q_{dmoy} = \frac{\sum q_d}{N}$$

Les facteurs de portance vont être calculé avec la valeur de corrélation **(chapitre 2**) et par les formules suivantes :

$$\begin{cases} C_u = 0.1q_d \\ \varphi_u = 79.4q_d \end{cases}$$

$$N_q = \frac{1+\sin(79.4q_d)}{1-\sin(79.4q_d)}\exp\left(3.14\mathrm{tg}(79.4q_d)\right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\mathrm{tg}(79.4q_d)}$$

$\mathbf{N_\gamma}$**,** n'a pas une formulation analytique exacte, mais il peut être calculé avec une bonne approximation par l'expression Vesic (1973). [1]

$$N_\gamma \approx 2\left(N_q + 1\right)\mathrm{tg}(79.4q_d)$$

Remplaçant le poids volumique déjaugé $\mathbf{(\gamma' = \gamma_1 = \gamma_2)}$ parce que il est vérifié à long terme **.**

Ces paramètres vont être remplacé dans la formule de $\mathbf{q_l}$ a partir de l'essai **DPT.**

2-3- <u>Capacité portante par l'essai PMT</u> :

En suivant les coupes lithologique, les profiles des préssiomètres et choisir les points dans la zone utile **[D ;D+$\frac{3B}{2}$]** comme le montre dans la (**figure 3-1) :**

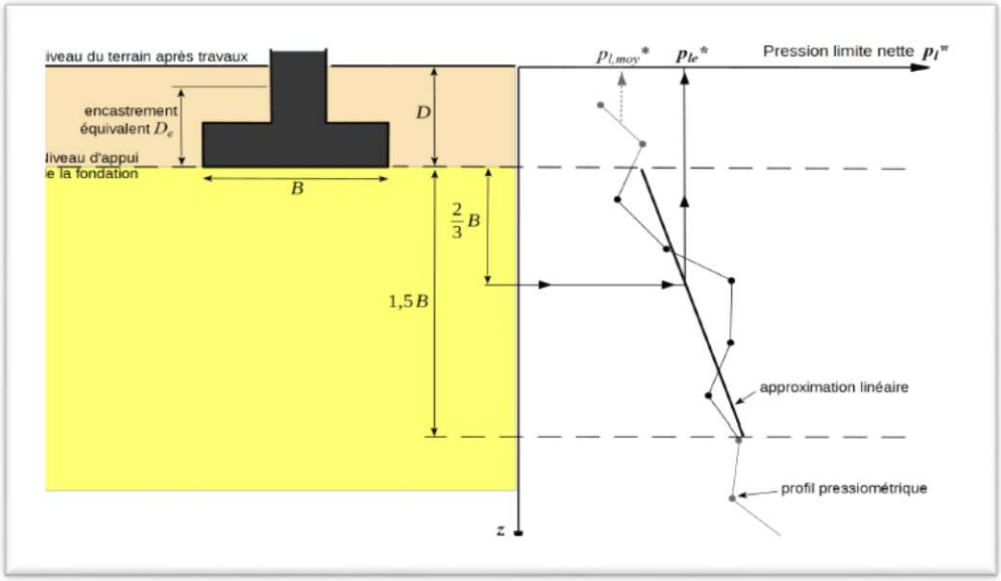


Figure-3-1 : Définition de pression limite nette équivalant [28]

Pour calculer la capacité portant, la formule est comme suit :

$$\mathbf{q_l = K_p P_{L_e}{}^{*} + q_0}$$

Dans notre travail on passe par les étapes suivantes :

- Nous choisissons les points qui représente la pression limite nette ($P_L{}^{*}$)dans la zones utiles dans les profils de tous les sites dans la base de données, après on calcule la pression limite équivalent nette ($P_{L_e}{}^{*}$) par la formule :

  $$\mathbf{P_{L_e}{}^{*} = \sum_{i=1} \frac{P_{Li}{}^{*}}{N}}$$

  quand on trouve une valeurs élevé de pression limite nette ($P_L{}^{*}$), on doit calculé la raison de sécurité c'est :$\mathbf{1.5 P_{Lmin}{}^{*}}$,on prend cette valeur on la remplacer dans la formule de pression limite équivalente nette ($P_{L_e}{}^{*}$).
- Ensuite on calculer la contrainte verticale initiale (q_0), la nature de notre sol est un sol fin saturé (argile) on va calcule cette contrainte par la relation suivante :

  $$\mathbf{q_0 = \gamma_{sat}\, D}$$

  On a calculer par $\boldsymbol{\gamma_{sat}}$ parce on a l'argile et pour la vérification à long terme, on va calculer par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w \\ \gamma' = \dfrac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} \end{cases}$$

- Le dernier terme dans cette capacité portante c'est le facteur de portance pressiométrique $\mathbf{K_p}$ est calculé par :

$$k_p = k_p^1 \frac{B}{L} + k_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Notre fondation semelle carrée : **B=L= 4.5m**

$\mathbf{k_p^1}$ et$\mathbf{k_p^0}$ on détermine par les bagues **(figure 3-2) :**

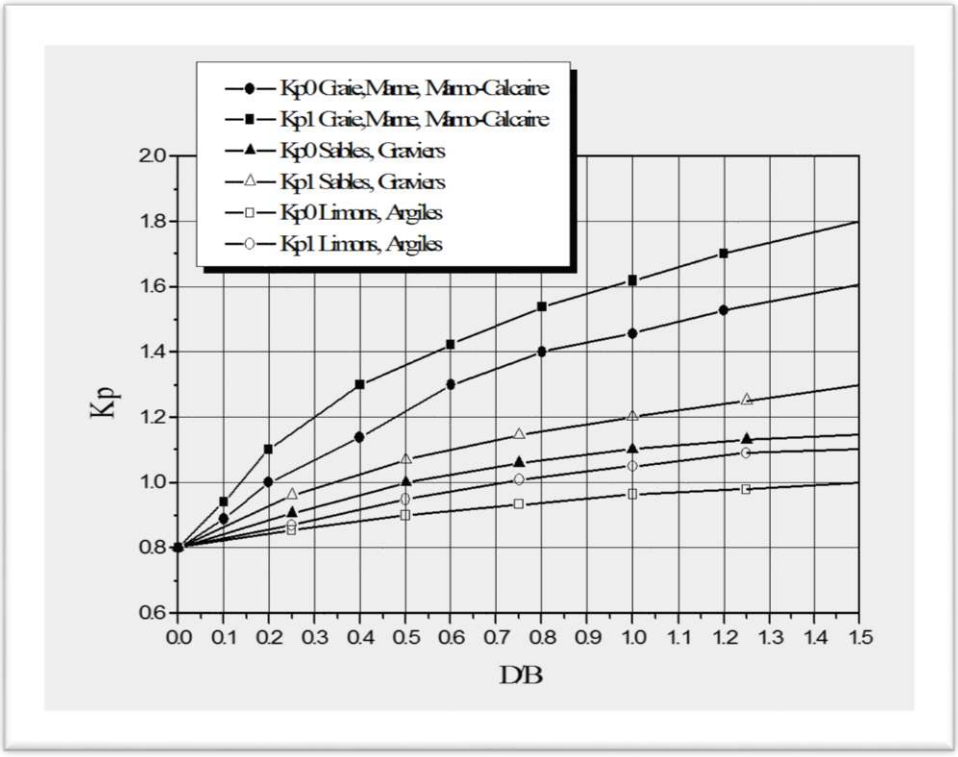


Figure3-2: facteur portance préssiométrique [19]

- A la fin, on remplace tous les résultats dans la formule de capacité portante.

2-4 Capacité portante par les essais au labo :

Dans le calcule la capacité portante par les essais au laboratoire on va utiliser cette expression :

$$\mathbf{q_l = \frac{1}{2}\, B\, \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1\, D\, N_q + C N_c}$$

On va remplacer la cohésion **C** quand on trouve dans la base de donné dans la formule de capacité portante etles valeurs de $\mathbf{N_\gamma}$,$\mathbf{N_q}$et$\mathbf{N_c}$selon le tableau **(tableau 3-1)**

Tableau 3-1 : Facteur de portance en fonction de l'angle de frottement. [29]

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	**5.14**	**1.00**	**0.00**	**0.00**	**25**	**20.72**	**10.66**	**10.88**	**9.01**
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	**6.49**	**1.57**	**0.45**	**0.10**	**30**	**30.14**	**18.40**	**22.40**	**20.09**
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	**8.34**	**2.47**	**1.22**	**0.52**	**35**	**46.12**	**33.30**	**48.03**	**45.23**
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	**10.98**	**3.94**	**2.65**	**1.58**	**40**	**75.31**	**64.20**	**109.41**	**106.05**
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	**14.83**	**6.40**	**5.39**	**3.93**	**45**	**133.87**	**134.87**	**271.75**	**267.75**
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54

On calcule par poids volumique déjaugé $(\boldsymbol{\gamma' = \gamma_1 = \gamma_2})$.

On prend l'unité de $\mathbf{q_l}$en **MPA.**

3-<u>Comparaison entre les résultats</u> :

Cette étude est basée sur les résultats des essais in-situ, l'essai pénétromètre dynamique **(DPT)** et l'essai pressiométrique **(PMT)**.

Les résultats de capacité portante par l'essai PMT et DPT sous forme graphique par ajustement linéaire et statistique.

La formule de capacité portante obtenue à partir de l'essai DPT qui va être comparer :

$$q_l = \frac{1}{2}\, B\, \gamma_2 \left[2\left(N_q + 1\right) tg(79.4 q_d)\right] + \gamma_1\, D \left[\frac{1 + sin(79.4 q_d)}{1 - sin(79.4 q_d)}\, exp\left(3.14 tg(79.4 q_d)\right)\right] + C\left[\frac{N_q - 1}{tg(79.4 q_d)}\right]$$

Avec la capacité portante calculer à partir de l'essai PMT :

$$q_l = K_p P_{L_e}{}^{*} + q_0$$

D'où :

$\boldsymbol{K_p}$:Facteur de portance pressiometrique on fonction de la nature de sol sous la base dela fondation.

$P_{L_e}{}^{*}$: pression limite équivalent nette et donnée par :

$$P_{L_e}{}^{*} = \sum \frac{P_{L_i}{}^{*}}{N}$$

Avec :

$$P_L{}^{*} = P_L(Z) - P_0(Z)$$

N : nombre des points de $P_L{}^{*}$ dans la zone utile de la capacité portante.

$P_L{}^{*}$: la pression limite nette.

$P_L(Z)$: la pression à la profondeur Z

$P_0(Z)$: la pression horizontale initiale.

$$P_0(Z)\begin{cases} K_0\sigma_{v_0} + u \text{ comportement UD} \\ K_0\sigma_{v_0} \text{ coportement D} \\ K_0\sigma_{v_0} \text{ sol non saturé} \end{cases}$$

K_0 : le coefficient des pressions des terres aux repos

$K_0 = 1$: pour un sol fin saturé.

$K_0 = 0.5$: pour un sol pulvérulent.

$$K_p = K_P^1 \frac{B}{L} + K_P^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

K_P^1 et K_P^0 corespond respectivement a une semelle carré et continue est sont donné par la figure (3-2).

Les résultats obtenue sont présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3-2 : Tableau des valeurs q_l par les essais **DPT** et **PMT**

ql (MPA) PMT	ql (MPA) DPT	qd Moy	N_q	NC	N_γ
1,309	2,29	0,391	20,71	32,47	26,13
1,213	1,52	0,349	14,24	25,21	16,01
0,909	1,2	0,324	11,5	21,8	12,04
0,714	0,71	0,267	7,2	15,98	6,36
1,004	2,58	0,403	23,14	35,43	30,16
0,892	2,6	0,403	23,14	35,43	30,16
0,514	1,25	0,327	11,79	22,16	12,45
0,418	15,49	0,559	122,21	123,84	241,18
1,215	1,56	0,349	14,24	25,2	16,01
1,042	2,65	0,236	5,64	9,23	13,95
1,022	1,57	0,237	5,69	13,76	4,55
1,018	1,18	0,319	11,02	21,17	11,37
1,0131	0,76	0,275	7,68	16,67	6,95
1,202	2,72	0,406	23,8	36,15	31,27
1,0075	1,85	0,367	23,8	28,12	19,71
1,074	1,43	0,34	16,68	23,91	14,44
0,553	2,78	0,408	13,18	36,64	32,04
0,914	1,7	0,358	24,25	26,62	17,76
0,931	0,61	0,247	15,41	14,45	5,09
0,557	1,18	0,321	6,15	21,42	11,64
1,713	1,08	0,324	11,21	21,79	12,04
1,859	1,13	0,317	11,5	20,94	11,12
1,311	0,71	0,208	10,84	11,97	3,29
0,198	0,8	0,291	4,55	18,14	8,31
0,198	0,42	0,222	8,74	12,78	3,85
0,232	0,68	0,252	5,06	14,83	5,38

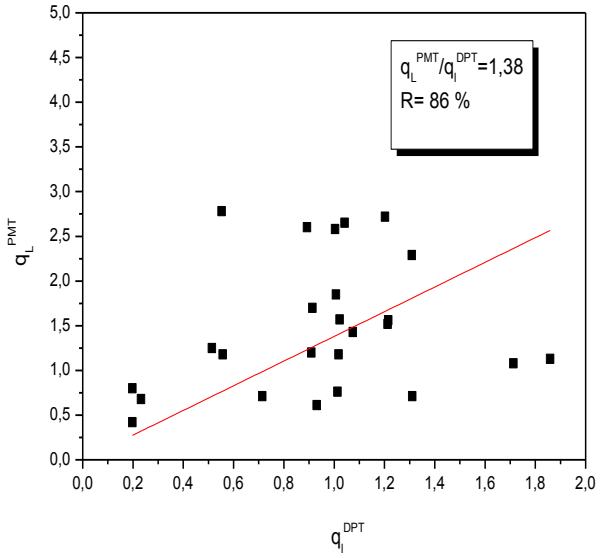


Figure 3-3-Corrélation entre $q_{L^{DPT}}$ et $q_{L^{PMT}}$

Puisque le **R**< 95% **(R= 86**%), ne peut pas parler sur la dépendances de deux variables donc on passe à l'analyse statistique du rapport $\left(\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}\right)$ **.**

En passant par les étapes suivantes :

- Calculer le rapport de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$, puison représente ce rapport sous forme d'histogramme **(figure 3-4).**

  Sachant que **X** sont les valeurs de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$, dont l'ajustement par une loi appropriée nous donne la moyenne qui représente la population.

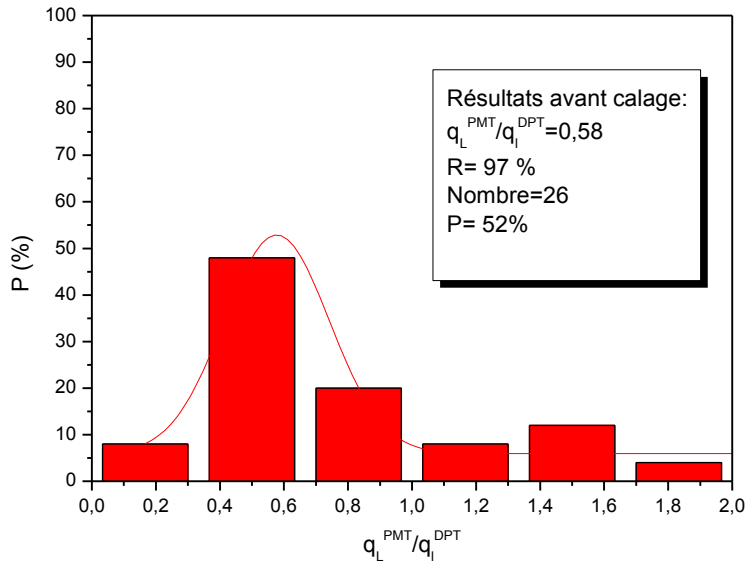


Figure3-4: Histogramme des fréquences relatives en fonction de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$.

On trouve d'après l'histogramme donnée par la **figure 3-4** :

q_l**(PMT)= 0.58×ql(DPT)** avec **R=97%**, sachant que notre type de sol est « argile ».

La valeur du rapport de capacité portante par l'essai PMT et de capacité portante calculé à partir de l'essai DPT a montré que la capacité calculée par la méthode proposée donne pratiquement une capacité portante à partir de l'essai PMT de l'ordre de la moitié de celui calculé par l'essai DPT. Cela nous a conduit à procéder à un calage des formules proposés pour le calcul de capacité portante à partir de l'essai DPT.

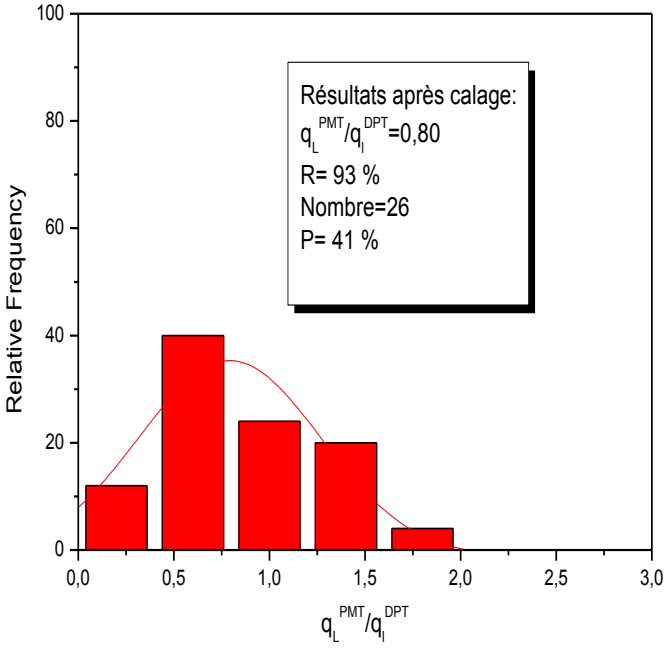


Figure 4-4 : Histogramme des fréquences relatives en fonction de $\frac{\mathbf{ql_{PMT}}}{\mathbf{ql_{DPT}}}$après calage .

5-Conclusion :

Dans ce chapitre on fait les corrélations de capacité portante entre l'essai presiometrique et l'essai pénétromètre dynamique, ou les résultats obtenus entre la pression limite nette et la résistance à la pointe n'est pas acceptable par l'ajustement linéaire pour ce là, passe par l'analyse statistique qui donnent un bon coefficient de corrélation.

1-Exploitation des résultats :

Ce chapitre nous avons exploitée principalement les résultats qui a obtenue dans le chapitre 2et 3 .ou dans le cadre de la recherche de nouveau modèle corrélatif reliant la résistance en point q_d et les caractéristique mécanique de l'essai de cisaillement, la cohésion et l'angle de frottement. Ceci a été étudié dans le chapitre 2, nous avons essayée d'élaborer des corrélation numérique en faissant varient la cohésion et l'angle de fortement ,deux relations sont données et sont valable pour l'intervalle de q_d qui varie entre 0 et 0,8 MPA comme le montre dans **(figure 2-5)**, **(figure 2-7)** de chapitre 2 ,On peut admettre que pour des valeurs de q_d qui varient entre 0 et 0,8 (MPA), la cohésion et angle de frottement estimée ont donnée par les relations :$\frac{q_d}{c_u}$ = -2,17 et $\frac{q_d}{\varphi_u}$ =0,0143 qui fait par ajustement linéaire .

Dans ce cas numérique nous avons utilisé une population importante, puisque la relation entre la cohésion, angle de frottement et la résistance en pointe est linéaire et l'allure du nuage de points forme fortement une droite qui n'est passe pas par le point 0 avec un coefficient de corrélation faible, la population qui va obtenue statistiquement donné des relations suivant c_u=0,1qd et φ_u =79 ,4qd comme le montre dans les (figure 2-6), (figure 2-8) de chapitre 2 avec une bonne coefficient de corrélation qui dépasse 85%

Ces dernier résultats que nous avons extraits , nous permettent de calcule la capacité portant de fondation superficielle de l'essai DPT et l'essai cisaillement simple par une nouvelle approche de calcule :

$$q_l = \frac{1}{2}\,B\,\gamma_2\left[2(N_q+1)tg(79.4q_d)\right] + \gamma_1\,D\left[\frac{1+sin(79.4q_d)}{1-sin(79.4q_d)}\,exp\left(3.14tg(79.4q_d)\right)\right] + C\left[\frac{N_q-1}{tg(79.4q_d)}\right]$$

Avec des facteurs de portance du valeur de corrélation quand déjà voit dans le chapitre 3 :

$$N_q = \frac{1+\sin(79.4q_d)}{1-\sin(79.4q_d)}\exp\left(3.14\mathrm{tg}(79.4q_d)\right)$$

$$N_c = \frac{N_q-1}{\mathrm{tg}(79.4q_d)}$$

$$N_\gamma \approx 2\left(N_q+1\right)\mathrm{tg}(79.4q_d)$$

En suit on va fait des corrélation ente l'essai DPT et l'essai PMT qui est donné linéairement une faible coefficient de corrélation , et donc des comités statistiquement qui donne des résultats fiable avec de coefficient de corrélation$> 95\%$ et de population $q_l{}^{PMT}$= 0,58 $q_l{}^{DPT}$.

afin en se basant sur les résultats de l'analyse statistique fait sur l'ensemble de la population de rapport $\frac{q_l{}^{PMT}}{q_l{}^{DPT}}$,le calage consiste à calibre les formule proposé par la valeur plus la moitié caractéristique du rapport $\frac{q_l{}^{PMT}}{q_l{}^{DPT}}$.

2-Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de tester les corrélations citées dans Le chapitre 2 (la résistance en pointe q_d et les caractéristique mécanique non drainée C_u ,φ_u) et les corrélation dans le chapitre 3 (corrélation entre la capacité portante entre essai DPT et l'essai PMT) pour plusieurs sites dans l'Algérie et voir quelle est la corrélation qui marche avec ces sites en suite les comparer avec la corrélation que l'on a cherchée à partir de nos résultats.



Chapitre 01 : Présentation bibliographique



Chapitre 02 : Mise en point de la base des données

Chapitre 03 : Calcule de la capacité portante





Chapitre 04 : Interprétation des résultats

Annexes



ملخص

تم تكريس هذه الأطروحة لحساب محمل السعة من اختبار DPT، تم إجراء هذا الحساب باستخدام الارتباطات التي أجريت بين الاختبار في الموقع والخصائص الميكانيكية التي تم الحصول عليها بواسطة اختبار القص البسيط على أساس تم استخدام البيانات المستخدمة للارتباط من تقارير التربة التي تم جمعها في مكتب الدراسات الجزائري .ينتهي العمل بمقارنة بين النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة الطريقة المقترحة والقدرة بناءً على اختبار PMT

الكلماتالمفتاحية :التجارب الميدانية،إحصائيا لعلاقات،خصائص جيوتقنية،

Résumer

Ce mémoireà été consacré au calcul la capacité portant à partir de l'essai DPT, ce calcul à été effectué en utilisant des corrélations effectue entre l'essai in-situ et les caractéristiques mécanique obtenue par l'essai de cisaillement simple la base de donné utilisée pour corrélation été constitue a partir des rapports de sol collectées au prés du bureau d'études algérien. Le travail se termine par une comparaison entre les résultats obtenues par la méthode proposé et la capacité portant a partir de l'essai PMT.

MOTS-CLÉS : essais in situ, statistique, corrélations, paramètres géotèchniques,

Abstract :

This thesis was devoted to calculating the capacitance bearing from the DPT test, this calculation was performed using correlations performed between the in-situ test and the mechanical characteristics obtained by the simple shear test the basis of The data used for correlation were made from the soil reports collected in the Algerian office of studies. the work ends with a comparison between the results obtained by the proposed method and the capacity based on the PMT test.

KEY-WORDS: In situ tests, statistic, corrélations, geotechnical parameters,

Conclusion Générale :

L'essai de pénétration dynamique est un bon essai pour apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés ainsi que d'estimer une caractéristique de portance (R_p).

Dans ce mémoire, nous avons procéder à l'établissement d'une base de donnée relative à l'essai DPT et l'essai de cisaillement simple pour procéder à l'étude du comportement des fondations superficielles. La première partie visait a trouver une corrélation entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques mécanique de l'essai de cisaillement, dont on a pu trouver des résultats avec un bon coefficient de corrélation.

A travers les corrélations développées, nous avons proposé une approche de calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai DPT et l'essai de cisaillement simple.

Suite à cet étude, on a pu conclure que l'approche proposée permet d'estimer raisonnablement la capacité portante des fondations relative, néanmoins la généralisation de l'approche nécessite d'être tester pour plusieurs cas d'étude, afin de se prononcer sur sa fiabilité.

L'approche proposée reste provisoire et ne peut servir à une recommandation pratique sous réserve d'être approfondi par des études comparatives avec les méthodes usuelles et une amélioration de la modélisation numérique.

Quelques perspectives de recherches peuvent être proposées :

- Élargir la base de données pour couvrir le plus de sites possible.
- La comparaison est une partie très importante qui peut à elle seule être proposer comme sujet d'étude.
- Voir l'influence de quelque paramètres (le type de sol, la teneur en eau, R_p….) calcul de la capacité portante.

Références :

[1] : Jacques Monnet, Polytech Grenoble, sous la direction de Gilles Pijaudier- Cabot Collection Génie civil et géomécanique dirigée par Félix Darve et Gilles Pijaudier- Cabot, février2016 .

[2] : LIVRE , Viencent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY, Mécanique des sols théorie et pratique 1e éd.

[3] : Miguel-Angel Benz-Navarrete. Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2.Génie des procédés. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2009. Français.

[4] : www.mémoireonline.com

[5] : BOUAFIA, A (2004)"les essai in-situ dans les projets de fondations», Édition OPU, 299 pages.

[6] :https://www.google.com/search?q=pénétrométre+dynamique&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=twlLGzIBDubB9M%253A%252CDF0OHL4hCrC30M%252C%252Fm

[7]:https://www.google.com/search?q=penetrometre+dynamique+lourd&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi554iuoa_gAhWs3OAKHQOSCkgQ_AUIDigB&bw=1366&bih=608

[8] : Essais In Situ - Investigation pour votre étude de sol – Geomeca www.geomeca.fr/essais-etude-de-sol_p3978.htm.

[9] : chapitre 12,essai in situ. fr. scribd . com /document/110519705/essais-in situ.

[10] : Livre, In situ testings and soil properties correlation, Bali-Indonesia, May 21-24,2007.

[11] :google.chttps://www.google.com/search?q=essai+pressiom%C3%A9trique&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwiPwM6Poq_gAhWE2OAKHUP0BIkQ_AUIDigB&biw=1366&

[12] :https://www.google.com/search?q=Sch%C3%A9ma+d%E2%80%99un+sondage+pr%C3%A9ssiom%C3%A9trique&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi-yOuZ15jjAhWRxoUKHU3PCCAQ_AUIECgB&biw=1366&bih=657#imgrc=iIUGmA4K4U5gWM: bih=608.

[13] : sondages carottés :définition et usages /tout pour le forage https://www.toutpourleforage.com/sondages-carottes/.

[14] :cours, Sondage carottés.http://wikigeotech.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:Les_sondages_carott%C3%A9s .

[15] :https://www.google.com/search?q=sondage+carott%C3%A9+pdf&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwiiiu6BqK_gAhWj3OAKHT7bB8sQ_AUIDigB&biw=1366&bih=08

[16] : https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/geotechnique-42238210/forages-et-sondages-c228/cout-des-forages-et-sondages-c228v3niv10003.html.

[17] : Loucif tahar, nouibat abd rahmane Influence du compactage et de la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affais sables vis-à-vis du cisaillement,2016/2017.

[18] : modélisation numérique d'une fondation située a proximité d'une pente .

[19] :livre, Ali Bouafia , génie civil, conception et calcul des ouvrage géotechnique .

[20] :BENKACI Saida, OUBRAHAM Lamia, Calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Aïch, wilaya Bejaia,2015/2016.

[21] :www.genie-civil.com/ceploads/1/6/0/2/16021160/fondation superficielles. pdf .

[22] :mecifi fayza, corrélation des paramètre des sol compactes .

[23] : www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/geotechnique-42238210/correlations-entre-les-proprietes-des-sols-c219/ours, Corrélations entre les propriétés des sols.

[24] :M.CASSANS.A. fondasol Etudes Bp 76784035 Avignon Cedex 3.

[25] :https://fr.khnacademy.org/statistics-probability//describing-relationships-quantitative-data /scattérplots-and-corrélation /a :corrélation-coefficient-review .

[26] :mémoire magister Rahmani khalade

[27] : Article, corrélation entre les propriétés des sols.WWW. Technique –Ingénieur. Fr/base-documentaire/construction –et-travaux- publics-th3/géotechnique – 42238210/corrélations-entre-les-propriétés-des sols-C219/principales-téchniques-d-étude-des-corrélations-C219 niv10002.hml

[28] :Luc Sibille. Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5.Licence. France. 2018.

[29] :cour ,mécanique des sol II ,fondation superficielle

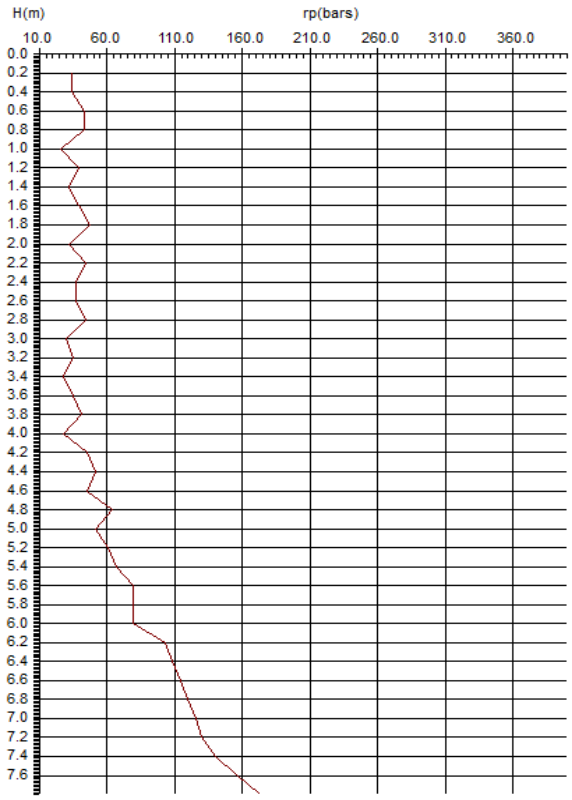
ANAXE

Courbes de pénétromètre dynamique(DPT)

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-04

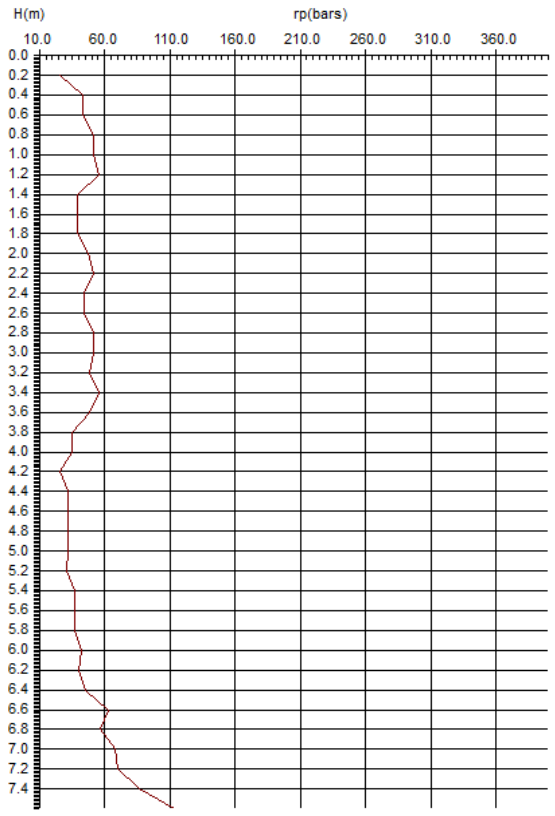


H m	Coups	K	Rp bars
.2	4.0	8.6	34.4
.4	4.0	8.6	34.4
.6	5.0	8.6	43.0
.8	5.0	8.6	43.0
1.0	3.0	8.6	25.8
1.2	5.0	7.9	39.5
1.4	4.0	7.9	31.6
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	6.0	7.9	47.4
2.0	4.0	7.9	31.6
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	5.0	7.4	37.0
2.6	5.0	7.4	37.0
2.8	6.0	7.4	44.4
3.0	4.0	7.4	29.6
3.2	5.0	6.9	34.5
3.4	4.0	6.9	27.6
3.6	5.0	6.9	34.5
3.8	6.0	6.9	41.4
4.0	4.0	6.9	27.6
4.2	7.0	6.4	44.8
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	7.0	6.4	44.8
4.8	10.0	6.4	64.0
5.0	8.0	6.4	51.2
5.2	10.0	6.1	61.0
5.4	11.0	6.1	67.1
5.6	13.0	6.1	79.3
5.8	13.0	6.1	79.3
6.0	13.0	6.1	79.3
6.2	18.0	5.7	102.6
6.4	19.0	5.7	108.3
6.6	20.0	5.7	114.0
6.8	21.0	5.7	119.7
7.0	22.0	5.7	125.4
7.2	24.0	5.4	129.6
7.4	26.0	5.4	140.4
7.6	29.0	5.4	156.6
7.8	32.0	5.4	172.8

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-10

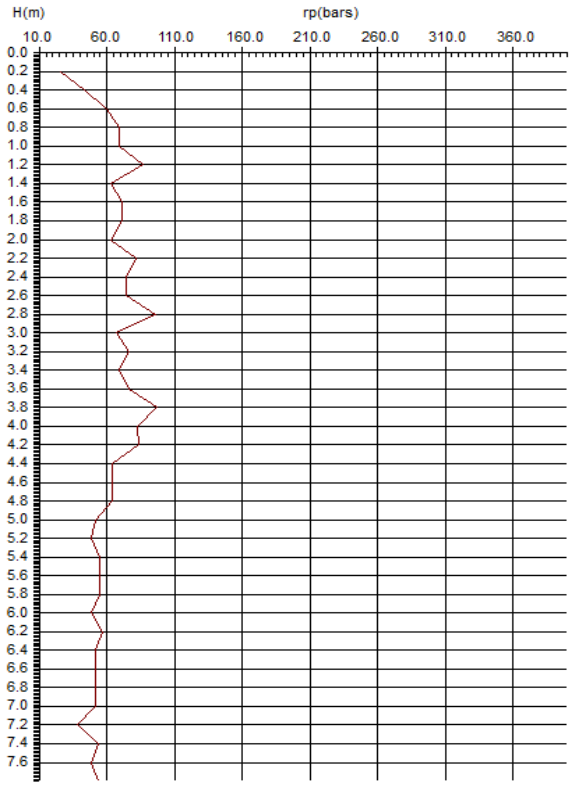


H m	Coups	K	Rp bars
.2	3.0	8.6	25.8
.4	5.0	8.6	43.0
.6	5.0	8.6	43.0
.8	6.0	8.6	51.6
1.0	6.0	8.6	51.6
1.2	7.0	7.9	55.3
1.4	5.0	7.9	39.5
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	5.0	7.9	39.5
2.0	6.0	7.9	47.4
2.2	7.0	7.4	51.8
2.4	6.0	7.4	44.4
2.6	6.0	7.4	44.4
2.8	7.0	7.4	51.8
3.0	7.0	7.4	51.8
3.2	7.0	6.9	48.3
3.4	8.0	6.9	55.2
3.6	7.0	6.9	48.3
3.8	5.0	6.9	34.5
4.0	5.0	6.9	34.5
4.2	4.0	6.4	25.6
4.4	5.0	6.4	32.0
4.6	5.0	6.4	32.0
4.8	5.0	6.4	32.0
5.0	5.0	6.4	32.0
5.2	5.0	6.1	30.5
5.4	6.0	6.1	36.6
5.6	6.0	6.1	36.6
5.8	6.0	6.1	36.6
6.0	7.0	6.1	42.7
6.2	7.0	5.7	39.9
6.4	8.0	5.7	45.6
6.6	11.0	5.7	62.7
6.8	10.0	5.7	57.0
7.0	12.0	5.7	68.4
7.2	13.0	5.4	70.2
7.4	16.0	5.4	86.4
7.6	21.0	5.4	113.4

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-14

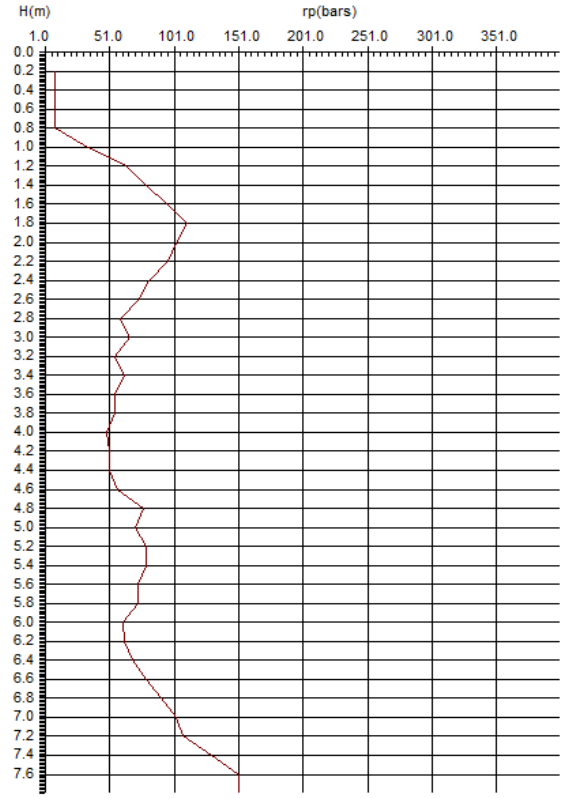


H m	Coups	K	Rp bars
.2	3.0	8.6	25.8
.4	5.0	8.6	43.0
.6	7.0	8.6	60.2
.8	8.0	8.6	68.8
1.0	8.0	8.6	68.8
1.2	11.0	7.9	86.9
1.4	8.0	7.9	63.2
1.6	9.0	7.9	71.1
1.8	9.0	7.9	71.1
2.0	8.0	7.9	63.2
2.2	11.0	7.4	81.4
2.4	10.0	7.4	74.0
2.6	10.0	7.4	74.0
2.8	13.0	7.4	96.2
3.0	9.0	7.4	66.6
3.2	11.0	6.9	75.9
3.4	10.0	6.9	69.0
3.6	11.0	6.9	75.9
3.8	14.0	6.9	96.6
4.0	12.0	6.9	82.8
4.2	13.0	6.4	83.2
4.4	10.0	6.4	64.0
4.6	10.0	6.4	64.0
4.8	10.0	6.4	64.0
5.0	8.0	6.4	51.2
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	9.0	6.1	54.9
5.6	9.0	6.1	54.9
5.8	9.0	6.1	54.9
6.0	8.0	6.1	48.8
6.2	10.0	5.7	57.0
6.4	9.0	5.7	51.3
6.6	9.0	5.7	51.3
6.8	9.0	5.7	51.3
7.0	9.0	5.7	51.3
7.2	7.0	5.4	37.8
7.4	10.0	5.4	54.0
7.6	9.0	5.4	48.6
7.8	10.0	5.4	54.0

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-17

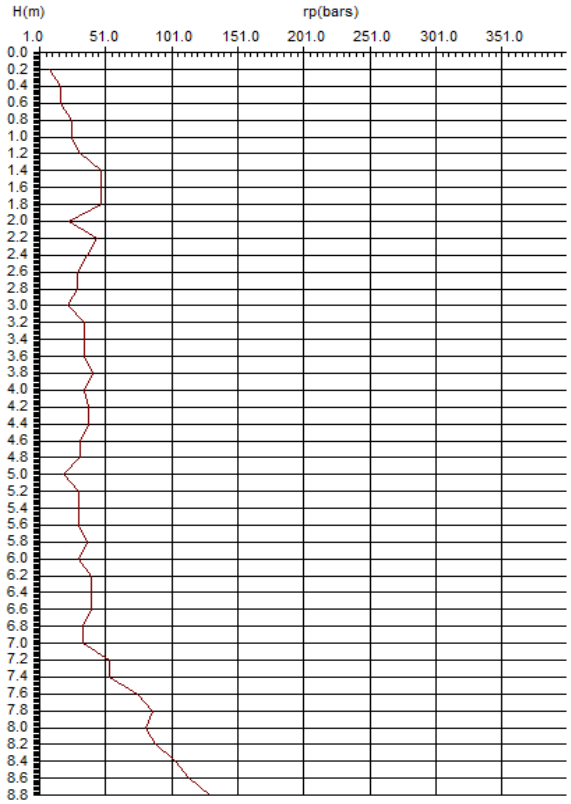


H m	Coups	K	Rp bars
.2	1.0	8.6	8.6
.4	1.0	8.6	8.6
.6	1.0	8.6	8.6
.8	1.0	8.6	8.6
1.0	4.0	8.6	34.4
1.2	8.0	7.9	63.2
1.4	10.0	7.9	79.0
1.6	12.0	7.9	94.8
1.8	14.0	7.9	110.6
2.0	13.0	7.9	102.7
2.2	13.0	7.4	96.2
2.4	11.0	7.4	81.4
2.6	10.0	7.4	74.0
2.8	8.0	7.4	59.2
3.0	9.0	7.4	66.6
3.2	8.0	6.9	55.2
3.4	9.0	6.9	62.1
3.6	8.0	6.9	55.2
3.8	8.0	6.9	55.2
4.0	7.0	6.9	48.3
4.2	8.0	6.4	51.2
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	9.0	6.4	57.6
4.8	12.0	6.4	76.8
5.0	11.0	6.4	70.4
5.2	13.0	6.1	79.3
5.4	13.0	6.1	79.3
5.6	12.0	6.1	73.2
5.8	12.0	6.1	73.2
6.0	10.0	6.1	61.0
6.2	11.0	5.7	62.7
6.4	12.0	5.7	68.4
6.6	14.0	5.7	79.8
6.8	16.0	5.7	91.2
7.0	18.0	5.7	102.6
7.2	20.0	5.4	108.0
7.4	24.0	5.4	129.6
7.6	28.0	5.4	151.2
7.8	28.0	5.4	151.2

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-20

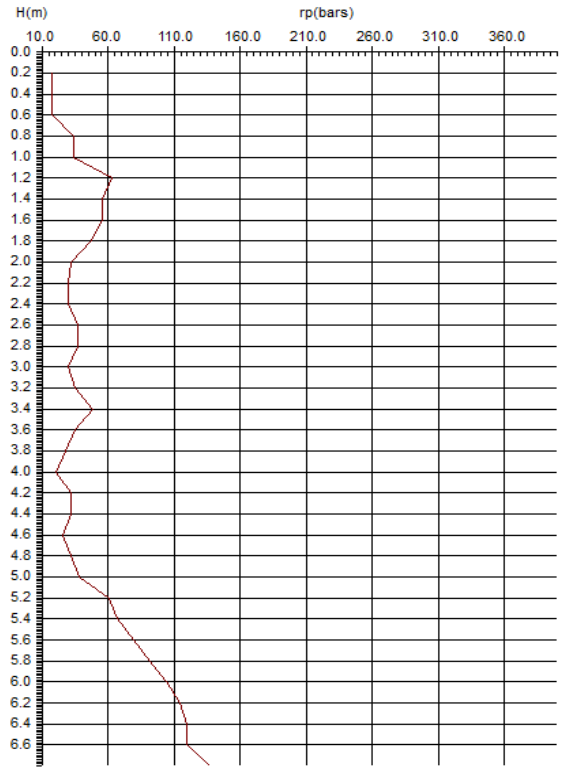


H m	Coups	K	Rp bars
.2	1.0	8.6	8.6
.4	2.0	8.6	17.2
.6	2.0	8.6	17.2
.8	3.0	8.6	25.8
1.0	3.0	8.6	25.8
1.2	4.0	7.9	31.6
1.4	6.0	7.9	47.4
1.6	6.0	7.9	47.4
1.8	6.0	7.9	47.4
2.0	3.0	7.9	23.7
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	5.0	7.4	37.0
2.6	4.0	7.4	29.6
2.8	4.0	7.4	29.6
3.0	3.0	7.4	22.2
3.2	5.0	6.9	34.5
3.4	5.0	6.9	34.5
3.6	5.0	6.9	34.5
3.8	6.0	6.9	41.4
4.0	5.0	6.9	34.5
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	6.0	6.4	38.4
4.6	5.0	6.4	32.0
4.8	5.0	6.4	32.0
5.0	3.0	6.4	19.2
5.2	5.0	6.1	30.5
5.4	5.0	6.1	30.5
5.6	5.0	6.1	30.5
5.8	6.0	6.1	36.6
6.0	5.0	6.1	30.5
6.2	7.0	5.7	39.9
6.4	7.0	5.7	39.9
6.6	7.0	5.7	39.9
6.8	6.0	5.7	34.2
7.0	6.0	5.7	34.2
7.2	10.0	5.4	54.0
7.4	10.0	5.4	54.0
7.6	14.0	5.4	75.6
7.8	16.0	5.4	86.4
8.0	15.0	5.4	81.0
8.2	17.0	5.2	88.4
8.4	20.0	5.2	104.0
8.6	22.0	5.2	114.4
8.8	25.0	5.2	130.0

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-23

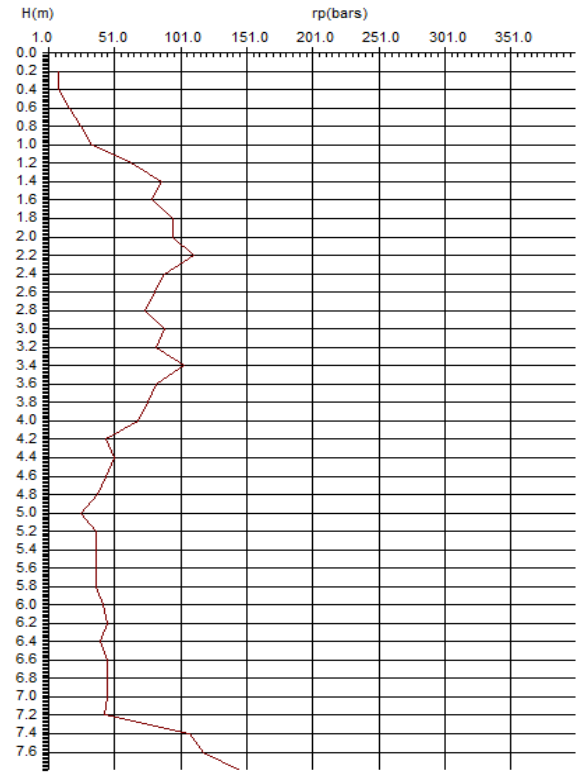


H m	Coups	K	Rp bars
.2	2.0	8.6	17.2
.4	2.0	8.6	17.2
.6	2.0	8.6	17.2
.8	4.0	8.6	34.4
1.0	4.0	8.6	34.4
1.2	8.0	7.9	63.2
1.4	7.0	7.9	55.3
1.6	7.0	7.9	55.3
1.8	6.0	7.9	47.4
2.0	4.0	7.9	31.6
2.2	4.0	7.4	29.6
2.4	4.0	7.4	29.6
2.6	5.0	7.4	37.0
2.8	5.0	7.4	37.0
3.0	4.0	7.4	29.6
3.2	5.0	6.9	34.5
3.4	7.0	6.9	48.3
3.6	5.0	6.9	34.5
3.8	4.0	6.9	27.6
4.0	3.0	6.9	20.7
4.2	5.0	6.4	32.0
4.4	5.0	6.4	32.0
4.6	4.0	6.4	25.6
4.8	5.0	6.4	32.0
5.0	6.0	6.4	38.4
5.2	10.0	6.1	61.0
5.4	11.0	6.1	67.1
5.6	13.0	6.1	79.3
5.8	15.0	6.1	91.5
6.0	17.0	6.1	103.7
6.2	20.0	5.7	114.0
6.4	21.0	5.7	119.7
6.6	21.0	5.7	119.7
6.8	24.0	5.7	136.8

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-34

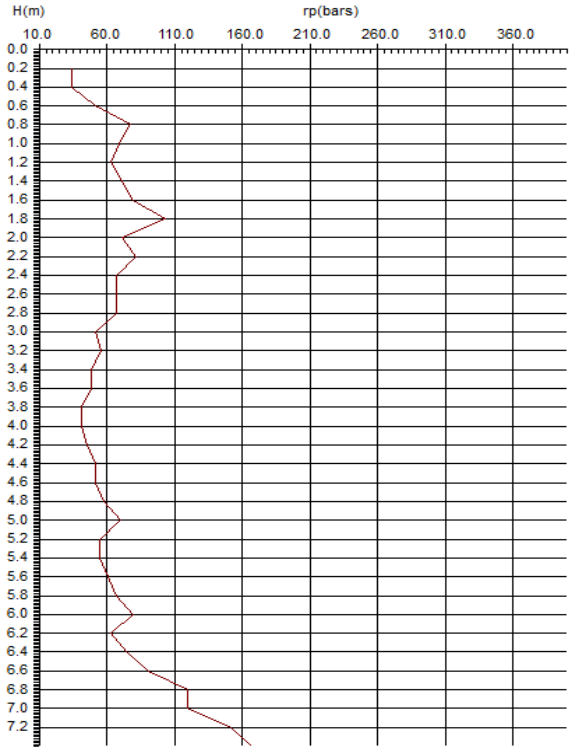


H m	Coups	K	Rp bars
.2	1.0	8.6	8.6
.4	1.0	8.6	8.6
.6	2.0	8.6	17.2
.8	3.0	8.6	25.8
1.0	4.0	8.6	34.4
1.2	8.0	7.9	63.2
1.4	11.0	7.9	86.9
1.6	10.0	7.9	79.0
1.8	12.0	7.9	94.8
2.0	12.0	7.9	94.8
2.2	15.0	7.4	111.0
2.4	12.0	7.4	88.8
2.6	11.0	7.4	81.4
2.8	10.0	7.4	74.0
3.0	12.0	7.4	88.8
3.2	12.0	6.9	82.8
3.4	15.0	6.9	103.5
3.6	12.0	6.9	82.8
3.8	11.0	6.9	75.9
4.0	10.0	6.9	69.0
4.2	7.0	6.4	44.8
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	7.0	6.4	44.8
4.8	6.0	6.4	38.4
5.0	4.0	6.4	25.6
5.2	6.0	6.1	36.6
5.4	6.0	6.1	36.6
5.6	6.0	6.1	36.6
5.8	6.0	6.1	36.6
6.0	7.0	6.1	42.7
6.2	8.0	5.7	45.6
6.4	7.0	5.7	39.9
6.6	8.0	5.7	45.6
6.8	8.0	5.7	45.6
7.0	8.0	5.7	45.6
7.2	8.0	5.4	43.2
7.4	20.0	5.4	108.0
7.6	22.0	5.4	118.8
7.8	27.0	5.4	145.8

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-26

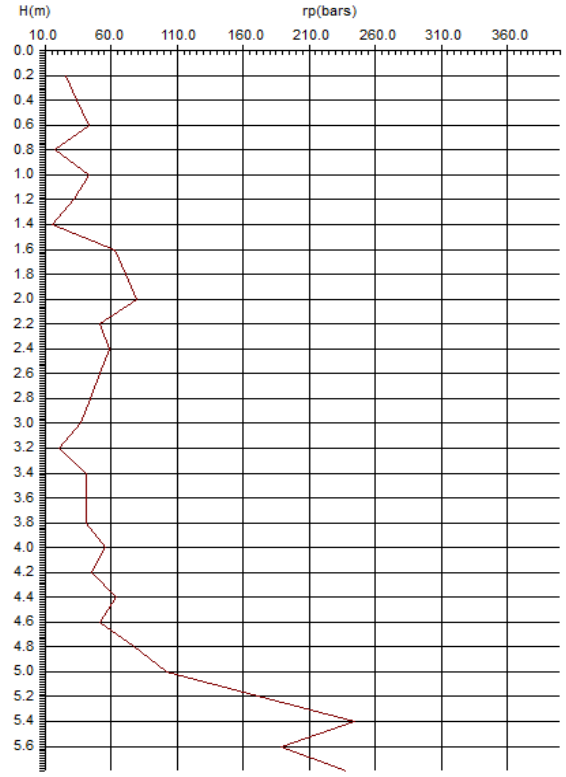


H m	Coups	K	Rp bars
.2	4.0	8.6	34.4
.4	4.0	8.6	34.4
.6	6.0	8.6	51.6
.8	9.0	8.6	77.4
1.0	8.0	8.6	68.8
1.2	8.0	7.9	63.2
1.4	9.0	7.9	71.1
1.6	10.0	7.9	79.0
1.8	13.0	7.9	102.7
2.0	9.0	7.9	71.1
2.2	11.0	7.4	81.4
2.4	9.0	7.4	66.6
2.6	9.0	7.4	66.6
2.8	9.0	7.4	66.6
3.0	7.0	7.4	51.8
3.2	8.0	6.9	55.2
3.4	7.0	6.9	48.3
3.6	7.0	6.9	48.3
3.8	6.0	6.9	41.4
4.0	6.0	6.9	41.4
4.2	7.0	6.4	44.8
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	8.0	6.4	51.2
4.8	9.0	6.4	57.6
5.0	11.0	6.4	70.4
5.2	9.0	6.1	54.9
5.4	9.0	6.1	54.9
5.6	10.0	6.1	61.0
5.8	11.0	6.1	67.1
6.0	13.0	6.1	79.3
6.2	11.0	5.7	62.7
6.4	13.0	5.7	74.1
6.6	16.0	5.7	91.2
6.8	21.0	5.7	119.7
7.0	21.0	5.7	119.7
7.2	28.0	5.4	151.2
7.4	31.0	5.4	167.4

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-57

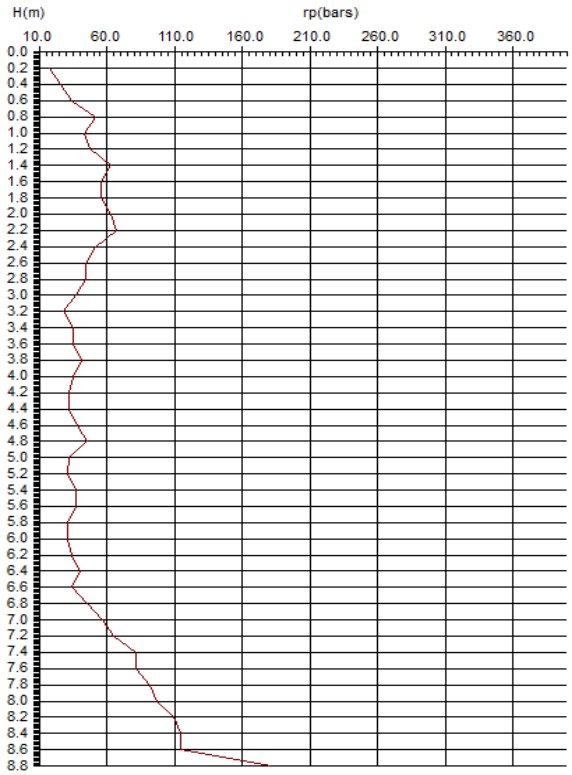


H m	Coups	K	Rp bars
.2	3.0	8.6	25.8
.4	4.0	8.6	34.4
.6	5.0	8.6	43.0
.8	2.0	8.6	17.2
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	4.0	7.9	31.6
1.4	2.0	7.9	15.8
1.6	8.0	7.9	63.2
1.8	9.0	7.9	71.1
2.0	10.0	7.9	79.0
2.2	7.0	7.4	51.8
2.4	8.0	7.4	59.2
2.6	7.0	7.4	51.8
2.8	6.0	7.4	44.4
3.0	5.0	7.4	37.0
3.2	3.0	6.9	20.7
3.4	6.0	6.9	41.4
3.6	6.0	6.9	41.4
3.8	6.0	6.9	41.4
4.0	8.0	6.9	55.2
4.2	7.0	6.4	44.8
4.4	10.0	6.4	64.0
4.6	8.0	6.4	51.2
4.8	12.0	6.4	76.8
5.0	16.0	6.4	102.4
5.2	28.0	6.1	170.8
5.4	40.0	6.1	244.0
5.6	31.0	6.1	189.1
5.8	39.0	6.1	237.9

PENETROMETRE DYNAMIQUE

824 LOGEMENTS AADL A SIDI ABDELLAH

ST-46

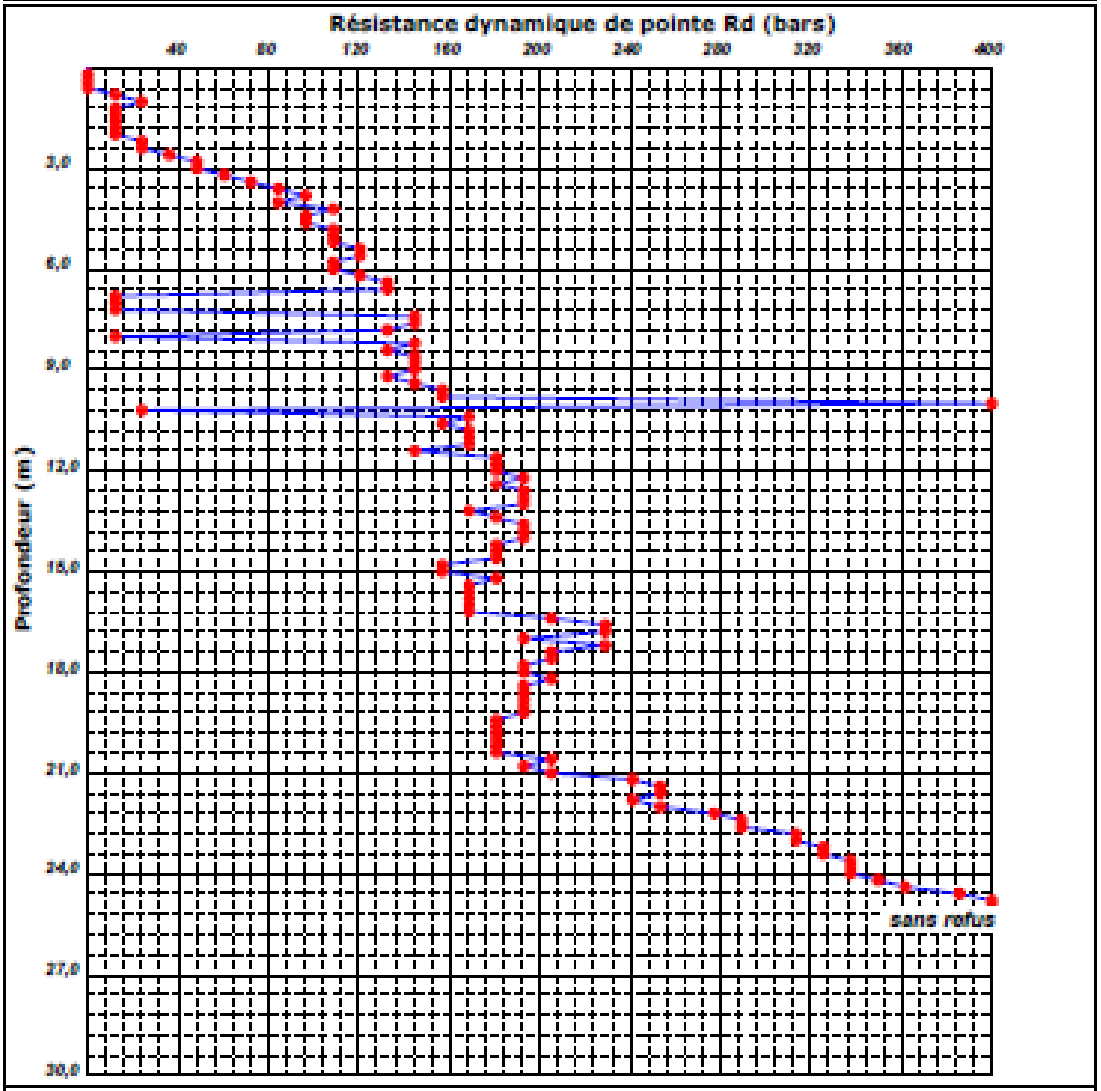


H m	Coups	K	Rp bars
.2	2.0	8.6	17.2
.4	3.0	8.6	25.8
.6	4.0	8.6	34.4
.8	6.0	8.6	51.6
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	6.0	7.9	47.4
1.4	8.0	7.9	63.2
1.6	7.0	7.9	55.3
1.8	7.0	7.9	55.3
2.0	8.0	7.9	63.2
2.2	9.0	7.4	66.6
2.4	7.0	7.4	51.8
2.6	6.0	7.4	44.4
2.8	6.0	7.4	44.4
3.0	5.0	7.4	37.0
3.2	4.0	6.9	27.6
3.4	5.0	6.9	34.5
3.6	5.0	6.9	34.5
3.8	6.0	6.9	41.4
4.0	5.0	6.9	34.5
4.2	5.0	6.4	32.0
4.4	5.0	6.4	32.0
4.6	6.0	6.4	38.4
4.8	7.0	6.4	44.8
5.0	5.0	6.4	32.0
5.2	5.0	6.1	30.5
5.4	6.0	6.1	36.6
5.6	6.0	6.1	36.6
5.8	5.0	6.1	30.5
6.0	5.0	6.1	30.5
6.2	6.0	5.7	34.2
6.4	7.0	5.7	39.9
6.6	6.0	5.7	34.2
6.8	8.0	5.7	45.6
7.0	10.0	5.7	57.0
7.2	12.0	5.4	64.8
7.4	15.0	5.4	81.0
7.6	15.0	5.4	81.0
7.8	17.0	5.4	91.8
8.0	18.0	5.4	97.2
8.2	21.0	5.2	109.2
8.4	22.0	5.2	114.4
8.6	22.0	5.2	114.4
8.8	35.0	5.2	182.0

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

Unité Oued Smar

INTITULE : STEP ANNABA *N°DOSSIER : 110-2007* *LIEU : ANNABA* *CLIENT : CGC* *DATE ESSAIS : au*	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** *Norme :* *Essai N°: 10*



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 76 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,4 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

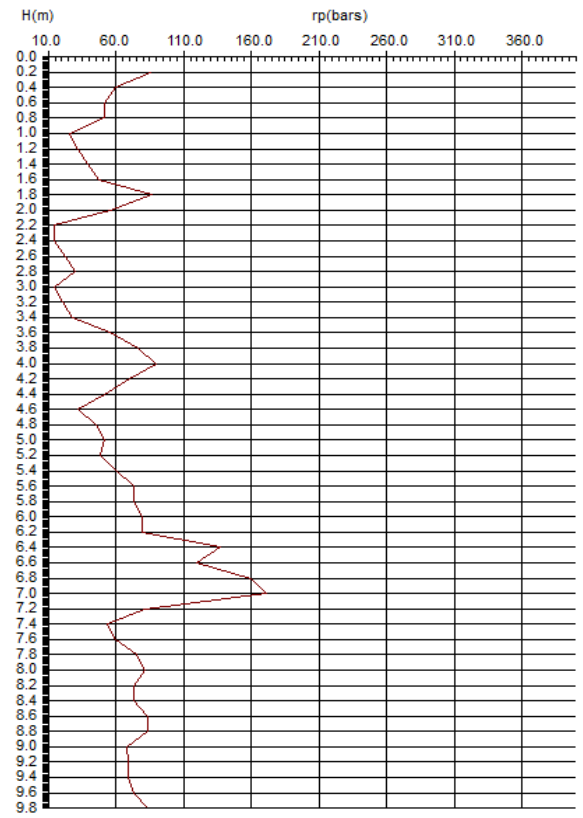
Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

PENETROMETRE DYNAMIQUE

300 LOGEMENTS LPP A OULED EL ALLEUG -BLIDA-

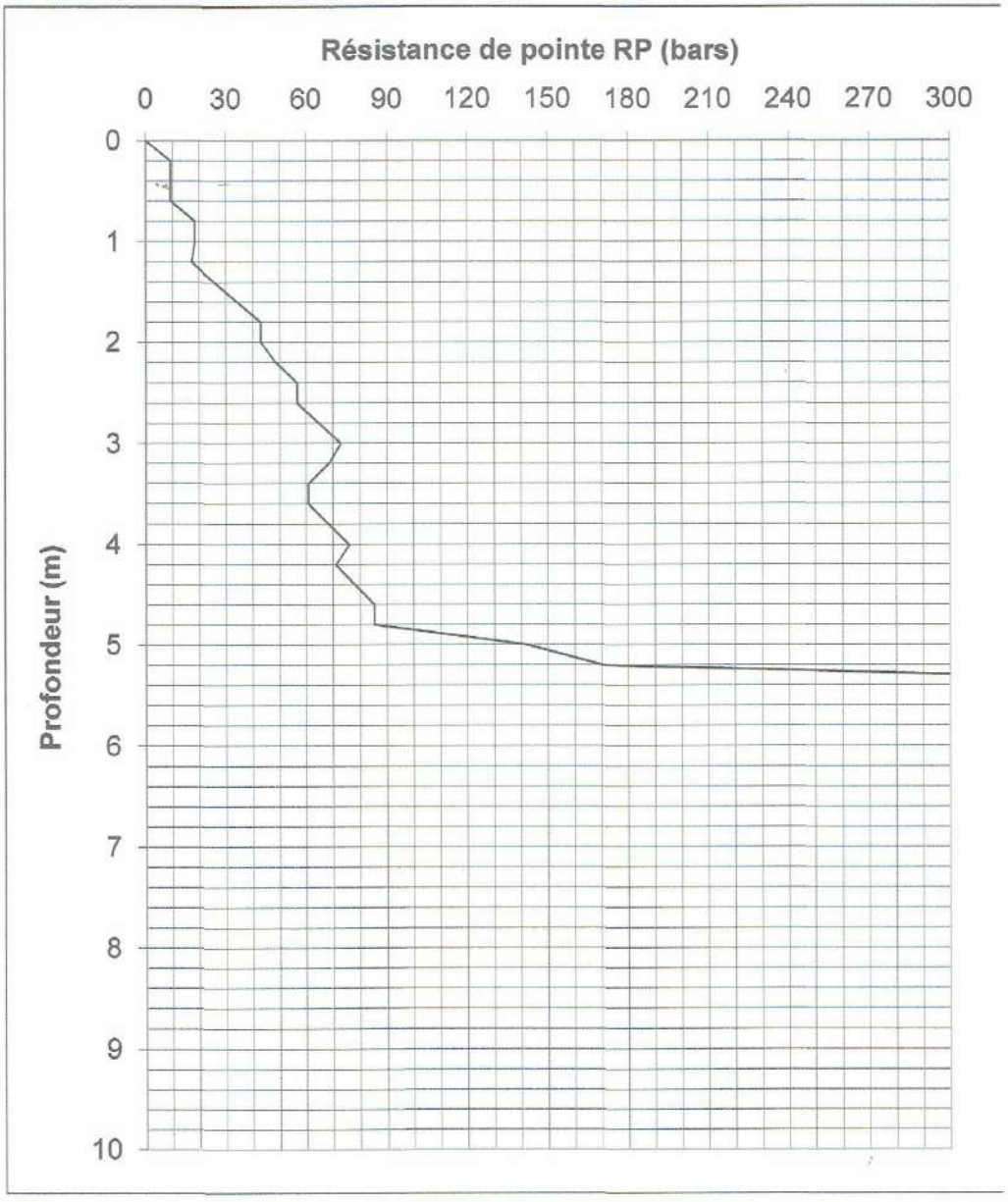
ST-04



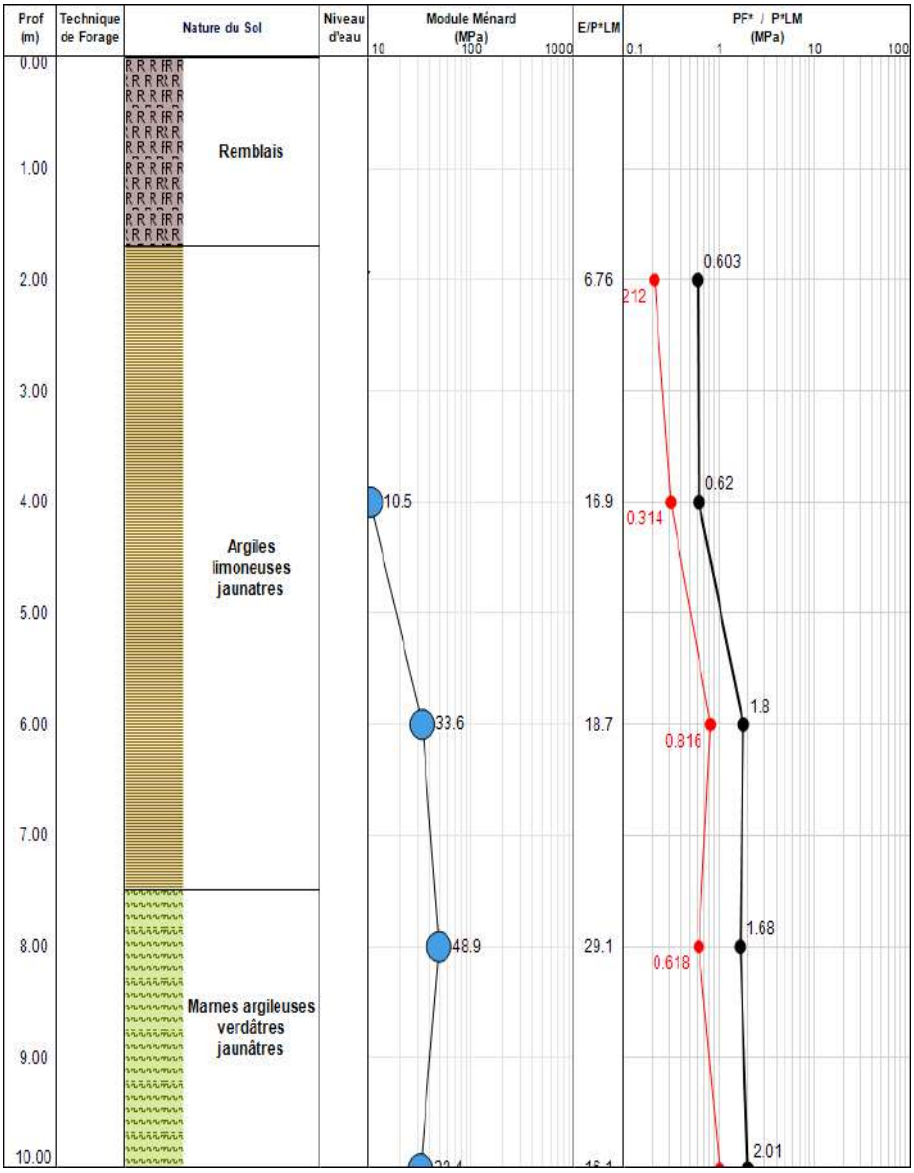
H m	Coups	K	Rp bars
.2	10.0	8.6	86.0
.4	7.0	8.6	60.2
.6	6.0	8.6	51.6
.8	6.0	8.6	51.6
1.0	3.0	8.6	25.8
1.2	4.0	7.9	31.6
1.4	5.0	7.9	39.5
1.6	6.0	7.9	47.4
1.8	11.0	7.9	86.9
2.0	7.0	7.9	55.3
2.2	2.0	7.4	14.8
2.4	2.0	7.4	14.8
2.6	3.0	7.4	22.2
2.8	4.0	7.4	29.6
3.0	2.0	7.4	14.8
3.2	3.0	6.9	20.7
3.4	4.0	6.9	27.6
3.6	8.0	6.9	55.2
3.8	11.0	6.9	75.9
4.0	13.0	6.9	89.7
4.2	11.0	6.4	70.4
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	5.0	6.4	32.0
4.8	7.0	6.4	44.8
5.0	8.0	6.4	51.2
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	10.0	6.1	61.0
5.6	12.0	6.1	73.2
5.8	12.0	6.1	73.2
6.0	13.0	6.1	79.3
6.2	14.0	5.7	79.8
6.4	24.0	5.7	136.8
6.6	21.0	5.7	119.7
6.8	28.0	5.7	159.6
7.0	30.0	5.7	171.0
7.2	15.0	5.4	81.0
7.4	10.0	5.4	54.0
7.6	11.0	5.4	59.4
7.8	14.0	5.4	75.6
8.0	15.0	5.4	81.0
8.2	14.0	5.2	72.8
8.4	14.0	5.2	72.8
8.6	16.0	5.2	83.2
8.8	16.0	5.2	83.2
9.0	13.0	5.2	67.6
9.2	14.0	4.9	68.6
9.4	14.0	4.9	68.6
9.6	15.0	4.9	73.5
9.8	17.0	4.9	83.3

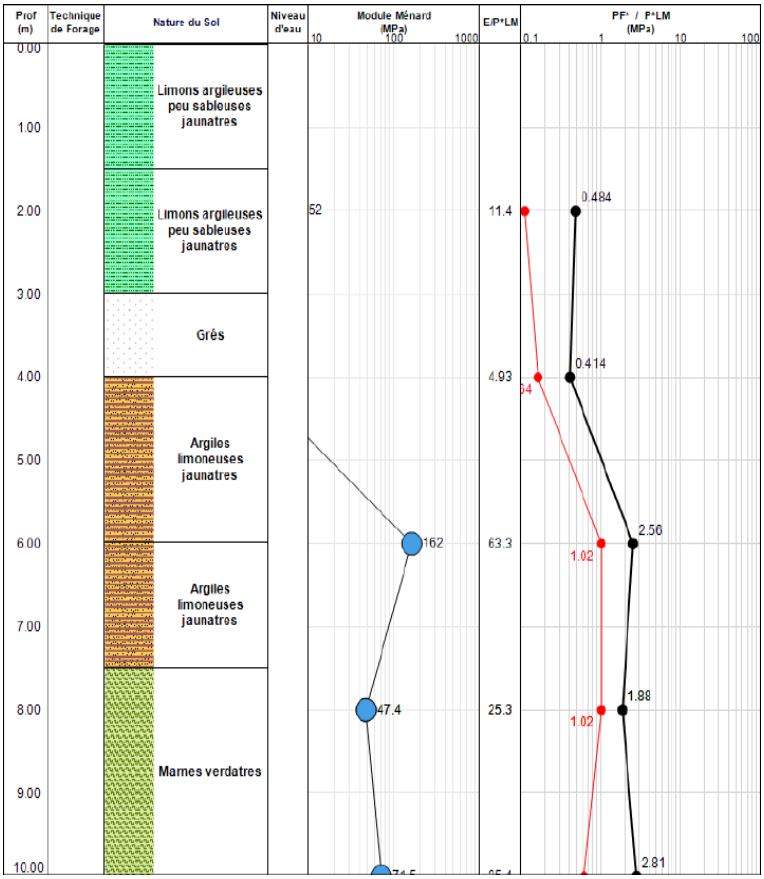
PENETROMETRE DYNAMIQUE

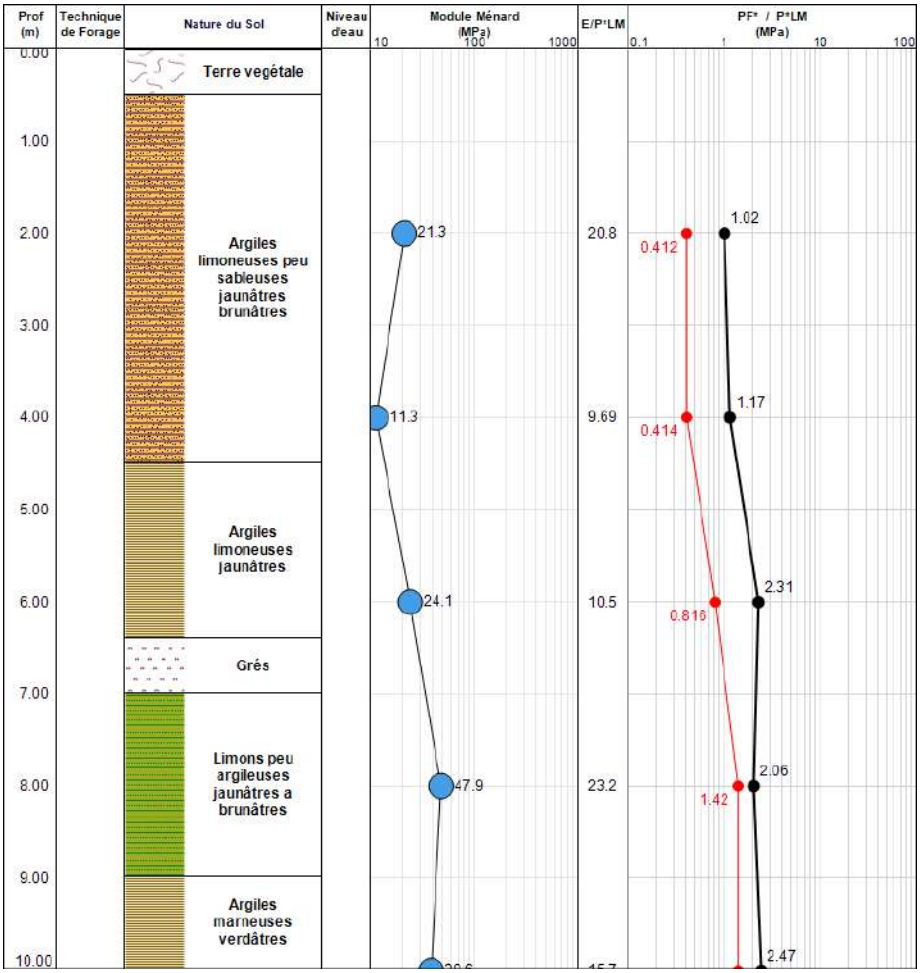
PROJET : Etude De Sol Realisation de Deux Blocs En R+6
LOCALISATION :BOGHNI | **ESSAI N° 4**
CLIENT : PROMOTION IMMOBILIERE DJAROUNE

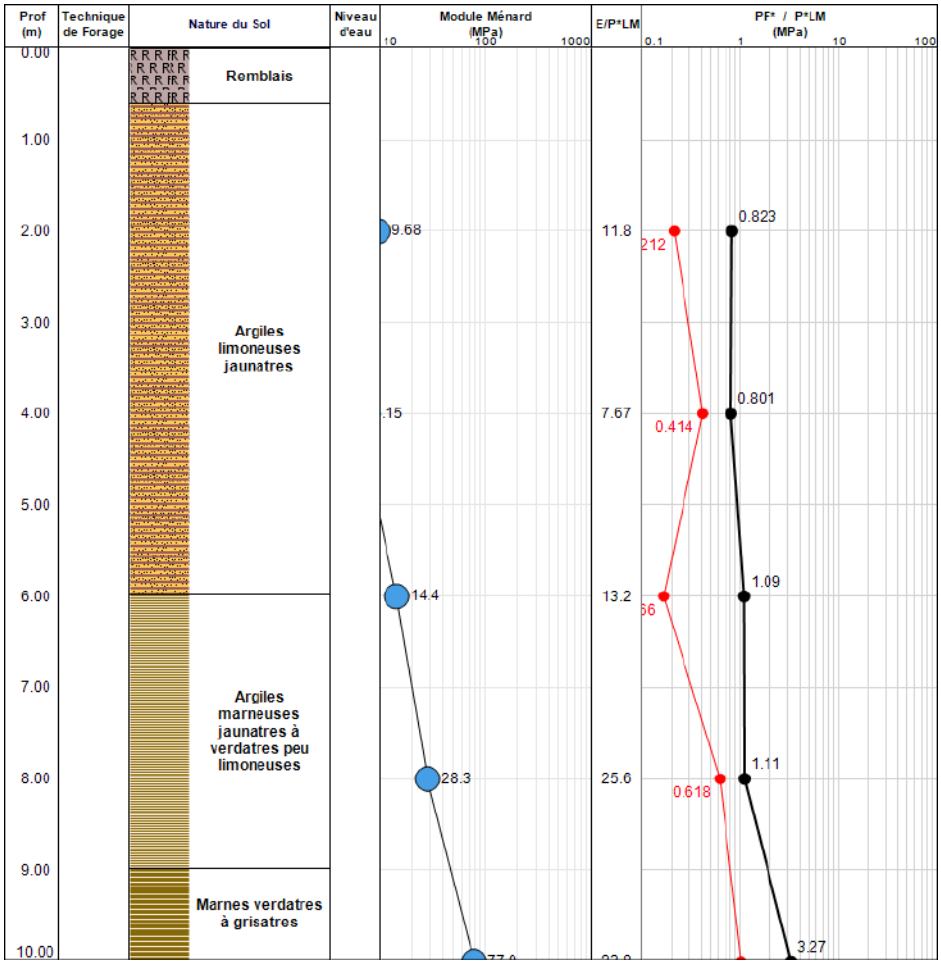


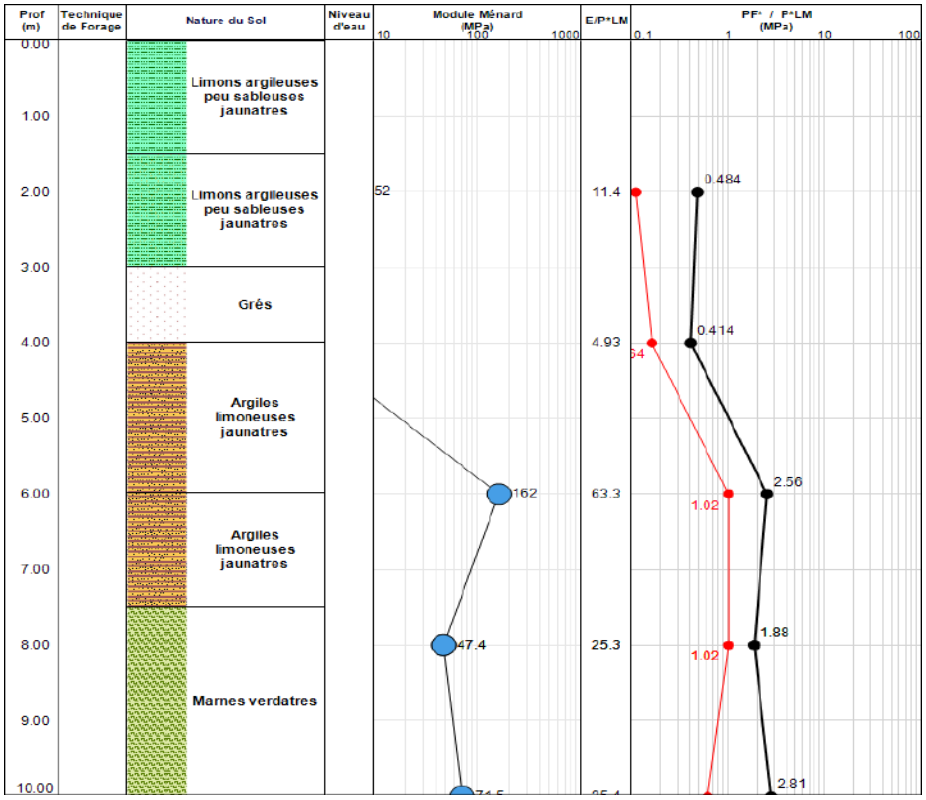
Coupe lithologique

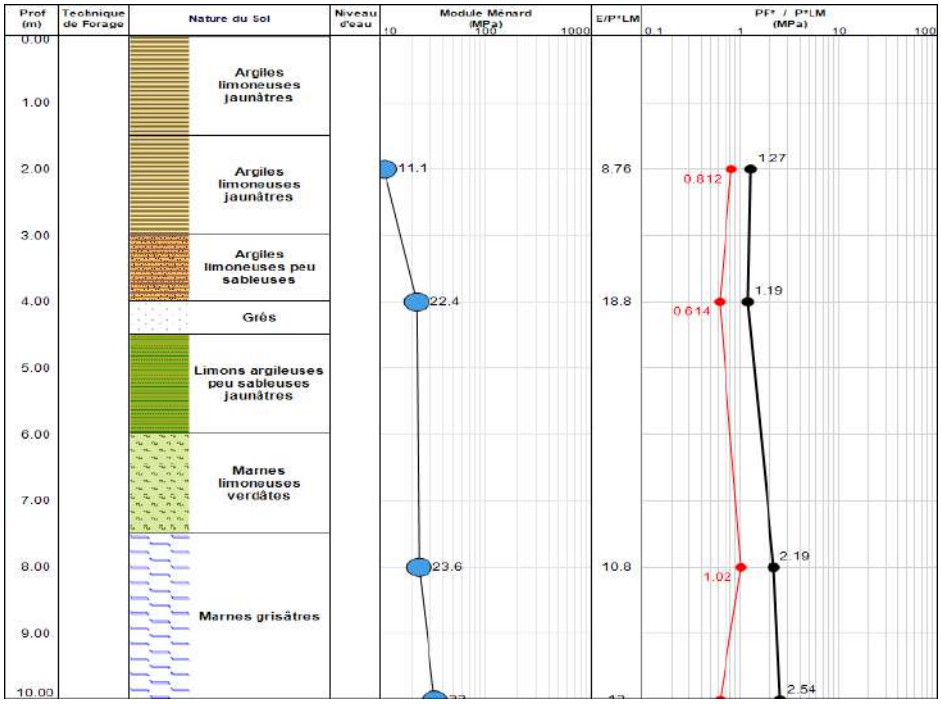


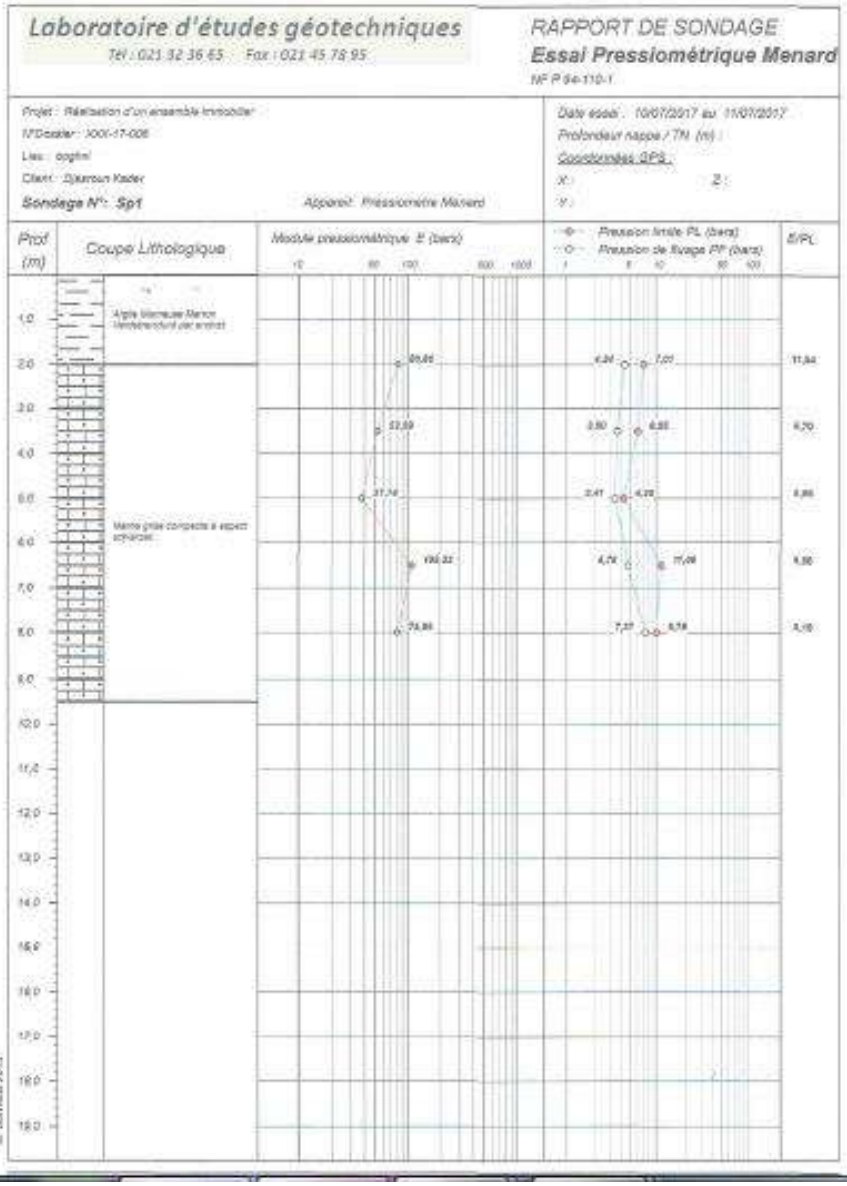

Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
10
100
1000
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
0.1
1
10
100
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
Limons argileuses peu sableuses jaunatres
Limons argileuses peu sableuses jaunatres
Grès
Argiles limoneuses jaunatres
Argiles limoneuses jaunatres
Marnes verdatres
52
162
47.4
11.4
4.93
63.3
25.3
0.484
0.414
2.50
1.88
2.81
1.02
1.02

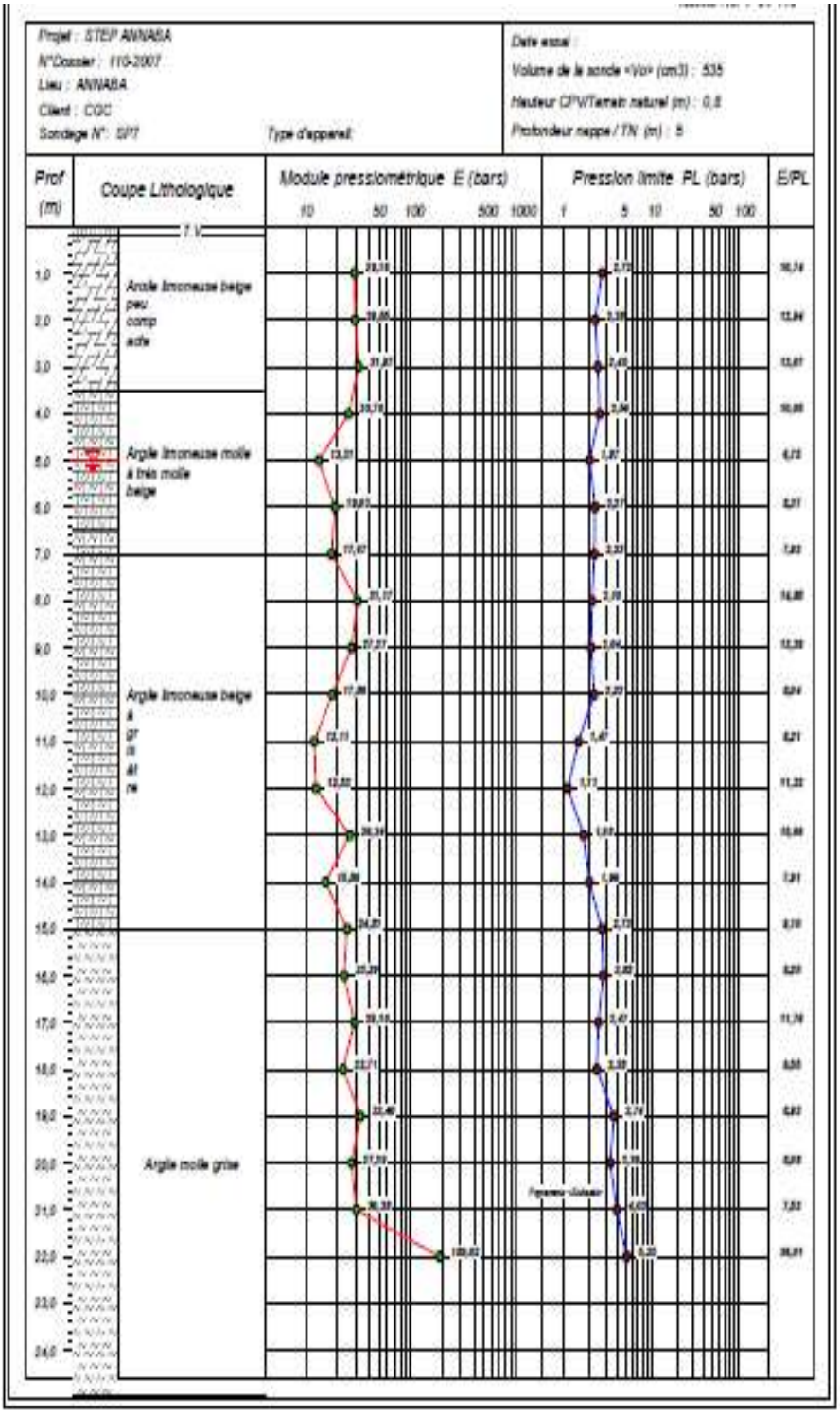

Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
Terre végétale
Argiles limoneuses peu sableuses jaunâtres brunâtres
Argiles limoneuses jaunâtres
Grés
Limons peu argileuses jaunâtres a brunâtres
Argiles marneuses verdâtres
10
100
1000
21.3
11.3
24.1
47.9
20.8
9.69
10.5
23.2
0.1
1
10
100
0.412
1.02
0.414
1.17
0.816
2.31
1.42
2.06
2.47


Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
Remblais
Argiles limoneuses jaunatres
Argiles marneuses jaunatres à verdatres peu limoneuses
Marnes verdatres à grisatres
10
100
1000
9.68
.15
14.4
28.3
0.1
1
10
100
11.8
7.67
13.2
25.6
0.823
212
0.801
0.414
1.09
66
1.11
0.618
3.27


Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
Limons argileuses peu sableuses jaunatres
Limons argileuses peu sableuses jaunatres
Grés
Argiles limoneuses jaunatres
Argiles limoneuses jaunatres
Marnes verdatres
52
162
47.4
11.4
4.93
63.3
25.3
0.484
0.414
2.56
1.88
2.81
1.02
1.02


Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
Argiles limoneuses jaunâtres
Argiles limoneuses jaunâtres
Argiles limoneuses peu sableuses
Grés
Limons argileuses peu sableuses jaunâtres
Marnes limoneuses verdâtes
Marnes grisâtres
11.1
22.4
23.6
8.76
18.8
10.8
1.27
0.812
1.19
0.614
2.19
1.02
2.54


Laboratoire d'études géotechniques
Tél : 021 32 36 65 Fax : 021 45 78 95
RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1
Projet : Réalisation d'un ensemble immobilier
N°Dossier : 1001-17-006
Lieu : ooghir
Client : Djamoun Kader
Sondage N°: Sp1
Appareil : Pressiomètre Menard
Date essai : 10/07/2017 au 11/07/2017
Profondeur nappe / TN (m) :
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :
Prof (m)
Coupe Lithologique
Module pressiométrique E (bars)
Pression limite PL (bars)
Pression de fluage PF (bars)
E/PL
Argile blanchatre Marron
Marne grise compacte à aspect schisteux
99,66
52,59
37,74
100,22
74,86
4,24
7,01
2,50
4,00
2,41
4,29
4,74
7,09
7,27
9,79
11,84
6,70
6,86
9,50
9,10
SoilTests (Fr)


Projet : STEP ANNABA
N°Dossier : 110-2007
Lieu : ANNABA
Client : CGC
Sondage N° : SP7
Type d'appareil :
Date essai :
Volume de la sonde =Vo= (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,8
Profondeur nappe / TN (m) : 5
Prof (m)
Coupe Lithologique
Module pressiométrique E (bars)
Pression limite PL (bars)
E/PL
Argile limoneuse beige peu compacte
Argile limoneuse molle à très molle beige
Argile limoneuse beige
Argile molle grise

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

Unité Oued Smar

